

Afstudeerrapport

Ontwerp spoordek in hoge sterkte beton

Sander Griffioen

Auteur

S. Griffioen
Columbusweg 9
3814 WB te Amersfoort
Studentnr. 1574150
+31 6 81 46 79 01
Sander.Griffioen@me.com

Begeleider Arcadis

Ing. P. (Pieter) Bout
Senior Adviseur
+31 6 27 06 14 75
Pieter.Bout@Arcadis.nl

Arcadis Amersfoort

Piet Mondriaanlaan 26
3812 GV te Amersfoort
Tel Algemeen: 033 4771000

Afstudeerrichting

Constructies
TCIT-AFO8-12

1^e Begeleider HU

Ing. Martijn Zegers
088 481 86 25
Martijn.Zegers@hu.nl

2^e Begeleider HU

Ing. Henk Burggraaff
088 481 81 57
Henk.Burggraaff@hu.nl

Hogeschool Utrecht

Faculteit Natuur & Techniek
Nijenoord 1
3552 AS te Utrecht

Definitief
28-5-2014

Verantwoording
Opdrachtgever:

Hogeschool Utrecht

Status:

Definitief

Auteur:

S. Griffioen

Gecontroleerd door:

Ing. P. (Pieter) Bout

Ing. M. (Martijn) Zegers

Ing. H. (Henk) Burggraaff

Vrijgegeven door:

Ing. P. (Pieter) Bout

28 mei 2014

Voorwoord

Voor u ligt het eindrapport van het onderzoek naar een spoordek uitgevoerd in hoge sterkte beton. Dit onderzoek is uitgevoerd als afsluitend werk van de HBO studie Civiele Techniek aan de Hogeschool Utrecht. Dit rapport is uitgevoerd in opdracht van Arcadis, marktgroep Architectuur Stations en transfer. Bij veel uitbreidingsprojecten van bestaande stations ontstaat een inpassingsprobleem bij het ontwerpen van een reizigerspassage. Hieruit is de vraag ontstaan of het mogelijk is doormiddel van hoge sterkte beton een zo dun mogelijk dek te ontwerpen.

Graag wil ik de volgende personen bedanken voor hun bijdrage aan het afstudeerproces

- Pieter Bout van het adviesbureau Arcadis voor het begeleiden en het bieden van deze afstudeer mogelijkheid.
- Martijn Zegers en Henk Burggraaff, als begeleiders van de Hogeschool Utrecht.
- Collega's : Kees van der Veen, Dennis Kooijman, Bouke Schat, Bert de Boode en Teun Dekker

Samenvatting

In dit afstudeerrapport is bekeken of het mogelijk is het spoordek van de toekomstige Oosttunnel van Amsterdam CS doormiddel van hoge sterkte beton zo dun mogelijk uit te kunnen voeren. Omdat het aantal kolommen die het dek ondersteunen een grote invloed hebben op de transfer capaciteit van de passage, is er gekozen een tweede variant te ontwerpen waarbij doormiddel van voorspanning waar het aantal kolommen gehalveerd wordt. Na het vaststellen van de geometrie van de twee varianten is een verdere literatuurstudie gedaan. Hierbij is gekeken naar de mogelijkheden van hoge sterkte beton en is er studie gedaan naar voorspanning. De twee varianten zijn daarna met de vastgestelde geometrie en randvoorwaarden met het doel om een zo dun mogelijk dek te realiseren ontworpen. Hierbij zijn de volgende resultaten gevonden:

Sterkteklasse:	Traditioneel gewapend (6,25m overspanning)	Voorgespannen (12,5m overspanning)
C35/45	650 mm	850 mm
C70/85	450 mm	700 mm

Na een analyse van de resultaten is een aanbeveling gedaan waarbij de voorgespannen variant is gekozen. Gezien de hoge piekwaarden boven de kolommen is het plaatsen van een extra kolom in de breedte van het dek noodzakelijk. Aan de hand van een schattingsberekening is het dan mogelijk om een voorgespannen dek met een dikte van 600mm met overspanningen van 12,5 m te realiseren. Deze aanbeveling sluit aan bij de mogelijke toekomstplannen voor Amsterdam CS omtrent hoogfrequent spoor.

Inhoud

Voorwoord	2
Samenvatting	2
Gebruikte symbolen en afkortingen	6
1 Algemeen	7
Probleemstelling	7
Constructiehoogte	7
Aantal kolommen	8
Visueel aspect	8
Doelstelling	8
Hoofdvraag	9
Deelvragen	9
Werkwijze	9
2 Geometrie	10
Algemeen	10
Model	10
Traditioneel gewapende variant met 6 velden	11
Voorgespannen variant met 3 velden	11
3 Voorstudie	12
Hoge sterkte beton	12
Mengselsamenstelling	13
Zuivere buiging	13
Dwarskracht	14
Voorspannen	16
Principe van voorspanning	16
Voorspansystemen	18
De 'Load-Balancing' methode	19
SCIA-Engineer	20
Piekspanningen in de rekenresultaten	20
Isotropie en orthotropie	22
4 Uitgangspunten	23
Materialen	23
Normalisatie	23
Belastingen	23
Eigengewicht	24
Rustende belasting	24
Spoorbelasting	24
Combinatiefactoren voor de traditioneel gewapende variant	24

Combinatiefactoren voor de voorgespannen variant	25
Veiligheidsklasse en referentieperiode	25
Milieuklasse en dekking	25
Dwarskracht	25
5 Ontwerp voorgespannen variant	26
Algemeen	26
Ontwerpstrategie	26
Belastingen	26
Schatting minimaal benodigde dekdikte met $X_{u;max}$ (zonder wapening)	27
Schatting minimaal benodigde dekdikte met $V_{Rd;max}$	28
Tussenanalyse	28
Schatting minimaal benodigde dekdikte met $X_{u;max}$ (met wapening)	29
Schatting minimaal benodigde dwarswapening	30
Bepaling van het maximale kabelverloop	30
Eenhedsvoorspanbelasting	31
Load-balancing	33
Grafiek frequente combinatie	33
Grafiek karakteristieke combinatie	34
Benodigde werkvoorspanning	34
Toetsing voor de bruikbaarheidstoestand	35
Toetsing moment capaciteit langsrichting	36
Bepaling van de dwarswapening	36
Toetsing van de momenten	36
Scheurwijdte controle	36
Controle op dwarskracht	37
Pons berekening	37
Toetsing van de vervormingen	37
Analyse voorgespannen variant	38
6 Ontwerp traditionele variant	39
Algemeen	39
Ontwerpstrategie	39
Belastingen	39
Combinatiesleutel	40
Handmatige controle van de combinatiesleutel	41
Schatting van de minimale dekdikte	43
Bepaling van de wapening	43
Toetsing van de momenten	44
Scheurwijdte controle	44
Controle op dwarskracht	44
Bepaling van de wapening	45

Toetsing van de momenten.....	45
Scheurwijdte controle	45
Pons berekening.....	45
Toetsing van de vervormingen.....	46
Analyse traditionele variant	46
7 Conclusie en aanbeveling.....	47
Resultaten	47
Aanbeveling.....	47
Visualisaties.....	48
Literatuurlijst.....	51
Bijlage 1 - Tekeningen	52
Bijlage 2 - Belastingen	53
Bijlage 3 - Berekeningen voorgespannen dek.....	60
Bijlage 3.1 - SCIA Uitvoer	61
Bijlage 4 - Berekeningen traditioneel gewapend dek.....	62
Bijlage 4.1 - SCIA Uitvoer	63

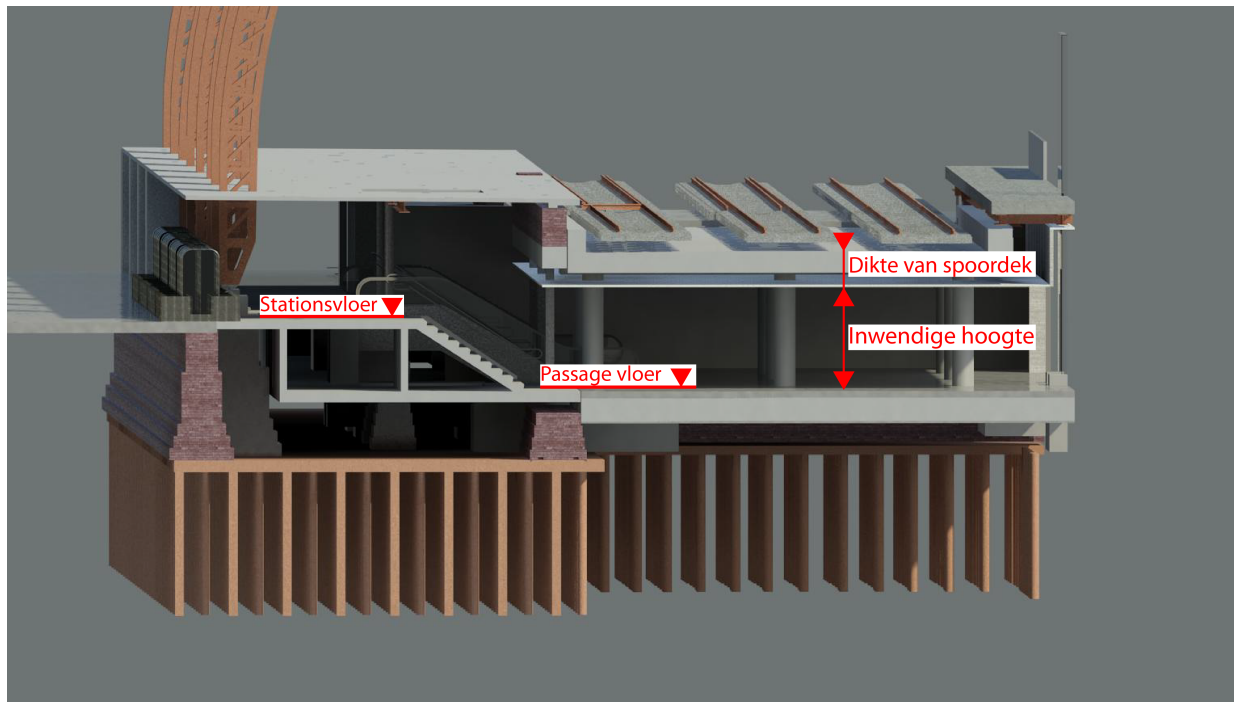
Gebruikte symbolen en afkortingen

Symbool	Omschrijving
A	oppervlakte
b	breedte van een doorsnede
BGT	bruikbaarheidsgrenstoestand
c	betondekking
C	doorsnede van de ondersteuning
C70/85	betonsterkteklasse: cilinderdruksterkte/kubusdruksterkte na 28 dagen
d	nuttige hoogte ten opzichte van de wapening
E	elasticiteitsmodulus
EI	buigstijfheid
e_p	excentriciteit van het voorspanstaal
e_{max}	maximale excentriciteit
f_{cd}	rekenwaarde van de druksterkte van beton
f_{cd}	karakteristieke waarde van de druksterkte van beton
f_{ctd}	rekenwaarde van de axiale treksterkte van beton
f_{pk}	karakteristieke treksterkte van voorspanstaal
f_{yd}	rekenwaarde van de treksterkte van betonstaal
$F_{p,vijzel}$	benodigde vijzelkracht om het voorspanelement op spanning te brengen
l	lengte; overspanning
LM71	Load Model 71 (belastingmodel voor door spoor belaste constructies)
M_{Ed}	rekenwaarde van het optredende inwendige buigend moment
M_{Rd}	buigende moment weerstand
$M_{Rd,max}$ of M_u	uiterst buigende moment weerstand (bezwijkweerstand)
M_p	buigend moment door de voorspanning
N_c	normaalkracht in beton
N_s	normaalkracht in betonstaal
OVS	ontwerp voorschriften spoor (normen van prorail)
P	voorspankracht
q-last	gelijkmatig verdeelde belasting
q_p	verdeellast ten gevolge van excentrisch kabelverloop
R	kromtestraal van de voorspaneenheid
R_z of R_d	oplegreactie van de ondersteuning
SW0	belastingmodel voor door spoor belaste constructies
SLS	serviceability limit state (BGT)
U.C.	unity check (controle of materiaalweerstand groter is dan optredend)
UGT	uiterste grenstoestan
ULS	ultimate limit state (UGT)
V_{Ed}	rekenwaarde van de optredende dwarskracht
V_{Rd}	rekenwaarde van de dwarskrachtweerstand
$V_{Rd,max}$	maximale rekenwaarde van de dwarskracht
W	weerstandsmoment van de doorsnede
x_u	hoogte van de drukzone
$x_{u,max}$	maximale hoogte van de drukzone
z	inwendige lengte van de hefboomsarm
α	oppervlaktefactor van de spanning-rekrelatie van beton
β	zwaartepuntsfactor van de spanning-rekrelatie van beton
ε	spanning-rek relatie
σ_c	spanning in beton
σ_p	spanning in voorspanstaal
σ_s	spanning in betonstaal
φ	hoekverdraaiing
$\emptyset$	diameter

1 Algemeen

Probleemstelling

Door het groeiende aantal reizigers dat gebruik maakt van de trein ontstaan op veel stations problemen met de reizigersdrukke. Om de doorstroom van reizigers te vergroten is het gewenst om brede transferia in de vorm van passages aan te leggen. Door een bestaande situatie die vaak niet of nauwelijks aangepast kan worden is het moeilijk om een goed ontwerp te maken wat hier op aansluit en aan de eisen voldoet. Arcadis komt dit probleem vaak tegen. Op dit moment wordt er gekeken naar een mogelijke verbreding van de Oosttunnel van Amsterdam CS. Ook bij dit project is het moeilijk om een passend ontwerp te vinden dat aan alle ontwerpvoorschriften voldoet. Om meer ontwerpvrijheid te krijgen is er daarom vanuit Arcadis de vraag ontstaan of het mogelijk is om doormiddel van moderne materialen en bouwmethododes hierin meer mogelijkheden te creëren.



Figuur 1 Principe doorsnede met schets van de situatie

Constructiehoogte

Door de bovenliggende sporen is het niveau van de bovenzijde van het dek een vaste hoogte. Naarmate de benodigde constructiehoogte van het dek groter wordt heeft dit direct effect voor de passage er onder. Voor het behoud van inwendig benodigde hoogte zal de tunnel dan dieper de grond in moeten worden gebouwd. Door het groter wordende hoogteverschil tussen de tunnelvloer en de bestaande stationsvloer wordt het lastiger om een goede aansluiting te maken.

Aantal kolommen

Door grote belastingen van de bovenliggende sporen moet om de dikte van de constructie te beperken de grootte van de overspanningen beperkt worden. Dit betekent meer kolommen. Het aantal kolommen heeft echter een groot effect op de transfer-capaciteit van de passage. Elke extra geplaatste kolom zorgt niet alleen voor een kleinere bruto breedte van de passage, maar voor een nog veel grotere netto afname van de nuttige breedte. Om een kolom wordt namelijk een soort schaduw in rekening gebracht waarvan reizigers geen gebruik zullen maken. Het aantal extra benodigde kolommen heeft dus een groot effect op de effectiviteit van de passage. Door de grote toename van het aantal reizigers in de afgelopen jaren en de verwachte toename voor de komende jaren is de drukte op de stations erg toegenomen. Komende jaren zal het aantal reizigers alleen nog maar toenemen. Daarom is het gewenst het aantal kolommen in de passage gering te houden.

Visueel aspect

Een ander belangrijke ontwerp criteria is de ruimtelijke belevenis van de passage. Een laag plafond en extra kolommen zorgen voor een visuele barrière. Dit heeft effect op het gedrag van de reiziger. Het is belangrijk dat voor de reiziger snel duidelijk is welke richting ze op moeten. Door het overmatig toepassen van kolommen of door een laag plafond kan men borden en tekens slechter waarnemen. Hierdoor gaan mensen stil staan en hinderen ze de doorstroming.



Figuur 2 Drukke in de bestaande Oosttunnel

Doelstelling

Met behulp van hoge sterkte beton twee dekken ontwerpen met een zo gering mogelijke dikte zodat het hoogte verschil van de bestaande stationsvloer en de tunnelvloer zo klein mogelijk blijft. De eerste variant zal traditioneel worden gewapend met het behoud van het aantal overspanningen (en dus kolommen). De tweede variant zal met voorspanning worden ontworpen met een halvering van het aantal kolommen. Het doel hierbij is een ontwerp te vinden waarbij de materiaaleigenschappen zo efficiënt mogelijk worden gebruikt.

Hoofdvraag

Is het constructief effectief om hoge sterkte beton toe te passen in het spoordek van de te vernieuwen Oosttunnel van Station Amsterdam Centraal als het gaat om reductie van het aantal overspanningen (en dus kolommen) of het reduceren van de constructie dikte met behoud van het aantal kolommen?

Deelvragen

Om de hoofdvraag te kunnen beantwoorden dienen de volgende vragen als ondersteuning te worden beantwoord:

- Wat zijn de voor- en nadelen voor het ontwerpen van constructies in hoge sterkte beton?
- Wat is het effect van een hogere sterkte klasse op de momentcapaciteit?
- Wat is het effect van een hogere sterkte klasse op de dwarskrachtcapaciteit?
- Wat is het effect van een hogere sterkte klasse op de voorspancapaciteit?

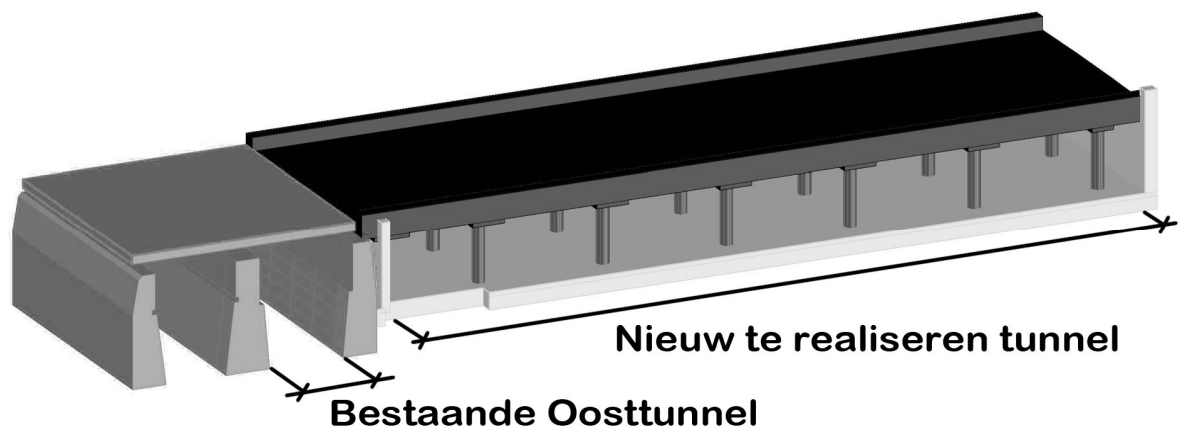
Werkwijze

- Bepalen van de geometrie en schematisering
- Strategie en werkwijze
- Voorstudie
 - Hogesterktebeton
 - Voorspannen
 - SCIA Engineer
- Vastleggen van de randvoorwaarden voor het ontwerp en berekening
 - Bepaling van de randvoorwaarden voor het model
 - Bepaling van de randvoorwaarden voor de berekening
 - Bepaling van de belastingen
 - Bepaling van de combinaties
- Krachtsbepaling met het programma SCIA Engineer
- Ontwerp en dimensionering
 - Schatting van de plaatdikte
 - Schatting van de wapening en/of voorspanning
 - Toetsing van de constructie
 - Analyse en evt. herontwerpen

2 Geometrie

Algemeen

In de beoogde situatie zal de nieuwe verbrede passage naast de huidige Oosttunnel komen te liggen. De passage moet zo ruimte bieden voor een grotere stroom van mensen en aan weerzijde commercie. Zoals in de tekeningen in bijlage 1 te zien is, is de passage een bakconstructie waar ter plaatse van de sporen telkens soort een soort brugdek over ligt.



Figuur 3 Spoormoot in 3D

In het bovenstaande figuur is in 3D zo'n spoormoot weergegeven. Gezien de herhaling van bepaalde onderdelen wordt voor de communicatie een bouwwerk vaak in moten verdeeld. In het onderzoek wordt er gekeken welke mogelijkheden er constructief zijn om dit spoordek, hierboven in het zwart weergegeven, zo dun mogelijk uit te voeren.

