

**AFSTUDEERPROJECT
VARIANTENSTUDIE SPOORKRUISING WINTERSWIJK**

HOOFDSTUDIE

DEFINITIEF V1.0

Amersfoort, 28 mei 2010

Opdrachtgever:

ARCADIS Nederland BV

Begeleider:

Ing. L. Mattheij

Begeleiders:

Dhr. H.B.J. Wessels

Dhr. P. Bosman

Chr. Hogeschool Windesheim Zwolle

Afstudeerders:

Alwin Penninkhof

Dennis van de Wetering



Voorwoord

In februari 2010 is de afstudeerperiode gestart voor de vierdejaarsstudenten van de opleiding Civiele Techniek aan de Christelijke Hogeschool Windesheim te Zwolle. Wij, Alwin Penninkhof en Dennis van de Wetering, hebben ons bezig gehouden met het afstudeerproject 'Variantenstudie spoorkruising Winterswijk'. Wij zijn 2 vierdejaarsstudenten Civiele Techniek en zullen ons bezig gaan houden met dit project. Het project is uitgevoerd als eindopdracht van onze opleiding.

Dit rapport is onderdeel van ons afstudeerproject 'Variantenstudie spoorkruising Winterswijk'. In dit rapport is de hoofdstudie beschreven van het project. Het project bestaat uit een variantenstudie naar een spoorkruising in Winterswijk voor verschillende locaties. De gekozen variant is in deze hoofdstudie uitgewerkt in een definitief ontwerp.

De doelgroep van ons project is ARCADIS en Christelijke Hogeschool Windesheim Zwolle. Wij hebben ons afstudeerproject bij ARCADIS in Amersfoort uitgevoerd. Dit project was niet mogelijk geweest zonder de begeleiding van ing. L. Mattheij. Hij heeft ons begeleid binnen het bedrijf en zijn waardevolle adviezen hebben bijgedragen aan dit project. Ook willen wij onze dank betuigen aan dhr. H.B.J. Wessels en dhr. P. Bosman. Zij hebben het proces van het afstudeerproject begeleid vanuit de Hogeschool Windesheim.

Ten slotte willen wij iedereen, die op enige manier betrokken is geweest bij ons afstudeerproject, bedanken voor de nuttige informatie en ondersteuning.

Amersfoort, mei 2010

Alwin Penninkhof en Dennis van de Wetering

Samenvatting

In opdracht van ARCADIS is een variantenstudie uitgevoerd voor een ongelijkvloerse spoorkruising in Winterswijk. Dit rapport bevat de hoofdstudie van het project.

In de hoofdstudie is de onderdoorgang voor auto- en fietsverkeer bij de Dingstraat uitgewerkt. Eerst zijn enkele dwarsdoorsneden en horizontale alignementen ontworpen. De dwarsdoorsneden en horizontale alignementen zijn beoordeeld aan de hand van diverse criteria. De afweging, opgenomen in tabel S.1, laat zien dat variant 2 (dwarsprofiel onderdoorgang met voorgespannen dek en aan beide zijden een fietspad) met de variant met een zettingsvrije plaat het best scoren. Deze variant is in dit rapport verder uitgewerkt.

Tabel S.1: Multi Criteria Analyse varianten

Varianten dwarsdoorsnede/ horizontaal alignement Criteria	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Omgelegde onderdoorgang	Zettingsvrije plaat
Verkeerskundige inpassing	+	+	-	-	0	0
Ruimtelijke inpassing	0	0	0	0	-	+
Veiligheid	0	+	--	-	-	0
Kosten	0	0	0	0	-	0

De bouwmethode van de onderdoorgang is vervolgens bepaald. Het dek zal tijdens een buitendienststelling worden ingeschoven, waarna de onderbouw van de spoorkruisende moot wordt gemaakt. Ten slotte zullen de toeritten worden gemaakt. De bouwkosten van de onderdoorgang zijn geraamd op 7,9 miljoen euro.

De gekozen variant is uitgewerkt in een definitief ontwerp. De constructie is gedimensioneerd, waarna de fundering, wapening, voorspanning en oplegblokken zijn berekend. De uitgerekenen waarden voor deze onderdelen zijn weergegeven in onderstaande tabellen.

Tabel S.2: Overzicht fundering constructie

Onderdeel	Dikte OWB	Type funderingspaal	Paalpunt niveau	Paalstramien	Aantal palen per moot
Moot 1 en 7	1,0 m	Prefab betonpaal vierkant 300 mm	+22.500 m	3390 x 4500 mm	24
Moot 2 en 6	1,0 m	Prefab betonpaal vierkant 400 mm	+22.500 m	2825 x 3500 mm	42
Moot 3 en 5	1,0 m	Prefab betonpaal vierkant 400 mm	+15.000 m	2825 x 3500 mm	52
Moot 4 (spoorkruisend)	1,0 m	Buispaal rond 508 mm	+15.000 m	2825 x 3000 mm	102
Zettingsvrije plaat (indicatief)	1,0 m	Buispaal rond 508 mm	N.t.b.	N.t.b.	N.t.b.

Wapening vloer en wanden moot 4

Tabel S.3: Overzicht wapening moot 4

Onderdeel	Type wapening	Φ -h.o.h. afstand
Vloer	Wapening ⊥ as odg onder (veld 2)	Φ20-125

	Wapening $\perp$ as odg onder (veld 1 en 3)	Φ25-125
	Wapening $\perp$ as odg boven (veld 2)	Φ25-100
	Wapening $\perp$ as odg boven (veld 1 en 3)	Φ20-125
	Wapening // as odg onder (veld 2)	Φ16-100
	Wapening // as odg onder (veld 1 en 3)	Φ16-150
	Wapening // as odg boven (alle velden)	Φ16-150
Buitenwanden	Buitenste stekken (zone I)	Φ25-90
	Buitenste stekken (zone II)	Φ16-100
	Binnenste stekken (praktisch)	Φ12-100
	Langswapening (praktisch)	Φ16-100
Tussenwanden	Stekken rijbaanzijde	Φ12-125
	Stekken fietspadzijde (praktisch)	Φ12-250
	Langswapening (praktisch)	Φ12-100

Wapening vloer en wanden moot 3 en 5

Tabel S.4: Overzicht
wapening moot 3 en 5

Onderdeel	Type wapening	Φ h.o.h. afstand
Vloer	Wapening $\perp$ as odg onder (veld 2)	Φ16-150
	Wapening $\perp$ as odg onder (veld 1 en 3)	Φ25-100
	Wapening $\perp$ as odg boven (alle velden)	Φ16-150
	Wapening // as odg onder (alle velden)	Φ16-150
	Wapening // as odg boven (alle velden)	Φ16-150
Buitenwanden	Buitenste stekken (zone I)	Φ25-100
	Buitenste stekken (zone II)	Φ16-100
	Binnenste stekken (praktisch)	Φ12-100
	Langswapening (praktisch)	Φ16-100
	Beugels (zone I)	Φ12-300
Tussenwanden	Stekken rijbaanzijde	Φ12-125
	Stekken fietspadzijde (praktisch)	Φ12-250
	Langswapening (praktisch)	Φ12-100

Voorspanning spoordek

Tabel S.5: Overzicht
voorspanning spoordek

Onderdeel	Aantal strengen per element	Aantal elementen	h.o.h. afstand
Spoordek	12 strengen	41	0,820 m

Wapening spoordek

Tabel S.6: Overzicht
wapening spoordek

Onderdeel	Type wapening	Φ h.o.h. afstand
Dek	Langswapening	Φ20-125
	Dwarswapening	Φ20-100
Ballastkering	Langswapening	Φ12-200
	Haarspelden	Φ16-150
Ballastkering versmalde deel	Langswapening	Φ12-200
	Haarspelden	Φ12-150
Tussen/buitenwanden	Langswapening	Φ12-200
	Haarspelden	Φ12-200

Oplegblokken

Tabel S.7: Overzicht rubber
oplegblokken

Onderdeel	Afmetingen oplegblokken	Aantal blokken per oplegging	h.o.h. afstand
Rubber oplegblokken	450*350*39 mm	14	2,50 m

Summary

The research to a crossover of tracks in Winterswijk has done by order of ARCADIS. This report contains the main study of the research.

A tunnel for vehicles and bicycles at the Dingstraat is developed in the main study. First a few cross-sections and horizontal alignments are designed for the tunnel. The cross-sections and horizontal alignments are classified by several criterions. The trade-off matrix, added in table S.1, shows the best results for variant 2 (cross-section with a prestressed deck and a cycle track on both sides) with the variant with a floating slab. This variant is developed in this report.

Table S.1: Trade-off matrix variants

Variants cross-section/ horizontal alignment Criteria	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Diverted tunnel	Floating slab
Traffic engineering feasibility	+	+	-	-	0	0
Environmental feasibility	0	0	0	0	-	+
Safety	0	+	--	-	-	0
Costs	0	0	0	0	-	0

Subsequently the tunnel construction method is determined. The deck will be inserted during a decommissioning, and then the substructure of the rail crossing segment is made. Finally the entry ramps will be built. The estimated construction costs of the tunnel are 7,9 million euro.

The chosen variant is developed in a final design. The construction is dimensioned, and then the foundation, reinforcement, prestressing and roller bearings are calculated. The calculated values of these parts are shown in the tables below.

Foundation

Table S.2: Overview foundation construction

Part	Thickness underwater concrete	Type foundation pile	Pile level	Pile grid	Number of piles per segment
Segments 1 and 7	1,0 m	Prefab pile square 300 mm	+22.500 m	3390 x 4500 mm	24
Segments 2 and 6	1,0 m	Prefab pile square 400 mm	+22.500 m	2825 x 3500 mm	42
Segments 3 and 5	1,0 m	Prefab pile square 400 mm	+15.000 m	2825 x 3500 mm	52
Segment 4 (rail crossing)	1,0 m	Tubular pole round 508 mm	+15.000 m	2825 x 3000 mm	102
Floating slab (indicative)	1,0 m	Tubular pole round 508 mm	To be determined	To be determined	To be determined

Reinforcement invert and walls segment 4

Table S.3: Overview reinforcement segment 4

Part	Type reinforcement	Φ -h.o.h. distance
Invert	Lower reinforcement ⊥ axis tunnel (bay 2)	Φ20-125
	Lower reinforcement ⊥ axis tunnel (bay 1 en 3)	Φ25-125

	Top bar $\perp$ axis tunnel (bay 2)	Φ25-100
	Top bar $\perp$ axis tunnel (bay 1 en 3)	Φ20-125
	Lower reinforcement // axis tunnel (bay 2)	Φ16-100
	Lower reinforcement // axis tunnel (bay 1 en 3)	Φ16-150
	Top bar // axis tunnel (all bays)	Φ16-150
Outer walls	Outer cuttings (zone I)	Φ25-90
	Outer cuttings (zone II)	Φ16-100
	Inside cuttings (practical)	Φ12-100
	Longitudinal reinforcement (practical)	Φ16-100
Partition walls	Cuttings side travelled way	Φ12-125
	Cuttings side cycle track (practical)	Φ12-250
	Longitudinal reinforcement (practical)	Φ12-100

Reinforcement invert and walls segment 3 en 5

Table S.4: Overview reinforcement segment 3 en 5

Part	Type reinforcement	Φ h.o.h. distance
Invert	Reinforcement $\perp$ axis tunnel onder (bay 2)	Φ16-150
	Reinforcement $\perp$ axis tunnel onder (bay 1)	Φ25-100
	Reinforcement $\perp$ axis tunnel boven (alle)	Φ16-150
	Reinforcement // axis tunnel onder (alle)	Φ16-150
	Reinforcement // axis tunnel boven (alle)	Φ16-150
Outer walls	Outer cuttings (zone I)	Φ25-100
	Outer cuttings (zone II)	Φ16-100
	Inside cuttings (practical)	Φ12-100
	Longitudinal reinforcement (practical)	Φ16-100
Partition walls	Stirrups (zone I)	Φ12-300
	Cuttings side travelled way	Φ12-125
	Cuttings side cycle track (practical)	Φ12-250
	Longitudinal reinforcement (practical)	Φ12-100

Prestressed deck

Table S.5: Overview prestressing deck

Part	Number of strands per element	Number elements	h.o.h. distance
Deck	12 strands	41	0,820 m

Reinforcement deck

Table S.6: Overview reinforcement deck

Part	Type reinforcement	Φ h.o.h. distance
Deck	Longitudinal reinforcement	Φ20-125
	Transverse reinforcement	Φ20-100
Ballast retailer	Longitudinal reinforcement	Φ12-200
	Stirrups	Φ16-150
Ballast retailer narrow part	Longitudinal reinforcement	Φ12-200
	Stirrups	Φ12-150
Outer/partition walls	Longitudinal reinforcement	Φ12-200
	Stirrups	Φ12-200

Roller bearings

Table S.7: Overview rubber roller bearings

Part	Dimensions roller bearings	Number roller bearings per support	h.o.h. distance
Rubber roller bearings	450*350*39 mm	14	2,50 m

Inhoud

Voorwoord	3
Samenvatting	4
Summary	5
1 Inleiding	11
1.1 Algemeen	11
1.2 Projectomschrijving	11
1.3 Doel hoofdstudie	12
2 Bepalen type onderdoorgang	13
2.1 Dwarsdoorsneden onderdoorgang	13
2.1.1 Variant 1: 2x1 fietspad met gewapend dek	13
2.1.2 Variant 2: 2x1 fietspad met voorgespannen dek	14
2.1.3 Variant 3: 1x2 fietspad met gewapend dek	14
2.1.4 Variant 4: 1x2 fietspad met voorgespannen dek	15
2.2 Horizontaal alignement	15
2.2.1 Variant omgelegde onderdoorgang	16
2.2.2 Variant onderdoorgang met zettingsvrije plaat	17
2.3 Afweging opgestelde varianten	17
2.3.1 Verkeerskundige inpassing	18
2.3.2 Ruimtelijke inpassing	18
2.3.3 Veiligheid	19
2.3.4 Kosten	19
2.4 Advies ontwerp	19
3 Constructie en uitvoeringsmethode	21
3.1 Beschrijving constructie	21
3.2 Invloed uitvoeringsmethode op berekening	21
4 Uitgangspunten voor berekeningen	22
4.1 Normen en richtlijnen	22
4.2 Gebruikte programmatuur	22
4.3 Veiligheidsklasse en referentieperiode	22
4.4 Materialen	23
4.4.1 Beton	23
4.4.2 Milieuklasse en dekking	23
4.4.3 Betonstaal	24
4.4.4 Voorspanstaal	24
4.4.5 Grond en grondwater	24
5 Belastingen onderdoorgang	25
5.1 Permanente belasting dekplaat	25
5.1.1 Eigen gewicht	25
5.1.2 Rustende belasting	25

5.1.3	Steunpuntzetting	26
5.2	Veranderlijke belasting dekplaat	26
5.2.1	Mobiele belasting	26
5.2.2	Horizontale belasting	28
5.2.3	Horizontale vervorming dekplaat	31
5.3	Permanente belasting onderbouw	31
5.3.1	Eigen gewicht	31
5.3.2	Rustende belasting	31
5.4	Veranderlijke belasting onderbouw	32
5.4.1	Mobiele belasting	32
5.4.2	Horizontale belasting	32
5.4.3	Centrifugale belasting	32
5.4.4	Temperatuur	33
5.4.5	Aanrijdingsbelasting	33
6	Onderwaterbetonvloer	34
6.1	Uitgangspunten berekening	34
6.2	Belastingen	35
6.2.1	Belastinggevallen	35
6.2.2	Belastingcombinaties	37
6.3	Berekening trekpalen	38
6.3.1	Bepalen trekdraagvermogen	38
6.3.2	Palenstramien	41
6.4	Bepalen veerstijfheden	41
6.5	Toetsing onderwaterbeton	43
6.5.1	Tolerantie onderwaterbetonvloer	43
6.5.2	Uiterste grenstoestand	43
6.5.3	Bruikbaarheidsgrenstoestand	44
6.5.4	Verbinding van damwand met onderwaterbetonvloer	45
6.5.5	Verbinding van stalen buispalen met onderwaterbetonvloer	47
7	Fundering spoorkruisende moot	48
7.1	Uitgangspunten berekening	48
7.2	Bepaling draagvermogen druk	48
7.3	Bepalen rekenwaarde UGT op druk	51
7.3.1	Keuze Palenstramien	52
7.3.2	Belastingen	53
7.3.3	Resultaten ESA PT	54
8	Wapening vloer en wanden spoorkruisende moot	55
8.1	Uitgangspunten berekening	55
8.1.1	Nuttige hoogte	55
8.1.2	Bepalen wapeningspercentage	55
8.1.3	Scheurwijdte tabellen	56
8.1.4	Minimale vloerwapening	56
8.2	Berekening Wapening vloer	57
8.2.1	Constructie vloer	57
8.2.2	Resultaten $\perp$ op as onderdoorgang (My d-)	57
8.2.3	Resultaten $\perp$ op as onderdoorgang (My d+)	59

8.2.4	Resultaten // op as onderdoorgang (Mx d-)	60
8.2.5	Resultaten // op as onderdoorgang (Mx d+)	61
8.3	Controle dwarskracht vloer	61
8.4	Berekening buitenwanden moot 4	61
8.4.1	Constructie wand	61
8.4.2	Belastingen wanden ter plaatse van de vloer	62
8.4.3	Belastingen wanden op twee meter boven onderkant vloer	64
8.4.4	Verticale wapening buitenwand	65
8.5	Controle dwarskracht buitenwanden	66
8.6	Langswapening buitenwanden	66
8.7	Tussenwanden fietspad-rijbaan	67
8.7.1	Verticale wapening tussenwanden	67
8.8	Controle dwarskracht tussenwanden	68
8.9	Resume wapening moot 4	68
9	Wapening vloer en wanden moot 3 en 5	69
9.1	Uitgangspunten berekening	69
9.1.1	Nuttige hoogte	69
9.1.2	Bepalen wapeningspercentage	69
9.1.3	Scheurwijdte tabellen	70
9.1.4	Minimale vloerwapening	70
9.2	Berekening Wapening vloer	71
9.2.1	Constructie vloer	71
9.2.2	Resultaten $\perp$ op as onderdoorgang (My d-)	71
9.2.3	Resultaten $\perp$ op as onderdoorgang (My d+)	72
9.2.4	Resultaten // op as onderdoorgang (Mx d-)	73
9.2.5	Resultaten // op as onderdoorgang (Mx d+)	74
9.3	Controle dwarskracht vloer	74
9.4	Berekening buitenwanden moot 3 en 5	75
9.4.1	Constructie wand	75
9.4.2	Belastingen wanden ter plaatse van de vloer	75
9.4.3	Belastingen wanden op twee meter boven onderkant vloer	76
9.4.4	Verticale wapening buitenwanden	76
9.5	Controle dwarskracht buitenwanden	77
9.6	Langswapening buitenwanden	78
9.7	Tussenwanden fietspad-rijbaan	78
9.7.1	Verticale wapening tussenwanden	79
9.8	Controle dwarskracht buitenwanden	79
9.9	Resume wapening moot 3 en 5	80
10	Berekening voorspanning spoordek	81
10.1	Uitgangspunten	81
10.2	Spanningsverlies	81
10.2.1	Krimp	82
10.2.2	Kruip	82
10.2.3	Relaxatie	83
10.2.4	Wrijving	84
10.2.5	Slip	84
10.2.6	Totaal spanningsverliezen	85

10.3	Opwaartse belasting	85
10.4	Benodigde voorspanwapening	86
10.4.1	Controle bouwfase	86
10.4.2	Controle UGT	88
10.4.3	Benodigd aantal voorspanstrengen	89
10.4.4	Controle spanningen aanvangsvoorspankracht	90
10.4.5	Controle spanningen werkvoorspankracht	91
11	Berekening wapening spoordek	92
11.1	Langswapening dek	92
11.2	Dwarswapening dek	93
11.3	Dwarskrachtwapening dek	95
11.4	Wapening ballastkering	96
11.5	Tussenwanden en buitenwanden	97
11.6	Overige wapening	97
12	Berekening oplegblokken spoordek	98
12.1	Algemeen	98
12.2	Berekening oplegblok	99
13	Planning	100
14	Kostenraming	101
15	Literatuurlijst	102

HOOFDSTUK 1 Inleiding

De gemeente Winterswijk heeft vergaande plannen om het stationsgebied te herontwikkelen en heeft daartoe een stedenbouwkundig plan opgesteld. Voor de herinrichting van het gebied is een aantal hoofddoelen gesteld:

- Het herontwikkelen van de verpauperde spoorzone;
- Het versterken van het vervoersknooppunt Winterswijk;
- Het vergroten en tot eenheid maken van het centrum, de spoorzone en het gebied ten zuiden van de spoorzone (opheffen van de barrièrewerking).

Voor deze doelen dient de bestaande infrastructuur in het gebied te worden aangepast.

1.1

ALGEMEEN

In het kader van het afstudeerproject van de opleiding Civiele Techniek aan de Christelijke Hogeschool Windesheim te Zwolle, zullen de studenten Alwin Penninkhof en Dennis van de Wetering zich bezig gaan houden met het ontwerp van een ongelijkvloerse spoorkruising te Winterswijk. De bestaande spoorkruisingen zullen onderzocht en verder uitgewerkt worden. Dit project zal worden uitgevoerd in opdracht van het ingenieursbureau ARCADIS Nederland BV.

1.2

PROJECTOMSCHRIJVING

Aansluitend op de ontwikkeling van de spoorzone is voor de toegangswegen naar het centrum en de rondwegen om Winterswijk heen, een nieuwe verkeersstructuur gepland. Hiervoor worden ook aanpassingen aan de bestaande infrastructuur aangebracht.

De ontwikkelplannen zijn nog niet helemaal uitgekristalliseerd. Wel is duidelijk dat er door de bouw van een multifunctioneelcentrum, met daarbij een grote scholengemeenschap met regionale functie, behoefte is aan herziening van de verschillende overwegen binnen de woonkern van Winterswijk.

De gemeente heeft aangegeven dat ze een kruisingsvrije verbinding willen hebben ten behoeve van het nieuw te bouwen multifunctioneelcentrum. Om te zorgen voor een goede doorstroming rondom het centrum is de wens uitgesproken om een nieuwe overweg in het verlengde van de Dingstraat te realiseren. Tevens is gevraagd om te onderzoeken wat de consequenties zijn bij het vervangen van de overwegen in Rondweg West en Zuid voor ongelijkvloerse spoorkruisingen.

Uit de voorstudie is gebleken dat een onderdoorgang voor langzaam verkeer bij de Dingstraat, eventueel in combinatie met een viaduct voor snelverkeer bij Rondweg Zuid, de

beste oplossing is. De verkeersstructuur kan zodoende het best worden herontwikkeld en de toekomstige plannen van de gemeente Winterswijk worden het meest versterkt.

In de hoofdstudie is, in overleg met de begeleiders, gekozen voor het uitwerken van de variant voor snelverkeer en langzaam verkeer bij de Dingstraat. Het uitwerken van deze variant biedt de meeste uitdagingen. Daarnaast is het goed voor de volledigheid van het afstudeerproject, omdat meerdere onderdelen moeten worden meegenomen bij het ontwerp en bij de berekeningen van de onderdoorgang.

1.3

DOEL HOOFDSTUDIE

Dit document bevat de uitwerking van de variant voor snelverkeer en langzaam verkeer bij de Dingstraat. Er is aandacht besteedt aan het ontwerp en de berekening van de onderdoorgang.

De hoofdstudie is uitgevoerd aan de hand van de volgende stappen:

- Het ontwerpen van een dwarsprofiel en een horizontaal alignement voor de gekozen variant;
- Het beschrijven van de constructie en uitvoeringsmethode voor de onderdoorgang;
- Het opstellen van uitgangspunten en belastingen die van toepassing zijn op de onderdoorgang;
- Het berekenen van de paalfundering, de vloer en de wanden voor de verschillende moten;
- Het berekenen van de voorspanning, de wapening en de oplegblokken voor het spoordek;
- Het maken van definitieve tekeningen en bijbehorende detailtekeningen;
- Het maken van een planning en een kostenraming voor de onderdoorgang.

HOOFDSTUK 2 Bepalen type onderdoorgang

De gekozen onderdoorgang voor alle verkeer in het verlengde van de Dingstraat wordt nader uitgewerkt. Er zijn diverse mogelijkheden om deze onderdoorgang te ontwerpen. Dit hoofdstuk beschrijft het ontwerp voor een dwarsprofiel en voor het horizontale alignement van de onderdoorgang.

2.1

DWARSDOORSNEDEN ONDERDOORGANG

De dwarsdoorsnede van de onderdoorgang kan op verschillende manieren worden ontworpen. Er zijn varianten opgesteld, waarbij het de indeling van het dwarsprofiel varieert. Deze indeling wordt gecombineerd met de keuze van gewapend of voorgespannen beton.

De keuze voor een gewapend of voorgespannen dek is van belang voor de dwarsdoorsnede. Voor de dikte van een gewapend dek geldt de vuistregel: 1/10 van de grootste overspanning. De dikte van een voorgespannen dek kan worden bepaald met 1/19 van de grootste overspanning. Voor de dikte van de vloer en de wanden wordt 800 mm aangehouden en voor de tussenwanden 300 mm. Om het dek slank te houden wordt een gewapend dek uitgevoerd met tussensteunpunten en een voorgespannen dek zonder tussensteunpunten. Van de volgende varianten is een dwarsdoorsnede getekend:

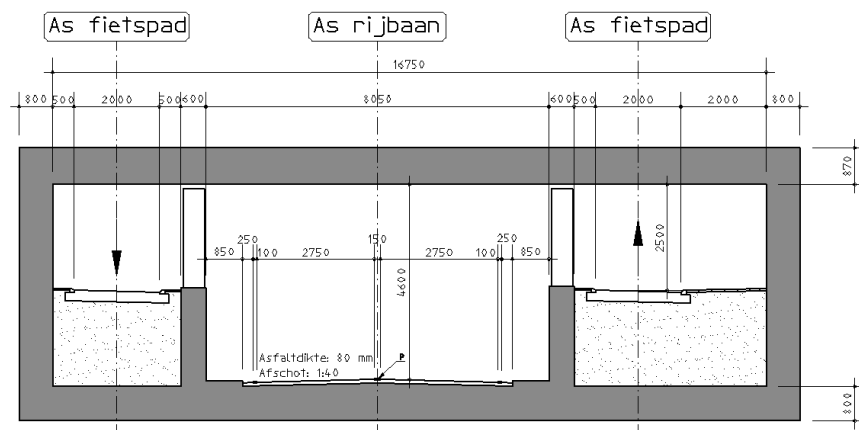
- 2x1 fietspad met gewapend dek;
- 2x1 fietspad met voorgespannen dek;
- 1x2 fietspad met gewapend dek;
- 1x2 fietspad met voorgespannen dek.

2.1.1

VARIANT 1: 2X1 FIETSPAD MET GEWAPEND DEK

Bij variant 1 heeft de onderdoorgang aan beide zijden van de hoofdrijbaan een fietspad, geschikt voor eenrichtingsverkeer. Aan de zijde van het station is een voetpad ontworpen. Tussen de hoofdrijbaan en de fietspaden zijn tussensteunpunten aangebracht. Het dek met een dikte van 870 mm is gewapend uitgevoerd. Onderstaand is de schets met een dwarsdoorsnede weergegeven.

Afbeelding 2.1:
Dwarsdoorsnede variant 1



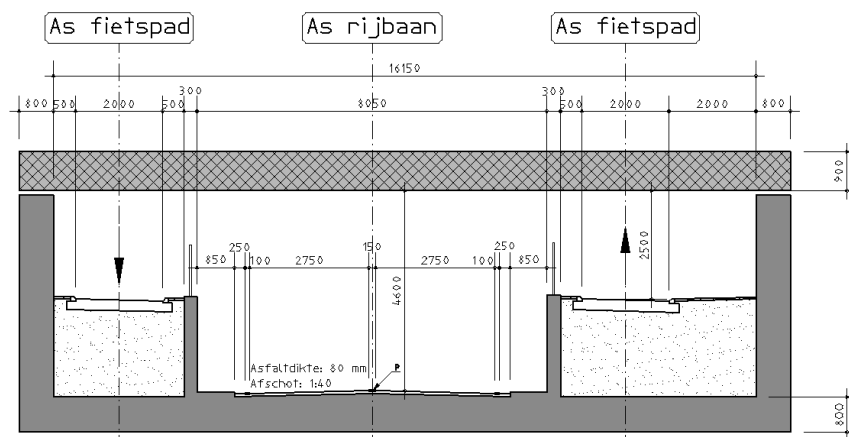
Variant 1: 2x1 fietspad met tussensteunpunten

2.1.2

VARIANT 2: 2X1 FIETSPAD MET VOORGESPANNEN DEK

Variant 2 heeft aan beide zijden van de hoofdrijbaan een fietspad, geschikt voor eenrichtingsverkeer. Aan de zijde van het station is een voetpad ontworpen. Het dek met een dikte van 900 mm is voorzien van voorspanning. Onderstaand is de schets met een dwarsdoorsnede weergegeven.

Afbeelding 2.2:
Dwarsdoorsnede variant 2



Variant 2: 2x1 fietspad met voorspanning

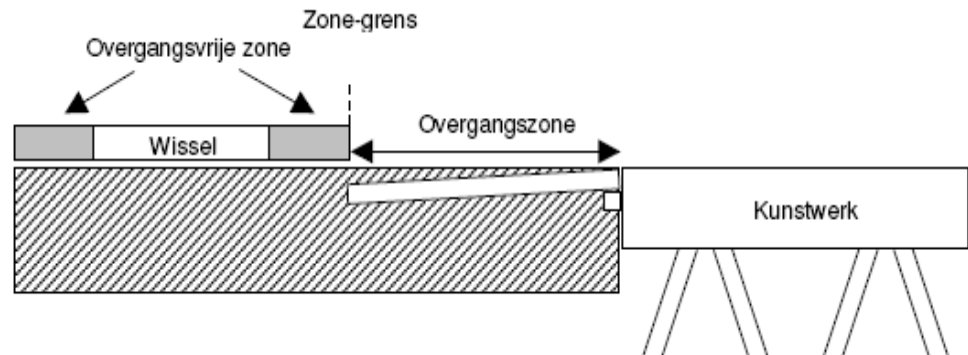
2.1.3

VARIANT 3: 1X2 FIETSPAD MET GEWAPEND DEK

Bij variant 3 heeft de onderdoorgang aan de zijde het station een fietspad, geschikt voor twee richtingen. Aan dezelfde zijde is een voetpad ontworpen. Het dek met een dikte van 880 mm is gewapend uitgevoerd. Onderstaand is de schets met een dwarsdoorsnede weergegeven.

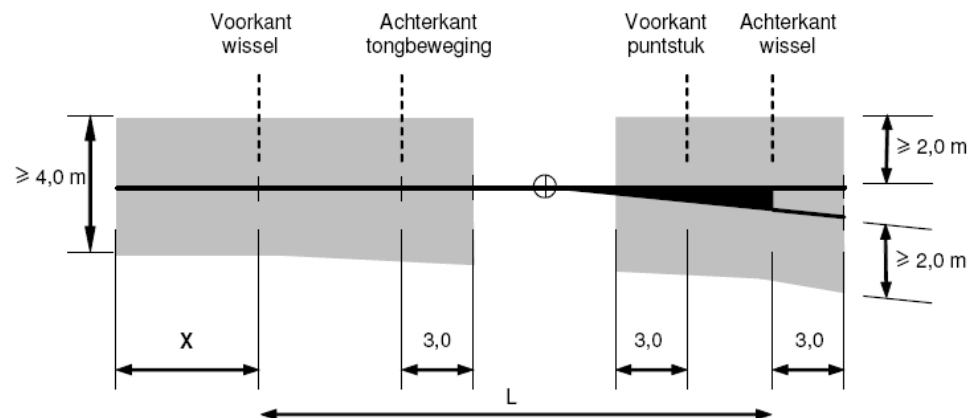
minimale afstand moet zijn vanaf het puntstuk van de wissel naar het begin van het kunstwerk. Deze afstand is op de huidige schets ongeveer 9 meter en voldoet niet aan de gestelde eis. De minimale afstand is met OVS00056-6.1 te bepalen.

Afbeelding 2.5: Zonegrens met een wissel op de aardebaan nabij een kunstwerk



De ligging van de wissel moet voldoen aan bovenstaande afbeelding. Veel voorkomende wisselverhoudingen zijn 1:9, 1:12 en 1:15. De wissel waarmee rekening moet worden gehouden is een gewone wissel. Deze wissel heeft een hoekverhouding van 1:9¹. Deze 1:9-wissels komen vooral voor op stationemplacements. Dit komt door de lage maximum snelheid (40 km/u) die hier geldt, waardoor een scherpe boog (195m) mogelijk is.

Afbeelding 2.6: Overgangsvrije zones voor gewone wissels (V<60km/u)



Om aan deze eisen te voldoen zijn de volgende varianten opgesteld:

- Omgelegde onderdoorgang;
- Onderdoorgang met zettingsvrije plaat.