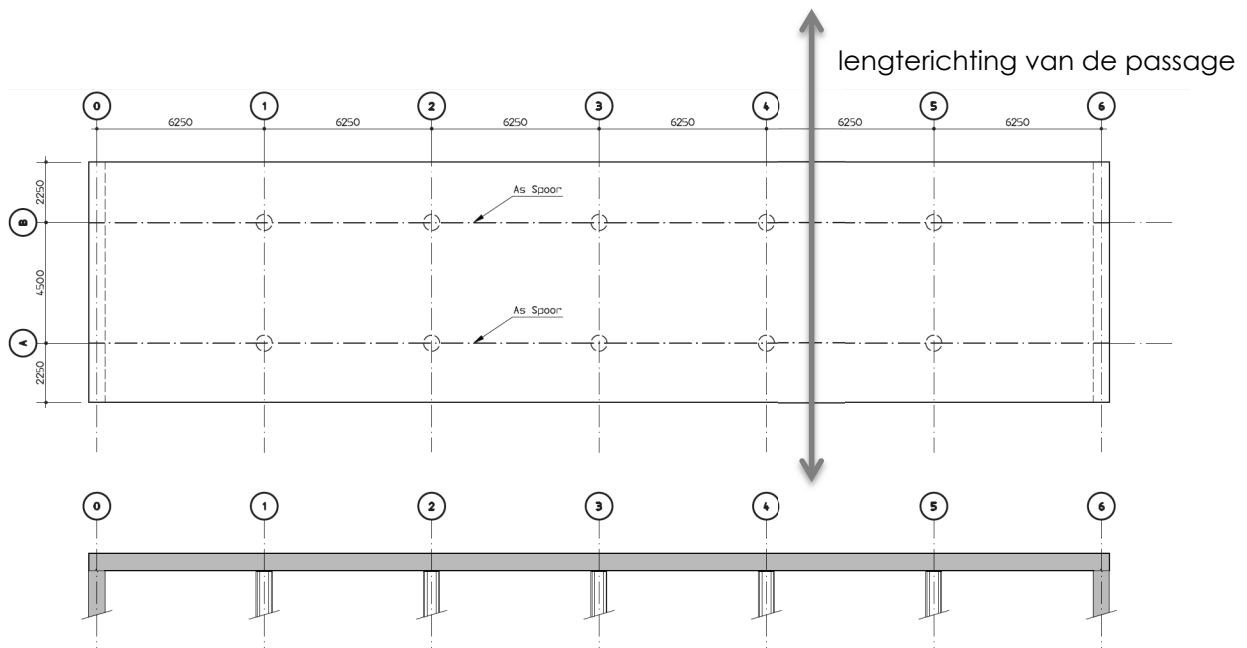
Model

Om het model niet onnodig complex te maken wordt er in het onderzoek met een vereenvoudiging van de werkelijkheid gewerkt. Het beschouwde dek wordt in de berekening anders dan in de beoogde situatie in plaats van drie sporen door twee sporen belast. Dit wordt gedaan om het aantal belastingcombinaties zo klein mogelijk te houden. De sporen liggen parallel aan elkaar met een standaard hart-op-hart afstand van 4,5 m. Belangrijk is dat de bestaande stramienafstand van 6,25 m (in de breedte van de passage) dat op het station aanwezig is hetzelfde wordt gehouden. Dit is een belangrijke aanname aangezien de rest van het aanwezige kolommen ook volgens deze structuur zijn geplaatst.

Te ontwerpen twee varianten:

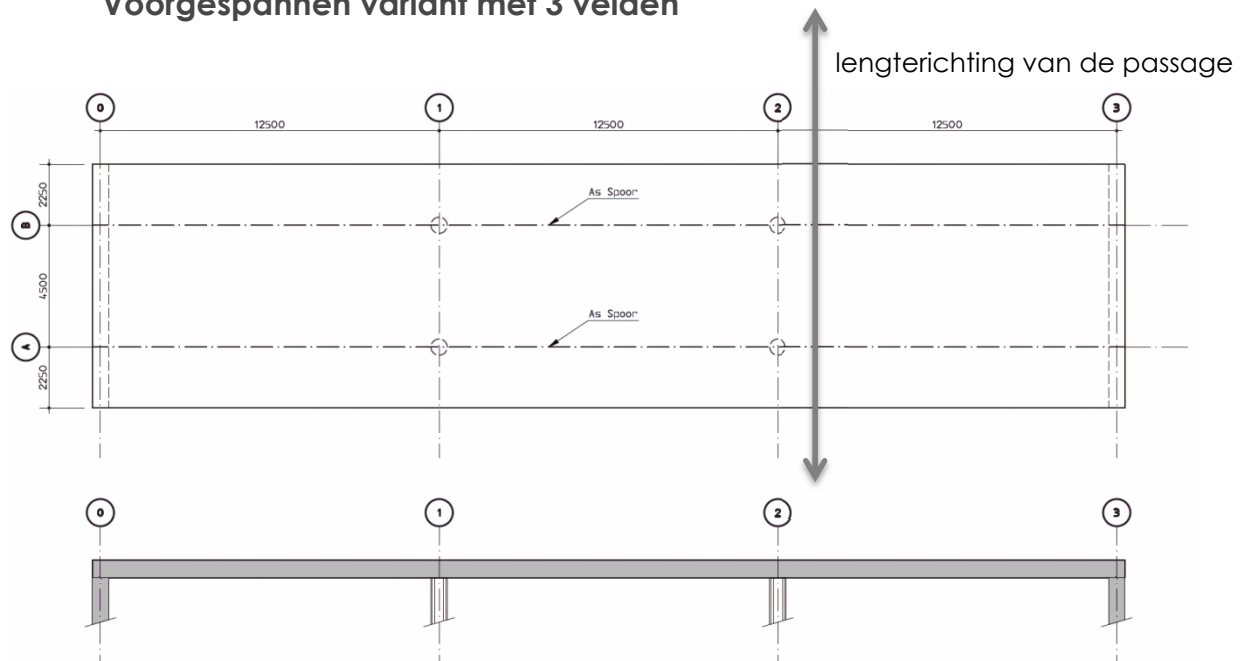
- Spoordek verdeeld in 6 velden met ieder 6,25m overspanning (t.b.v. ontwerp met behoud van aantal kolommen, traditioneel gewapend)
- Spoordek verdeeld in 3 velden met ieder 12,5m overspanning (t.b.v. ontwerp met halvering van het aantal kolommen met behulp van voorspanning)

Traditioneel gewapende variant met 6 velden



Figuur 4 bovenaanzicht en langsdoorsnede van traditioneel gewapende variant

Voorgespannen variant met 3 velden



Figuur 5 bovenaanzicht en lngsdoorsnede van voorgespannen variant

Beide varianten worden door de kolommen middels oplegblokken vrij ondersteund gedacht. Hierdoor hebben de kolommen enkel een dragende functie en zijn niet in staat momenten of horizontale verplaatsingen op te nemen. Gezien de, voor dit onderzoek, in acht te nemen belastingen is dit ook niet nodig. Het dek wordt in beide gevallen aan de uiteinden ondersteund door de wand van de passage. Doordat het dek in de beoogde situatie waarschijnlijk aan deze wanden wordt gestort wordt bij de deze lijnoplegging een gedeeltelijke inklemming in rekening gebracht.

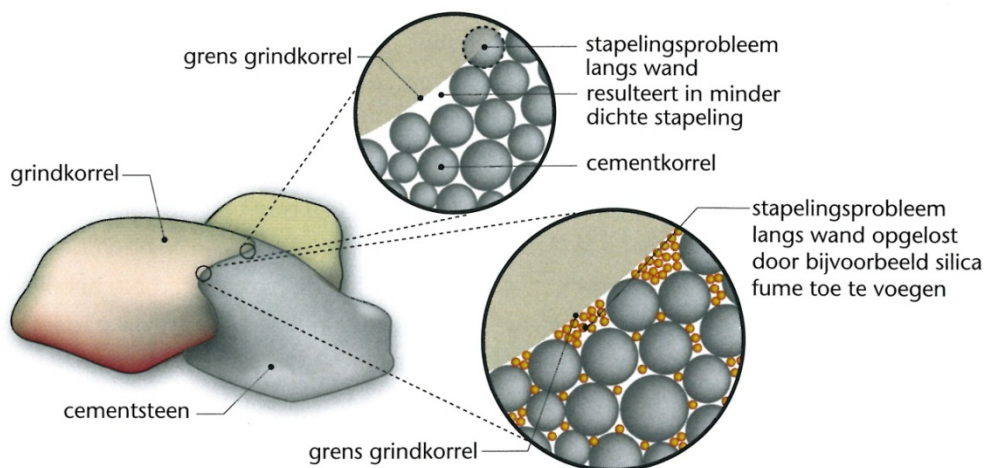
3 Voorstudie

Hoge sterkte beton

Door jarenlang onderzoek is het mogelijk om steeds hogere sterkte klassen te realiseren. In het algemeen wordt gesproken van de volgende termen:

- 'Normale' sterkte beton tot C53/65
- Hoge sterkte beton tot C90/105
- Zeer hoge sterkte beton tot C150
- Ultra hoge sterkte beton tot C200

Hogere betonsterkte klassen kunnen verkregen worden door de samenstelling van beton te veranderen. Bij normale betonsterkte klassen wordt om hogere sterkte te verkrijgen de mengverhouding veranderd. Dit kan worden gedaan door de water-cementfactor te verlagen en door een kleinere korrelgrootte van de toeslagmaterialen te gebruiken. Hierdoor ontstaat een betonmengsel met een hogere dichtheid. Naarmate de water-cementfactor lager wordt, verslechtert ook de verwerkbaarheid van het beton. Dit kan worden tegen gegaan door toevoeging van (super)plastificeerders. Dit zorgt voor een hogere viscositeit zonder dat het ten koste gaat van de water-cementfactor. Om de sterkte klasse C70/85 te verkrijgen worden er aan het mengsel ook nog silica fume toegevoegd. Silica fume heeft net als cement een bindende werking en heeft een korrelgrootte dat circa 100x kleiner is dan dat van de cementkorrels. Doordat de deeltjes zo ontzettend klein zijn vullen ze de gaatjes tussen de cementkorrels en de toeslagmaterialen. Hierdoor ontstaat een betere binding van het mengsel en wordt een hogere dichtheid verkregen.



Figuur 6 Werking van Silica Fume in beton

Vanuit het oogpunt een zo dun mogelijk dek te ontwerpen is het gewenst een zo hoog mogelijke sterkteklasse te gebruiken. Dit wordt echter begrenst door de van toepassing zijnde regelgeving. De Eurocode (NEN-EN 1992-2 art. 3.1.2) stelt namelijk dat bij het ontwerpen van bruggen in Nederland geen hogere sterkte klasse gebruikt mag worden dan C70/85. Deze bovengrens is vastgelegd omdat er nog te weinig kennis beschikbaar is van het vermoeiingsgedrag van constructies bij deze hogere betonsterkteklassen. Aangezien er hier een spoorconstructie gerealiseerd wordt waar grote veranderlijke belastingen voorkomen is het noodzakelijk deze bovengrens te respecteren. In dit onderzoek wordt daarom van een betonsterkte klasse van C70/85 uitgegaan.

Mengselsamenstelling

Klasse	C70/85
Cement	450 – 500 kg/m ³
Cementmengsel	Circa 50% CEM I / 52,5 R en 50% CEM III / B42,5
Watercementfactor	0,30 – 0,35
Toeslagmateriaal	Gebroken
Vulstof	20 – 25 kg/m ³ silica fume
Consistentiegebied	>3
Hulpstoffen	(super)plastificeerder

Tabel 1 mengselsamenstelling C70/85

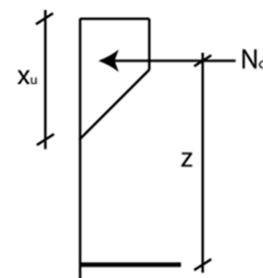
Zuivere buiging

Met hoge sterkte beton kan door de eigenschappen van het materiaal slanker worden gedimensioneerd. De sterkte van een op buiging belast dek of ligger is afhankelijk van de grootte van de inwendige hefboomsarm maal de capaciteit van de drukzone of maal de trekcapaciteit van de wapening. Een belangrijke eigenschap van de hogere sterkte klasse is dat het veel meer druk op kan nemen. Doordat de drukzone meer kracht op kan nemen is het dus mogelijk met een kleinere inwendige hefboomsarm hetzelfde moment op te nemen. Wat we zien bij het verhogen van de sterkte klasse is dat ook de vorm van de drukdiagram verandert. Dit heeft te maken met het vervormingsgedrag van het materiaal. Door dit effect zie je dat de uiteindelijke effectiviteit van het vergroten van de druksterkte steeds kleiner wordt. Aan de hand van een eenvoudige berekening is dit aan te duiden.

De maximale moment capaciteit $M_{Rd,max}$ kan als volgt worden bepaald:

$$M_{Rd,max} = N_c \cdot z \quad \text{met} \quad z = 0,9 \cdot d$$

$$\text{en} \quad N_c = \alpha \cdot b \cdot x_{u,max} \cdot f_{cd}$$



Figuur 7 spanningsdiagram

De grenswaarde van de grootte van de drukzone $x_{u,max}$ kan worden bepaald aan de hand van art. 5.5 in de NEN-EN 1992-1-1. Dit artikel geeft een grenswaarde voor x_u bij een bepaalde herverdeling. Door voor de mate van herverdeling δ een waarde van 1 in te vullen kan de $x_{u,max}$ voor constructie zonder herverdeling worden bepaald. Er geldt dan:

$$\text{Voor } f_{ck} < 50 \text{ N/mm}^2 \quad : \quad \frac{x_{u,max}}{d} = \frac{0,56}{1,25 \cdot (0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu3}})}$$

$$\text{Voor } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad : \quad \frac{x_{u,max}}{d} = \frac{0,46}{1,25 \cdot (0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu3}})}$$

Als voorbeeld wordt met deze methode de momentcapaciteit voor C35/45, C53/65 en C70/85 met elkaar vergeleken. Met $b = 1000 \text{ mm}$ en $d = 500 \text{ mm}$ geldt:

Klasse	f_{ck}	f_{cd}	α	$X_{u,max}$	M_{max}
C35/45	35 N/mm ²	23.3 N/mm ²	0.75	0.448d	1761.5 kNm
C53/65	53 N/mm ²	35.3 N/mm ²	0.72	0.359d	2053.0 kNm
C70/85	70 N/mm ²	46.6 N/mm ²	0.62	0.326d	2119.2 kNm

Tabel 2 maximale momenten bij verschillende sterkteklassen

We zien hier dat bij een evenredige toename van de druksterkte niet de momentcapaciteit evenredig toeneemt, maar dat het effect steeds kleiner wordt.

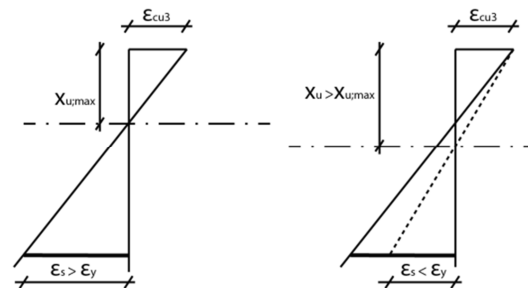
C53/65 is $M_{Rd,max}$ ongeveer 16,5 % hoger dan bij C35/45

C70/85 is $M_{Rd,max}$ ongeveer 3,2 % hoger dan bij C53/65

Door de afname van de grootte van de relatieve drukzone ($X_{u,max}$) naarmate er een hogere sterkteklasse wordt toegepast, zien we dat het materiaal minder effectief wordt benut. Hierdoor zal naar verwachting op het gebied van momentcapaciteit niet veel dek hoogte worden gewonnen.

Maximale hoogte van de drukzone

Gezien de vorige berekeningen wordt de maximale moment capaciteit berekend aan de hand van de maximale hoogte van de drukzone $X_{u,max}$. Dit heeft een belangrijke reden. Betonstaal heeft de eigenschap bij een bepaalde spanning te gaan vloeien. Het betonelement zal hierdoor scheurvorming vertonen waardoor een soort waarschuwing te zien is. Het is dus belangrijk de hoeveelheid wapening zo te bepalen dat plastische vervorming kan ontstaan. Wanneer er teveel wapening in de trekzone wordt toegepast zal de rek in het betonstaal afnemen. Dit heeft tot gevolg dat de wapening geen vloeigedrag meer zal vertonen en dat bros bezwijken een mogelijkheid is.



Figuur 8 rekken bij $X_{u,max}$ en $X_u > X_{u,max}$

Dwarskracht

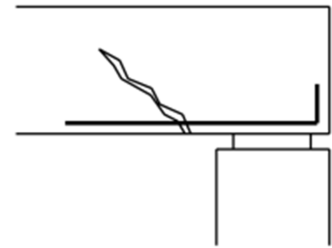
Dwarskracht of schuifkracht is de kracht loodrecht op de constructie. Bij de bepaling van het afschuifdraagvermogen zijn er een aantal factoren van invloed: de ongescheurde drukzone, wrijvingskracht in de scheur, de uvelwerking van de langswapening en de vorm van de doorsnede. Uit de verschillende bezwijkvormen blijkt dat het bepalen van de krachtswerking erg complex is. Het is alleen mogelijk de capaciteit met respect van de verschillende invloeden met empirisch bepaalde formules te bepalen. Voor wat betreft de dwarskracht is het vanuit praktisch oogpunt niet gewenst dat er over het gehele dek dwarskrachtwapening toegepast moet worden. Aangezien dit een spoordek is, moet het worden ontworpen op de in de norm vastgelegde spoorbelastingen. Eén van die belastingen is het Load Model 71 (LM71). Deze kenmerkt zich door vier grote puntlasten. Omdat het dek zeer dun zal worden uitgevoerd kan het zijn dat dit nog wel eens maatgevend zou kunnen worden. Voor de dwarskracht is het dus belangrijk dat de dwarskrachtcapaciteit van het dek zonder dwarskrachtwapening al voldoende is om de

optredende dwarskracht op te kunnen nemen. Het afschuifdraagvermogen is eenvoudig te bepalen. Bij een dek met $b = 1000 \text{ mm}$ en $d = 500 \text{ mm}$ geldt:

$$v_{Rd,c} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$$

met $k \sim 1,6$ (bij een dek van ongeveer 500mm)

Klasse	f_{ck}	f_{cd}	k	$v_{Rd,c}$
C35/45	35 N/mm ²	23.3 N/mm ²	1,6	0,42 N/mm ²
C53/65	53 N/mm ²	35.3 N/mm ²	1,6	0,52 N/mm ²
C70/85	70 N/mm ²	46.6 N/mm ²	1,6	0,59 N/mm ²



Tabel 3 dwarskracht capaciteit bij verschillende sterkteklassen

Bij een gelijkmatige toename van de betonsterkte klasse

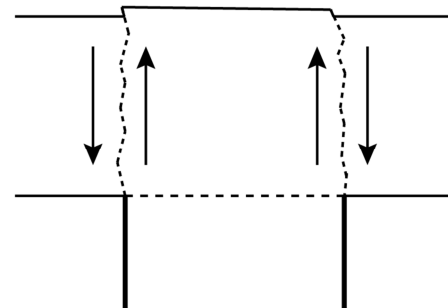
C53/65 is $v_{Rd,c}$ ongeveer 23,8 % hoger dan bij C35/45

C70/85 is $v_{Rd,c}$ ongeveer 13,5 % hoger dan bij C53/65

Te zien is dat bij toename van de betonsterkteklasse toch een redelijke toename van de dwarskrachtcapaciteit te behalen valt. De totale toename van de capaciteit in dit geval bedraagt ongeveer 40%. Gezien deze toename zal het toepassen van dwarskracht wapening niet snel aan de orde zijn.

Pons

Een ander belangrijke eigenschap van een hogere betonsterkte klasse is de grote dwarskracht-capaciteit als het gaat om pons. Bij vlakke plaatvloeren is dikte van het dek al snel maatgevend door de ponswerking ter plaatse van puntvormige ondersteuning. Door de plaatselijke ondersteuning ontstaat er een concentratie van de dwarskrachten en heeft de kolom de neiging de vloer te perforeren. Dit wordt voorkomen door aanbrengen van ponswapening. Door de hoge grenswaarde $v_{Rd,max}$ bij de sterkteklasse C70/85 zal het aanpassen van de constructiehoogte niet snel voorkomen. Het eindeloos bijleggen van ponswapening wordt namelijk tot op zekere hoogte beperkt door de bovengrens van de nul-periferie. Als bovengrens stelt de NEN-EN 1992-1-1 in art. 6.4.5 (3) namelijk de eis op direct afschuiven langs de kolom. Doordat in het onderzoek gezocht wordt naar een zo dun mogelijke plaatdikte zal waarschijnlijk de perforatie eis in veel gevallen maatgevend zijn. Door de hoge toelaatbare grenswaarde $v_{Rd,max}$ zal op dit gebied veel te winnen zijn.



Figuur 9 directe afschuiving langs de kolom

Klasse	f_{ck}	$v_{Rd,max}$
C35/45	35 N/mm ²	6,02 N/mm ²
C53/65	53 N/mm ²	8,35 N/mm ²
C70/85	70 N/mm ²	10,08 N/mm ²

Tabel 4 Grenswaarden voor pons

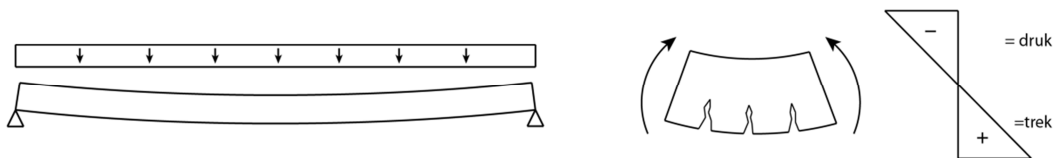
C53/65 is $v_{Rd,max}$ ongeveer 38,7 % hoger dan bij C35/45

C70/85 is $v_{Rd,max}$ ongeveer 20,7 % hoger dan bij C53/65

Voorspannen

Principe van voorspanning

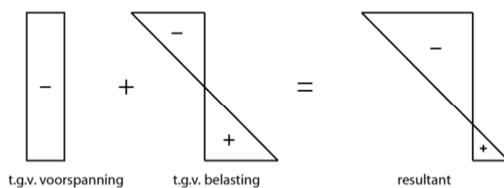
Voorspannen is een methode waarbij doormiddel van stalen strengen op spanning te brengen een kunstmatige drukkracht in de constructie kan worden aangebracht. Door een drukspanning in de constructie aan te brengen kunnen de materiaaleigenschappen van beton namelijk beter worden benut. Aan de hand van simpele voorbeelden worden deze principes verder uitgelegd. In de voorbeelden wordt telkens uitgegaan van een statisch bepaalde ligger belast door een verdeellast. Door deze belasting zal de constructie doorbuigen. Hierdoor zal de bovenzijde van de constructie een beetje ingedrukt worden en zal de onderzijde verlengen. In de onderzijde ontstaat hierdoor trek. Dit is niet gewenst omdat beton relatief snel scheurt. De ontstane situatie door deze doorbuiging zijn goed weergegeven in de onderstaande illustratie.