2.2.1

VARIANT OMGELEGDE ONDERDOORGANG

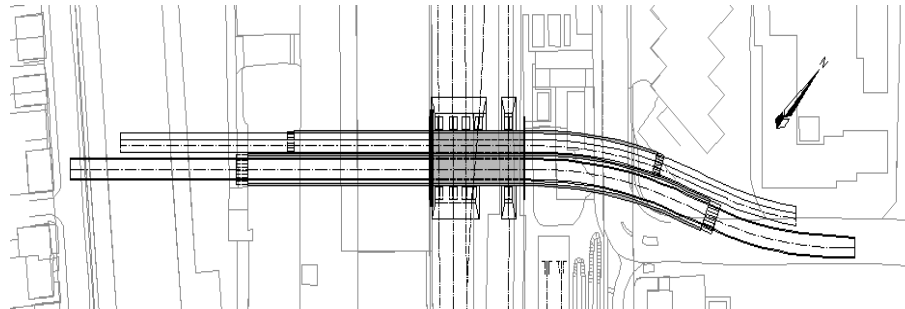
De afstand vanaf het puntstuk van de wissel tot het kunstwerk kan worden bepaald met afbeelding 2.6. In bijlage 1 zijn de lengtes die voor wissels gelden opgenomen.

Afstand puntstuk wissel tot achterkant wissel:	25,74 m
Lengte overgangsvrije zone achterkant wissel:	3,00 m
Lengte overgangszone:	<u>4,00 m</u>
Totaal:	+/- 33,00 m

¹ Bron: www.stationsweb.nl/station.asp?station=winterswijk

Op minimaal 33 meter vanaf het puntstuk van de wissel mag het kunstwerk zich bevinden. De getekende onderdoorgang uit de voorstudie is getekend met een afstand van 9 meter vanuit het puntstuk van de wissel. Het spoorkruisende gedeelte dient minimaal 24 meter te worden opgeschoven. Onderstaand is de uitgewerkte variant met een bovenaanzicht weergegeven. De tekening is toegevoegd in bijlage 3.

Afbeelding 2.7:
Bovenaanzicht variant
omgelegde onderdoorgang



2.2.2

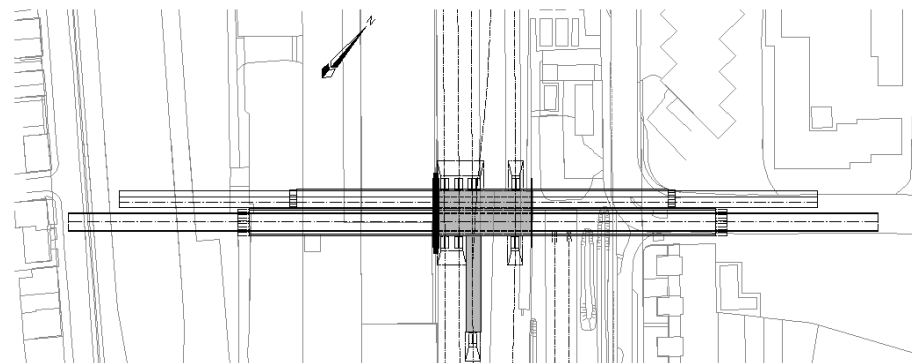
VARIANT ONDERDOORGANG MET ZETTINGSVRIJE PLAAT

Een andere mogelijkheid is het toepassen van een zettingsvrije plaat. Deze dient minimaal 2 meter breed te zijn aan de buitenzijde van iedere as. De lengte is als volgt te bepalen:

Afstand puntstuk wissel tot voorkant wissel:	14,03 m
Lengte overgangsvrije zone voorkant wissel: ($x = V/3,6$):	$\pm 10,00$ m
Totaal:	$\pm 24,00$ m

De afstand van het kunstwerk tot het puntstuk van de wissel bedraagt 9 meter. Daarnaast moet de zettingsvrije plaat in lengterichting tot 24 meter van het puntstuk van de wissel liggen. Onderstaand is de uitgewerkte variant met een bovenaanzicht weergegeven. De tekening is toegevoegd in bijlage 4.

Afbeelding 2.8:
Bovenaanzicht variant met
zettingsvrije plaat



2.3

AFWEGING OPGESTELDE VARIANTEN

De opgestelde dwarsdoorsneden en de varianten voor het horizontale alignment worden in deze paragraaf getoetst. De volgende criteria zijn opgesteld om de dwarsdoorsneden en de varianten te toetsen:

- Verkeerskundige inpassing;
- Ruimtelijke inpassing;
- Veiligheid;
- Kosten.

2.3.1

VERKEERSKUNDIGE INPASSING

De dikte van het dek van de opgestelde varianten variëren van 800 tot 900 mm. Deze diktes zijn nagenoeg gelijk en brengen aan de zuidzijde kleine inpassingsproblemen met zich mee. Aan de noordzijde sluiten de varianten geleidelijk aan op de Dingstraat. De kruising tussen de Dingstraat en de Kleine Parallelweg zal haar functie niet meer behouden. De Kleine Parallelweg zal aan de oostzijde dood lopen en ter hoogte van de huidige kruising met de Dingstraat beëindigd worden. De Kleine Parallelweg blijft alleen beschikbaar voor bestemmingsverkeer. Aan de westzijde zal de Kleine Parallelweg tot de busremise doorlopen.

Afbeelding 2.9: Bestaande kruising Kleine Parallelweg met Dingstraat



De Dingstraat bestaat uit een hoofdrijbaan met aan weerszijden een naastliggend fietspad. De varianten met aan beide zijden een fietspad sluiten op de bestaande situatie aan. Voor de varianten met aan één kant een fietspad moeten er wijzigingen op de huidige Dingstraat plaatsvinden om het fietsverkeer veilig te geleiden.

De varianten met de omgelegde onderdoorgang en de zettingsvrije plaat hebben beide aanpassingen nodig in de verkeerskundige inpassing. De verkeerskundige inpassing kan voor beide varianten gelijk worden beoordeeld.

2.3.2

RUIMTELIJKE INPASSING

De variant met de omgelegde onderdoorgang levert inpassingsproblemen op in de bestaande situatie. De toerit aan de noordoost kant van de onderdoorgang, kruist een bestaand gebouw langs de Kleine Parallelweg. Ook de ingang van het politiebureau komt vlak tegen het voetpad van de onderdoorgang aan te liggen.

Afbeelding 2.10: Bestaand gebouw langs Kleine Parallelweg



Afbeelding 2.11: Bestaand politiebureau Dingstraat



De variant met de zettingsvrije plaat levert geen inpassingsproblemen op met de bestaande bebouwing. De onderdoorgang volgt namelijk het bestaande tracé van de Dingstraat.

De dwarsdoorsneden hebben weinig invloed op de ruimtelijke inpassing. De ruimtelijke inpassing is bij alle dwarsdoorsneden ongeveer gelijk.

2.3.3

VEILIGHEID

De toepassing van tussensteunpunten in het gesloten deel zorgt voor een afscheiding tussen het snel- en langzaam verkeer. Dit beïnvloedt de sociale veiligheid negatief. Ook kunnen weggebruikers zich opgesloten voelen doordat het zicht hier ontnomen wordt. Het zicht wordt ook ontnomen bij de omgelegde onderdoorgang doordat het horizontale alignement een tweetal bochten bevat. Bij de varianten zonder tussensteunpunten is er meer zicht en wordt de sociale veiligheid minder beïnvloed.

De verkeersveiligheid is groter voor de varianten met aan beide zijde een fietspad. Het fietsverkeer kan het bestaande tracé vervolgen. De varianten met aan één zijde een fietspad hebben als nadeel dat de hoofdrijbaan bij de Dingstraat moet worden gekruist.

2.3.4

KOSTEN

De varianten met aan één zijde een fietspad kunnen smaller worden uitgevoerd, waardoor de kosten lager zullen uitvallen. De aanpassingen die er verkeerstechnisch nodig zijn, zoals beschreven in paragraaf 2.1 zorgen voor extra kosten. De kosten bij alle dwarsdoorsneden zullen ongeveer gelijk zijn.

De inpassingproblemen die een omgelegde onderdoorgang met zich mee brengen zorgen voor hogere kosten. Het toepassen van bochten in het horizontale alignement maakt de uitvoering moeilijker uitvoerbaar en zorgen voor meer materiaalgebruik. Dit heeft ook een negatief effect op de kosten.

De zettingsvrije plaat bij de andere variant zorgt voor extra kosten. Het is moeilijker uitvoerbaar, omdat de wissel op de zettingsvrije plaat moet worden gerealiseerd in een buitendienststelling.

2.4

ADVIES ONTWERP

Op basis van de uitgewerkte criteria kan er een advies gegeven worden over de keuze van de beste onderdoorgang. Verkeerskundig sluiten de dwarsdoorsneden met aan weerszijden een fietspad het beste bij de bestaande infrastructuur aan. De variant met de omgelegde onderdoorgang neemt ruimtelijke problemen met zich mee, waar de variant met een zettingsvrije plaat dit niet heeft.

De sociale veiligheid is bij de omgelegde variant het laagst evenals bij de varianten waar tussensteunpunten geplaatst worden. De verkeersveiligheid is bij de varianten met aan beide zijden een fietspad het hoogst, omdat de hoofdrijbaan niet hoeft te worden gekruist.

De kosten bij het omleggen van de onderdoorgang zullen hoger zijn dan het plaatsen van een zettingsvrije plaat door de aanpassingen aan de bestaande situatie. Voor de dwarsdoorsneden zullen de kosten ongeveer gelijk zijn.

In onderstaande tabel is een Multi Criteria Analyse weergegeven van de varianten uit dit hoofdstuk aan de hand van de criteria uit paragraaf 2.3.

Tabel 2.1: Multi Criteria Analyse varianten

Varianten dwarsdoorsnede/ horizontaal alignement Criteria	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Omgelegde onderdoorgang	Zettingsvrije plaat
Verkeerskundige inpassing	+	+	-	-	0	0
Ruimtelijke inpassing	0	0	0	0	-	+
Veiligheid	0	+	--	-	-	0
Kosten	0	0	0	0	-	0

Het advies is om een zettingsvrije plaat ter plaatse van de wissel aan te brengen. Als doorsnede wordt er voor variant 2 gekozen. Deze variant is aan beide zijden van een fietspad voorzien en aan de zijde van het station is een voetpad ontworpen. Het dek zal van voorgespannen beton gemaakt worden. Deze variant wordt in dit rapport verder uitgewerkt.

De gemeente Winterswijk heeft plannen met betrekking tot het aanpassen van het bestaande emplacement. Bij eventuele aanpassing hiervan kan een onderdoorgang ook zonder zettingsvrije plaat worden uitgevoerd. Er moet tijdens het aanpassen van het emplacement dan rekening worden gehouden met de toekomstige bouw van een onderdoorgang. De bestaande wissel moet verplaatst worden en op voldoende afstand liggen van de onderdoorgang.

HOOFDSTUK 3 Constructie en uitvoeringsmethode

In dit hoofdstuk wordt de uitvoeringsmethode beschreven van de onderdoorgang. In hoofdstuk 2.4 is gekozen voor een onderdoorgang met een voorgespannen dek en een zettingsvrije plaat ten behoeve van de bestaande wissel. De uitvoeringsmethode van deze variant is in dit hoofdstuk beschreven.

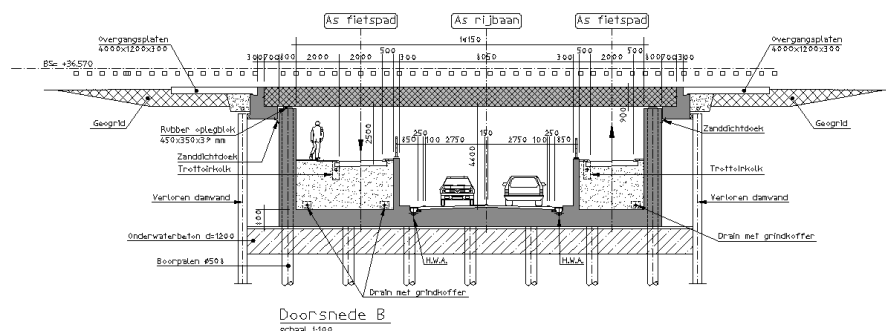
3.1

BESCHRIJVING CONSTRUCTIE

De onderdoorgang is ontworpen ter plaatse van het bestaande emplacement bij de Dingstraat. Op het bestaande emplacement liggen vier sporen. Er wordt vanuit gegaan dat deze in de toekomst blijven liggen, maar het moet ook mogelijk zijn om het emplacement aan te passen. De onderdoorgang wordt uitgevoerd als een op palen gefundeerde kokerdoorsnede. De dekplaat zal worden ingeschoven in een buitendienststelling, waarna de onderbouw onder de dekplaat wordt gebouwd. De uitvoeringsplanning van de onderdoorgang is meegenomen in hoofdstuk 13.

De dekplaat zal worden opgelegd op oplegblokken op de twee zijwanden. De gesloten moot is ongeveer 35 meter lang en ruim 17 meter breed (gemeten haaks op as rijbaan). De dekplaat is 34 meter lang en 19 meter breed (gemeten haaks op as rijbaan). Een doorsnede van het gesloten deel is onderstaand weergegeven. De definitieve tekening is weergegeven in bijlage 5.

Afbeelding 3.1: Doorsnede spoorkruisende moot



3.2

INVLOED UITVOERINGSMETHODE OP BEREKENING

Het dek wordt ingeschoven op schuifbanen op de prefab betonpalen (moot 3) en de stalen buispalen (moot 4). De buispalen worden opgenomen in de definitieve wanden, zodat de overspanning in de bouwphase en in de gebruiksfase gelijk is. De uitvoeringsmethode heeft hierdoor geen invloed op de berekening.

HOOFDSTUK

4

Uitgangspunten voor berekeningen

Dit hoofdstuk beschrijft de uitgangspunten voor de berekeningen. De ontworpen onderdoorgang moet voldoen aan de huidige normen en richtlijnen.

4.1

NORMEN EN RICHTLIJNEN

Voor de berekeningen is gebruikt gemaakt van de 'nieuwe' NEN normen. In deze NEN normen is de Eurocode reeds verwerkt. De normen van de Eurocode zijn nog niet volledig en nog niet helemaal vertaald in het Nederlands. Daarom is gekozen om de NEN normen te gebruiken voor de belastingen, vervormingen, voorschriften van betonconstructies, en dergelijke. Voor de betonkwaliteit en milieuklassen is wel gebruik gemaakt van de Eurocode. Dit is vermeld bij de betreffende onderdelen. De volgende normen zijn bij de berekeningen gebruikt:

- NEN-EN 206-1 (Beton – Deel 1: Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit)
- NEN 6702 (Belastingen en vervormingen)
- NEN 6706 (Technische grondslagen voor bouwconstructies)
- NEN 6720 (Voorschriften Betonconstructies)
- NEN 6723 (Voorschriften Beton Bruggen)
- NEN 6740 (Geotechniek – Basiseisen en belastingen)
- NEN 6743 (Geotechniek – Drukpalen)
- CUR 2001-4 (Ontwerpregels voor trekpalen)
- CUR aanbevelingen 77 (Onderwaterbeton)
- Ontwerpvorschriften voor de Spoorwegbouw (OVS)

4.2

GEBRUIKTE PROGRAMMATUUR

De volgende programmatuur is gebruikt voor de berekeningen:

- Esa PT (3d modellen)
- Technosoft (2d modellen)

4.3

VEILIGHEIDSKLASSE EN REFERENTIEPERIODE

De onderdoorgang valt in veiligheidsklasse 3 conform NEN 6706 en heeft een referentieperiode van 100 jaar.

4.4

MATERIALEN

4.4.1

BETON

De betonkwaliteit en de milieuklasse worden aangegeven conform de Eurocode norm NEN-EN 206-1 en het wijzigingsblad A4 van NEN 6720.

Voor de kwaliteit van het onderwaterbeton wordt C20/25 aangehouden. De kwaliteit van het beton in de onderbouw is C28/35 en in de dekplaat is C35/45. De kwaliteit in de dekplaat is hoger, omdat door het toepassen van voorspanning er druk in het beton ontstaat. Het eigen gewicht van gewapend beton is 25 kN/m^3 .

Tabel 4.1:

Materiaaleigenschappen
beton in N/mm^2

Sterkteklasse	f'_{ck}	f'_b	f_b	f_{bm}	E'_b
C28/35	35	21	1,40	2,80	31000
C35/45	45	27	1,65	3,3	33500

4.4.2

MILIEUKLASSE EN DEKKING

Voor de onderdoorgang wordt conform de eerder genoemde normen de milieuklasse per onderdeel bepaald:

Dekplaat bovenzijde:	wisselend nat/droog/dooizouten	→ XC4/XF3/XA2
Dekplaat onderzijde:	vochtig	→ XC3/XF1/XA2
Wanden binnenzijde:	wisselend nat/droog	→ XC4/XF1/XA2
Wanden buitenzijde:	wisselend nat/droog	→ XC4/XF1/XA2
Vloer bovenzijde:	wisselend nat/droog/dooizouten	→ XC4/XD3/XF4/XA2
Vloer onderzijde:	nat/permanent onder water	→ XC1

Tabel 4.2: Betondekking
milieuklassen NEN 6720

Milieuklasse	Betondekking c (mm)		
	plaat, wand	balk, poer, console	kolom
X0	—	—	—
XC1	15	25	30
XC2 t.m. XC 4	25	30	35
XF1 en XF3			
XD1 t.m. XD3	30	35	40
XS1 t.m. XS3			
XF2 en XF4			
XA1 t.m. XA3			
Op de minimale betondekkingen is een toeslag van 5 mm van toepassing in geval van:			
— een nabewerkt oppervlak;			
— een oncontroleerbaar oppervlak;			
— beton met een karakteristieke kubusdruksterkte $f'_{ck} < 25 \text{ N/mm}^2$.			
Indien deze gevallen zich gelijktijdig voordoen, moeten de toeslagen worden gesuperponeerd.			

De betondekking conform wijzigingsblad A4 van NEN 6720 (zie bovenstaande tabel) is 30 mm bij bovengenoemde onderdelen. Er hoeven geen toeslagen te worden toegepast, omdat:

- Het oppervlak niet nabewerkt wordt.
- Het oppervlak controleerbaar is.
- De karakteristieke kubusdruksterkte $f'_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$.

OVS00030-6 schrijft voor dat de betondekking met 10 mm moet worden vermeerderd bij voorgespannen constructies. Staven met een diameter groter dan 25 mm hebben een

dekking van $1,5 \times \phi_k$. Om praktische redenen en te voldoen aan de scheurwijdte controle, wordt voor de dekking 40 mm aangehouden voor alle onderdelen.

De scheurwijdte eis voor gewapend beton is: $w < 0,20$ mm. Dit geldt voor de onderbouw van de onderdoorgang. Voor de dekplaat geldt een scheurwijdte eis van: $w < 0,10$ mm. Deze waarden zijn bepaald aan de hand van NEN 6720 (zie onderstaande tabel).

Tabel 4.3: Scheurwijdte milieuklassen NEN 6720

Milieuklasse	Scheurwijdte w (mm)	
	zonder voorspanstaal	met voorspanstaal
X0	—	—
XC1	0,4	0,3
XC2 t.m. XC4 XF1 en XF3	0,3	0,2
XD1 t.m. XD3 XS1 t.m. XS3 XF2 en XF4 XA1 t.m. XA3	0,2	0,1
Voor omhulde strengen volgens NEN 3868 is de kolom "zonder voorspanstaal" van toepassing.		

4.4.3 BETONSTAAL

De materiaaleigenschappen in onderstaande tabel gelden voor het toegepaste betonstaal.

Tabel 4.4: Materiaaleigenschappen betonstaal in N/mm^2

Betonstaalsoort	$f_{s,red}$	f_s	E_s
FeB 500 HWL	500	435	200000

4.4.4 VOORSpanSTAAL

De materiaaleigenschappen in onderstaande tabel gelden voor het toegepaste voorspanstaal.

Tabel 4.5: Materiaaleigenschappen voorspanstaal in N/mm^2

Voorspanstaalsoort	$f_{ou,red}$	f_{ou}	f_o	E_s
FeP 1860	1860	1690	1450	200000

4.4.5 GROND EN GRONDWATER

De opbouw van de bodem en de hoogte van de grondwaterstand is bepaald aan de hand van bestaande sonderingen. De maatgevende sondering is meegenomen in bijlage 6. De sondering is genomen op een afstand van ongeveer 150 meter van de onderdoorgang. De opbouw is opgenomen in onderstaande tabel en is aangehouden voor de gehele constructie.

Tabel 4.6: Bodemopbouw onderdoorgang

Grondsoort	Diepte t.o.v. NAP	γ_{droog} kN/m^3	γ_{nat} kN/m^3
Zandig klei	Mv tot +30,0	17	17
Siltig zand	+30,0 tot +27,5	17	20
Klei	+27,5 tot +25,5	16	16
Fijn/siltig zand	+25,5 tot +21,0	17	20
Siltig klei	+21,0 tot +17,5	16	16
Kleiig zand	+17,5 tot +13,0	18	18
Siltig klei	+13,0 tot +9,5	16	16

De onderdoorgang moet gedimensioneerd worden op de volgende grondwaterstand: Hoogste grondwaterstand (HGW): NAP +33.400 m.

HOOFDSTUK 5 Belastingen onderdoorgang

De belastingen die van belang zijn voor de berekeningen van de onderdoorgang zijn in dit hoofdstuk weergegeven. De belastingen zijn opgedeeld in:

- Permanente belasting dekplaat;
- Veranderlijke belasting dekplaat;
- Permanente belasting onderbouw;
- Veranderlijke belasting onderbouw;
- Belastingen onderwaterbeton.

5.1 PERMANENTE BELASTING DEKPLAAT

5.1.1 EIGEN GEWICHT

Het eigen gewicht van de dekplaat wordt automatisch gegenereerd in Esa PT, nadat de dekplaat is ingevoerd.

5.1.2 RUSTENDE BELASTING

De ballast wordt over de breedte tussen de ballastkering en het perron van het spoordek aangebracht, in verband met eventuele toekomstige veranderingen. Het emplacement kan dan aangepast worden, zonder dat een aanpassing van het spoordek nodig is. De gemiddelde ballastdikte is 642 mm en de breedte is 28,337 m. De waarden zijn bepaald in AutoCAD uit de definitieve tekening uit bijlage 5.

Ballastmateriaal:	$0,642 \cdot 28,337 \cdot 22$	=	400,2	kN/m
Ballastkering:	$0,293 \cdot 25$	=	7,3	kN/m
Randelement:	$0,476 \cdot 25$	=	11,9	kN/m
(incl. verhoging)				
Voetpadplaat:	$0,070 \cdot 25$	=	1,8	kN/m
Perronwand (binnen):	$0,509 \cdot 25$	=	12,7	kN/m
Tegelwerk:	$0,161 \cdot 25$	=	4,0	kN/m
Perronwand (buiten):	$0,700 \cdot 25$	=	17,5	kN/m
Zand perron:	$5,117 \cdot 20$	=	102,3	kN/m
Hekwerk + kabels:		=	2,0	kN/m
Totaal:		=	559,7	kN/m

De rustende belasting per vierkante meter dek: $559,7 / 34 = 16,5 \text{ kN/m}^2$.

In de middendoorsnede is alleen het ballastbed aanwezig. De belasting per vierkante meter waarover de ballast aanwezig is:

$$400,2/28,337 = 14,1 \text{ kN/m}^2.$$

De maatgevende rustende belasting is dus $16,5 \text{ kN/m}^2$. De belasting wordt aangebracht over het volledig oppervlak van het dek. Door uit te gaan van deze rustende belasting is tevens de momentane variabele belasting op het inspectiepad en het perron meegenomen. De rustende belasting wordt ook op de stootplaten aangebracht.

5.1.3

STEUNPUNTZETTING

Conform de OVS dient de dekplaat uitgerekend te worden op een steunpuntzetting van 10 mm per steunpunt in langsrichting (evenwijdig aan het spoor) of in dwarsrichting $0,05^\circ$. Deze zettingen kunnen optreden ten gevolge van het inschuiven en vijzelen van de dekplaat. De dekplaat zal, voordat deze definitief wordt overgenomen op de wanden, op hoogte gevizeld worden naar de nulsituatie (situatie direct na het storten van het dek). Het spoordek is een statisch bepaalde constructie, steunpuntzettingen hebben daarom geen invloed op de krachswerking in het dek.

5.2

VERANDERLIJKE BELASTING DEKPLAAT

5.2.1

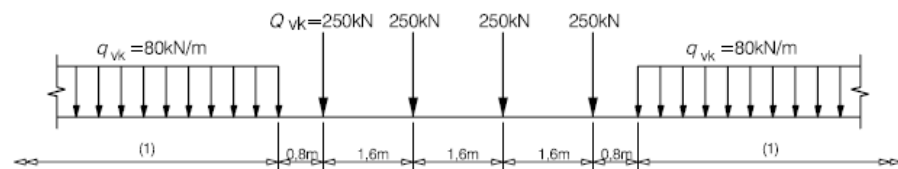
MOBIELE BELASTING

Laststelsels

De onderdoorgang moet voor de gebruiksfase worden berekend op de laststelsels uit NEN 6706. Het belastingmodel 71 wordt aangehouden voor normaal spoorwegverkeer. De belasting geldt over de vier assen van het spoor, waarbij het belastingmodel met een factor 0,6 mag worden vermenigvuldigd, conform de NEN 6706.

Afbeelding 5.1:

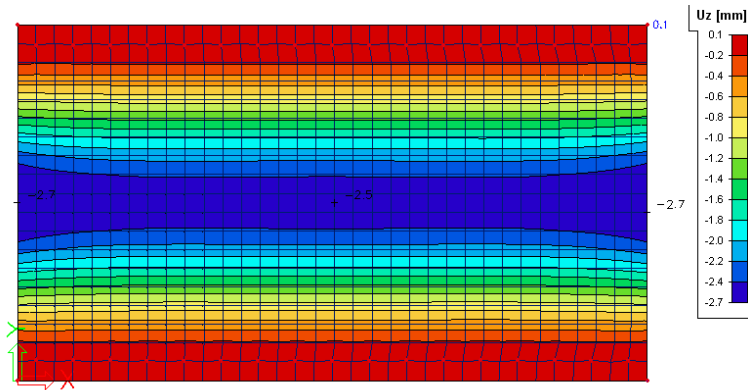
Belastingmodel 71 NEN 6706



Dynamische factor

De dynamische factor wordt bepaald conform de NEN 6706. De eigen frequentie moet worden gecontroleerd. De eigen frequentie is gerelateerd aan de uitbuigingsvorm, behorend bij de permanente belasting. De dekplaat ligt op 2 steunpunten, de overspanning over as spoor is 16,95 meter. De dekplaat is ingevoerd in Esa PT via een 2D plaat met een dikte van 900 mm. Het resultaat van de uitwijking staat weergegeven in onderstaand figuur.

Afbeelding 5.2: Resultaten
doorbuiging Esa PT



Uit bovenstaande figuur blijkt dat de doorbuiging in het midden van het veld maximaal 2,7 mm is. Voor een vrij opgelegde constructie op twee steunpunten, zoals het spoordek, mag de eigen frequentie zijn afgeleid uit de volgende formule:

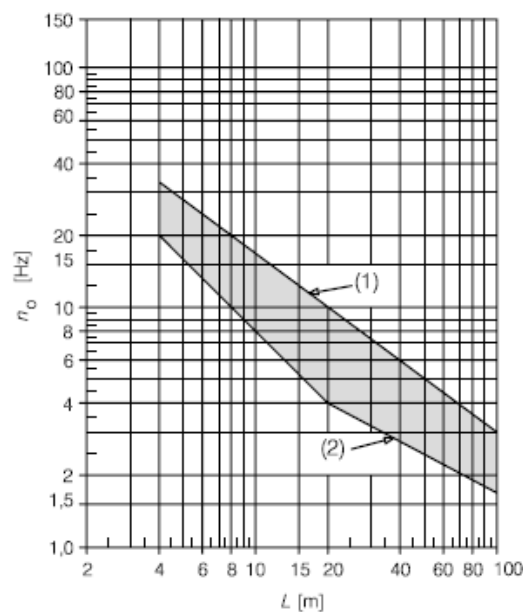
$$\{n_o\} = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_o}} = \frac{17,75}{\sqrt{2,7}} = 10,8 \text{ Hz}$$

$\{n_o\}$ = eigen frequentie

$\{\delta_o\}$ = doorbuiging in het midden van een veld als gevolg van permanente belasting

Met de berekende waarde voor de eigen frequentie kan worden bepaald of de dynamische factor moet worden toegepast. De waarde moet dan binnen het bereik van onderstaande figuur vallen.

Afbeelding 5.3: Grafiek
eigen frequentie NEN 6706



De waarde van n_o is 11,2 Hz bij een overspanning (L) van 16,95 meter. Uit bovenstaande grafiek blijkt dat deze waarde binnen het bereik valt. De dynamische factor zal moeten worden toegepast bij de berekening.

De dynamische factor kan worden berekend met de onderstaande formule, waarbij L_ϕ de karakteristieke lengte is. Bij liggers en dekken op twee steunpunten is de karakteristieke lengte gelijk aan de overspanning. De karakteristieke lengte is in dit geval 16,95 meter. De dynamische factor kan nu worden berekend.

$$\Phi = \frac{1,44}{-0,2 + \sqrt{\{L_{\Phi}\}}} + 0,82 = \frac{1,44}{-0,2 + \sqrt{\{16,95\}}} + 0,82 = 1,19$$

$\{\Phi\}$ = dynamische factor

$\{L_{\Phi}\}$ = karakteristieke lengte, 16,95 m

De dynamische factor mag bij boogbruggen en alle soorten betonnen bruggen worden gereduceerd, als de afstand van bovenzijde brugdek tot bovenzijde ballast meer dan 1,00 meter bedraagt. Dat is niet het geval, zodat de dynamische factor niet mag worden gereduceerd.

Vergrotingsfactor

De mobiele belasting moet naast de dynamische factor worden vermenigvuldigd met de vergrotingsfactor. De vergrotingsfactor (α) is 1,10, conform NEN 6706. Het laststelsel is lichter dan de huidige in Nederland toegepaste laststelsel. In afwachting van een herziening moet de vergrotingsfactor worden toegepast.

Belasting mensenmenigte

Voor passeerpaden moet een verticale, gelijkmatige verdeelde belasting van 5 kN/m² zijn aangehouden. Naast deze belasting moet een puntlast van 2 kN op de meest ongunstigste plaats van het betreffende onderdeel worden geplaatst. De puntlast werkt op een oppervlakte van 0,20 x 0,20 meter.

De gelijkmatige verdeelde belasting op het perron bedraagt ook 5 kN/m².

Bij de rustende belasting wordt over het volledig oppervlak van het dek verdeeld (zie paragraaf 5.1.2). Het is daarom niet nodig om de belasting voor mensenmenigte mee te nemen, omdat deze reeds verwerkt zit in de rustende belasting.

5.2.2

HORIZONTALE BELASTING

Centrifugaalbelasting

Het spoor op de dekplaat ligt niet in een boog, zodat er geen rekening hoeft te worden gehouden met optredende centrifugaalbelasting en met de verkanting.

Zijdelingse stootbelasting

De zijdelingse stootbelasting grijpt aan op de bovenkant van de spoorstaven. Het is een horizontaal werkende belasting. De waarde van de kracht van de zijdelingse stootbelasting is 100 kN. De kracht wordt in het model in Esa aangebracht in het hart van de dekplaat. Hierdoor moet een extra moment op de dekplaat worden aangebracht.

$$M_{\text{stoot}} = 100 \text{ kN} \cdot (0,872 + 0,5 \cdot 0,900) = 132,2 \text{ kNm}$$

Rem- en aanzetkrachten

De in rekening te brengen rem- en aanzetkrachten zijn afkomstig uit NEN 6706. De krachten kunnen worden uitgerekend nadat de lengte van het belaste deel van de invloedslijn bekend is. De lengte is de totale lengte van het dek + 2 keer de halve stootplaat. Op de helft van de stootplaat wordt de kracht overgedragen aan de aardebaan. De invloedslengte is dan:

$$L = 19,75 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,00 = 24,75 \text{ m}$$

Bij het spoor over de zettingsvrije plaat ter plaatse van de wissel is de invloedslengte korter, omdat de zettingsvrije plaat zelf gefundeerd is. De invloedslengte is dan:

$$L = 19,75 + 0,5 \cdot 5,00 = 22,25 \text{ m}$$

Deze invloedslengte is niet maatgevend, daarom is in de verdere berekening uitgegaan van 24,75 meter.

De remkracht kan worden uitgerekend met de volgende formule:

$$F_{rem} = 20 \text{ kN / m spoor} = 20 \cdot L = 20 \cdot 24,75 = 495 \text{ kN}$$

De aanzetkracht kan worden uitgerekend met de volgende formule:

$$F_{aanzet} = 33 \text{ kN / m spoor} = 33 \cdot L = 33 \cdot 24,75 = 817 \text{ kN}$$

De totale horizontale belasting bij de sporen over alleen het spoordek ten gevolge van rem- en aanzetkracht is: 1312 kN. Deze belasting wordt gelijkmatig verdeeld aangebracht over de dekplaat. $1312/19,15=68,5 \text{ kN/m}$.