Figuur 10 Vervormingen ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde belasting

Centrische voorspanning

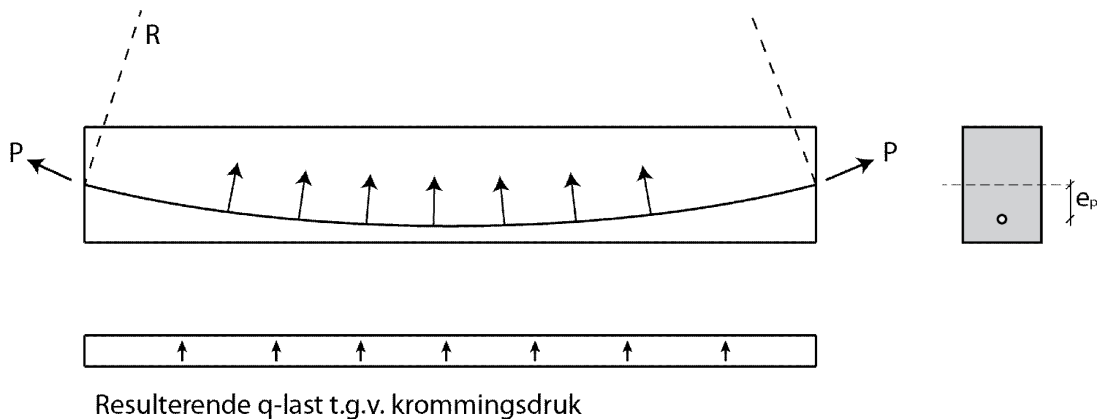
Op het moment dat de voorspankabel in het midden van de doorsnede aangebracht wordt, zal de drukspanning zich gelijkmatig over de doorsnede verdelen. Door de ontstane druk zullen er uiteindelijk minder of geen trekspanningen meer in de trekzone overblijven. Dit is weergegeven in onderstaande illustratie.



Figuur 11 Spanningen ten gevolge van centrische voorspanning

Excentrische voorspanning

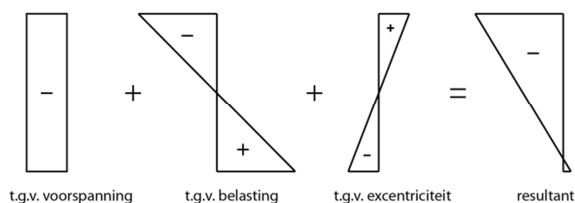
Op het moment dat de voorspanningselementen excentrisch aangrijpen, heeft dat nog een extra werking. In de praktijk worden de voorspanelementen met een gebogen verloop aangebracht. Hierdoor zal de voorspankabel in het midden van de overspanning excentrisch aangrijpen. Dit heeft tot gevolg dat inwendig een tegengesteld moment ontstaat van $M_p = e_p \times P$.



Figuur 12 Gevolgen van een gebogen kabelverloop

Het tegengestelde moment ten gevolge van de excentrische aangrijping van de voorspankabel kan op nog een manier worden bepaald. Door het gebogen verloop van de voorspankabels ontstaat er ten gevolge van de krommingsdruk een opwaartse verdeellast. Deze opwaartse verdeellast zorgt voor een tegengesteld moment: ARPA

$$q_p = P/R \quad M_p = 1/8 \times q_p \times l^2$$



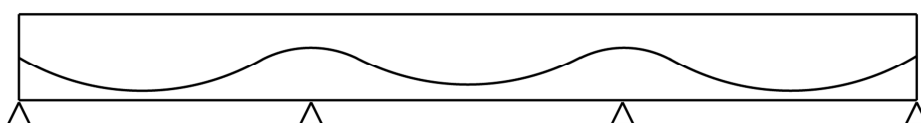
Figuur 13 Spanningen ten gevolge van een gebogen kabelverloop

Ten gevolge van de excentriciteit zal er een extra afname van het moment plaatsvinden, wat een extra positief effect heeft op de resulterende spanningen in de doorsnede. Het moment ten gevolge van het excentrische kabelverloop is hier gelijk aan de bepaling van het moment doormiddel van de aangenomen boogstraal. Er geldt namelijk:

$$q_p = \frac{P}{R} \quad R = \frac{l^2}{8 \cdot e_p} \Rightarrow q_p = \frac{8 \cdot e_p \cdot P}{l^2} \Rightarrow M_p = \frac{1}{8} \cdot q_p \cdot l^2 \Rightarrow M_p = \frac{8 \cdot e_p \cdot P \cdot l^2}{8 \cdot l^2} = e_p \cdot P$$

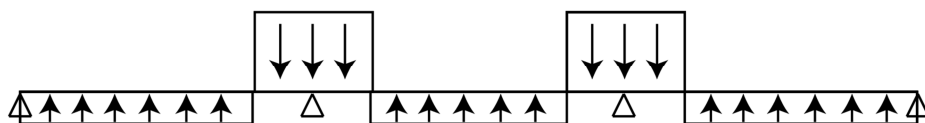
Parasitaire momenten

In de te beschouwen situatie is van statische bepaaldheid geen sprake. De variant is over meerdere steunpunten in drie velden verdeeld. Om de tegengestelde momenten ter plaatse van de steunpunten op te kunnen nemen zal de voorspankabel daar aan de bovenzijde van de doorsnede worden geplaatst. Hierdoor zal het steunpuntsmoment door het moment ten gevolge van de excentriciteit van de voorspankabel worden gereduceerd. De voorspankabel zal hierdoor met een soort golfbeweging in de constructie komen te liggen met ter plaatse van de velden een dalboog en bij de steunpunten een topboog.



Figuur 14 Kabelverloop meer-veldige ligger

Bij meer-veldig voorgespannen constructies geldt niet meer $M_p = e_p \times P$. Dit komt door de aanwezigheid van de voet en top bogen. Ter plaatse van de steunpunten ontstaat door het omgekeerde gebogen verloop een neerwaartse q-last van $q_p = P / R$. Als dit per veld wordt uitgevoerd wordt de volgende belastingsituatie verkregen.



Figuur 15 Verdeellast ten gevolge van het gebogen kabelverloop

Na berekening zal een ander moment worden gevonden wat ongeveer 10% lager is dan het moment $M_p = e_p \times P$. Het verschil hiertussen worden de parasitaire momenten genoemd.

Voorspansystemen

Voorspansystemen zijn onder te verdelen in drie categorieën:

- Voorspannen met voorgerekt staal
- Voorspannen met nagerekt staal – zonder aanhechting (VZA)
- Voorspannen met nagerekt staal – met aanhechting (VMA)

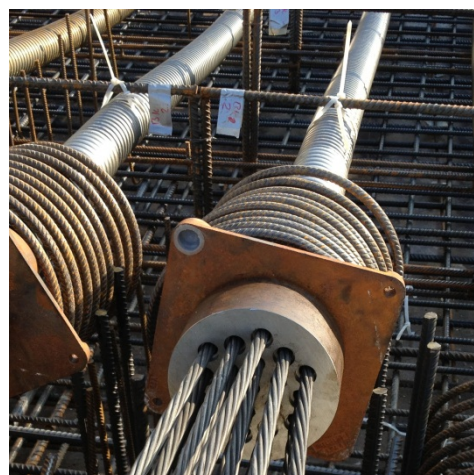
Voorspannen met voorgerekt staal is een manier die alleen wordt toegepast in de prefab beton industrie. Het te maken constructiedeel wordt dan in een speciale bekisting op een trekbank gestort. Aan de uiteinden van deze trekbank kunnen de strengen met behulp van vijzels onder spanning worden gebracht waarna het beton kan worden gestort. Na het uitharden kan de spanning van de vijzels worden losgelaten en blijft in de beton een kunstmatige drukspanning over. Voorspannen met voorgerekt staal is in het werk moeilijk uitvoerbaar en wordt daarom alleen in de prefab industrie toegepast.

Bij voorspannen met nagerekt staal worden de kabels in omhullingsbuizen bij het vlechten van de wapening in de constructie aangebracht. Nadat de beton gestort en uitgehard is kunnen de voorspanstrengen met behulp van vijzels aan de uiteinden onder spanning worden gebracht. In tegenstelling tot het voorspannen met voorgerekt staal is het goed mogelijk om een gebogen verloop van de voorspankabel te realiseren. Afhankelijk van de gestelde eisen worden de omhullingsbuizen achteraf met een speciaal mortel gevuld.

In de voorgespannen variant wordt het dek volledig voorgespannen met nagerekt staal. Ter bescherming van de voorspanstrengen tegen corrosie wordt het voorspankanaal achteraf met mortel gevuld. In de berekening wordt gewerkt met voorspansystemen van de firma stronghold. In Nederland en Europa is dit een algemeen veel voorkomend systeem. De reken-technische gegevens van dit systeem zijn vastgelegd in de European Technical Approval No. ETA-06/0006. De volgende elementen worden toegepast:

Voorspanstreng type 15.7 – 6S met $A_p = 150 \text{ mm}^2$. 6S staat voor super, de streng is dan 0,62" of 15,7 mm.

Ankerkop type E 6-19; dit is een systeem waar 19 strengen per ankerkop kunnen worden verankert.



Figuur 16 Ankertype E 6-19 Gebruikt in het dek op Station Eindhoven

De 'Load-Balancing' methode

Het ontwerp van de benodigde voorspanning verloopt volgens de load-balancing methode. Deze methode werd ontwikkeld door ir. T.Y. Lin in 1953 toen hij, nadat hij in aanraking was gekomen met de techniek voorspannen, was afgereisd naar België om mee te helpen aan een onderzoek. Tijdens die periode in België ontwikkelde hij een methode om vrij eenvoudig voorgespannen constructies te ontwerpen, zonder dat daar ingewikkelde wiskundige berekeningen voor nodig zijn. De Load-balancing methode heeft hij, nadat hij terugkeerde naar America daar, verder ontwikkeld en gepromoot. De uiteindelijke 'Load-balancing method' werd officieel in juni 1963 door T.Y. Lin in het Amerikaanse vakblad; Journal of the ACI gepubliceerd.

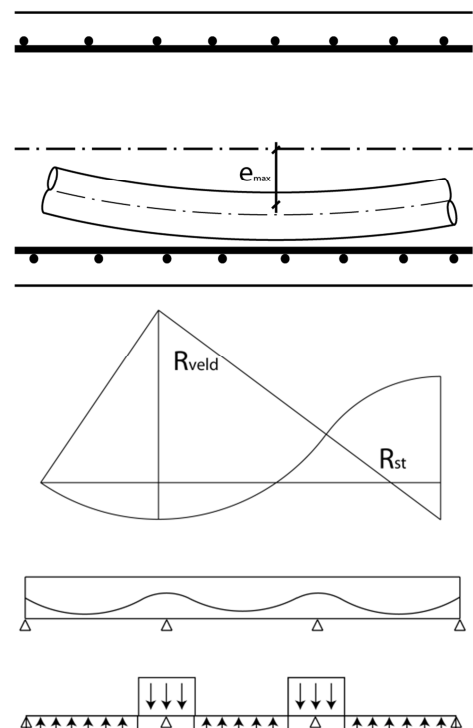
Een algemeen gebruikt uitgangspunt bij het ontwerpen van een voorgespannen constructie is, dat er geen trekspanningen of bijna geen trekspanning worden toegelaten en dat er een maximaal toelaatbare drukspanning is. Met deze uitgangspunten in het achterhoofd moet een ligging van de kabel en een benodigde voorspanning worden bepaald. Vooral bij het ontwerpen van statisch onbepaalde constructies blijkt het voordeel van deze methode vooral tot uiting te komen. Bijvoorbeeld omdat hierdoor de berekening van parasitaire momenten buiten wege gelaten kan worden.

De methode gaat uit van een balk of plaat met een bepaalde dikte waarvoor eerst een uiterst mogelijk kabelverloop voor wordt bepaald. Om de voorspankabel zo effectief mogelijk te gebruiken is het gewenst om een zo groot mogelijke excentriciteit in de kabel aan te brengen. Dit wordt echter wel beperkt door de afmetingen van het betonlichaam en de omliggende wapening.

Als de grootst mogelijke excentriciteit bekend is, kunnen de boogstralen van de kabel worden bepaald. Eerst wordt de minimale boogstraal ter plaatse van het steunpunt vastgesteld, waarna met behulp van de raakcirkel de ligging en grootte van de boogstraal voor het veld kan worden berekend.

Nu de boogstralen bekend zijn kan er een eenheidsvoorspanbelasting worden bepaald. Hierbij wordt een q-last bepaald welke het effect simuleert bij toepassing van één voorspankabel. De momenten ten gevolge van deze q-last kunnen dan worden berekend.

Met behulp van vuistregels wordt een eerste schatting gemaakt van het aantal benodigde voorspanelementen. Hierbij wordt uitgegaan van een opwaartse q-last ten gevolge van de voorspanning van ongeveer 3x het eigen gewicht of kan een voorspanning worden gekozen waarbij normaalspanning van 5-7 N/mm² in de doorsnede zal ontstaan. Het aantal gekozen voorspanelementen wordt vermenigvuldigd met de resultaten ten gevolge van de eenheidsvoorspanning, zodat de momenten ten gevolge van de geschatte voorspanning bekend is. Aan de hand van deze momenten worden, voor de karakteristieke en frequente combinatie, de spanningen met 0% en 100% van de eenheidsvoorspanning in een grafiek uitgezet. De normaalspanning wordt hierbij buiten beschouwing gelaten. In deze grafieken (zie figuur 28 en 29) is een minimum af te lezen; welke een indicatie geeft van de minimaal benodigde normaalspanning en bij welk percentage van de eenheidsvoorspankracht dit mogelijk is. Met behulp van deze waarden wordt een voorspanning en een veldstraal gekozen zodat aan alle spanningseisen wordt voldaan.

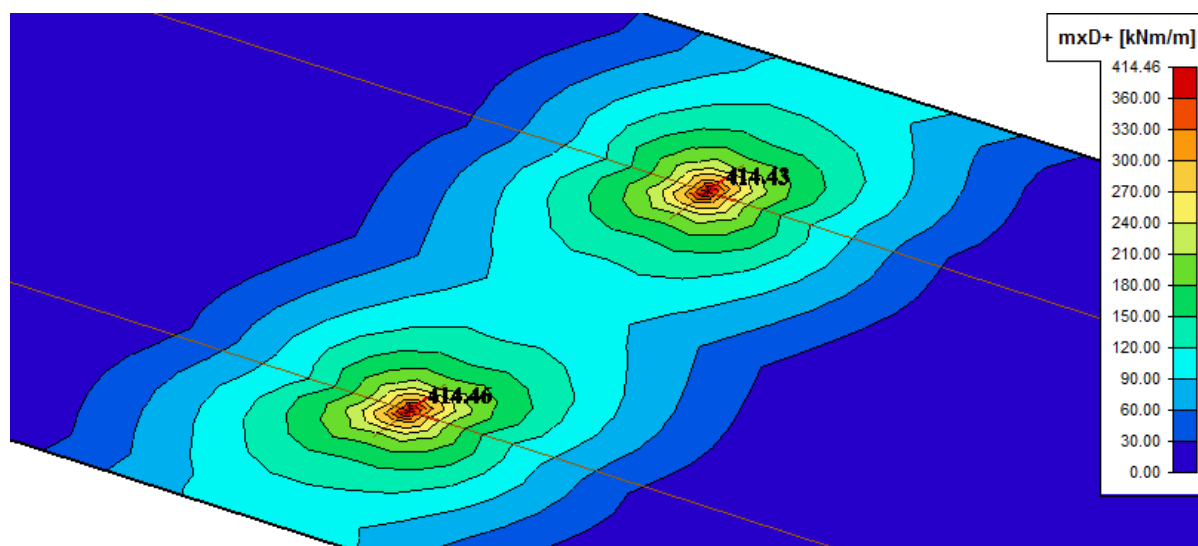


SCIA-Engineer

De krachtsbepaling van de belastingen wordt gedaan middels het programma SCIA-Engineer. Dit programma werkt middels een eindige elementen methode. Het gedimensioneerde model wordt hiervoor gedeeld in een eindig aantal knopen welke worden verbonden met koppelingen. Hierdoor ontstaat een soort net van knopen. Middels een matrixvergelijking wordt de onderlinge verplaatsing van de knopen bepaald. Door deze verplaatsingen te vergelijken met een stijfheidsmatrix kunnen hieruit rekken en spanningen worden bepaald. Waaruit de interne krachten en momenten door het programma worden berekend.

Piekspanningen in de rekenresultaten

Het dek is in een 2D-plaatmodel ontworpen. Een nadeel hiervan is dat SCIA het puur als een model opgebouwd uit systeemlijnen beschouwd terwijl de plaat in werkelijkheid een bepaalde dikte heeft. Ook de steunpunten worden door het programma niet als een oppervlakte ondersteuning maar als puntvormige ondersteuning in de berekening meegenomen. Door deze verkeerde aanname ontstaan er in de resultaten bij de steunpunten piekresultaten die in werkelijkheid veel lager zijn.



Figuur 17 SCIA resultaten zonder middelingsstrook

Het programma SCIA biedt een mogelijkheid deze piekresultaten ter plaatse van de kolommen op een juiste manier te berekenen. Met behulp van de functie, middelingsstrook is het mogelijk de oppervlakte ondersteuning van de kolom te simuleren. Door de oplegreactie van de kolom ontstaat tegen de onderzijde van het dek een verdeellast. Deze verdeellast heeft een tegengestelde werking op het piekmoment. Door een eenvoudig rekenvoorbeeld is de werking van deze middelingsstrook te benaderen.

In het voorbeeld de steunpuntsmomenten ten gevolge van het eigengewicht.

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2$$

$$\text{met: } q = \frac{R_z}{A_{kolom}} \quad \text{en} \quad l = 0,3\text{m}$$

$$\text{waarin: } A_{kolom} = \frac{1}{4} \pi \cdot 0,6^2 = 0,283\text{m}^2$$

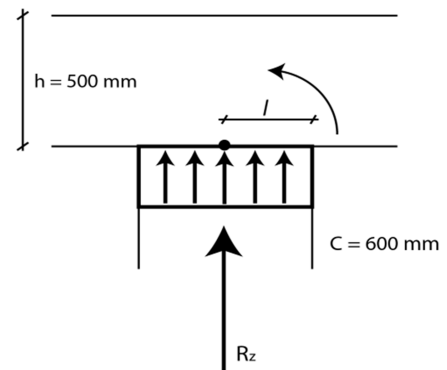
$$\text{en: } R_z = 690,6 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = 109,8 \text{ kNm}$$

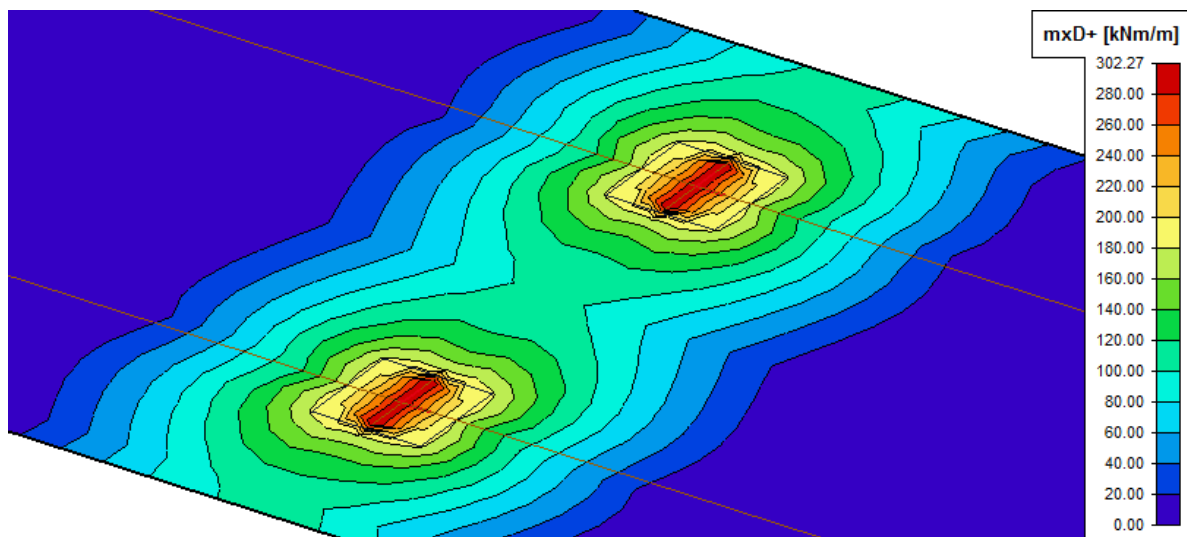
Het moment na benadering van de werkelijke resultaten is:

$$414,5 \text{ kNm} - 109,8 \text{ kNm} = 304,7 \text{ kNm}$$

Als gekeken wordt naar de resultaten van de door SCIA bepaalde momenten met gebruik van de middelingstrook, is te zien dat de uitkomsten van het gereduceerde moment een goede aanname is.