Ten gevolge van excentrisch remmen ontstaan een koppel in de dekplaat:

$$M_{buitenste \text{ sporen}} = (495 + 817) \cdot \frac{1}{2} \cdot 24,3 = 15938 \text{ kNm}$$

Doordat over het dek een doorgaand ballastbed aanwezig is, zal een aanzienlijk deel van de horizontaalkracht en van het moment worden doorgegeven aan de aansluitende spoorbaan. Uit ervaring blijkt bij een gelijkwaardige overspanning en ballastbed dat op de dekplaat nog 25% afdracht plaatsvindt. Daarom is dit percentage opgenomen in NEN 6706. De rest wordt opgenomen door het ballastbed en de spoorstaven. De totale horizontale kracht wordt dan:

$$F_{horizontaal} = \frac{1}{4} \cdot (495 + 817) = 320,4 \text{ kN}$$

$$M_{rotatie} = \frac{1}{4} \cdot 15938 = 3984 \text{ kNm}$$

De remkrachten op het ene spoor moeten zijn gecombineerd met de aanzetkrachten op één van de andere sporen. Bij het berekenen van het excentrisch moment is daar al vanuit gegaan.

Windbelasting

De windbelasting is $1,5 \text{ kN/m}^2$ conform NEN 6706. De verkeersband werkt tot BS +4,0 m.

Onderkant dek: BS -1,772 m.

De windbelasting per strekkende meter dek is:

$$q_{wind} = p_{rep} \cdot h_{wind} = 1,5 \cdot (4,0 + 1,772) = 8,66 \text{ kN / m}$$

De lengte van het dek + stootplaten is 27,74 m, de windbelasting grijpt aan op de helft van de hoogte, dus op: $0,5 \cdot 5,772 \text{ m}$. Het moment op de dekplaat wordt dan:

$$M_{wind} = q_{wind} \cdot l \cdot 0,5h = 8,66 \cdot 27,74 \cdot 0,5 \cdot 5,772 = 693 \text{ kNm}$$

De windbelasting in de dwarsrichting bedraagt:

$$F_{wind} = q_{wind} \cdot l_{wind} = 8,66 \cdot 27,74 = 240 \text{ kN}$$

De windbelasting in langsrichting van het dek is 40% van de wind in dwarsrichting volgens NEN 6706.

$$F_{wind; langsrichting} = 0,40 \cdot 240 = 96,1 \text{ kN}$$

Conform de NEN 6706 mag een momentaanfactor van 0,6 worden toegepast bij windbelasting.

Kracht loodrecht op de sporen

De horizontale koppels uit de rem- en aanzetkrachten willen de dekplaat laten roteren. Dit wordt opgenomen door een tegengesteld koppel van reactiekrachten loodrecht op de sporen ter plaatse van de oplegblokken. De $M_{rotatie}$ (15938 kNm) wordt opgenomen door 2 tegengestelde reacties bij de eindsteunpunten. Doordat 25% van de horizontaalkracht afdraagt op de onderdoorgang en de rest op de baan aangrijpt, zie paragraaf 3.2.2, mag dit moment gereduceerd worden tot:

$$M_{rotatie} = \frac{1}{4} \cdot 15938 = 3984 \text{ kNm}$$

Dit moment veroorzaakt een horizontale reactiekracht per steunpunt van:

$$F_{rep} = \frac{3984 \text{ kNm}}{16,95} = 235,0 \text{ kN}$$

De windbelasting wordt ook opgenomen door de oplegblokken. De horizontale reactiekracht per zijde is:

$$F_{wind} = 240 \cdot 0,5 = 120 \text{ kN}$$

De zijdelingse stootbelasting geldt 2 keer, omdat aan beide zijden een trein kan ontsporen.

De zijdelingse stootbelasting is:

$$F_{stoot} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ kN}$$

De totale horizontale kracht, die opgenomen moet worden door de oplegblokken, is per zijde:

$$F_{hor; tot} = 235 + 120 + 200 = 555 \text{ kN}$$

Kracht evenwijdig aan de sporen

Ten gevolge van de rem- en aanzetkracht:	1312 kN
Ten gevolge van wind in langsrichting:	96,1 kN
De totale horizontale reactiekracht is:	1408 kN
De totale horizontale reactiekracht per zijde is:	1408/2= 704 kN

5.2.3 HORIZONTALE VERVORMING DEKPLAAT

Temperatuur

Voor de temperatuurbelasting kan NEN 6706 worden aangehouden. Voor de jaarlijkse temperatuurwisseling wordt als referentietemperatuur $+10^{\circ}\text{C}$. De aan te houden jaarlijkse temperatuurswisseling is 25°C . $\alpha_r = 10 \cdot 10^{-6}$. In verband met de combinatie krimp wordt alleen een afkoeling beschouwd:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha_r \cdot \Delta T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

Krimp

Ten gevolge van de hydratatiewarmte van het verhardende beton ontstaan een afkoelingskrimp in de dekplaat. Deze wordt evenals de kruip meegenomen bij de berekening van de voorspanning.

Het dek is opgelegd op oplegblokken, bij de berekening van de oplegblokken worden deze belastingen/vervormingen meegenomen.

5.3 PERMANENTE BELASTING ONDERBOUW

5.3.1 EIGEN GEWICHT

Het eigen gewicht wordt automatisch gegenereerd in Esa PT.

5.3.2 RUSTENDE BELASTING

Wegverharding

In de onderdoorgang wordt asfalt aangebracht met een dikte van 100 mm. De belasting van asfalt is:

$$q_{\text{asfalt}} = d_{\text{asfalt}} \cdot \gamma_{\text{asfalt}} = 0,100 \cdot 22 = 2,2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Zandaanvulling

Ter plaatse van het fietspad wordt een zandaanvulling gemaakt met hier op de verharding voor het voet- en fietspad.

Maximale hoogte zandaanvulling: $h = 2,28 \text{ m}$.

Eigen gewicht zandaanvulling: $\gamma_{\text{zand}} = 17 \text{ kN} / \text{m}^3$.

De belasting per strekkende meter toerit wordt dan:

$$q_{\text{zand}} = h_{\text{zand}} \cdot \gamma_{\text{zand}} = 2,28 \cdot 17 = 38,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Grond en grondwater

De opbouw van de grond en het grondwater is meegenomen in de funderingsberekening in hoofdstuk 6. De waterspanning moet worden opgenomen door de onderwaterbetonvloer en de trekpalen.

5.4

VERANDERLIJKE BELASTING ONDERBOUW

5.4.1

MOBIELE BELASTING

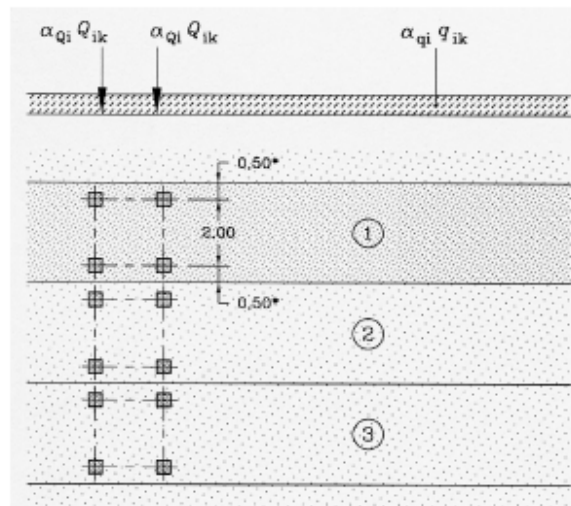
De belasting voor het autoverkeer moet voldoen aan NEN 6706. Laststelsel 1 is in de meeste gevallen maatgevend. Andere laststelsels kunnen worden aangevraagd door de opdrachtgever voor bijvoorbeeld speciale voertuigen. Dat is niet het geval zodat de andere laststelsels buiten beschouwing worden gelaten.

De onderdoorgang heeft 2 rijbanen, zodat op de ene rijbaan een variabele last staat van 9 kN/m² en 4 puntlasten van 300 kN. Op de tweede rijbaan staat een variabele last van 2,5 kN/m² en 4 puntlasten van 200 kN (zie onderstaande tabel en figuur).

Tabel 5.1: Lasten uit laststelsel 1

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Afbeelding 5.4: Laststelsel 1



5.4.2

HORIZONTALE BELASTING

De horizontale belasting wordt veroorzaakt door de rem- en aanzetbelasting. Deze horizontale belastingen hebben weinig invloed op de vloer van de bak, omdat de paalfundering de belastingen opneemt. Het heeft wel invloed op de wand van de spoorkruisende moot, maar de palen worden opgenomen in de definitieve wanden. De palen nemen de horizontale belasting op, zodat de horizontale belasting niet hoeft te worden toegepast bij de berekening van de wand.

5.4.3

CENTRIFUGALE BELASTING

De onderdoorgang ligt in een rechtstand, zodat er geen centrifugale belasting kan optreden.

5.4.4

TEMPERATUUR

De temperatuurbelasting voor moot 4 wordt afgeleid conform NEN 6706. Voor de jaarlijkse temperatuurwisseling wordt als referentietemperatuur $+10^{\circ}\text{C}$. De aan te houden jaarlijkse temperatuurswisseling is 25°C . $\alpha_r = 10 \cdot 10^{-6}$. In verband met de combinatie krimp wordt alleen een afkoeling beschouwd:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha_r \cdot \Delta T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

De uitzetting heeft geen opspaneffect in de wanden, zodat deze niet meegenomen hoeft te worden bij de wandberekening. De waarden voor dagelijkse temperatuurwisselingen kunnen worden gehaald uit de NEN 6723. De minimale dagelijkse temperatuur bij een asfaltdikte van 100 mm is -5°C en de maximale temperatuur is $+10^{\circ}\text{C}$.

Conform de NEN 6706 mag een momentaanfactor van 0,6 worden toegepast bij temperatuursbelastingen.

5.4.5

AANRIJDINGSBELASTING

Met de aanrijdingsbelasting kan worden bepaald of de oplegblokken voldoen onder het spoordek. De aanrijdingsbelasting voor overige wegen evenwijdig met de wegas is 1500 kN. Het aangrijpingspunt ligt op 1,20 meter boven het wegoppervlak.

HOOFDSTUK

6 Onderwaterbetonvloer

De ligging van de onderdoorgang in het stedelijke gebied onderbouwt de keuze voor het toepassen van onderwaterbeton. Bemaling mag meestal niet worden toegepast door de risico's die dit voor de omgeving met zich meebrengt. Om een waterdichte bouwkuip te realiseren voor de bouw van de onderdoorgang Dingstraat wordt een bouwkuip met damwanden en onderwaterbeton toegepast. Onderwaterbeton wordt toegepast over de gehele lengte van de vloer. Hierbij wordt er gerekend met de HGW van NAP +33.400 m. In principe mag er tijdens de bouwfase gerekend worden met de GGW. Dit zorgt ervoor dat de buitenste toeritmoten misschien op staal gefundeerd kunnen worden. In dit rapport wordt hier geen verder onderzoek naar gedaan.

De maatgevende situatie voor de berekening van de onderwaterbetonvloer is tijdens de bouwfase. In deze fase wordt de vloer enkel belast door de (opwaarts gerichte) grondwaterdruk en het (neerwaarts gerichte) eigen gewicht van de vloer. In de gebruiksfase heeft de onderwaterbetonvloer geen functie meer. De belangrijkste functie van de onderwaterbetonvloer is het weerstand bieden tegen de opwaartse grondwaterdruk. Dit kan door de vloer als gewichtsvloer uit te voeren. Het totale gewicht van de vloer moet dan groter zijn dan de opwaartse druk, zodat de vloer niet zal opdrijven. Wanneer hieraan niet voldaan wordt kunnen trekpalen voor extra neerwaartse belasting zorgen. Als de onderdoorgang op palen gefundeerd moet worden, kunnen de trekpalen in de gebruiksfase dienst doen als drukpalen.

In paragraaf 6.1 zijn de uitgangspunten voor de berekening weergegeven, met betrekking tot gebruikte normen, de bodemopbouw en de eigenschappen van het onderwaterbeton. De belastingen zijn in paragraaf 6.2 gedefinieerd. De trekpalen worden in paragraaf 6.3 berekend. Om het de momenten in de BGT en UGT te verkrijgen worden in paragraaf 6.4 de verstijftheden bepaald, waarna de vloer in paragraaf 6.5 getoetst wordt.

In dit rapport wordt het spoorkruisende gedeelte (moot 4) uitgewerkt. In de bijlages 8 tot en met 10 zijn de overige moten in Excel met spreadsheets berekend. De pompkelder is buiten beschouwing gelaten.

6.1

UITGANGSPUNTEN BEREKENING

Algemeen

NEN 6702:	Belastingen en vervormingen
NEN 6740:	Basiseisen en belastingen
NEN 6743:	Drukpalen
CUR 2001-4:	Ontwerpregels voor trekpalen
CUR aanbevelingen 77:	Onderwaterbeton

Bodem

Bodemopbouw:	Sondering 00068 (d.d. 2002) zie bijlage 6
Maximale grondwaterstand:	NAP +33.400 m

Onderwaterbeton

Theoretische dikte:	1000 mm
Volumieke masse:	24 kN/m ³
Sterkteklasse beton:	C20/25
Veiligheidsklasse:	3
Milieuklasse:	X0

6.2**BELASTINGEN****6.2.1****BELASTINGGEVALLEN****Bg 1: Waterdruk**

$$p_{w;rep} = gws_{max} - \text{onderkant OWB} \cdot \gamma_w$$

$$p_{w;rep} = (33,400 - 27,815) \cdot -10 = -55,850 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Waarin:

gws_{max}	NAP +33.400 m
onderkant OWB	NAP +27.815 m
γ_w	-10 kN/m ³

Bg 2: Gewicht onderwaterbeton

Voor de dikte van het onderwaterbeton wordt uitgegaan van een gemiddelde dikte; $h_{gem} = 1,0$ meter. De gemiddelde dikte is de verticale afstand tussen de gemiddelde niveaus van de boven- en onderzijde van de vloer. Als gevolg van afwijkingen tijdens de uitvoering zal het werkelijke niveau van de onderzijde en bovenzijde van de onderwaterbetonvloer op verschillende plaatsen afwijken. Deze afwijkingen zijn gedefinieerd in paragraaf 6.4.

$$p_{owb;rep} = \gamma_{owb} \cdot h_{gem}$$

$$p_{owb;rep} = 24 \cdot 1,0 = 24,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Waarin:

γ_{owb}	24 kN/m ³
h_{gem}	1,0 m

Bg 3: Horizontale stempelkracht (normaaldrukkkracht)

Voor het berekenen van de normaaldrukkkracht geldt de volgende formule:

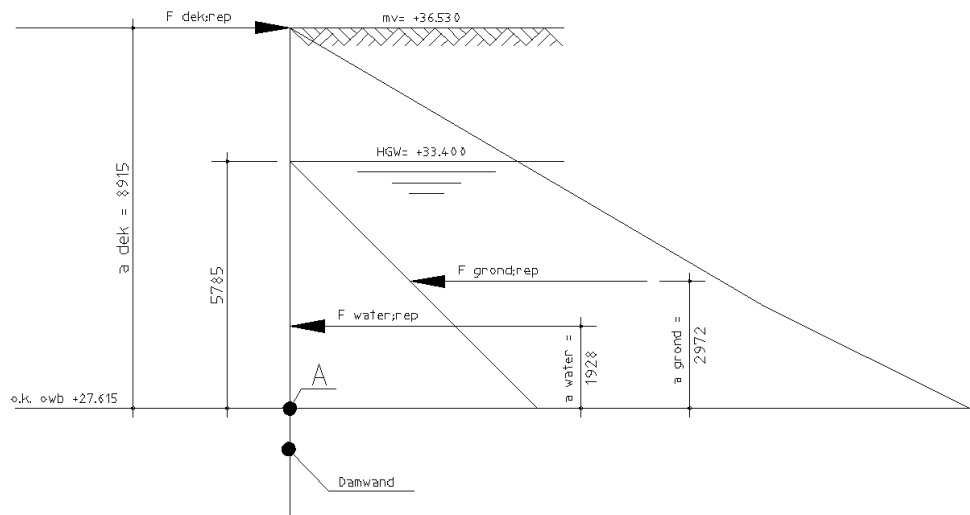
$$N' = 0,9 \cdot F_{stempel;rep} - \Delta N'$$

Waarin:

$F_{\text{stempel;rep}}$ is de horizontale stempelkracht ter plaatse van de vloer
 $\Delta N'$ is het verlies van de normaalkracht ($\Delta N' = 0,0$)

Voor de berekening van de resultante van de waterdruk wordt de maximale grondwaterstand gebruikt. Hiermee wordt de grootste waarde van de drukkracht in de vloer gevonden. De resultante van de waterdruk grijpt aan op 1/3 van de hoogte waarover de grondwaterdruk werkt. De oppervlakte van de horizontale gronddruk is met AutoCad bepaald. De horizontale gronddruk moet met een K-factor vermenigvuldigd worden. Er wordt gerekend met de neutrale gronddrukcoëfficiënt van 0,5 ($k_o = 0,5$).