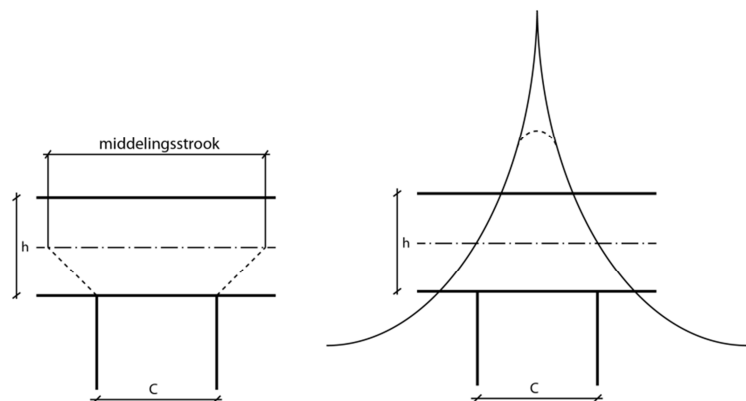


Figuur 18 spanning tgv de oplegging



Figuur 19 SCIA resultaten met middelingstrook

De breedte van de middelingstrook dient op een juiste manier te worden gekozen. De breedte bepaald namelijk hoeveel middeling er wordt toegepast. Voor beide modellen wordt een middelingstrook toegepast van de dikte van de kolom + twee keer de halve dikte van het dek. Door de spreiding in het element is te zien dat de piekresultaat in de resultaten wordt afgevlakt.



Figuur 20 effect van de middelingstrook op het moment

Isotropie en orthotropie

Het programma bepaalt de vormverandering of verplaatsing van de knopen aan de hand van een stijfheidsmatrix. Belangrijk hierbij is de juiste aanname van de E-modulus van het beschouwde materiaal. Bij het traditioneel gewapende dek zal het dek in beide richtingen scheuren waardoor in beide richtingen met dezelfde E-modulus zal worden gerekend. Het dek zal hierbij daarom als isotroop worden beschouwd met een stijfheid in beide richtingen van:

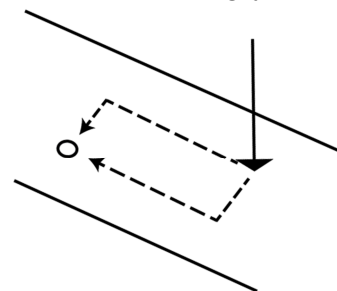
$$E_{\text{gescheurd}} = 10000 \text{ N/mm}^2.$$

De voorgespannen variant zal echter door de extra drukspanning in de langs-richting in de langsrichting niet scheuren. Hierdoor moeten de krachten op een andere manier worden bepaald. In het figuur hiernaast is te zien wat er met een kracht in een vlak gebeurt. De kracht zal zich in twee richtingen richting door de plaat naar het steunpunt aangrijpen.

Doordat in de langs-richting een hogere stijfheid aanwezig is zal de constructie in deze richting een groter deel van de belasting op zich nemen. Hierdoor ontstaat een verschil in de grootte van de momenten tussen de langs- en dwarsrichting van de plaat. Door het dek als een orthotropisch element te beschouwen wordt dit effect in de krachtsbepaling meegenomen. De voorgespannen variant krijgt de volgende stijfheden:

$$E_{\text{gescheurd}} = 10000 \text{ N/mm}^2.$$

$$E_{\text{ongescheurd}} = 40700 \text{ N/mm}^2.$$



Figuur 21 wegvloeien van de krachten tgv een puntlast naar een ondersteuning

4 Uitgangspunten

Materialen

Betonsterkteklasse:	C70/85	(volgens NEN-EN 1992-1-1 tabel 3.1)
Betonstaal:	FeB 500B	(volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.2)
Voorspanstaal:	Y1860 15.7 – 6S	(volgens ETA-06/0006)

Normalisatie

De constructie dient volgens de Eurocodes te worden uitgerekend. Omdat het een spoorconstructie is moet de constructie ook aan de Ontwerpvoorschriften Sporen (OVS) voldoen. De OVS is een door Prorail opgesteld document dat als aanvulling op de Eurocodes dient te worden toegepast.

Voor de berekeningen zijn de volgende normen gebruikt:

- NEN-EN 1990 voor het bepalen van de algemene gevolgklasse, partiële factoren etc.
- NEN-EN 1991-1 voor het bepalen van de grootte van de belastingen
- NEN-EN 1991-2 voor het bepalen van de specifieke verkeersbelastingen (spoorbelasting)
- NEN-EN 1992-1 voor het ontwerpen en berekenen van betonconstructies
- NEN-EN 1992-2 ontwerpen specifiek voor bruggen (waaronder spoorbruggen)
- OVS00030-6 V0004 – Kunstwerken – deel 6 – Aanvulling en wijzigingen op NEN-EN normen

Specifieke aannamen en eisen voor de voorspanningselementen dienen volgens European Technical Approval (ETA) te worden bepaald. In deze ETA's worden verschillende voorspanelementen beschreven die door het Europese Comité zijn goedgekeurd. Ook worden alle uitvoeringstechnische en reken technische eisen hierin beschreven.

Belastingen

Ter afbakening van het project worden niet alle van toepassing zijnde belastingen in de berekening meegenomen. De volgende belastingen zijn van toepassing:

- | | |
|---|------|
| ▪ Eigen gewicht | wel |
| ▪ Rustende belasting | wel |
| ▪ Spoorbelasting | wel |
| ▪ Horizontale belastingen
(rem- en aanzetkrachten) | niet |
| ▪ Temperatuur | niet |
| ▪ Steunpuntszetting | niet |
| ▪ Calamiteiten | niet |
| ▪ Vermoeiing | niet |

Eigengewicht

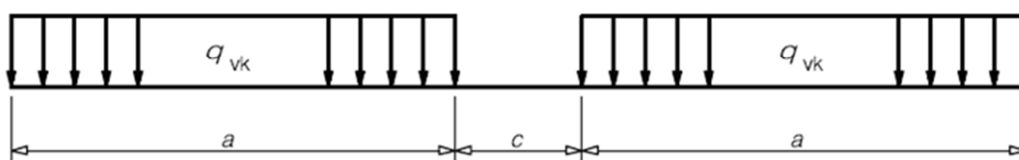
Het eigengewicht van de constructie wordt in de berekening bepaald aan de hand van de vorm van de constructie en het soortelijk gewicht van beton. Dit wordt door het programma SCIA engineer automatisch meegerekend.

Rustende belasting

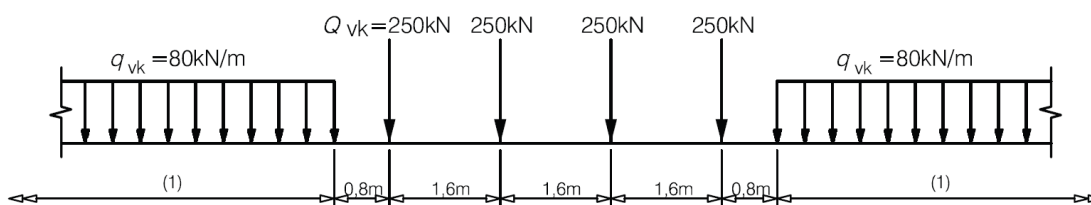
Als rustende belasting wordt alleen de ballast in rekening gebracht. Aangenomen mag worden dat de overige belastingen zoals de bovenleiding etc. in deze verdeellast wordt meegerekend.

Spoorbelasting

De spoorbelasting wordt berekend volgens twee modellen: LM71 en SW/0. Deze belasting modellen zijn opgesteld om de belasting van de zwaarst voorkomende treinen te simuleren.



Figuur 22 Grafische weergave van spoorbelasting SW/0



Figuur 23 Grafische weergave van spoorbelasting LM71

Voor de precieze bepaling van de belastingen en de van toepassing zijnde factoren op de belasting wordt verwezen naar bijlage 2 van het rapport.

Combinatiefactoren voor de traditioneel gewapende variant

	6.10a (ULS)		6.10b (ULS)		6.14b (SLS)		6.15b (SLS)		6.16b (SLS)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
BG1 EG	1.40	0.90	1.25	0.90	1.0	0.9	1.0	0.90	1.0	0.90
BG2 RB	1.40	0.90	1.25	0.90	1.0	0.9	1.0	0.90	1.0	0.90
BG3 SP1	1.92	0	1.92& 2.39	0	1.28& 1.60	0	1.28& 1.60	0	1.60	0
BG4 Sp2	1.92	0	1.92& 2.39	0	1.28& 1.60	0	1.28& 1.60	0	1.60	0

Waarden bepaald in bijlage 2 van het rapport.

Combinatiefactoren voor de voorgespannen variant

	6.10a (uls)		6.10b (uls)		6.14b (sls)		6.15b (sls)		6.16b (sls)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
Eigengewicht	1.40	0.90	1.25	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Rustende Belasting	1.40	0.90	1.25	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Voorspanbelasting	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Load Model 71	1.75	0.00	2.18	0.00	1.45	0.00	1.16	0.00	0.00	0.00
SW/0	1.75	0.00	2.18	0.00	1.45	0.00	1.16	0.00	0.00	0.00

Waarden bepaald in bijlage 2 van het rapport.

Veiligheidsklasse en referentieperiode

Volgens de OVS00030-6 A.2.1 moet op aanvulling van NEN-EN 1990 + NB(2011) op tabel NB 8-2.1 bij definitieve spoorbelaste constructies het volgende aangehouden worden:

- Definitieve constructies worden ingedeeld in ontwerplevensduurklasse 4 met een theoretische ontwerplevensduur van tenminste 100 jaar;
- Definitieve constructies worden ingedeeld in gevolg klasse 3 (CC3)

Milieuklasse en dekking

De milieuklasse voor het constructiedeel wordt conform de OVS-00030-6 versie 4 art. 4.4.1.2 bepaald. Door de ontwerplevensduur van 100 jaar wordt de constructieklasse verhoogd naar S-6. Gezien de vereiste milieuklasse van XC-4 / XD-3 / XF-4 / XA-2 moet een dekking worden toegepast van:

$C_{min} = 50$ mm voor wapeningstaal en $c_{min} = 55$ mm bij voorspanstaal, waarbij de dekking op de omhullingsbuis wordt gerekend.

Dwarskracht

Ten behoeve van de dwarskracht wordt het dek zo ontworpen dat geen dwarskracht wapening benodigd is. Ter plaatse van de steunpunten mag wel dwarskrachtwapening in de vorm van ponswapening worden toegepast. Bij overschrijding van de $v_{c,max}$ mag niet een plaatselijke verdikking van de constructie in de vorm van een kolomplaat worden toegepast, maar moet een andere constructiehoogte voor het gehele dek worden gekozen.

5 Ontwerp voorgespannen variant

Algemeen

Bij de voorgespannen variant wordt de benodigde voorspanning bepaald volgens de Load-balancing methode. Het verloop van deze methode is eerder in het kort uitgelegd in de voorstudie. Om een goed beeld te krijgen van de mogelijkheden wordt eerst een inschatting gemaakt van de minimaal benodigde afmetingen van het dek. In dit hoofdstuk wordt het ontwerp van het dek, het ontwerp van de voorspanning, de benodigde wapening en de toetsing hiervan aan de hand van resultaten uit de gemaakte berekening beschreven. De berekeningen zijn te vinden in bijlage 3 van dit rapport.

Ontwerpstrategie

- Schatting van de minimale dikte van het dek aan de hand van $X_{u;max}$
- Schatting van de minimale dikte van het dek aan de hand van $V_{Rd;max}$.
- Bepalen benodigde wapening dwarsrichting van het dek
- Bepalen van het maximale kabel verloop
- Bepalen van de eenheidsvoorspanbelasting
- Bepalen benodigd aantal voorspankabels aan de hand van de evenwichts-belastingmethode
- Toetsing optredende betonspanningen (BGT)
- Toetsing momentcapaciteit (UGT)
- Toetsing momenten dwarsrichting
 - Scheurwijdte controle
- Toetsing dwarskracht en pons
 - Bepalen van de benodigde ponswapening
 - Controle voldoende laslengte van de ponswapening
- Toetsing van de vervormingen

Belastingen

Voor de berekening zijn de veranderlijke belastingen, LM71 en SW0, op verschillende posities geplaatst zodat de uiterst mogelijke belastinggevallen worden gevonden. De posities zijn bepaald met behulp van invloedlijnen. Omdat het dek symetrisch is is ervoor gekozen alleen de posities voor de langsrichting te bepalen. Voor de verdeling in de dwarsrichting wordt alleen gevarieerd in enkel en dubbelsporige belasting. Een overzicht van de posities van de belastingen is te vinden in bijlage 3 onder 'belastingen'.

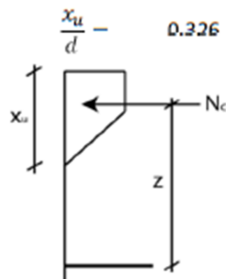
Schatting minimaal benodigde dekdikte met $x_{u;max}$ (zonder wapening)

Eigenschappen beton volgens NEN-EN 1992-1-1 tabel 3.1:

Betonsterkteklasse: **C70/85**

f_{ck}	=	70.0 N/mm ²
$f_{ck,cube}$	=	85.0 N/mm ²
f_{cd}	=	46.7 N/mm ²
f_{cm}	=	78.0 N/mm ²
f_{ctm}	=	5.1 N/mm ²
$f_{ctk,0,05}$	=	3.6 N/mm ²
$f_{ctk,0,95}$	=	6.6 N/mm ²
E_{cm}	=	40742.8 N/mm ²
ϵ_{c3}	=	2.00 ‰
ϵ_{cu3}	=	2.70 ‰
α	=	0.62
β	=	0.35

$$\frac{x_{u;max}}{d} = \frac{0.46}{1.25 \cdot (0.6 + \frac{0.0014}{\epsilon_{cu3}})} = 0.326$$



$$x_{u;max} = d \cdot \frac{x_u}{d}$$

$$\text{met: } d = (0.5 \cdot h) + e$$

$$N_c = \alpha \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x_u$$

$$z = d - \beta \cdot x_u$$

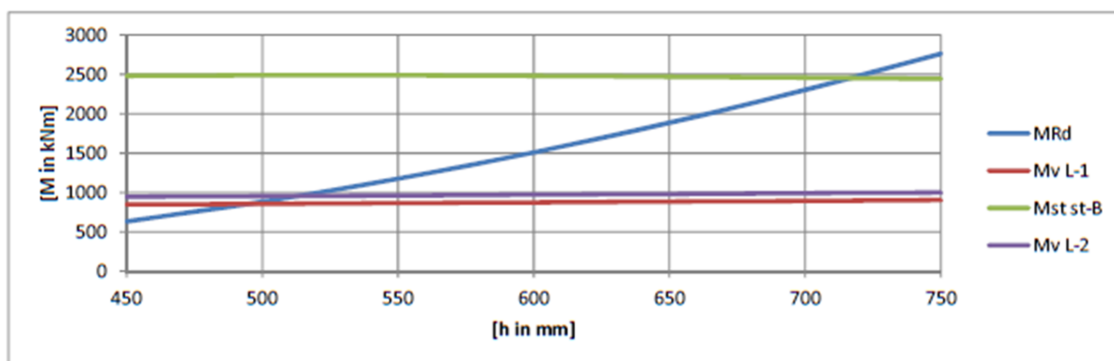
$$M_{Rd} = z \cdot N_c$$

Benodigde dekking op voorspanelementen: betondekking 55 mm + dwarswapening $\varnothing 20$ + langswapening $\varnothing 20$ + supporter $\varnothing 20$ + 1/2 * omhullingsbuis $\varnothing 97$ + Δe 12 = 175 mm

$$e_{max} = (0.5 \cdot h) - 175 \text{ mm}$$

h	e_{max}	d	x_u	z	N_c	M_{Rd}
[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in N]	[in kNm]
750	200	575	187	509	5.4E+06	2762.7
700	175	525	171	465	5.0E+06	2303.1
650	150	475	155	421	4.5E+06	1885.3
600	125	425	139	377	4.0E+06	1509.3
550	100	375	122	332	3.5E+06	1175.1
500	75	325	106	288	3.1E+06	882.6
450	50	275	90	244	2.6E+06	631.9

Mv L-1	Mst st-B	Mv L-2
[in kNm]	[in kNm]	[in kNm]
902.8	2445.0	998.6
893.3	2458.0	989.5
883.7	2471.2	980.5
874.2	2482.7	971.4
864.6	2489.2	962.3
855.2	2488.7	953.3
845.7	2481.9	944.3



In de grafiek hierboven is een vergelijking te zien tussen de momentweerstand en de optredende momenten. Te zien is dat de momentweerstand van het dek bij een dekdikte van ongeveer 725 mm groter wordt dan het optredende steunpuntsmomenten. Dit zou betekenen dat minimaal een dekdikte van 750 mm toegepast kan worden. Vanuit ervaring is bekend dat een voorgespannen spoordek puntvormig ondersteund minimaal een dekdikte van 1/20 van de overspanning kan zijn. In dit geval is dat: 12500 mm / 20 = 625 mm. Een aannemelijke dekdikte van 650 mm zou dan moeten voldoen. Deze vuistregel is echter gebaseerd op een spoordek met een breedte van 12 meter, waar hier 9 m wordt toegepast. Hierdoor verschilt het weerstandsmoment van de doorsnede.

Dit is aan de hand van een eenvoudige berekening aan te tonen.

$$\text{Met } 1/20 \times 12,5 \text{ m} = 0,625 \text{ m} \quad \rightarrow \quad W = 1/6 \times 12 \times 0,625^2 = 0,846 \text{ m}^3$$

Nu wordt een breedte van 9 m toegepast, daarom: $W = 1/6 \times 9 \times h^2$
 We hebben gezien dat $W = 0,846 \text{ m}^3$ dus:

$$0,846 = 1/6 \times 9 \times h^2$$

$$h = (0,846 \times 6 / 9)^{0,5}$$

$$h = 0,750 \text{ m}$$

We zien dus dat de vuistregel hier ondanks het toepassen van een hogere sterktebeton niet wordt beïnvloed.

Schatting minimaal benodigde dekdikte met $V_{Rd;max}$

Volgens NEN-EN 1992-1-1 art 6.4.5 dient gecontroleerd te worden of er een mogelijke perforatie van het dek kan ontstaan. Met de volgende vergelijking wordt dit gecontroleerd:

$$V_{Ed;c} = \frac{\beta \cdot R_d}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd;max} = 10,08 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met: } u_0 = \pi \cdot (0,5 \cdot C) = 942,5 \text{ mm}$$

$$\text{en: } d = 0,9 \cdot h \quad \text{en: } \beta = 1,0 \text{ (vrije oplegging)}$$

h	Rd	d	V _{edc}
[in mm]	[in kN]	[in mm]	[N/mm ²]
750	6087.9	680	9.50
700	6001.5	630	10.11
650	5915.2	580	10.82
600	5828.9	530	11.67
550	5742.6	480	12.69
500	5656.2	430	13.96
450	5569.8	380	15.55

In de tabel hierboven zijn de resultaten van de reactiekrachten R_d voor de verschillende dekdiktes weergegeven. Een nieuwe eis die door de Eurocodes wordt gesteld is de controle op afschuiving direct langs de paal. Dit wordt ook wel perforatie genoemd. De eis wordt gesteld dat de berekende waarde kleiner moet zijn maximaal toelaatbare schuifspanning van het materiaal. Door toepassing van de hogere sterkte klasse C70/85 wordt deze grens gesteld op $V_{Rd;max} = 10,08 \text{ N/mm}^2$. Hierdoor is het in veel gevallen toch nog mogelijk de dwarskracht met ponswapening weg te wapenen. Uit de resultaten uit de tabel blijkt dat bij een dekdikte van 750 mm voor het eerst aan deze randvoorwaarde wordt voldaan.

Tussenanalyse

Uit de vorige twee analyses blijkt dat een minimaal toe te passen dekdikte ongeveer uitkomt op 750 mm. Betreft de afschuiving direct langs de kolom is het mogelijk om de oplegging te vergroten waardoor deze alsnog zal voldoen. Hierdoor rekenen we deze eis niet als maatgevend. De momentweerstand is echter wel maatgevend. In de eerste analyse is de momentweerstand geschat zonder dat de aanwezige praktische wapening in de boven en onderzijde in rekening is gebracht. In de UGT gaat het om de bezwijkweerstand en mag dus de wapening wel worden meegerekend. De effectieve hoogte d zal hierdoor groter worden waardoor een grotere inwendige hefboomsarm aanwezig is.

Schatting minimaal benodigde dekdikte met $x_{u,max}$ (met wapening)

Eigenschappen beton volgens NEN-EN 1992-1-1 tabel 3.1:

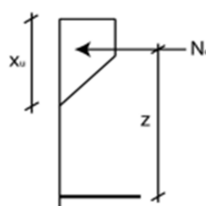
Betonsterkteklasse: **C70/85**

f_{ck}	=	70,0 N/mm ²
$f_{ck,cube}$	=	85,0 N/mm ²
f_{cd}	=	46,7 N/mm ²
f_{cm}	=	78,0 N/mm ²
f_{ctm}	=	5,1 N/mm ²
$f_{ctk,0,05}$	=	3,6 N/mm ²
$f_{ctk,0,95}$	=	6,6 N/mm ²
E_{cm}	=	40742,8 N/mm ²
ϵ_{cs}	=	2,00 ‰
ϵ_{cu3}	=	2,70 ‰
α	=	0,62
β	=	0,35

$$\frac{x_{u,max}}{d} = \frac{0,46}{1,25 \cdot (0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu3}})} = 0,326$$

$$\frac{x_u}{d} = 0,326$$

$$x_{u,max} = d \cdot \frac{x_u}{d}$$



$$\text{met: } d_p = (0,5 \cdot h) + e$$

$$\text{met: } d_s = h - c - \phi_{dwars} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{langs}$$

$$d_{eff} = \frac{d_p + d_s}{2}$$

$$N_c = \alpha \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x_u$$

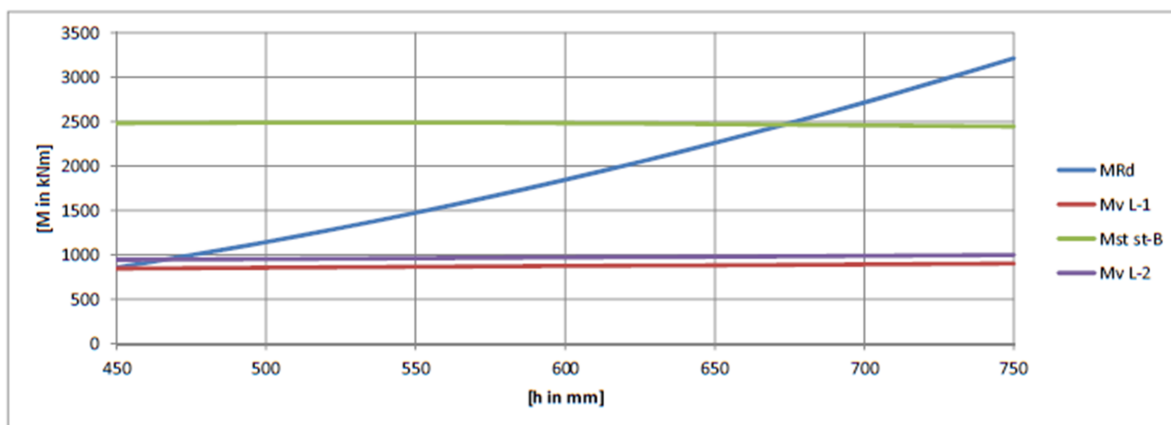
$$z = d - \beta \cdot x_u$$

$$M_{Rd} = z \cdot N_c$$

Benodigde dekking op voorspanelementen: betondekking 55 mm + dwarswapening $\phi 20$ + langswapening $\phi 20$ + supporter $\phi 20$ + $1/2 \cdot$ omhullingsbuis $\phi 97 + \Delta e 12 = 175$ mm

$$e_{max} = (0,5 \cdot h) - 175 \text{ mm}$$

h	e_{max}	d_p	d_s	d_{eff}	x_u	z	N_c	M_{Rd}	Mv L-1	Mst st-B	Mv L-2
[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in mm]	[in N]	[in kNm]	[in kNm]	[in kNm]	[in kNm]
750	200	575	665	620	202	549	5,8E+06	3212,1	902,8	2445,0	998,6
700	175	525	615	570	186	505	5,4E+06	2714,9	893,3	2458,0	989,5
650	150	475	565	520	170	461	4,9E+06	2259,5	883,7	2471,2	980,5
600	125	425	515	470	153	416	4,4E+06	1845,9	874,2	2482,7	971,4
550	100	375	465	420	137	372	4,0E+06	1474,0	864,6	2489,2	962,3
500	75	325	415	370	121	328	3,5E+06	1143,9	855,2	2488,7	953,3
450	50	275	365	320	104	283	3,0E+06	855,7	845,7	2481,9	944,3

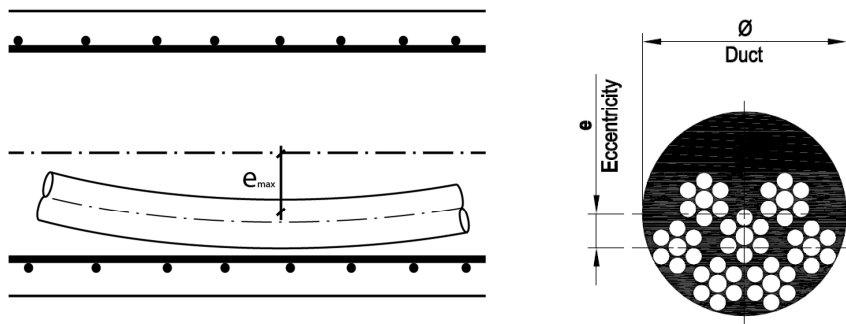


In de bovenstaande grafiek is te zien dat de momentweerstand van de constructie bij het in rekening brengen van de trekwapening inderdaad groter is. Vanaf ongeveer een dek dikte van 675 mm is te zien dat de momentweerstand groter is dan de optredende steunpunten. De minimale dekdikte wordt gesteld op 700 mm. Bij de schatting van de minimale dikte met de controle op de nul periferie V_{Rdmax} , werd bij een dekdikte van 700 mm deze eis overschreden. Daarom wordt ervoor gekozen doormiddel van een stalen plaat de effectieve oplegging te vergroten van $C=600$ mm naar $C=800$ mm. Bij $C=800$ mm wordt een dwarskracht gevonden van $V_{Edc} = 7,57$ N/mm² < 10,08 N/mm² Voldoet.

Schatting minimaal benodigde dwarswapening

Het maximale moment in de dwarsrichting wordt gevonden boven de steunpunten en bedraagt: $M_{Ed} = 1019,1 \text{ kNm}$. Vanuit de zware scheurwijdte eis is bekend dat een maximale staalspanning van 200 N/mm^2 maatgevend zal zijn. Aan de hand van deze eis is de volgende wapening bepaald: $\text{Ø}25-75$ $A_{sprov} = 6545 \text{ mm}^2$

Bepaling van het maximale kabelverloop



Figuur 24 Langsdoorsnede van het kabelverloop

Benodigde dekking op de voorspankabel: Betondekking 55 mm + dwarswapening $\text{Ø}25$ + langswapening $\text{Ø}16$ + supporter $\text{Ø}20$ + $0,5 \times$ omhullingsbuis $\text{Ø}97$ + $\Delta e = 12 \text{ mm}$

Benodigde dekking is: 175 mm

Maximale excentriciteit: $h \text{ 700 mm} / 2 = 350 \text{ mm}$ $350 \text{ mm} - 175 \text{ mm dekking} = 175 \text{ mm}$

Bij gebruik van de maximale excentriciteit is een boogstraal mogelijk van:

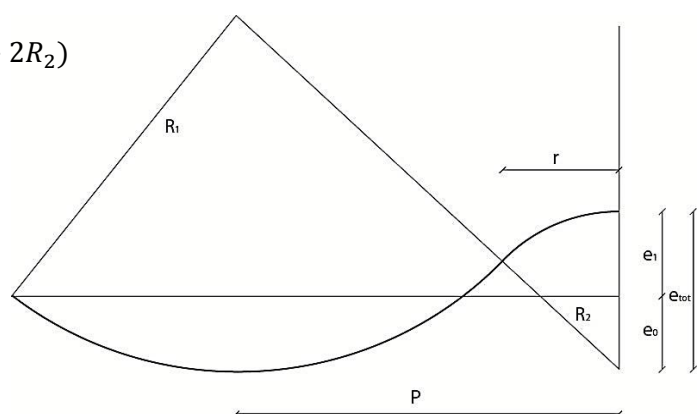
$R_2 = 10,0 \text{ m}$
 $l_{eff} = 12,5 \text{ m}$
 $e_0 = e_1 = 0,175 \text{ m}$
 $e_{totaal} = 0,350 \text{ m}$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{P^2}{e_{tot}} - 2R_2 \right)$$

$$e_0 = \frac{(l_{eff} - P)^2}{2R_1}$$

Bij $P = 7,521$ zijn de top- en voetboog in punt r aan elkaar gelijk.

Hierbij heeft de voetboog een straal van: $R_1 = 70.817 \text{ m}$



Figuur 25 bepaling voorspanverloop met de raakcirkels

Eenheidsvoorspanbelasting

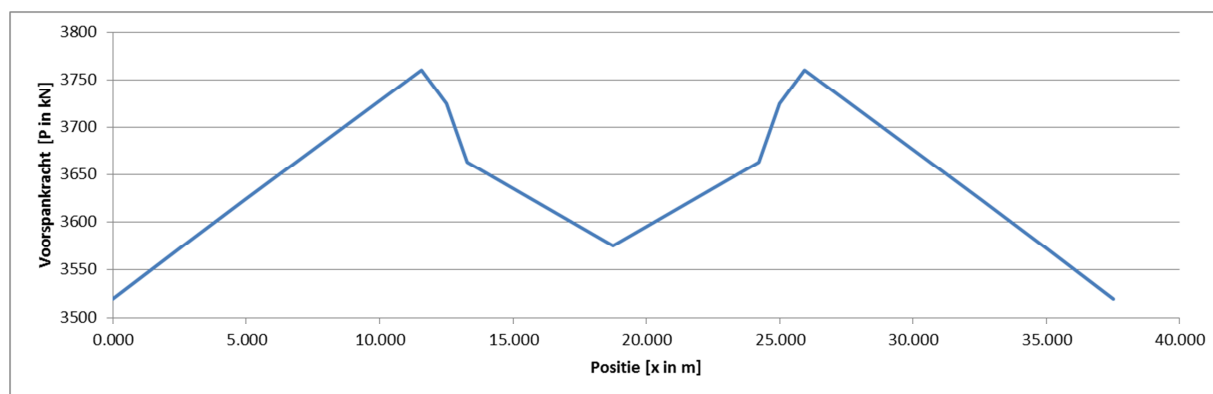
Aan hand van de randvoorwaarden voor het maximale kabelverloop is de kleinst mogelijke boogstraal gekozen die in het dek past. De boogstraal wordt voor de drie velden gelijk gesteld waardoor voor het middenveld geldt: $e_p = 0.067\text{m}$ in plaats van $e_p = 0,175\text{m}$ in het eerste en laatste veld. Dit wordt gedaan zodat opwaardse q -last ten gevolge van het gebogen kabelverloop in elk veld identiek aan elkaar is. Worden verschillende boogstralen gekozen zal de voorspanning in het ene veld het andere negatief kunnen beïnvloeden.

Aan de hand van het bepaalde kabelverloop wordt de invloed van de wrijvingsweerstand door de krommingsdruk bepaald.

Afstand tot stp-A	Gespannen vanaf A	Gespannen vanaf D	Maximale voorspankracht
0.00 m	$1.000 * F_{p;vijzel}$	$0.799 * F_{p;vijzel}$	4000 kN
4.979 m	$0.978 * F_{p;vijzel}$	$0.817 * F_{p;vijzel}$	3913 kN
11.569 m	$0.950 * F_{p;vijzel}$	$0.841 * F_{p;vijzel}$	3800 kN
12.500 m	$0.931 * F_{p;vijzel}$	$0.858 * F_{p;vijzel}$	3725 kN
13.273 m	$0.916 * F_{p;vijzel}$	$0.872 * F_{p;vijzel}$	3663 kN
18.750 m	$0.894 * F_{p;vijzel}$	$0.894 * F_{p;vijzel}$	3575 kN
24.227 m	$0.872 * F_{p;vijzel}$	$0.916 * F_{p;vijzel}$	3663 kN
25.000 m	$0.858 * F_{p;vijzel}$	$0.931 * F_{p;vijzel}$	3725 kN
25.931 m	$0.841 * F_{p;vijzel}$	$0.950 * F_{p;vijzel}$	3800 kN
32.521 m	$0.817 * F_{p;vijzel}$	$0.978 * F_{p;vijzel}$	3913 kN
37.500 m	$0.799 * F_{p;vijzel}$	$1.000 * F_{p;vijzel}$	4000 kN

Tabel 5 verloop van de voorspankracht zonder wigintrekking

Door de wigintrekking van 6 mm zal de voorspankracht aan het begin van de voorspankabel afnemen. Uit berekening blijkt dat de invloed van de wigintrekking door wrijving na 13,9 m niet meer merkbaar is. De invloed van de wigintrekking is dus voorbij het eerste steunpunt op 12,5 m waarneembaar. Verwacht wordt dat door de grote wrijving door de kleine boogstraal ter plaatse van het steunpunt dit niet het geval zal zijn. Daarom wordt aangenomen dat de invloed lengte van de wigintrekking 12,5 m is.

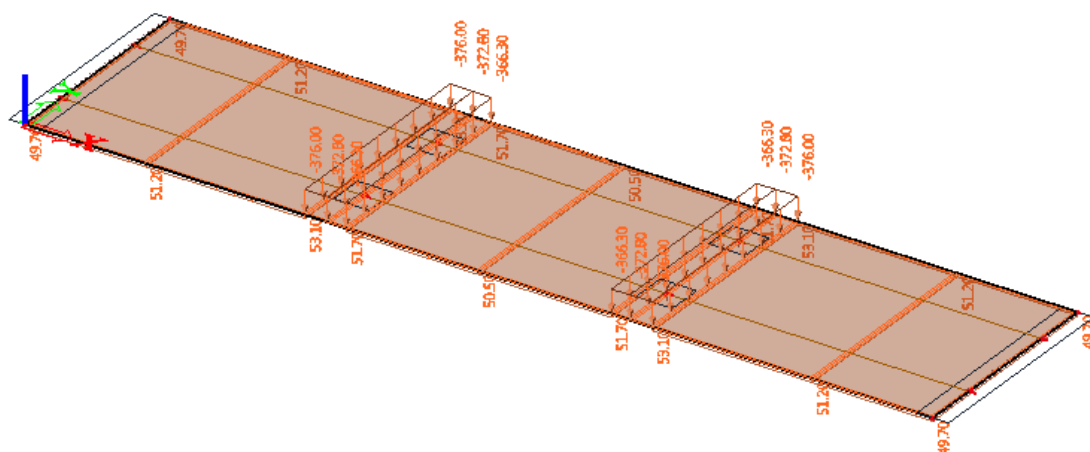


Figuur 26 Verloop van de voorspankracht (met invloed van de wigintrekking)

Met het verloop van de kabel (boogstralen) en de grootte van de voorspankracht bekend is de resulterende q-last bepaald en berekend.

Snede:	X [m]	P [kN]	R [m]	$q_{vsp} \uparrow$ [kN/m]	$q_{vsp} \downarrow$ [kN/m]
Stp-A	0.000	3520	0.000	49.7	
Veld L-1	4.979	3624	70.817	51.2	
Overgang	11.569	3760	70.817	53.1	-376.0
Stp-B	12.500	3725	10.000		-372.5
Overgang	13.273	3663	10.000	51.7	-366.3
Veld L-2	18.750	3575	70.817	50.5	
Overgang	24.227	3663	70.817	51.7	-366.3
Stp-C	25.000	3725	10.000		-372.5
Overgang	25.931	3760	10.000	53.1	-376.0
Veld L-3	32.521	3624	70.817	51.2	
Stp-D	37.500	3520	70.817	49.7	

Tabel 6 bepaling van de q-last tgv de eenheidsvoorspanning



Figuur 27 grafische weergave van de resulterende q-last tgv de eenheidsvoorspanning

De bovenstaande belastingen zijn in SCIA-Engineer berekend. Hierbij zijn de volgende resultaten gevonden:

Stp-A	Veld L-1	Stp-B	Veld L-2	Stp-C	Veld L-3	Stp-D
0 kN	642 kN	-725 kN	208 kN	-725 kN	642 kN	0 kN

Tabel 7 resulterende momenten tgv de eenheidsvoorspanning

Load-balancing

Met de gegevens bekend kan een inschatting worden gemaakt van het aantal benodigde voorspanelementen. Dit wordt gedaan aan de hand van een vuistregel, hierbij wordt uitgegaan van een opwaartse q-last ten gevolge van de voorspanning van ongeveer 3x het eigen gewicht of kan een voorspanning worden gekozen waarbij een normaalspanning van 5-7 N/mm² in de doorsnede zal ontstaan.

$$F_{pw} = A_c \times \sigma_c = (9000 \times 700) \times 7 \text{ N/mm}^2 = 44.100 \text{ kN}$$

Benodigd aantal voorspanelementen: 44.100 kN / 4000 kN = 11 voorspanelementen.
Gekozen wordt voor 12 elementen over de gehele breedte van het dek.

Stp-A	Veld L-1	Stp-B	Veld L-2	Stp-C	Veld L-3	Stp-D
0 kN	7.704 kN	-8.700 kN	2.496 kN	-8.700 kN	7.704 kN	0 kN

Grafiek frequente combinatie

De optredende spanningen in de onderste en bovenste vezel van het beton zijn bepaald voor de frequente combinatie. Ook de spanningen ten gevolge van de eenheidsvoorspanning zijn bepaald. In de grafiek zijn deze spanningen met elkaar vergeleken door de spanningen voor 0% en 100% van de voorspanning te bekijken.

Bij de grafiek blijkt er een minimum van de betonspanning op te treden bij ongeveer 81% van de eenheidsvoorspanning.

Bij deze hoeveelheid voorspanning is een betontrekspanning af te lezen van ca. 7.2 N/mm².

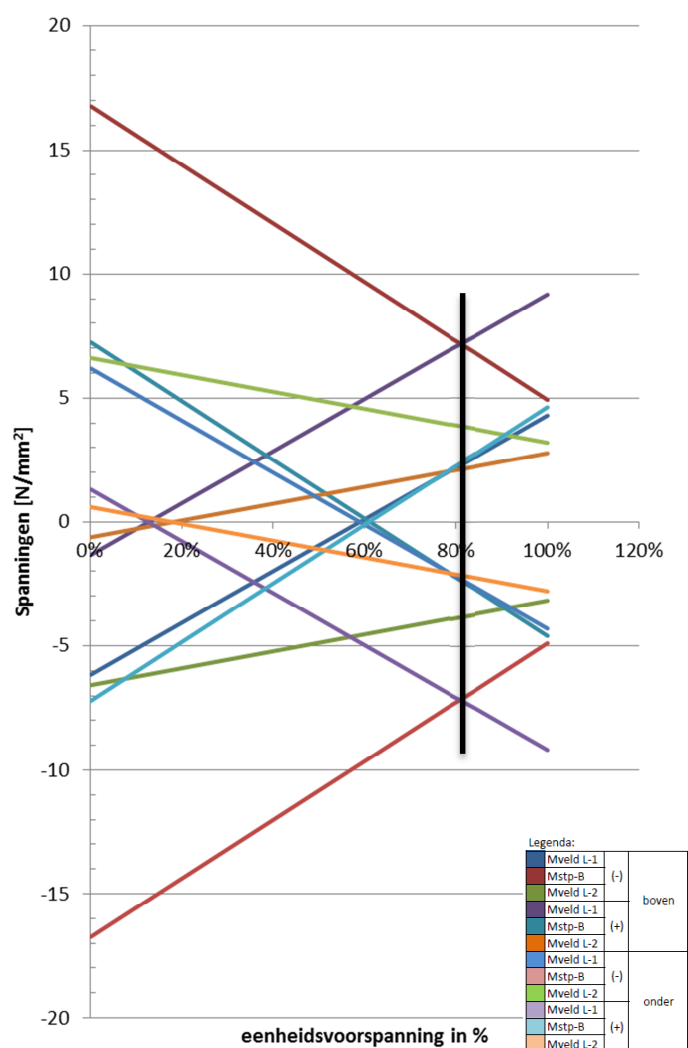
Hierdoor moet een minimale drukspanning worden aangebracht van 7.2 N/mm². De totaal benodigde voorspanning komt dan op 45.260 kN. Iets meer dan aanvankelijk is geschat.