Afbeelding 6.1: Horizontale kracht op damwand t.g.v. waterdruk



$$\begin{aligned}
 F_{w;rep} &= 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{\text{water}}^2 \\
 F_{w;rep} &= 0,5 \cdot 10 \cdot 5,785^2 \\
 F_{w;rep} &= 167,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{gr;rep} &= k_o \cdot \text{opp gronddruk} \\
 F_{gr;rep} &= 0,5 \cdot 516,6 \\
 F_{gr;rep} &= 258,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Met behulp van het momentenevenwicht om punt A wordt de stempelkracht in het dek, ten gevolge van de waterdruk, berekend.

$$\begin{aligned}
 F_{w;rep} \cdot a_w + F_{gr;rep} \cdot a_{gr} &= F_{dek;rep} \cdot a_{dek} \\
 167,3 \cdot 1,928 + 258,3 \cdot 2,972 &= F_{dek;rep} \cdot 8,915 \\
 F_{dek;rep} &= 122,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{vloer;rep} &= F_{w;rep} + F_{gr;rep} - F_{dek;rep} \\
 F_{vloer;rep} &= 167,3 + 258,3 - 122,3 \\
 F_{vloer;rep} &= 303,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Normaaldrukkracht

$$N'_d = 0,9 \cdot F_{\text{vloer};\text{rep}} - \Delta N'$$

$$N'_d = 0,9 \cdot 303,3 - 0,0$$

$$N'_d = 273,0 \text{ kN}$$

Totale representatieve belasting

$$p_{\text{rep}} = -p_{w;\text{rep}} + p_{owb;\text{rep}}$$

$$p_{\text{rep}} = -55,850 + 24,0 = -31,850 \text{ kN} / \text{m}^2$$

6.2.2

BELASTINGCOMBINATIES

De onderwaterbetonvloer wordt zowel in de bruikbaarheidsgrenstoestand als de uiterste grenstoestand getoetst. De rekenwaarden voor de krachten ten gevolge van de vloer en de waterdruk zijn onderstaand uitgewerkt.

Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

Als bruikbaarheidsgrenstoestand voor de onderwaterbetonvloer geldt het niet meer kunnen vervullen van de waterdichtheidsfunctie.

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt gerekend met de representatieve waarden van de belastingen vermenigvuldigd met de belastingfactoren als genoemd in tabel 3, NEN 6702.

$$p_d = 1,0 \cdot p_{w;\text{rep}} + 1,0 \cdot p_{owb;\text{rep}}$$

$$p_d = 1,0 \cdot -55,850 + 1,0 \cdot 24,0$$

$$p_d = -31,850 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Uiterste grenstoestand (UGT)

Als uiterste grenstoestand geldt het overschrijden van de materiaalsterkte in één van de samenstellende delen.

In de uiterste grenstoestand wordt de representatieve waarde van de gunstig werkende belasting vermenigvuldigd met een belastingfactor van 0,9 volgens tabel 2, NEN 6702. de gunstig werkende belasting is het gewicht van de onderwaterbetonvloer. De ongunstig werkende belasting, de waterdruk, wordt vermenigvuldigd met 1,35.

$$p_d = 1,35 \cdot p_{w;\text{rep}} + 0,9 \cdot p_{owb;\text{rep}}$$

$$p_d = 1,35 \cdot -55,850 + 0,9 \cdot 24,0$$

$$p_d = -53,798 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Conclusie

De resultante van de belastingen is opwaarts gericht. Zonder extra maatregelen zal de vloer in de bouwfase opdrijven.

6.3

BEREKENING TREKPALEN

De palen die ter plaatse van de spoorkruisende moot toegepast worden zijn stalen buispalen. Deze palen hebben een diameter van 508 mm. Conform NEN 6743 wordt de maximaal opneembare trekkracht bepaald. Deze trekkracht moet groter zijn dan de opwaartse druk.

6.3.1

BEPALen TREKDRAAGVERMOGEN

De formule waarmee de maximaal opneembare trekkracht wordt bepaald, is afgeleid van de formule voor schachtwrijving voor drukpalen, art. 5.3.3, NEN 6743. Omdat de palen worden aangebracht na ontgraving dient de conusweerstand gereduceerd te worden om de volgende formule is te kunnen vullen:

$$F_{p;\max;trek;rep} = O_p \cdot \alpha_{trek} \cdot q_{c;z;ontgr} \cdot L$$

Korrelspanning

De reductie van de conusweerstand door ontgraving wordt berekend met de representatieve waarde van de effectieve verticale korrelspanning. In afbeelding 6.2 zijn de grondspanningen geschematiseerd

$$\sigma'_{v;z;ontgr} = \sigma'_{v;z;0} - \Delta\sigma'_{ontgr}$$

$$\sigma'_{v;z;ontgr} = 200,0 - 98,9 = 101,1 \text{ kPa}$$

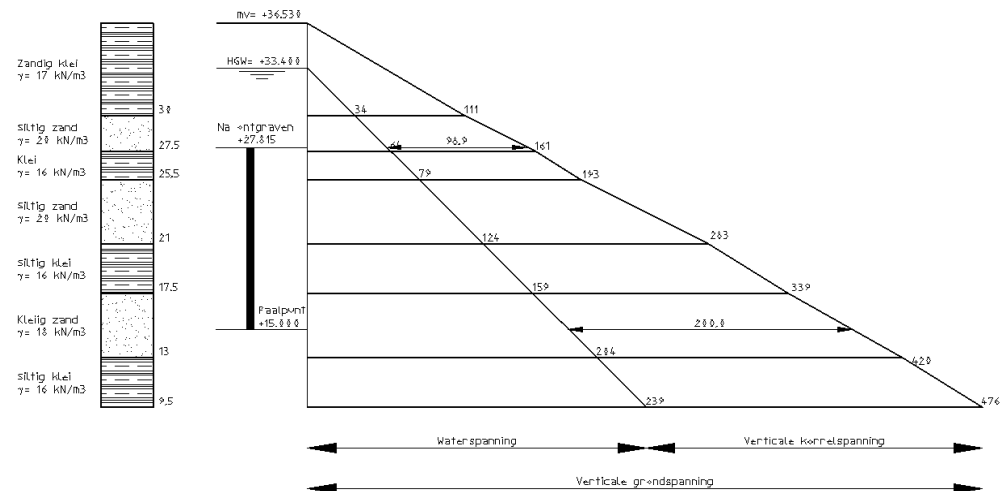
Waarin:

$\sigma'_{v;z;ontgr}$ is de effectieve verticale korrelspanning op diepte z onder de bodem van de ontgraving in kPa

$\sigma'_{v;z;0}$ is de initiële effectieve verticale korrelspanning op diepte z tijdens het sonderen in kPa

$\Delta\sigma'_{ontgr}$ is de afname van de effectieve verticale korrelspanning op ontgravingsniveau in kPa

Afbeelding 6.2: Verticale grondspanningen



Reductie conusweerstand

Indien de palen niet-trillingsarm worden geïnstalleerd na het ontgraven, moet er een reductie voor de conusweerstand, conform NEN 6743, worden toegepast.

$$q_{c;z;ontgr} = q_{c;z} \cdot \frac{\sigma'_{v;z;ontgr}}{\sigma'_{v;z;0}}$$

$$q_{c;z;ontgr} = 11 \cdot \frac{101,1}{200,0} = 5,6 \text{ MPa}$$

Waarin:

- $q_{c;z;ontgr}$ is de gecorrigeerde berekende conusweerstand op diepte z onder de bodem van de ontgraving in MPa. De hoogst verwerkbare waarde is 15 MPa en dient over een traject van ten minste 1 m op te treden. Bij een traject korter dan 1 m is 12 MPa de hoogste waarde
- $q_{c;z}$ is de voor ontgraven gemeten conusweerstand op diepte z in MPa
- $\sigma'_{v;z;ontgr}$ is de effectieve verticale korrelspanning op diepte z onder de bodem van de ontgraving in kPa
- $\sigma'_{v;z;0}$ is de initiële effectieve verticale korrelspanning op diepte z tijdens het sonderen in kPa

Trekdraagvermogen; rep

$$F_{p;max;trek;rep} = O_p \cdot \alpha_{trek} \cdot q_{c;z;ontgr} \cdot L$$

$$F_{p;max;trek;rep} = 1,6 \cdot 0,007 \cdot 5,6 \cdot 10^3 \cdot 12,8$$

$$F_{p;max;trek;rep} = 796,1 \text{ kN}$$

Waarin:

- $F_{p;max;trek;rep}$ is de representatieve waarde van het trekdraagvermogen van de paal
- O_p is de omtrek van de paalschacht $(\pi \cdot 0,508 = 1,6 \text{ m})$
- α_{trek} is de paalklassefactor $(0,007)$
- $q_{c;z;ontgr}$ is de gecorrigeerde berekende conusweerstand op diepte z onder de bodem van de ontgraving in MPa. De hoogst verwerkbare waarde is 15 MPa en dient over een traject van ten minste 1 m op te treden. Bij een traject korter dan 1 m is 12 MPa de hoogste waarde $(5,6 \text{ MPa})$
- L is de lengte van het stuk van de paal, waarvoor de paalschachtwrijving is aangenomen. Paalschachtwrijving wordt aangenomen in de lagen waarbij de sondeerwaarden groter dan 2 MPa zijn $(12,8 \text{ m})$

Tabel 6.1: Waarde voor α
CUR 2001-4

paalklasse/type	$\alpha_t^{1)}$
<i>grondverdringende inbrengmethode:</i>	
- ingeheide gladde prefab betonpaal en stalen buispaal met gesloten punt ²⁾	0,007
- in de grond gemaakte paal, waarbij de betonkolom direct tegen de grond drukt en de buis terugheind uit de grond is verwijderd ³⁾	0,012
- idem, de buis trillend verwijderd	0,010
- heind ingebrachte MV palen	0,012
- ingeschroefde palen: - met groutinjectie of menging	0,009
<i>profielen met weinig grondverdringing</i>	
- stalen profielen geheid (inclusief open stalen buispalen en damwanden)	0,004
<i>palen gemaakt met grondverwijdering</i>	
- boorpalen (en avegapalen)	0,0045
1) De waarden gelden voor zeer fijn tot grof zand: $105 \mu\text{m} < M_z < 600 \mu\text{m}$. Bij uiterst grof zand met $M_z > 600 \mu\text{m}$ en grind met $M_g > 2 \text{ mm}$, moet α_t gereduceerd worden met respectievelijk 0,75 en 0,5. 2) De voetplaat van de buispaal met gesloten voet mag niet meer dan 10 mm uitsteken buiten de buis. 3) Bij dit type paal mag de diameter van de voetplaat in principe 30 - 50 mm groter zijn dan de buitendiameter van de casing.	

Trekdraagvermogen; d

$$F_{p;\max;trek;d} = \frac{F_{p;\max;trek;rep} \cdot \xi}{\gamma_m}$$

$$F_{p;\max;trek;d} = \frac{796,1 \cdot 0,82}{1,4}$$

$$F_{p;\max;trek;d} = 466,3 \text{ kN}$$

Waarin:

$F_{p;\max;trek;d}$ is de rekenwaarde van het trekdraagvermogen van de paal

$F_{p;\max;trek;rep}$ is de representatieve waarde van het trekdraagvermogen van de paal

ξ factor afhankelijk van het aantal palen en sonderingen, zie tabel 6.1, uit CUR 2001-4

γ_m materiaalfactor voor trek volgens tabel 6.2, uit NEN 6740

Tabel 6.2: Waarde voor ξ
CUR 2001-4

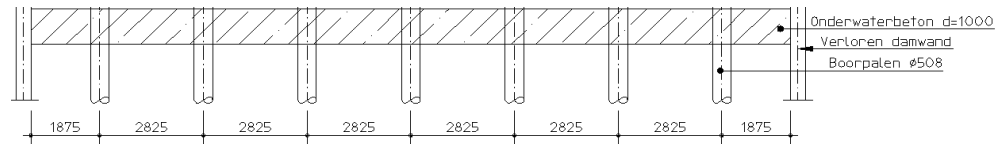
M	N						
	1	2	3	4	5	10	> 10
1	0,75	0,78	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83
2	0,78	0,81	0,83	0,83	0,84	0,86	0,87
3-10	0,81	0,84	0,86	0,87	0,87	0,89	0,90
> 10	0,82	0,86	0,87	0,88	0,89	0,91	0,92
M is het aantal palen in het beschouwde deel van het bouwwerk. N is het aantal sonderingen op het perceel waarvoor de rekenwaarde van de maximale draagkracht is vastgesteld, wat voldoet aan art. 11.6 van NEN 6740:1991.							

6.3.2

PALENSTRAMIEN

Het stramien van de palen kan worden opgesteld door de opwaartse druk op te vangen met de berekende trekdraagvermogen van de palen. De opwaartse druk moet met het draagveld van de paal vermenigvuldigd worden. Omdat de palen ook op druk berekend moeten worden zijn de randpalen onder het midden van de buitenwanden geplaatst. Het stramien van de palen is dusdanig bepaald dat $F_{p;d} < F_{p;max;trek;d}$ en is weergegeven in onderstaande afbeelding.

Afbeelding 6.3:
Paalstramien in 'korte
richting'

**Optredende druk paal**

$$F_{p;rep} = L_{veld} \cdot B_{veld} \cdot p_{rep}$$

$$F_{p;rep} = 3,0 \cdot 2,825 \cdot 31,85$$

$$F_{p;rep} = 270 \text{ kN}$$

$$F_{p;d} = L_{veld} \cdot B_{veld} \cdot p_d$$

$$F_{p;d} = 3,0 \cdot 2,825 \cdot 53,80$$

$$F_{p;d} = 456 \text{ kN}$$

$$F_{p;d} < F_{p;max;trek;d} \Rightarrow 456 < 466 \text{ kN}$$

Voldoet

Conclusie

Voor de moot 4 voldoen stalen buispalen met een diameter van 508 mm. Met een palenstramien van 3,0x2,825 kunnen de trekpalen de opwaartse druk in de bouwphase opvangen.

6.4

BEPALEN VEERSTIJFHEDEN

De palen worden verend ondersteund. Voor het berekenen van de momenten in de BGT en UGT moeten de veerstijfheden van de palen berekend worden. Met de momenten kan de onderwaterbetonvloer getoetst worden. De veerstijfheid van de trekpalen en de damwanden worden als volgt bepaald:

Voor trekpalen:

$$\frac{1}{k_{axiaal}} = \frac{1}{k_{schacht}} + \frac{1}{k_{elast}}$$

$$\frac{1}{k_{axiaal}} = \frac{1}{59,7} + \frac{1}{942,6}$$

$$k_{axiaal} = 56,2 \text{ MN / m}$$

Voor damwanden:

$$\frac{1}{k_{axiaal}} = \frac{1}{k_{schacht}} + \frac{1}{k_{elast}}$$

$$\frac{1}{k_{axiaal}} = \frac{1}{132,0} + \frac{1}{374,6}$$

$$k_{axiaal} = 97,6 \text{ MN / m}$$

Waarin:

- K_{axiaal} is de veerstijfheid van de paal/damwand
 K_{schacht} is de veerstijfheid van de schachtwrijving
 K_{elast} is de elastische verlenging van de paal/damwand

Voor het bepalen van $k_{\text{schacht;rep}}$ geldt:

- Prefab palen $k_{\text{schacht;rep}} = 190 \cdot F_{p;\text{max};\text{trek};\text{rep}}$
- Boorpalen $k_{\text{schacht;rep}} = 75 \cdot F_{p;\text{max};\text{trek};\text{rep}}$
- Damwanden $k_{\text{schacht;rep}} = 140 \cdot F_{p;\text{max};\text{trek};\text{rep}}$

Doorsnede damwand $0,24 \text{ m}^2$

Doorsnede buispaal $0,20 \text{ m}^2$

$\frac{0,24}{0,20} = 1,2$ met deze factor moet $F_{p;\text{max};\text{trek};\text{rep}}$ vermenigvuldigd worden

Paal: $k_{\text{schacht}} = 75 \cdot 796,1 = 59,7 \text{ MN} / \text{m}$

Damwand: $k_{\text{schacht}} = 140 \cdot 796,1 \cdot 1,2 = 132,0 \text{ MN} / \text{m}$

Voor het bepalen van de elastische veerstijfheden geldt de volgende formule:

$$k_{\text{elast}} = \frac{E \cdot A}{0,5 \cdot L}$$

Paal: $k_{\text{elast}} = \frac{30 \cdot 10^6 \cdot 0,20}{0,5 \cdot 12,815} = 942,6 \text{ MN} / \text{m}$

Damwand: $k_{\text{elast}} = \frac{200 \cdot 10^6 \cdot 0,012}{0,5 \cdot 12,815} = 374,6 \text{ MN} / \text{m}$

Waarin:

- | | | | |
|---|--|------------------|------------------------|
| E | is de elasticiteitsmodule van de paal | $30 \cdot 10^6$ | kN/m^2 |
| E | is de elasticiteitsmodule van de damwand | $200 \cdot 10^6$ | kN/m^2 |
| A | is de paaldoorsnede | $0,20$ | m^2 |
| A | is de doorsnede van de damwand | $0,012$ | m^2 |
| L | is de paallengte en damwandlengte | $12,815$ | m |

De variatiefactor waarmee onzekerheden betreffende de werkelijke waarde van de veerstijfheid wordt bepaald is $\sqrt{2}$. De veerstijfheid van de damwanden wordt met deze factor vermenigvuldigd. De veerstijfheid van de trekpalen wordt gedeeld door $\sqrt{2}$.