Bij de benodigde voorspanning van 81% is een krommingsdruk nodig van:

$$q_{vsp} = (0,81 \times 12 \times 4000 \text{ kN}) / 70,817 \text{ m}$$

$$q_{vsp} = 549,0 \text{ kN/m}$$

Bij $F_{pw} = 45.260 \text{ kN}$ en $q_{vsp} = 549 \text{ kN/m}$ is een veldstraal nodig van: 82,439m



Figuur 28 spanningsgrafiek (frequente combinatie)

Grafiek karakteristieke combinatie

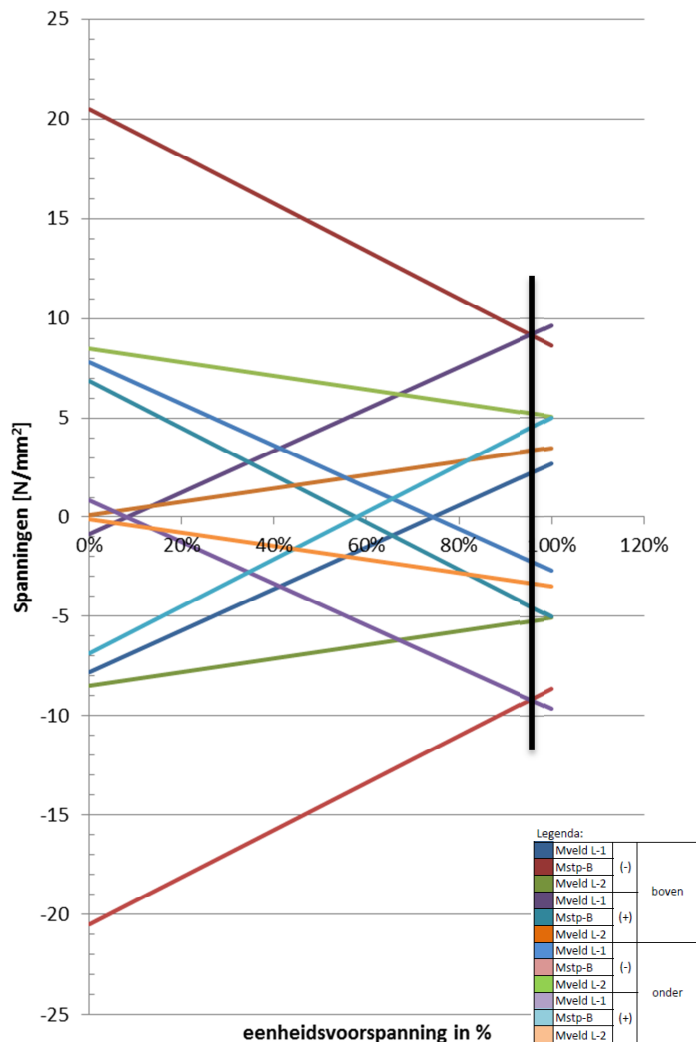
De optredende spanning in de onderste en bovenste vezel van het beton zijn ook bepaald voor de karakteristieke combinatie. Ook de spanningen ten gevolge van de eenheidsvoorspanning zijn bepaald. In de grafiek zijn deze spanningen met elkaar vergeleken door de spanningen voor 0% en 100% van de voorspanning te bekijken.

Bij de grafiek blijkt er een minimum van de betonspanning op te treden bij ongeveer 96% van de eenheidsvoorspanning.

Bij deze hoeveelheid voorspanning is een betontrekspanning af te lezen van ca. 9.2 N/mm^2 .

Voor de karakteristieke combinatie mag een kleine trekspanning in het beton worden toegelaten van $1,5 \text{ N/mm}^2$. Hierdoor moet een minimale drukspanning worden aangebracht van $-9.2 + 1,5 = -7,7 \text{ N/mm}^2$. De totaal benodigde voorspanning komt dan op 48.736 kN . Ook iets meer dan aanvankelijk werd geschat.

Met de benodigde voorspanning van 96% wordt een krommingsdruk gevonden van: $q_{vsp} = 650,7 \text{ kN/m}$ en een boogstraal van: 74.898 m .



Figuur 29 Spanningsgrafiek (karakteristieke combinatie)

Benodigde werkvoorspanning

Uit de spanningsgrafieken voor de frequente en de karakteristieke belasting combinatie zijn de volgende gegevens bekend geworden:

	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,toelaatbaar}$	σ_c	$\%_{ovsp}$	F_{pw}	q_{vsp}	R_{veld}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[---]	[kN]	[kN/m]	[m]
Freq	-7.18	+0.00	7.18	0,81	45.260	549.0	82.439
Kar	-9.24	+1.50	7.74	0,96	48.736	650.7	74.898

Tabel 8 basiswaarden voor het bepalen van de benodigde voorspanning en bijbehorende kernstralen

Tussen de benodigde voorspanning voor de verschillende combinaties zit een redelijk verschil in benodigde boogstraal en benodigde krommingsdruk. Hierdoor wordt bij beide keuzes geen voorspanning gevonden die voldoet. Bij beide keuzes blijkt bij de één trekspanningen in de bovenzijde te ontstaan ter plaatse van het steunpunt, waar bij de andere trekspanningen ontstaan in de onderzijde ter plaatse van het veld. Een mogelijke

oplossing om de ontstane trekspanningen op te nemen is door meer centrische voorspanning aan te brengen. Uiteindelijk wordt een evenwicht gevonden bij een centrische voorspanning met een $R_{\text{veld}} = 100$ m. Hierbij is een totale voorspanning benodigd van: 60.000 kN. Deze is te bereiken door toepassing van 18 voorspanelementen.

$$\sigma_{\text{pw}} = 60.000.000 \text{ N} / 18 \text{ elementen} / 2850 \text{ mm}^2/\text{element} = 1169 \text{ N/mm}^2 \quad \text{is mogelijk.}$$

Toegepast voorspananker Type E 6-19 mag met een minimale hart op hart afstand van 495mm ten opzichte van elkaar worden geplaatst. Bij plaatsing van 18 elementen is de hart op hart afstand: $9,0 \text{ m} / 18 \text{ elementen} = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$.

$$495 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \quad \text{Voldoet!}$$

Het toepassen van 18 voorspanelementen past dus binnen de doorsnede.

Toetsing voor de bruikbaarheidstoestand

Aan de hand van de bepaalde voorspankracht, het verloop van de voorspankabels en de berekende momenten is het mogelijk om de spanningen die in de betondoorsnede ontstaan te bepalen. Volgens de OVS00030-6 v0004 dient de benodigde voorspankracht en de bepaling van het kabelverloop gedimensioneerd te worden in de bruikbaarheidsgrenstoestand. Per combinatie zijn verschillende eisen gesteld met betrekking tot de toelaatbare trekspanningen in het beton. De maximale drukspanning dient volgens de NEN-EN 1992-1-1 5.10.2.2 Niet hoger te zijn dan $0,6 f_{\text{ck}}$. In de volgende tabel een overzicht van de randvoorwaarden voor het ontwerp.

Belastingcombinatie:		Max. trek:	Max. druk:
Quasi-permanent	Zijde met voorspanning	$\sigma_b < 0.00 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$
	Zijde zonder voorspanning	$\sigma_b < 0.00 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$
Frequent	Zijde met voorspanning	$\sigma_b < 0.00 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$
	Zijde zonder voorspanning	$\sigma_b < 1.50 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$
Karakteristiek	Zijde met voorspanning	$\sigma_b < 1.50 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$
	Zijde zonder voorspanning	$\sigma_b < 2.25 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_b < 42.00 \text{ N/mm}^2$

Tabel 9 spanningseisen voor de verschillende combinaties

Bij de berekening van de spanningen wordt uitgegaan van twee situaties. De eerste situatie is bij het op spanning brengen van de voorspanning welke we $t=0$ noemen. De tweede situatie is in de gebruikssituatie welke we $t=\infty$ noemen. Bij het aanbrengen van de voorspanning is het gevaar dat door het excentrisch aangrijpen van de voorspankabel er trekspanningen in de drukzijde van de constructie ontstaan. Als je kijkt naar het veld, is de enige belasting bij $t=0$ het eigen gewicht en de ballast. Door het excentrisch aangrijpen van de voorspanning is het dus mogelijk dat de som van de spanningen in de bovenzijde van de constructie te laag wordt en er trekspanningen ontstaan. Dit effect wordt het opbarsten genoemd. In de gebruikssituatie $t=\infty$ is het andersom. Door het lagere effect van de voorspanning door de tijdsafhankelijke verliezen en doordat het dek nu wel belast wordt, zullen de mogelijke trekspanningen zich nu aan de onderzijde bevinden. De spanningen zijn in alle snedes, in zowel de boven- en onderzijde in $t=0$ en $t=\infty$ gecontroleerd. De spanningen die gevonden worden vallen in alle situaties binnen de gestelde eisen.

Toetsing moment capaciteit langsrichting

De momentcapaciteit wordt getoetst voor de drie maatgevende snedes: veld L-1, stp-B en veld L-2. De capaciteit wordt op twee manieren bepaald, zowel de weerstand aan de hand van de maximale hoogte van de drukzone $X_{u;max}$ als door de X_u bepaald doormiddel van horizontaal evenwicht.

Snede	Veld L-1	Stp-B	Veld L-2
M_{Ed}	1164.9 kNm	2749.5 kNm	1272.8 kNm
M_{Rd}	2728.0 kNm	3635.7 kNm	2388.4 kNm
U.C.	0.43	0.76	0.53

Tabel 10 unity checks voor de maatgevende sneden

Bepaling van de dwarswapening

Ten behoeve van de grote momenten ter plaatse van de steunpunten wordt er over een strook van 3 meter zwaardere wapening toegepast.

De volgende wapening is bepaald:

Dwarsrichting; bovennet: Ø25-75 tpv kolomstrook
 Ø16-100 basisnet tpv veld
 Ondernet: Ø16-100 basisnet

De gekozen wapening voldoet aan de gestelde eisen betreft de min. en maximum wapeningsverhouding. Ook de geëiste maaswijdte van 50mm wordt aan voldaan.

Toetsing van de momenten

De verschillende wapening is getoetst aan de hand van een controle berekeningen. Hierbij zijn de volgende waarden van de unity check gevonden:

Dwarsrichting; bovennet: tpv kolomstrook: 0.63
 Ondernet: tpv veld: 0.41

Scheurwijdte controle

Bij de controle op de scheurwijdte wordt door de lager spanning in het betonstaal van ca. 200 N/mm² een scheurwijdte gevonden van 0,16 mm < 0,2 mm. Voldoet!

Controle op dwarskracht

Bij de controle op dwarskracht bij de eindopleggingen mag de drukspanning ten gevolge van de voorspankracht voor een deel in rekening worden gebracht. Hierdoor is de dwarskracht capaciteit aanzienlijk groter. De volgende resultaten zijn berekend:

$$H \ 700 \text{ mm} \quad V_{Ed} = 786,5 \text{ kN} \quad < \quad V_{Rdc} = 1149,5 \text{ kN}$$

Geen dwarskrachtwapening nodig!

Pons berekening

Uit berekening blijkt dat de optredende dwarskracht ten gevolge van pons groter zijn dan de capaciteit van het dek. Ponswapening is daarom nodig.

$$V_{Rdc} = 0,57 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad v_{Ed} = 0,88 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad v_{Rdmax} = 10,08 \text{ N/mm}^2$$

Volgens artikel 6.4.5 (3) dient gecontroleerd te worden of er een perforatie van de kolom door het dek kan ontstaan. Hierbij wordt gecontroleerd of de afschuiving direct langs de kolom binnen de grenswaarde van V_{Rdmax} blijft.

$$v_{Ed} = 8,58 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad v_{Rdmax} = 10,08 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet}$$

De ponswapening wordt gepositioneerd in cirkels rond de kolom. Totaal benodigd aantal dubbele haarspelden: 42. Deze worden aangebracht in vier cirkels met per cirkel 8 Ø 16 hrsp.

Toetsing van de vervormingen

Doorbuigingseisen gesteld door de normen wordt de zwaarste aangehouden. Voor de verticale verplaatsingen wordt door de NEN-EN 1990 NB A.2.4.4.2.3 een specifieke eis gesteld voor door spoorbelaste dekken. Deze eis bedraagt $U_{z,max} = 1/800$ overspanning. Bij een overspanning van 12.500 m is dit een maximale verplaatsing van 15.6 mm

De in SCIA-Engineer verkregen resultaten geven een maximale verticale verplaatsing van ca. 5.0 mm.

$$5.0 < 15.6 \quad \text{dus voldoet!}$$

Eisen met betrekking tot de maximale hoekverdraaiing worden gegeven in de OVS00030-6 waar als wijziging op bijlage A.2.4.4.2.4 op de NEN-EN 1990 het volgende wordt gesteld:

$$\begin{array}{llll} 1^{\text{e}} \text{ veld:} & \varphi_1 & = & 7,0 \times 10^{-3} \quad \text{rad/m} \\ \text{Middenveld:} & \varphi_1 + \varphi_2 & = & 10,0 \times 10^{-3} \quad \text{rad/m} \end{array}$$

In de SCIA resultaten wordt een maximale hoekverdraaiing gevonden van $1,1 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$. Ook hieraan wordt voldaan.

Analyse voorgespannen variant

Gebleken is dat de grote krachten ter plaatse van de kolommen maatgevend zijn geworden voor de afmetingen van het ontworpen dek. Door de grote overspanningen en de relatief weinig opleggingen ontstaan er grote concentraties van de krachten bij de kolommen. Bij de inschatting van de afmetingen is daar al rekening mee gehouden. Uit de inschatting aan de hand van de momenten bleek een dek van 700mm mogelijk. Na berekening van de optredende pons blijkt dat aan de grenswaarde voor pons niet werd voldaan. Met respect voor deze eis is er gekozen de effectieve oplegging te vergroten doormiddel van de stalen plaat.

Het ontwerp van de benodigde voorspanning wordt gebaseerd op de bruikbaarheidsgrenstoestand. Hierdoor liggen de uitgangspunten anders, waardoor ook andere situaties maatgevend zijn. Bij het bepalen van de benodigde werkvoorspanning is dat duidelijk geworden. Gezien de kosten en effectiviteit van de voorspanning, is het gewenst een zo groot mogelijke excentriciteit in de kabel te creëren zodat met relatief weinig voorspanning een grote opwaartse kracht ontstaat. Bij een volledig belast dek zou dit voor voldoende capaciteit zorgen. Teveel voorspanning zorgt er echter voor dat in een onbelaste situatie het dek omhoog komt te staan en 'opbarsten' een gevolg kan zijn. Vanwege de geringe afmetingen van het dek en daarmee relatief weinig eigengewicht, blijkt dit al snel aan de orde te zijn. Tegelijkertijd is relatief veel voorspanning benodigd door de grote momenten bij de steunpunten. Een evenwicht is gevonden door de kabels centrischer in de constructie aan te brengen, waardoor met behulp van voldoende voorspanning toch genoeg capaciteit is gevonden. De grote benodigde hoeveelheid voorspanning blijkt net aan toepasbaar in de beschikbare ruimte van de doorsnede. Het toegepaste voorspananker vereist minimaal een h.o.h. afstand van 495mm. Om de berekende voorspanning te verkrijgen blijken er 18 elementen benodigd te zijn. Bij plaatsing van 18 elementen is de h.o.h. afstand: $9,0 \text{ m} / 18 = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$. Het aantal benodigde voorspanelementen blijkt dus net aan te passen.

6 Ontwerp traditionele variant

Algemeen

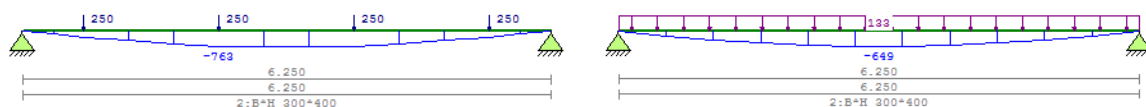
Het betonnen dek kenmerkt zich als een plaat vrij opgelegd op meerdere steunpunten met aan de eindén een lijnoplegging. Door de grote momenten ter plaatse van de steunpunten moet de wapening van het bovennet voldoende capaciteit hebben om de spanningen op te kunnen nemen. Om wapening te besparen en een economisch ontwerp te bepalen wordt er daarom ontworpen met behulp van wapeningsbanen. Ter plaatse van de steunpunten wordt er over een strook plaatselijk meer wapening toegepast. Hierdoor worden de spanningen door de wapening opgenomen waar dat nodig is en wordt er in de rest van het dek wapening bespaard. Met het oogpunt op de ruimtelijke beleving van de passage is het niet gewenst om ter plaatse van de kolomstroken een verdikking toe te passen. Hierdoor zal waarschijnlijk wel ponswapening moeten worden toegepast om de schuifspanningen ten gevolge van de dwarskracht op te kunnen nemen. In de tekst wordt het verloop van het ontwerpproces en de toetsing ervan beschreven. De berekeningen achter deze resultaten zijn in bijlage 4 van het verslag te vinden.

Ontwerpstrategie

- Schatting van minimale dikte van het dek aan de hand van $X_{u;max}$
- Schatting van de wapening langs- en dwarsrichting
 - Controle min. en max. wapeningsverhouding (volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 9.2.1.1)
 - Controle van de detailleringseisen (volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 9.3 en 9.4)
- Controle op dwarskracht en pons
 - Bepalen van de benodigde ponswapening
 - Controle op voldoende laslengte van de haarspelden
- Scheurwijdte controle
- Toetsing van de vervormingen

Belastingen

In deze variant zal alleen met belastinggeval LM71 worden gerekend. Door de geringe kolomafstand van 6,25m is de LM71 maatgevend. Dit komt door de aanwezigheid van vier grote puntlasten in belastinggeval LM71. Met een eenvoudige berekening is dit aangetoond.



Figuur 30 Technosoft berekening ter vergelijking van LM71 (links) en SW/0 (rechts)

De positionering van de belastingen bij deze variant zal met behulp van een ingebouwde functie van SCIA gebeuren. In SCIA bestaat de mogelijkheid de treinbelasting over een virtueel spoor te laten rijden. Hierdoor zal de treinbelasting met een vooraf ingestelde

stapgrootte zich over de constructie voortbewegen. Met behulp van combinatiesleutels is het daarna mogelijk al deze belastinggevallen automatisch met elkaar te combineren.

Combinatiesleutel

Door het gebruik van de treinsimulatie heeft het programma een groot aantal belastinggevallen gecreëerd. Doormiddel van combinatiesleutels is het mogelijk deze belastinggevallen automatisch met elkaar te laten combineren. Door de combinatiesleutels te bundelen in een resultaatklasse kan in een keer de omhullende resultaten worden bekeken.

belastinggeval	Beschrijving	Lastgroep	Eigenschap
BG1	Eigengewicht	1	Standaard
BG2	Ballast	1	Standaard
BG3 t/m BG153	Spoor 1	2	Exclusief
BG503 t/m BG1003	Spoor 2	3	Exclusief

Tabel 11 overzicht van de lastgroepen

De belastingen worden in lastgroepen verdeeld en de eigenschap standaard of exclusief gegeven. De sleutel combineert namelijk de lastgroepen. Daarbij is het niet de bedoeling dat alle belastinggevallen bij elkaar op worden geteld, maar dat telkens één positie in de combinatie wordt opgenomen. De permanente belastingen worden hierdoor telkens met een of twee spoorbelastingen gecombineerd.

	6.10a (ULS)		6.10b (ULS)		6.14b (SLS)		6.15b (SLS)		6.16b (SLS)	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
LG1 EG	1.40	0.90	1.25	0.90	1.0	0.90	1.0	0.90	1.0	0.90
LG1 RB	1.40	0.90	1.25	0.90	1.0	0.90	1.0	0.90	1.0	0.90
LG2 sp1	1.92	0	1.92 & 2.39	0	1.28 & 1.60	0	1.28 & 1.60	0	1.60	0
LG3 sp2	1.92	0	1.92 & 2.39	0	1.28 & 1.60	0	1.28 & 1.60	0	1.60	0

Tabel 12 combinatiefactoren

Volgens de eurocodes dienen de belastingen met veiligheidsfactoren te worden vermenigvuldigd. Hierboven is een overzicht te zien van de bepaalde factoren. Hoe deze factoren tot stand zijn gekomen is te vinden in bijlage 2.

Combinatiesleutels:						
Belastinggeval	A	B	C	D	E	F
LG1 Eigengewicht	1.25	1.25	1.25	0.90	0.90	0.90
LG1 Ballast	1.25	1.25	1.25	0.90	0.90	0.90
LG2 SP1	2.39	1.92	2.39	2.39	1.92	2.39
LG3 SP2	1.92	2.39	2.39	1.92	2.39	2.39

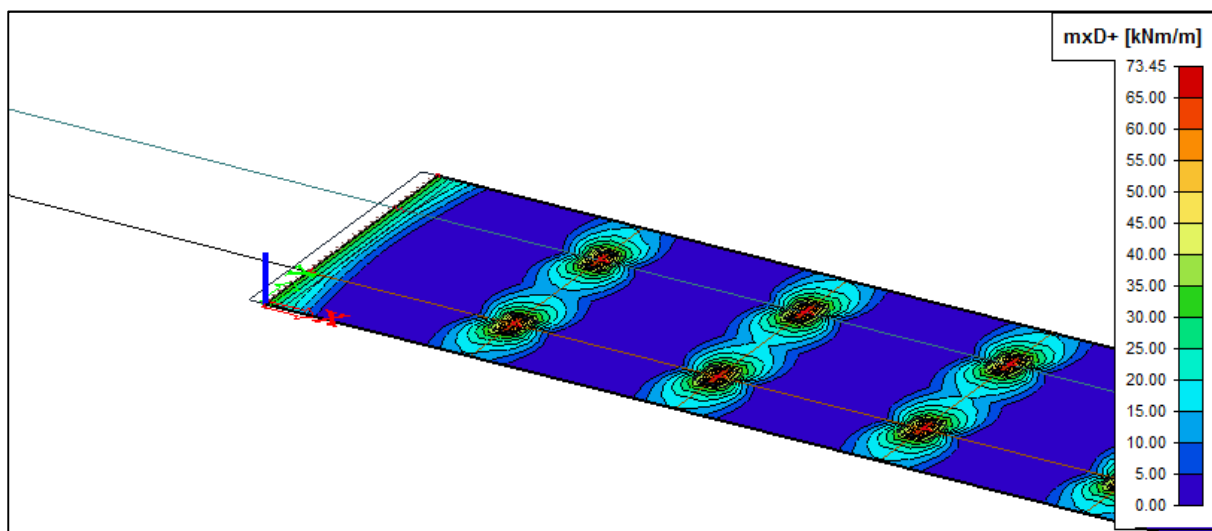
Tabel 13 combinatiesleutels

Hierboven zijn de combinatiesleutels voor de combinatie 6.10b weergegeven. Er zijn telkens 3 situaties mogelijk: beide sporen belast, alleen links belast en alleen rechts belast. En twee situaties waarbij de permanente belastingen met 1.25 en 0.9 worden vermenigvuldigd. Voor de 6.10b zijn daarom 6 sleutels van toepassing. Het programma zal automatisch doormiddel van deze sleutels de verschillende belastinggevallen combineren. Voor de 6.10b zijn dit 135.000 combinaties, namelijk: 6 sleutels x Sp1 (150 belastingen) x Sp2 (150 belastingen).

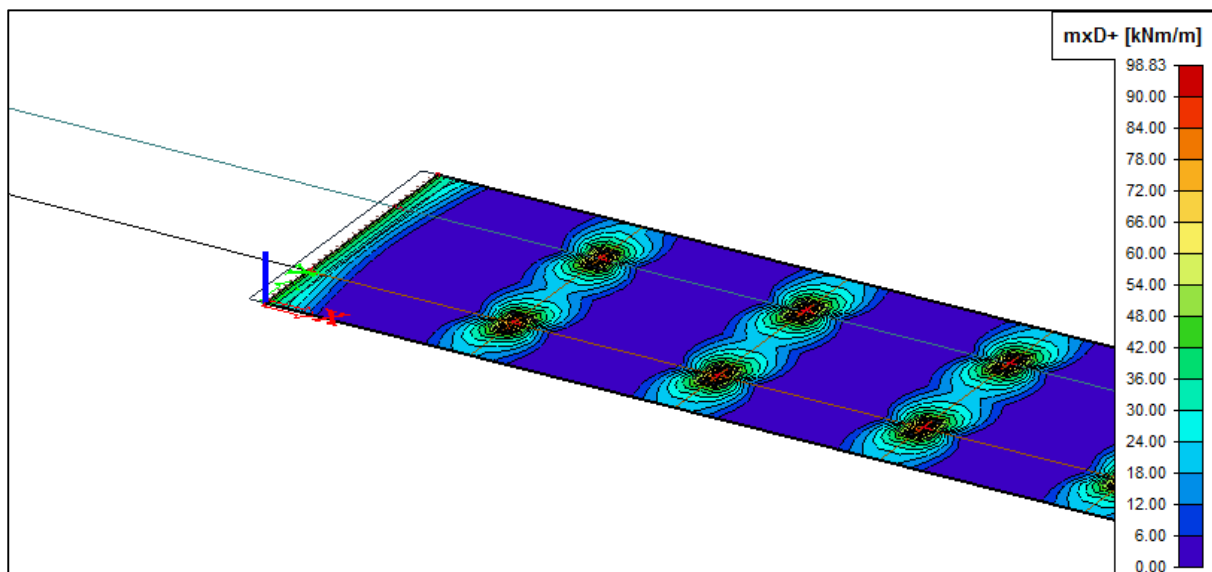
Handmatige controle van de combinatiesleutel

Om te controleren of de combinatiesleutel werkt is het belangrijk een handmatige controle uit te voeren. Dit is gedaan door de maatgevende situatie te simuleren en de afzonderlijke belastinggevallen te berekenen. Als deze handmatig met de combinatiefactoren worden vermenigvuldigd moet een soortgelijk resultaat worden gevonden. De volgende combinatie wordt gemaakt:

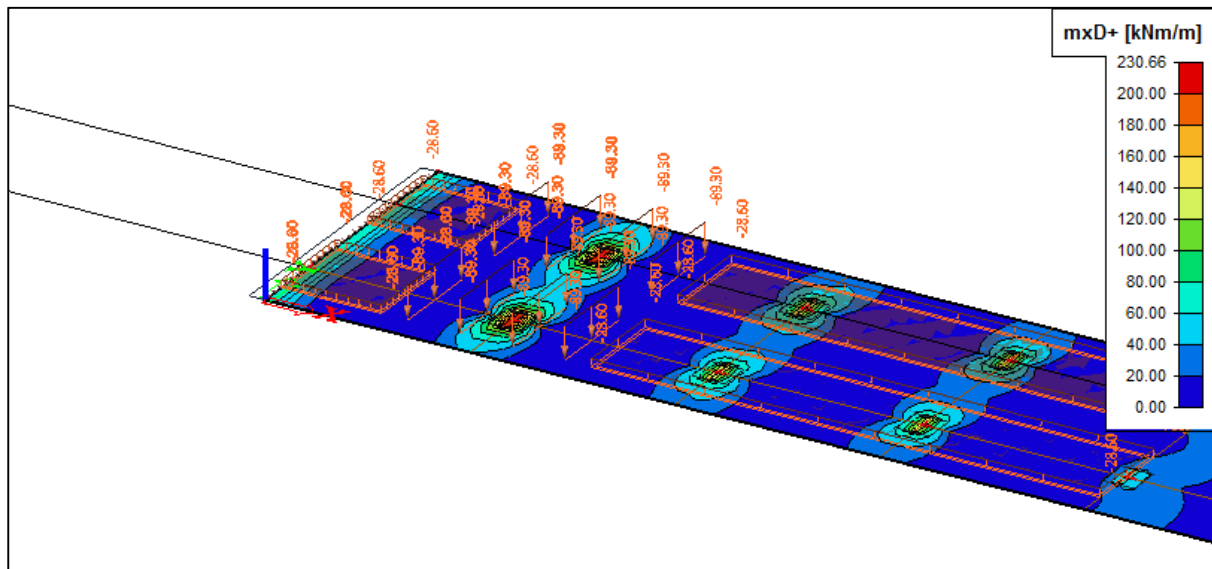
- Eigengewicht
- Rustendebelasting
- Veranderlijke belasting; LM71



Figuur 31 resultaten wapeningsmomenten x-richting tgv eigengewicht



Figuur 32 resultaten wapeningsmomenten x-richting tgv rustende belasting



Figuur 33 resultaten wapeningsmomenten x-richting tgv LM71 boven steunpunt

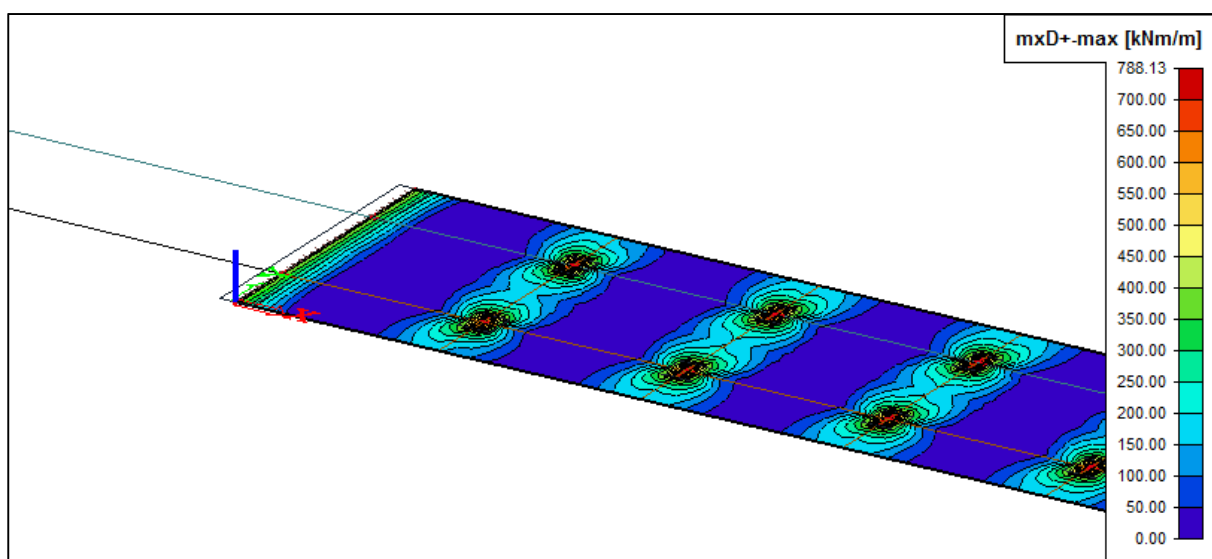
De gegeven resultaten moeten nog met de combinatiefactoren worden vermenigvuldigd. De combinatiefactoren voor de 6.10B (zie bijlage 2) zijn:

- Permanente belastingfactor: 1,25
- Veranderlijke belastingfactor: 2,39

$$M_{Ed} = 1,25 \cdot 73,5 \text{ kNm} + 1,25 \cdot 98,8 \text{ kNm} + 2,39 \cdot 230,7 \text{ kNm} = 766,8 \text{ kNm}$$

In de resultaten tgv van de combinatie sleutel wordt een waarde gevonden van 788,1 kNm. Het onderlinge verschil met de handmatig bepaalde rekenwaarde is:

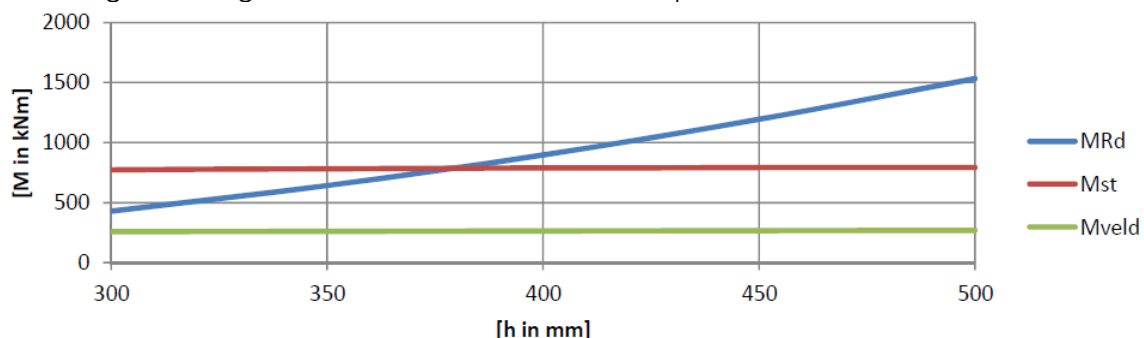
$788,1/766,8 = 2,7\%$ gezien dit kleine verschil mag worden aangenomen dat de combinatiesleutel werkt en betrouwbaar is.



Figuur 34 resultaten wapeningsmomenten x-richting tgv combinatiesleutel 6.10B omhullend

Schatting van de minimale dekdikte

Zonder dat de benodigde trekwapening is bepaald kan uitgaande van de maximale wapeningsverhouding een inschatting van de momentweerstand worden gemaakt. Naarmate er meer wapening in de trekzone wordt geplaatst zal de drukzone steeds groter worden. Het is echter uit veiligheidsoverwegingen gewenst dat de wapening in de trekzone eerst vloeit voordat de drukzone op stuk bezwijkt. Op het moment dat de wapening vloeit zal de grootte van de scheuren toenemen en zal de constructie daarmee een soort waarschuwing afgeven. Als er meer wapening toegepast wordt zal op een gegeven moment deze vloeispanning niet meer worden bereikt en zullen deze scheuren niet zichtbaar worden. Daarom wordt er een maximum wapeningsverhouding gesteld zodat dit vloeigedrag niet verdwijnt. Dit maximum wordt bepaald aan de hand van de maximale grote van de drukzone: $X_{u;max}$. Deze is afhankelijk van de hoogte van de doorsnede. Door deze te vergelijken met de berekende momenten uit de krachtsbepaling kan een goede inschatting worden gemaakt van de minimaal toe te passen dikte van het dek.



Figuur 35 grafiek met optredende momenten en de momentcapaciteit

In het bovenstaande grafiek zijn de uitkomsten van de rekenresultaten uit SCIA-Engineer voor verschillende diktes van het dek weergegeven. Deze resultaten zijn weergegeven in de rode en groene lijn. De blauwe lijn geeft de maximale momentcapaciteit aan de hand van $X_{u;max}$ weer. Te zien is dat de optredende steunpuntsmomenten (rode lijn) bij een dek dunner dan ca. 380 mm niet meer opgenomen kunnen worden. Hieruit kan worden opgemaakt dat met betrekking tot de momentcapaciteit minimaal een dikte van 380 mm moet worden toegepast. Er wordt uitgegaan van een dikte van 400 mm.

Bepaling van de wapening

Uit de resultaten is op te maken dat er ter plaatse van de steunpunten hoge concentraties van de momenten bevinden. Om wapening te besparen wordt het dek ingedeeld in stroken. Ter plaatse van de grotere momenten bij de steunpunten wordt dan extra wapening toegepast waar dat in het veld kan worden gereduceerd.

De volgende wapening is bepaald:

Langsrichting;	bovennet:	Ø25-150 basisnet + Ø25-150 extra tpv kolomstrook Ø25-150 basisnet + Ø20-200 extra tpv eindoplegging
	Ondernet:	Ø16-150 basisnet + Ø16-150 extra in het veld
Dwarsrichting;	bovennet:	Ø25-150 basisnet + Ø25-150 extra tpv kolomstrook
	Ondernet:	Ø16-200 basisnet

De gekozen wapening voldoet aan de gestelde eisen betreft de min. en maximum wapeningsverhouding. Ook de geëiste maaswijdte van 50mm wordt aan voldaan.

Toetsing van de momenten

De verschillende wapening is getoetst aan de hand van een controle berekeningen. Hierbij zijn de volgende waarden van de unity check gevonden:

Langsrichting;	bovennet:	tpv kolomstrook:	0.91
		tpv eindoplegging:	0.73
	Ondernet:	tpv veld:	0.87
Dwarsrichting;	bovennet:	tpv kolomstrook:	0.89
	Ondernet:	tpv veld:	0.44

Scheurwijdte controle

Voor constructies onderhevig aan spoorbelasting stelt Prorail hoge eisen als het gaat om dekking en scheurwijdte. Als eis wordt gesteld dat minimaal een dekking van 50 mm moet worden toegepast en er maximaal een scheurwijdte van 0,2 mm mag ontstaan. Door deze hoge eisen moeten de constructies degelijk worden ontworpen met respect tot de spanningen in het staal. Bij een controle van de maatgevende wapening, de langswapening ter plaatse van het eerste steunpunt, wordt een scheurwijdte gevonden van 0,31 mm. De gekozen wapening voldoet dus niet. De gevonden scheurwijdte is heel plaatselijk in de piek boven het steunpunt berekend. In werkelijkheid zal de wapening vloeien en treed er een herverdeling op. Hierdoor zal het gemiddelde moment veel lager zijn en daarmee ook de staalspanning. Hierdoor zal de scheurwijdte waarschijnlijk in werkelijkheid lager zijn. Eerst wordt gekeken of het dek op dwarskracht wel voldoet.

Controle op dwarskracht

Na controle van de dwarskracht nabij de eindopleggingen wordt ontdekt dat de optredende dwarskracht groter is dan de capaciteit van het dek. Hierdoor is het toepassen van dwarskrachtwapening noodzakelijk. Uit praktisch oogpunt is dit niet gewenst. Een mogelijke maatregel is het plaatsen van extra langswapening. Hierdoor zal een extra deuvewerking optreden, wat ten gunste is van de dwarskrachtcapaciteit. De volgende waarden zijn berekend:

H 400 mm $V_{Ed} = 385.4 \text{ kN}$ < $V_{Rdc} = 319.8 \text{ kN}$ Voldoet niet

Als extra langswapening toegepast: (zelfde wapening is als bij het steunpunt)

V_{Rdc} (extra langswapening) = 367,3 kN < 319,8 kN Voldoet ook niet

Omdat aan de scheurwijdte-eis die eerder gecontroleerd is ook niet werd voldaan en er blijkt dat de optredende dwarskrachten groter zijn dan de doorsnede op kan nemen, is besloten om de dekdikte te vergroten naar $h = 450 \text{ mm}$. Na een eenvoudige controle met respect tot de eerder bepaalde wapening blijkt dat het dek wel voldoende capaciteit heeft.

H 450 mm $V_{Ed} = 389.0 \text{ kN}$ < $V_{Rdc} = 391.5 \text{ kN}$ Voldoet

Bepaling van de wapening

Bij de vorige berekening bleek dat de gekozen wapening zowel bij de controle op de scheurwijdte als voor de dwarskrachtcapaciteit net aan genoeg was. Hierdoor is er voor gekozen wapening gelijk te houden.

Langsrichting;	bovennet:	Ø 25-150 basisnet + Ø 25-150 extra tpv kolomstrook Ø 25-150 basisnet + Ø 25-150 extra tpv eindoplegging
	Ondernet:	Ø 16-150 basisnet + Ø 16-150 extra in het veld
Dwarsrichting;	bovennet:	Ø 25-150 basisnet + Ø 25-150 extra tpv kolomstrook
	Ondernet:	Ø 16-200 basisnet

De gekozen wapening voldoet aan de gestelde eisen betreft de min. en maximum wapeningsverhouding. Ook de geëiste maaswijdte van 50mm wordt aan voldaan.

Toetsing van de momenten

De verschillende wapening is getoetst aan de hand van een controle berekeningen. Hierbij zijn de volgende waarden van de unity check gevonden:

Langsrichting;	bovennet:	tpv kolomstrook:	0.79
	Ondernet:	tpv veld:	0.76
Dwarsrichting;	bovennet:	tpv kolomstrook:	0.76
	Ondernet:	tpv veld:	0.38

Scheurwijdte controle

Bij de controle op de scheurwijdte wordt door de lagere spanning in het betonstaal een scheurwijdte gevonden van 0,22 mm. De berekende scheurwijdte voldoet hierbij net niet aan de gestelde eisen. De scheurwijdte blijkt voor het schatten van deze constructie maatgevend. In het vervolg moet hiermee rekening worden gehouden door voor de gekozen wapening een staalspanning van maximaal 200 N/mm² aan te houden.

Pons berekening

Uit berekening blijkt dat de optredende dwarskracht ten gevolge van pons groter is dan de capaciteit van het dek. Ponswapening is daarom nodig.

$$v_{Rdc} = 0.66 \text{ N/mm}^2 < v_{Ed} = 1.23 \text{ N/mm}^2 < v_{Rdmax} = 10.08 \text{ N/mm}^2$$

Volgens artikel 6.4.5 (3) dient gecontroleerd te worden of er een perforatie van de kolom door het dek kan ontstaan. Hierbij wordt gecontroleerd of de afschuiving direct langs de kolom binnen de grenswaarde van v_{Rdmax} blijft.

$$v_{Ed} = 9.94 \text{ N/mm}^2 < v_{Rdmax} = 10.08 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet}$$

De ponswapening wordt gepositioneerd in cirkels rond de kolom. Totaal benodigd aantal dubbele haarspelden: 42. Deze worden aangebracht in vijf cirkels met per cirkel 6 Ø16 hrsp.

Toetsing van de vervormingen

Doorbuigingseisen gesteld door de normen wordt de zwaarste aangehouden. Voor de verticale verplaatsingen wordt door de NEN-EN 1990 NB A.2.4.4.2.3 een specifieke eis gesteld voor door spoorbelaste dekken. Deze eis bedraagt $U_{z;\max} = 1/800$ overspanning. Bij een overspanning van 6,25 m is dit een maximale verplaatsing van 7,8 mm

De in SCIA-Engineer verkregen resultaten geven een maximale verticale verplaatsing van ca. 5,8 mm.

$5,8 < 7,8$ dus voldoet!

Eisen met betrekking tot de maximale hoekverdraaiing worden gegeven in de OVS00030-6 waar als wijziging op bijlage A.2.4.4.2.4 op de NEN-EN 1990 het volgende wordt gesteld:

1^e veld : φ_1 = $7,0 \times 10^{-3}$ rad/m
Middenveld: $\varphi_1 + \varphi_2$ = $10,0 \times 10^{-3}$ rad/m

In de SCIA resultaten wordt een maximale hoekverdraaiing gevonden van $2,1 \times 10^{-3}$ rad/m. Ook hieraan wordt voldaan.

Analyse traditionele variant

Er is te zien dat door toepassing van een hogere betonsterkte klasse een dunner dek te realiseren valt. Vooral op het gebied van dwarskracht capaciteit heeft hogesterkte beton een groot voordeel. Gezien de hoge grenswaarde $V_{Rd;\max} = 10,08 \text{ N/mm}^2$ is het mogelijk om met een dun dek toch te voldoen aan de controle op directe afschuiving langs de kolom. Hierdoor blijft het wegwapenen van de ponskracht met ponswapening een mogelijkheid. Als echter gekeken wordt naar momentcapaciteit van de hogere betonsterkte klasse is gebleken dat deze niet maatgevend is. Door de gestelde eisen omtrent de benodigde betondekking en de toegestane scheurwijdte zijn hier de staalspanningen echter maatgevend. Gezien deze eis is het aan te raden dit al bij de schatting van de benodigde wapening mee te nemen zodat de staalspanning maximaal 200 N/mm^2 bedraagt.