Paal: $k = \frac{56,2}{\sqrt{2}} = 39,7 \text{ MN}$

Damwand: $k = 97,6 \cdot \sqrt{2} = 138,0 \text{ MN}$

In bijlage 7 wordt er in lengterichting per strekkende meter gekeken. De veerstijfheid van de trekpalen moet gedeeld worden door de h.o.h.-afstand van de palen in de lengte richting.

$$k = \frac{39,7}{3,0} = 13,2 \text{ MN} / \text{m}$$

6.5

TOETSING ONDERWATERBETON

Er zijn verschillende aspecten waarop de onderwaterbetonvloer getoetst dient te worden. In deze toetsing moet aangetoond worden dat het beton onder de genoemde belastingen niet zal bezwijken. De toetsing is onderverdeeld in de volgende onderdelen:

- Tolerantie onderwaterbetonvloer;
- Toetsing onderwaterbetonvloer in de UGT;
- Toetsing onderwaterbetonvloer in de BGT;
- Verbinding van damwand met onderwaterbetonvloer;
- Verbinding van stalen buispalen met onderwaterbetonvloer.

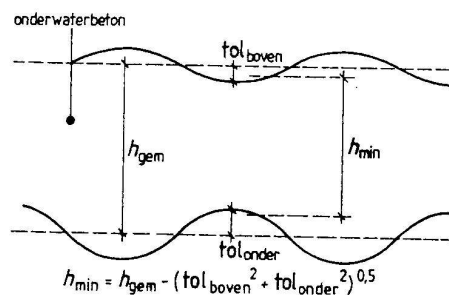
6.5.1

TOLERANTIE ONDERWATERBETONVLOER

Als gevolg van de wijze van uitvoering ontstaan er maatafwijkingen aan de boven- en onderzijde van de onderwaterbetonvloer. Omdat het storten van het beton onder water geschiedt, kan men niet de perfecte condities voor het storten van het beton creëren. Aan de onderzijde van de vloer ontstaan er maatafwijkingen als gevolg van de bodemgesteldheid en de manier van ontgraven. De maatafwijkingen aan de bovenzijde van de vloer zijn verschillend per toegepast stortmethode.

Deze maatafwijkingen dienen in rekening te worden gebracht in de vorm van een tolerantie aan de onderkant, t_{ok} , en een tolerantie aan de bovenkant, t_{bk} . Uit deze toleranties volgt een minimale vloerdikte, h_{min} . h_{min} moet worden gehanteerd als basis voor de berekening van de spanningen en sterkte (zie afbeelding 6.4).

Afbeelding 6.4: Toleranties onderwaterbeton



$$h_{min} = h_{gem} - \sqrt{tol_{bk}^2 + tol_{ok}^2} \text{ volgens CUR aanbeveling 77.}$$

$$h_{min} = 1000 - \sqrt{75^2 + 150^2}$$

$$h_{min} = 832 \text{ mm}$$

$$tol_{bk} = 75 \text{ mm}$$

$$tol_{ok} = 150 \text{ mm}$$

6.5.2

UITERSTE GRENSTOESTAND

Volgende art. 7.4.3. van CUR aanbeveling 77 behoeft de lange richting in de UGT niet getoetst te worden. Met de lange richting wordt de lengterichting van de onderdoorgang bedoeld. In de korte richting is de afstand tussen de damwanden het kleinst.

Voor de uiterste grenstoestand gelden 2 eisen in de korte richting, bezwijkmechanisme A en B. Voldoet de eerste eis niet, dan dient de tweede eis getoetst te worden.

Bezwijkmechanisme A

$$\sigma_{bd} \leq f_b / 1,25$$

$$f_b \text{ C20/25} \quad 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bd} = 6 \cdot \frac{M_{rep}}{h_{min}^2} - \frac{N'_{rep}}{h_{min}}$$

Waarin:

$$M_{rep} \text{ zie UGT ongescheurd } 498,1 \text{ kNm}$$

$$N'_{rep} \quad 273,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bd} = 6 \cdot \frac{498,1 \cdot 10^3}{832^2} - \frac{273,0}{832}$$

$$\sigma_{bd} = 3,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bd} \leq f_b / 1,25 \Rightarrow 3,99 > 0,92 \Rightarrow \text{Voldoet niet; zie mechanisme B}$$

Bezwijkmechanisme B:

$$M_d \leq M_u$$

Waarin:

M_d CUR aanbeveling 77 geeft aan dat een berekening van de ligger op verende steunpunten niet nodig is. Het maatgevende moment in de uiterste grenstoestand wordt berekend uit:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot L^2$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 53,8 \cdot 2,825^2 = 53,7 \text{ kNm}$$

$$M_u = N'_d \cdot (h_{gem} / 2 - tol_{onder} - 2/3 \cdot N'_d / f'_b)$$

$$M_u = 273,0 \cdot (1000 / 2 - 150 - 2/3 \cdot 273,0 / 15,0) = 52500 \text{ kNmm} = 92,2 \text{ kNm}$$

$$M_d \leq M_u \Rightarrow 53,7 < 92,2 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

6.5.3

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

In de lange richting moet in iedere doorsnede voldaan worden aan de volgende eis:

$$\sigma_b \leq f_b$$

$$f_b \text{ C20/25} \quad 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 6 \cdot \frac{M_{rep}}{h_{min}^2} - \frac{N'_{rep}}{h_{min}}$$

Waarin:

$$M_{rep} = \frac{1}{8} \cdot q_{rep} \cdot L^2$$

$$M_{rep} = \frac{1}{8} \cdot 31,9 \cdot 3,0^2 = 35,8 \text{ kNm}$$

N voor lange richting N = 0,0 kN

$$\sigma_b = 6 \cdot \frac{35,8 \cdot 10^3}{832^2} - \frac{0}{832}$$

$$\sigma_b = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b \leq f_b \Rightarrow 0,31 < 1,15 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

In de korte richting wordt de onderwaterbetonvloer eerst getoetst op een eis zonder scheurvorming. Voldoet deze eis niet dan wordt de vloer getoetst op de geldende eis met scheurvorming. De volgende eis geldt met betrekking tot een vloer zonder scheurvorming:

$$M_{rep} < M_r$$

$$M_r = h_{min} \cdot \left(\frac{f_b \cdot \frac{N_{rep}}{h_{min}}}{6000} \right)$$

Waarin:

$$f_b \text{ C20/25} \quad 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{rep} \text{ zie BGT ongescheurd} \quad 292,3 \text{ kNm}$$

$$N'_{rep} \quad 303,3 \text{ kN}$$

$$M_r = 832 \cdot \left(\frac{1,15 \cdot \frac{303,3}{832}}{6000} \right)$$

$$M_r = 174,8 \text{ kNm}$$

$$M_{rep} \leq M_r \Rightarrow 292,3 > 174,8 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

De vloer voldoet niet aan de eis zonder scheurvorming en mag gescheurd getoetst worden. De 2 scheuren die in het midden van de middelste vloervelden ontstaan zorgen voor een kleiner moment. Het maximale moment BGT gescheurd is 128,3 kNm. Dit moment moet kleiner zijn dan het opneembare moment, in formulevorm:

$$M_{rep} \leq M_r$$

$$M_{rep} \leq M_r \Rightarrow 128,3 < 174,8 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

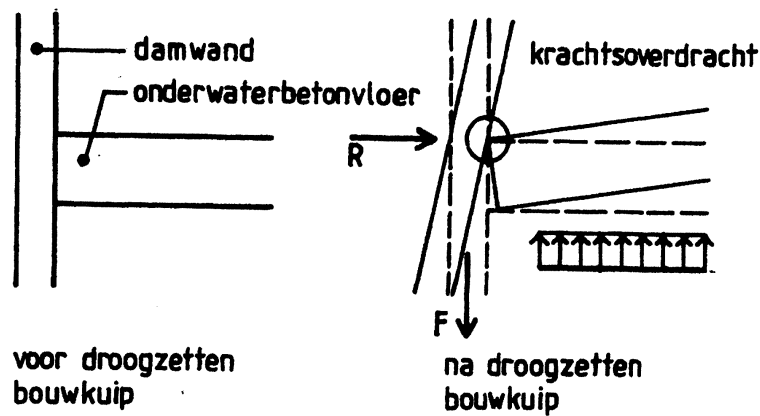
6.5.4

VERBINDING VAN DAMWAND MET ONDERWATERBETONVLOER

Als de wrijving tussen de damwanden en het beton niet groot genoeg is bestaat er de mogelijkheid dat het beton bezwijkt door de optredende dwarskracht, zoals weergegeven op afbeelding 6.5. De verbinding van de damwand wordt eerst getoetst zonder speciale

voorzieningen. Mocht deze eis niet voldoen, dan wordt de verbinding getoetst met speciale voorzieningen.

Afbeelding 6.5:
Krachtwerking bij
aansluiting owb aan
damwand



R is de stempelkracht vanuit de damwand op de onderwaterbetonvloer
F is de verticale kracht vanuit de damwand op de onderwaterbetonvloer

Voor een verbinding zonder speciale voorzieningen geldt:

$$F_u \geq 1,00 \cdot F_d$$

Waarin:

$$F_u = \mu \cdot R_d$$

$$F_u = 0,30 \cdot 273,0 = 81,9 \text{ kN}$$

F_u is de wrijvingskracht

μ is de wrijvingscoëfficiënt. De factor van μ is 0,3, waarbij er geen aanhechting in rekening wordt gebracht

R_d is de minimale stempelkracht (zie N stempel = 273,0 Kn/m)

F_d zie UGT ongescheurd (159,5 Kn/m)

$$F_u \geq 1,00 \cdot F_d \Rightarrow 81,9 < 159,5 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

Een verbinding tussen damwand en onderwaterbetonvloer zonder voorzieningen voldoet niet. Voor een verbinding met speciale voorzieningen geldt de formule:

$$F_u \geq 1,25 \cdot F_d$$

Waarin:

$$F_u = 0,70 \cdot f'_b \cdot A$$

$$F_u = 0,70 \cdot 1,15 \cdot (125 \cdot 300) / 1260 = 312,5 \text{ kN}$$

F_u is de wrijvingskracht

f'_b is de rekenwaarde van de treksterkte

A is het verticaal geprojecteerde oppervlakte onder de nokken. De afmetingen van het opgelaste nok zijn: 125x300 mm en de h.o.h-afstand tussen de nokken = 1260 mm

$$F_u \geq 1,25 \cdot F_d \Rightarrow 312,5 > 199,4 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

6.5.5

VERBINDING VAN STALEN BUISPALEN MET ONDERWATERBETONVLOER

Als de wrijving tussen de palen en het beton niet groot genoeg is bestaat er de mogelijkheid dat het beton bezwijkt door de optredende dwarskracht. De palen zullen van ribbels (25 mm) worden voorzien en geheel door de onderwaterbetonvloer steken. Voor deze verbinding geldt:

$$F_u \geq 1,25 \cdot F_d$$

Waarin:

$$F_u = 0,8 \cdot f_b \cdot \pi \cdot B \cdot 0,8 \cdot (h_{gem} - a)$$

$$F_u = 0,8 \cdot 1,15 \cdot \pi \cdot 558 \cdot 0,8 \cdot (1000 - 120) = 1135,4 \text{ kN}$$

f_b	is de rekenwaarde van de treksterkte	(1,15)
B	is de diameter van de diameter van de paal inclusief de ribbeldiepte	(558 mm)
F_d	zie UGT gescheurd	(540,0 Kn)
a	is de ribbelafstand	(120 mm)

$$F_u \geq 1,25 \cdot F_d \Rightarrow 1135,4 > 674,9 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

HOOFDSTUK 7

Fundering spoorkruisende moot

Voor het bereiken van het verticale evenwicht worden er in de bouwfase trekpalen toegepast. In de gebruiksfase zal de resultante van de belastingen neerwaarts gericht zijn. De palen die in de bouwfase trek opnamen, moeten nu drukkrachten op gaan nemen. In dit hoofdstuk wordt bekeken of de palen, die zijn toegepast in de bouwfase, in de gebruiksfase ook nog voldoen. Voldoen deze palen niet, dan wordt het palenstramien aangepast. In dit hoofdstuk zal een berekening van de fundering gemaakt worden.

In paragraaf 7.1 zijn de uitgangspunten voor de berekening weergegeven, met betrekking tot gebruikte normen, de bodemopbouw en de toegepaste palen. De maximaal opneembare drukkracht in de paal wordt berekend in paragraaf 7.2. Met het programma Esa PT kunnen de reactiekrachten per paal berekend worden, waardoor er getoetst kan worden of de palen in de gebruiksfase voldoen. Dit is uitgewerkt in paragraaf 7.3.

7.1

UITGANGSPUNTEN BEREKENING

Algemeen

NEN 6702:	Belastingen en Vervormingen
NEN 6740:	Geotechniek, basiseisen en belastingen
NEN 6743:	Drukpalen
Map Elsevier	Cursus: Funderingen

Bodem

Bodemopbouw:	Sondering 00068 (d.d. 2002) zie bijlage 6
Maximale grondwaterstand:	NAP +33.400 m

Palen

Type:	Stalen buispalen
Diameter:	508 mm
Paalpuntniveau:	NAP + 15.000 m

7.2

BEPALING DRAAGVERMOGEN DRUK

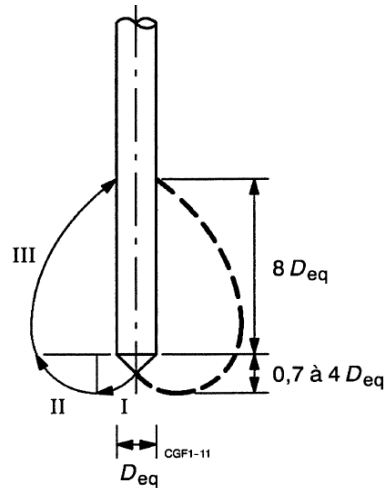
De maximaal opneembare drukkracht per paal wordt bepaald aan de hand van NEN 6743 en sondering 00068 (d.d. 2002). De totaal opneembare belasting wordt opgenomen door de

paalpuntsweerstand en de schachtwrijving. De negatieve kleef werkt in tegengestelde richting en moet van de draagkracht worden afgetrokken.