7 Conclusie en aanbeveling

Resultaten

Gekeken naar de resultaten is de conclusie samen te vatten in één tabel. Hierbij worden de verkregen diktes uit de berekeningen van de varianten vergeleken met vergelijkbare resultaten uit projecten met reguliere betonsterkten.

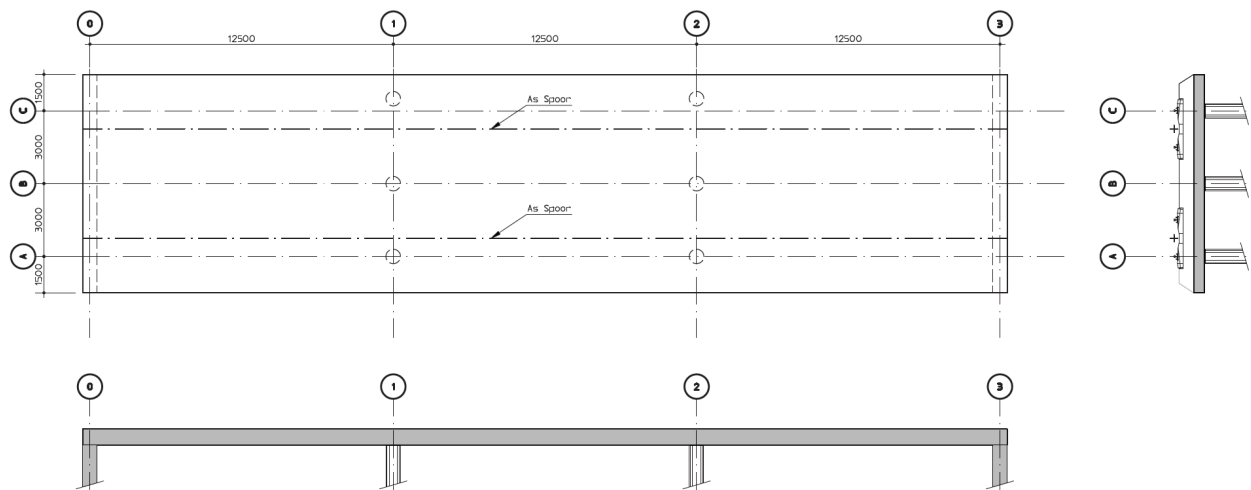
Sterkteklasse:	Traditioneel gewapend (6,25m overspanning)	Voorgespannen (12,5m overspanning)
C35/45	650 mm	850 mm
C70/85	450 mm	700 mm

Tabel 14 onderzoeksresultaten

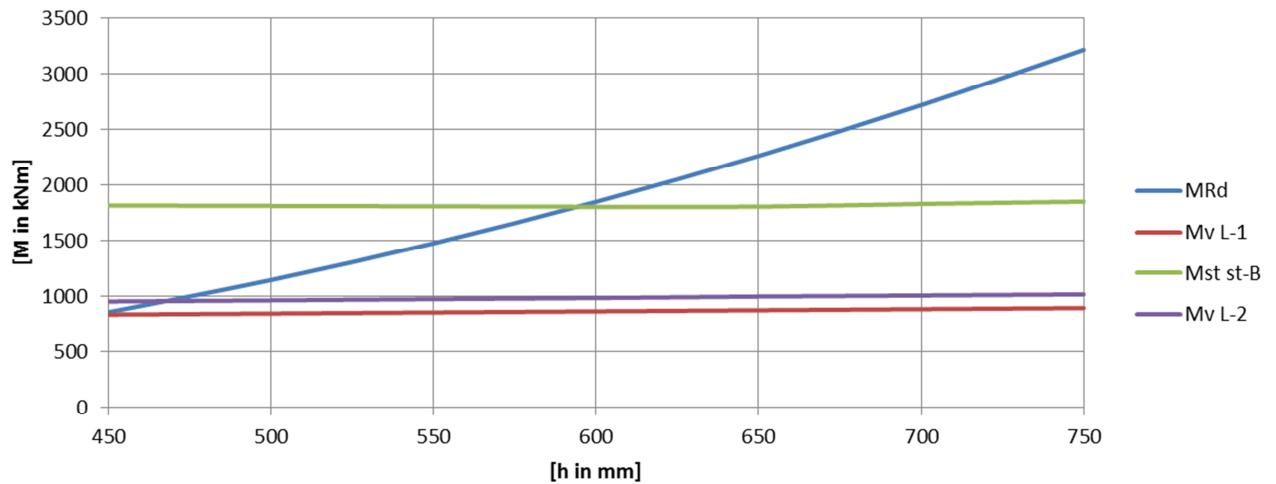
Gezien de resultaten is er door toepassing van hoge sterkte beton een dunner dek te realiseren. Bij de voorgespannen variant is ongeveer een winst te behalen van 20%, waar dat voor de traditionele variant zelfs 45% procent bedraagt. De reden van de grote winst bij de traditionele variant is de grote dwarskrachtcapaciteit, maar vooral het maximale wapeningspercentage. Hierdoor was het mogelijk voldoende staal aan te brengen waardoor de staalspanning laag genoeg kon zijn om aan de scheurwijdte te kunnen voldoen. Bij de voorgespannen variant bleek enerzijds het lichte dek (kans op opbarsten) en anderzijds de grote steunpuntsmomenten (kans op bezwijken) maatgevend te zijn.

Aanbeveling

Gezien de extra toename van de netto transferbreedte bij de voorgespannen variant wordt voor deze variant gekozen in de aanbeveling. Omdat bij deze variant de hoge steunpuntsmomenten maatgevend voor de benodigde voorspanning waren, zou het zijn voor de piekwaarden een goede oplossing zijn om ervoor te kiezen één kolom per ondersteuning extra te plaatsen. Hierdoor zullen de piekwaarden een stuk lager zijn, waardoor de voorgespannen variant nog dunner kan worden uitgevoerd. De extra kolom wordt in de lengte richting tussen de twee kolommen geplaatst waardoor geen extra transferbreedte verloren gaat. Een mogelijke indeling van de kolommen zou kunnen zijn:



Door de plaatsing van de extra kolom zijn de momenten ca. 32% lager dan voorheen. In de volgende grafiek zijn van dit model de optredende momenten weergegeven.

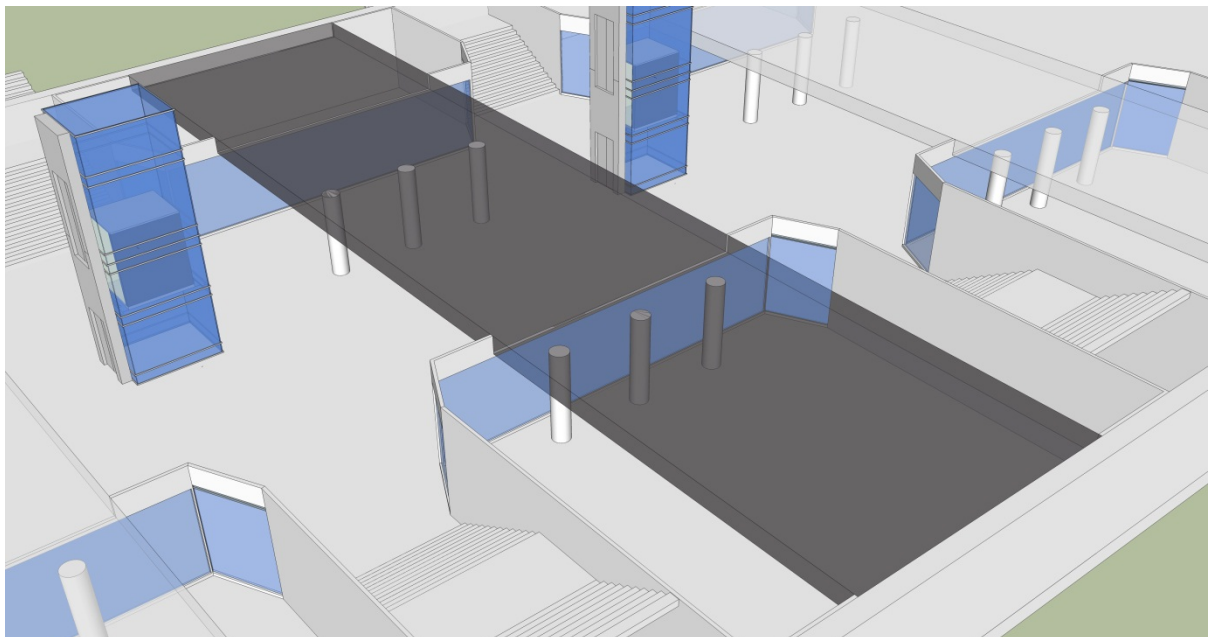


Te zien is dat door de verdeling van de momenten over de drie steunpunten het maximaal optredende moment veel lager is dan voorheen. Door deze reductie zou het, met deze inschatting, mogelijk moeten zijn een dek te kunnen realiseren dat 600 mm dik is.

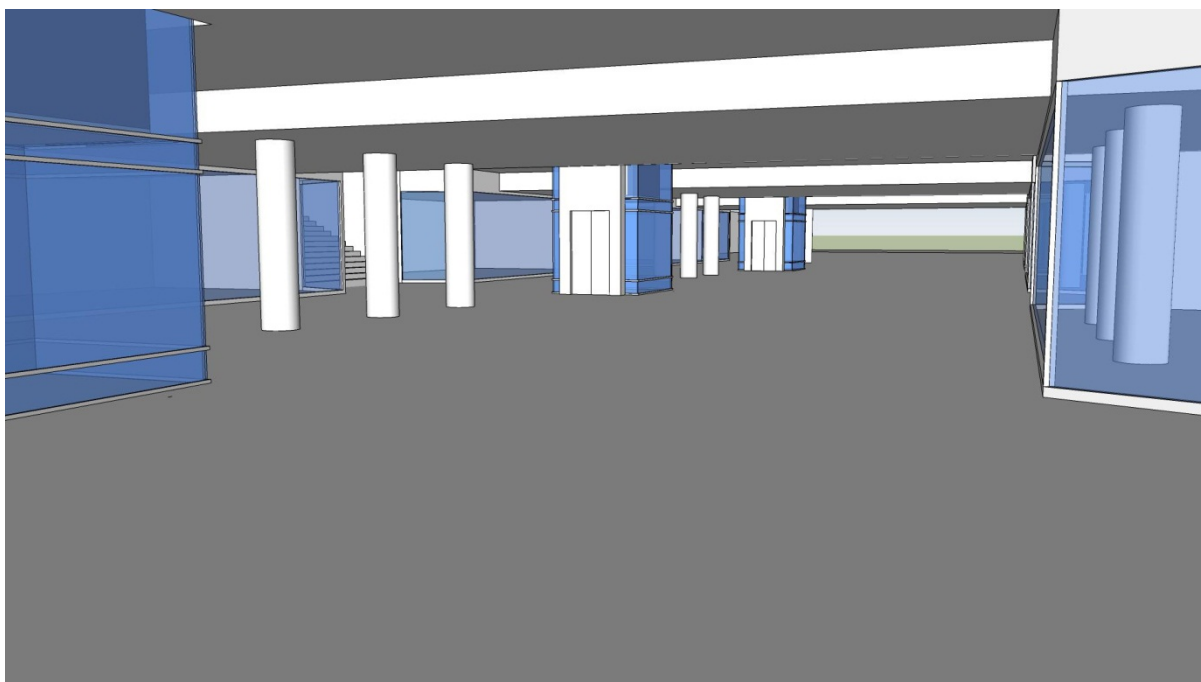
Visualisaties

Om inzichtelijk te maken wat het effect is van het weglaten van de kolommenrij is in 3d een model gemaakt van de aanbeveling. Het spoordek is als volgt te omschrijven:

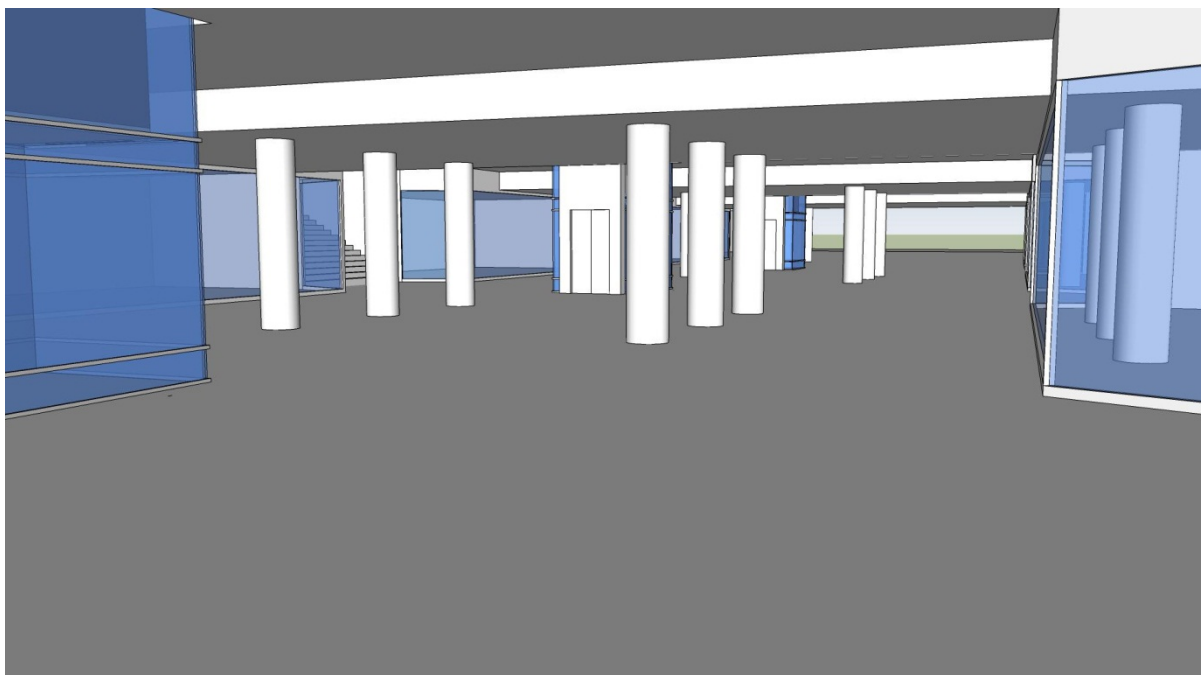
- Spoordek verdeeld in 3 velden met ieder 12,5m overspanning
- Het dek wordt voorgespannen met een dikte van 600mm en 9,0m breedte
- Opleggingen in het midden bestaande telkens uit 3 kolommen



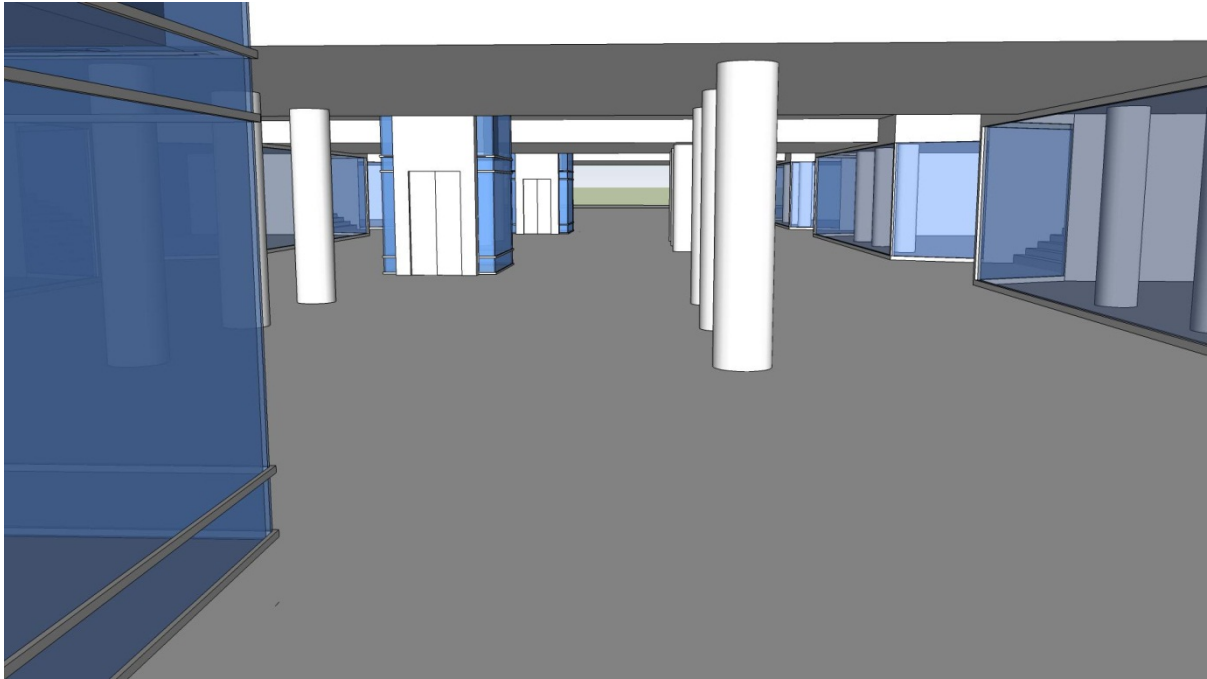
Figuur 36 visualisatie van het dek



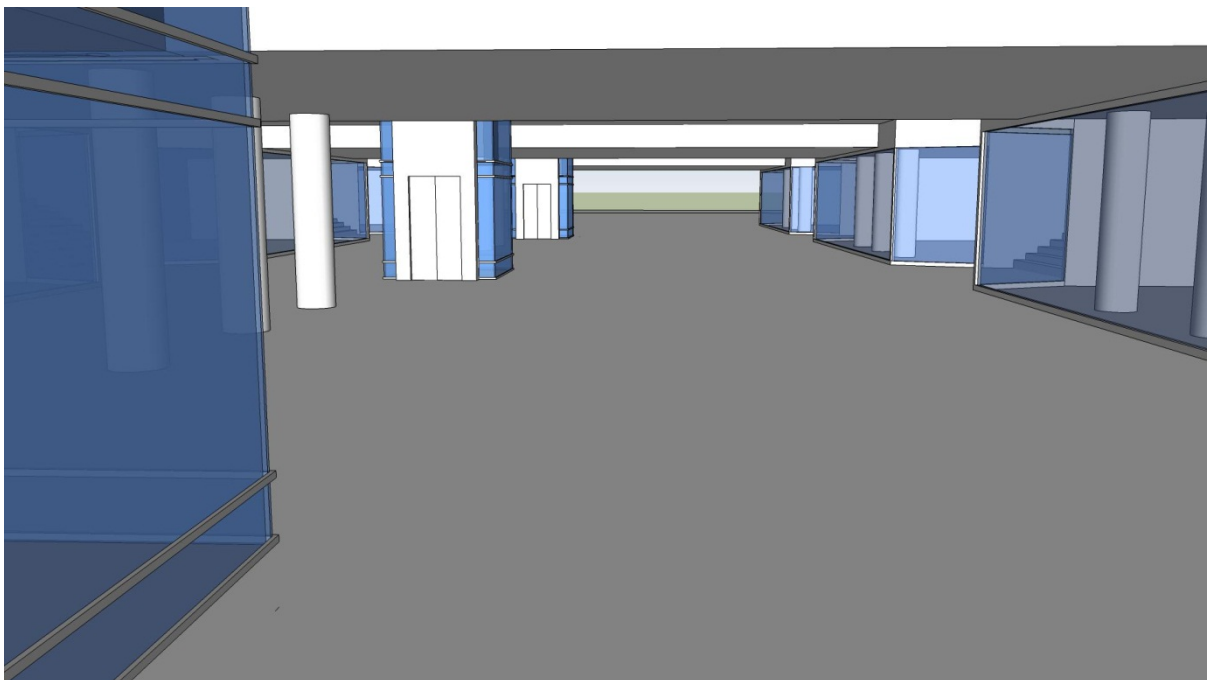
Figuur 37 reizigersperspectief in de passage zonder extra kolommenrij



Figuur 38 reizigers perspectief in de passage met extra kolommenrij



Figuur 39 reizigersperspectief in de passage met extra kolommenrij



Figuur 40 reizigersperspectief in de passage zonder extra kolommenrij

Literatuurlijst

Dr. Ir. Drs. C.R. Braam en ir. P. Lagendijk, CB2 – Constructieleer gewapend beton, 2010

Dr. Ir. Drs. C.R. Braam, CB3 – Constructieleer voorgespannen beton, 2012

Dr. Ir. Drs. C.R. Braam, CB4 – Ontwerpen in gewapend beton, 2012

H.H.M. Soen, CB5 – Praktische betonkennis, 2007

ir. W.A. Eisma, CB19 – Uitvoering van betonconstructies, 1992

Dr. Ir. M.R. de Rooij, Betoniek, Cementsteen basis voor beton, 2013

Dr. Ir. G. Anger, Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger, 1959

Ir. D. Stoelhorst, betonvereniging, Handboek praktisch wapenen, 2003

Dr. Ir. T.Y. Lin, Design of prestressed concrete structures, 1963