Paalpuntsweerstand

De paalpuntsweerstand wordt berekend met behulp van de Koppejan methode. Bij deze methode bezwijkt de grond rond de paalpunt volgens glijvlakken onder een bepaalde hoek. Voor de benadering van deze theorie zijn invloedsgebieden opgesteld, zoals onderstaand afgebeeld:

Afbeelding 7.1:
Schematisering van de drie
trajecten Koppejan methode



De gemiddelde conusweerstand over de trajecten I, II en III zijn in bijlage 6 bepaald. De maximale puntweerstand wordt met de volgende formule berekend:

$$P_{r;\max;punt} = \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{q_{c;I;gem} + q_{c;II;gem}}{2} + q_{c;III;gem} \right)$$

$$P_{r;\max;punt} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{11,0 + 8,0}{2} + 5,9 \right)$$

$$P_{r;\max;punt} = 6,15 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Waarin:

- $q_{c;I;gem}$ is de gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject I, dat loopt vanaf het paalpuntniveau tot een niveau dat ten minste $0,7D_{eq}$ en ten hoogste $4D_{eq}$ dieper ligt. De onderkant moet zo minimaal mogelijk gekozen worden (11,0 MPa)
- $q_{c;II;gem}$ is de gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject II, dat loopt van traject I naar het paalpuntniveau. De conusweerstand mag nooit hoger zijn dan de eronder liggende waarde. (8,0 MPa)
- $q_{c;III;gem}$ is de gemiddelde conusweerstand over traject III, dat loopt van paalpuntniveau tot een niveau dat $8D_{eq}$ hoger ligt. De conusweerstand mag nooit hoger zijn dan de eronder liggende waarde. (5,9 MPa)
- α_p is de factor die wordt ingevoerd afhankelijk van de wijze van inbrengen van de palen. (0,8)
- β is de factor die wordt ingevoerd bij verzwaarde puntpalen. (1,0)
- s is de factor die wordt ingevoerd bij rechthoekige paalafmetingen (1,0)

$$F_{r;\max;punt} = A_{punt} \cdot P_{r;\max;punt}$$

$$F_{r;\max;punt} = 0,203 \cdot 10^6 \cdot 6,15 \cdot 10^{-3}$$

$$F_{r;\max;punt} = 1247 \text{ kN}$$

Waarin:

A_{schacht} is de oppervlakte van de paalschacht (0,203 m²)
 $F_{r;\max;punt}$ is de puntweerstand van de paal

Positieve wrijving

De berekening van de positieve wrijving (schachtweerstand) is gebaseerd op de conusweerstand over het traject waarover de paalschacht zich in draagkrachtige lagen bevindt. De formule voor de schachtweerstand luidt:

$$F_{r;\max;schacht} = O_{p;gem} \cdot \Delta L \cdot \alpha_s \cdot q_{c;z;ontgr}$$

$$F_{r;\max;schacht} = 1,6 \cdot 12,8 \cdot 0,10 \cdot 5,6 \cdot 10^3$$

$$F_{r;\max;schacht} = 1145 \text{ kN}$$

Waarin:

$F_{r;\max;schacht}$ is de schachtweerstand van de paal
 O_p is de omtrek van de paalschacht ($\pi \times 0,508 = 1,6 \text{ m}$)
 α_{trek} is de paalklassefactor (0,10)
 $q_{c;z;ontgr}$ is de gecorrigeerde berekende conusweerstand op diepte z onder de bodem van de ontgraving in MPa. De hoogst verwerkbare waarde is 15 MPa en dient over een traject van ten minste 1 m op te treden. Bij een traject korter dan 1 m is 12 MPa de hoogste waarde (5,6 MPa)
 L is de lengte van het stuk van de paal, waarvoor de paalschachtwrijving is aangenomen. Paalschachtwrijving wordt aangenomen in de lagen waarbij de sondeerwaarden groter dan 2 MPa zijn (12,8 m)

Negatieve kleeft

Negatieve kleeft ontstaat doordat slappe grondlagen wrijving uitoefenen op de schacht van de palen. Dit zorgt voor een permanente belasting op de paal die in rekening wordt gebracht. Voor een gladde paal geldt de volgende formule:

$$F_{s;nk;rep} = 0,25 \cdot s'_v \cdot A_{\text{schacht}}$$

$$F_{s;nk;rep} = 0,25 \cdot 199,0 \cdot 0,203$$

$$F_{s;nk;rep} = 10,0 \text{ kN}$$

Waarin:

$F_{s;nk;rep}$ is de negatieve kleeft van de paal
 s'_v is de verticale korrelspanning van de slappe lagen (199,0 kN/m³)
 A_{schacht} is de oppervlakte van de paalschacht (0,203 m²)

Toetsing van de draagkracht

De rekenwaarde van de belastingen in de UGT opgeteld met de negatieve kleeft mogen niet hoger zijn dan de bezwijkdraagkracht van de paal:

$$F_{s;druk;d} + F_{s;nk;d} < F_{r;druk;d}$$

Voor $F_{r;druk;d}$ geldt:

$$F_{r;druk;d} = \frac{\xi \cdot (F_{r,max;punt} + F_{r,max;schacht})}{\gamma_m}$$

$$F_{r;druk;d} = \frac{0,82 \cdot (1247 + 1145)}{1,2}$$

$$F_{r;druk;d} = 1634 \text{ kN}$$

Waarin:

$F_{r;druk;d}$ is de rekenwaarde van de bezwijkdraagkracht van de paal

$F_{r,max;punt}$ is de puntweerstand van de paal

$F_{r,max;schacht}$ is de schachtweerstand van de paal

ξ factor afhankelijk van het aantal palen en sonderingen, zie tabel 6.1, uit CUR 2001-4

γ_m materiaalfactor voor trek volgens tabel 6.2, uit NEN 6740

Voor $F_{s;nk;d}$ geldt:

$$F_{s;nk;d} = \gamma_f \cdot F_{s;nk;rep}$$

$$F_{s;nk;d} = 1,0 \cdot 10,0$$

$$F_{s;nk;d} = 10 \text{ kN}$$

Waarin:

$F_{s;nk;d}$ is de rekenwaarde van de negatieve kleeft van de paal

γ_f is de belastingfactor van de paal (1,0)

Maximale belasting

$$F_{s;druk;d} + F_{s;nk;d} < F_{r;druk;d}$$

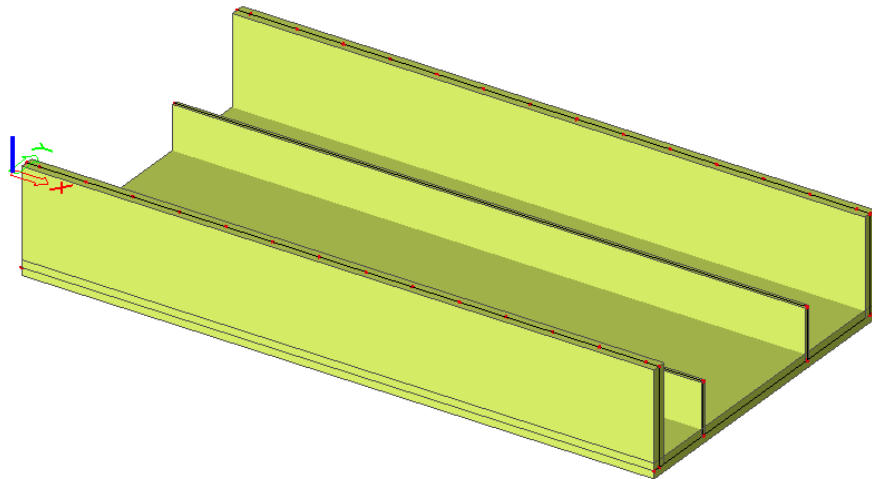
$$F_{s;druk;d} < F_{r;druk;d} - F_{s;nk;d}$$

$$F_{s;druk;d} < 1634 - 10 = 1624 \text{ kN}$$

7.3**BEPALEN REKENWAARDE UGT OP DRUK**

De palen in het spoorkruisende gedeelte kunnen op druk met maximaal 1624 kN worden belast. Met het programma Esa PT is een 3D-model opgesteld. Het spoordek is in een apart model getekend. De belastingen hiervan worden met puntlasten aangebracht.

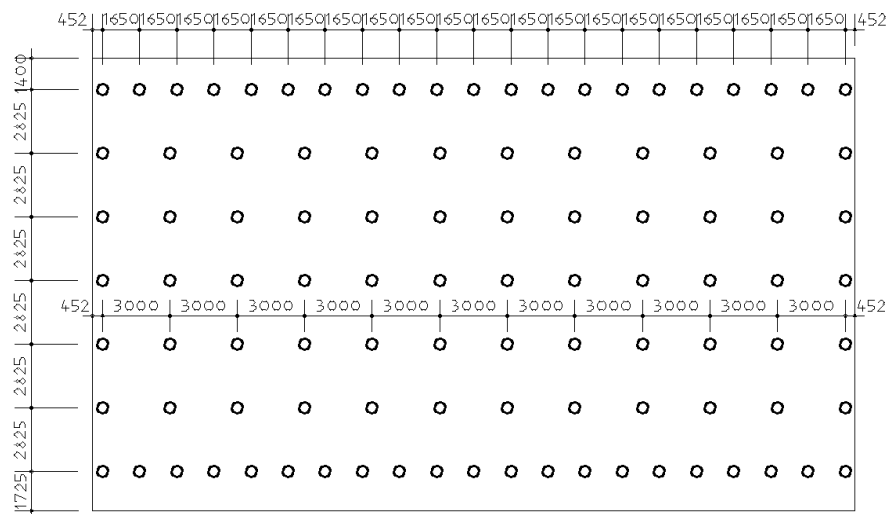
Afbeelding 7.2: 3D-model
moot 4 uit Esa PT



7.3.1 KEUZE PALENSTRAMIEN

In het 3D-model zijn de palen verend opgelegd en hebben een verticale veerstijfheid van 39,7 MN. Deze veerstijfheid is per moot verschillend en is berekend in paragraaf 6.4. De resultaten en modellen van de overige moten is weergegeven in de bijlagen 7 tot en met 10. Het palenstramien is gebaseerd op de berekeningen in hoofdstuk 6.3.2. Het palenstramien van moot 4 is in onderstaande afbeelding weergegeven. De complete tekening van het palenplan is meegenomen in bijlage 11.

Afbeelding 7.3:
Palenstramien moot 4



De keuze van dit palenstramien wordt door de volgende punten versterkt:

- De buitenste palen in de korte richting staan recht onder het midden van de buitenwanden. De kracht die op de paal werkt wordt hierdoor beter opvangen.
- De buitenste palen in de lange richting staan op 1,002 meter vanaf het einde van de moot. De overstek ter plaatse van de beëindiging van de moot wordt relatief klein gehouden. Grote hoeveelheden extra wapening zijn hierdoor waarschijnlijk niet nodig.
- De afstand tussen de randpalen in de lange richting is zodanig gekozen dat de optreden drukkrachten kleiner zijn dan de opneembare drukkracht.

7.3.2

BELASTINGEN

Het model wordt voorzien van de volgende belastingen:

- *Eigen gewicht;*
Het eigen gewicht van de vloer, de wanden en het spoordek.
- *Spoorbelasting;*
Belastingmodel 71 voor normaal spoorverkeer. De belasting geldt over de vier assen van het spoor en bestaat uit punt- en q-lasten.
- *Verkeersbelasting;*
Belastingmodel 1 voor twee rijstroken. De puntlasten uit dit belastingmodel is in het model ingevoerd als q-lasten. De fietsbelasting is hierin ook opgenomen en bestaat uit een q-last.
- *Eigen gewicht gestabiliseerd zand;*
De aanvulling van het gestabiliseerde zand om het fiets- en voetpad op de juiste hoogte te brengen.
- *Rustende belasting;*
De rustende belasting zijn de overige onderdelen die in de bovenstaande punten nog niet zijn meegenomen zoals: asfalt, beton naast de rijbaan.

Belastingfactoren

Voor de toetsingen waarbij de sterkte van het constructiemateriaal of van de ondergrond maatgevend is, bevat tabel 7.1 de belastingsfactoren voor de uiterste grenstoestand met betrekking tot de blijvende, tijdelijke en bijzondere ontwerpsituaties.

Tabel 7.1: Belastingfactoren in de UGT

Belastingsgeval	Symbool	Ontwerpsituatie	
		P/T	A
G: Permanente belastingen: eigen gewicht van dragende en niet-dragende elementen, permanente belastingen door grond, grondwater en vrij water			
— ongunstig	$\gamma_{G,sup}$	1,35 ^{a,b,c}	1,00
— gunstig	$\gamma_{G,inf}$	0,9 ^{a,b,c}	1,00
G: voorspanning	γ_p	1,00 ^d	1,00
G: zettingen	$\gamma_{G,set}$	1,50	
Q: spoorwegverkeersbelastingen (of de belastingsgroepen volgens tabel 15) ^e			
— ongunstig	γ_Q	1,45	1,00
— gunstig		0	0
Q: overige veranderlijke belastingen			
— ongunstig	γ_Q	1,50	1,00
— gunstig		0	0
A: bijzondere belastingen	γ_A		1,00

Belastingcombinaties

Voor de belastingcombinaties worden twee grenstoestanen getoetst. De minst gunstige van de volgende twee formules is maatgevend:

- De belastingen van het spoordek zijn dominant. De verkeersbelastingen mogen bij deze formule met een factor van 0,8 vermenigvuldigd worden.
- $$1,35 \cdot F_{e;g} + 1,35 \cdot F_{r;b} + 1,45 \cdot F_{\text{spoordek}} + 0,8 \cdot 1,5 \cdot F_{\text{verkeer}}$$

- De verkeersbelastingen zijn dominant. De belastingen van het spoordek mogen bij deze formule met een factor van 0,8 vermenigvuldigd worden.

$$1,35 \cdot F_{e,g} + 1,35 \cdot F_{r,b} + 0,8 \cdot 1,45 \cdot F_{\text{spoordek}} + 1,5 \cdot F_{\text{verkeer}}$$

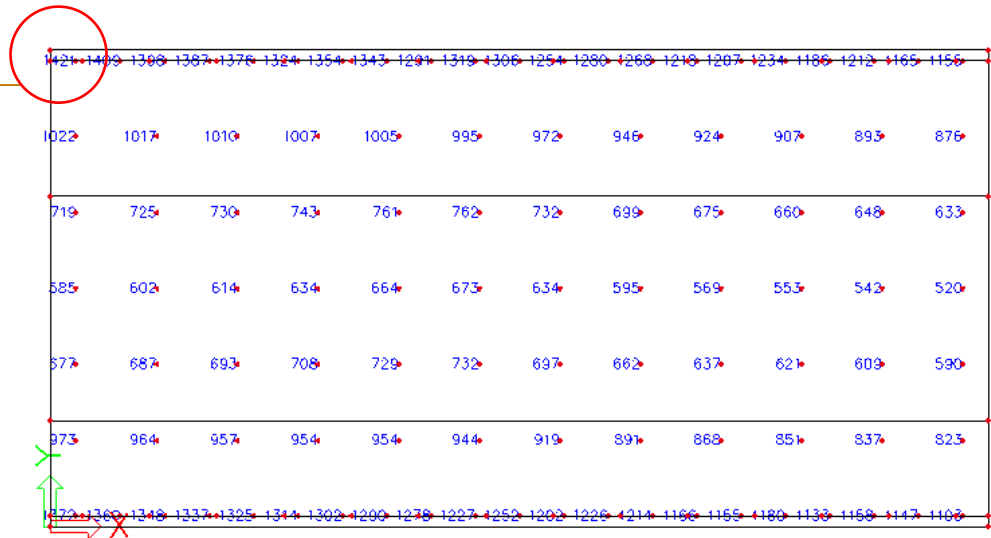
De eerste formule is maatgevend en levert de grootste reactiekrachten in de verende steunpunten op. Het spoordek is bij deze formule dominant.

7.3.3

RESULTATEN ESA PT

Met het doorlopen van de stappen, zoals bovenstaand omschreven, kunnen de resultaten berekend worden. De formule waarbij het spoordek dominant is levert de grootste drukkrachten op. De reactiekrachten uit Esa PT voor moot 4 zijn weergegeven in onderstaande afbeelding. De overige resultaten van moot 4 en de andere moten zijn weergegeven in de bijlagen 7 tot en met 10.

Afbeelding 7.4:
Reactiekrachten palen



De grootste reactiekrachten bevinden zich op de randpalen in de lange richting. Dit werd verwacht omdat de krachtafdracht van het spoordek plaatsvindt via de oplegblokken die op de buitenwand rusten. De maatgevende reactiekracht is rood omcirkeld en heeft een waarde van 1421 kN.

In paragraaf 7.2 is de maximale waarde van $F_{s;druk;d}$ bepaald, namelijk:

$$F_{s;druk;berekend;d} < 1634 - 10 = 1624 \text{ kN}$$

$$F_{s;druk;berekend;d} < F_{s;druk;d} \Rightarrow 1421 < 1624 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

HOOFDSTUK

8 Wapening vloer en wanden spoorkruisende moot

In dit hoofdstuk wordt de wapening van de vloer en de wanden van de spoorkruisende moot uitgerekend. De wapening is in grote lijnen bepaald. De sparingen ten behoeve van het hemelwaterafvoer zijn niet meegenomen. Uit soortgelijke constructies blijkt dat er bij bepaalde staven voor een praktische maat wordt gekozen.

De uitgangspunten, geldend voor de berekening van de vloer en de wanden, zijn opgenomen in paragraaf 8.1. In paragraaf 8.2 is de vloerwapening bepaald, waarna paragraaf 8.3 de dwarskracht toetst. De wapening van de buitenwanden is in paragraaf 8.4 bepaald. Paragraaf 8.5 toetst de buitenwanden op dwarskracht. De langswapening in de buitenwanden zijn in paragraaf 8.6 nader uitgewerkt. In de paragrafen 8.7 en 8.8 worden de tussenwanden berekend op wapening en getoetst op de dwarskracht. Een resumé van de wapening is in paragraaf 8.9 weergegeven

8.1**UITGANGSPUNTEN BEREKENING****8.1.1****NUTTIGE HOOGTE**

De nuttige hoogte:	$d = h - c - \phi_{bgl} - 0,5 \cdot \phi_{hww}$
Vloer:	$d = 800 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 20 = 734 \text{ mm}$
Buitenwanden:	$d = 800 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 20 = 734 \text{ mm}$
Tussenwanden:	$d = 300 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 16 = 236 \text{ mm}$

8.1.2**BEPALEN WAPENINGSPERCENTAGE**

Het wapeningspercentage voor de vloer en de wanden met sterkteklasse C28/35 wordt bepaald door tabel 8.1. De tabel is afkomstig uit het tabellenboek van de CB2.

Tabel 8.1: Bepalen wapeningspercentage

C28/35		
f_{ck}	=	28,00 N/mm ²
f_{cd}	=	18,67 N/mm ²
α	=	0,75
β	=	0,39
ϵ_{cu3}	=	0,0035
$(x/d)_{max}$	=	0,4480
ρ_{max}	=	1,44%

M/bd^2	x/d	ρ in %
200	0,014	0,046
400	0,029	0,093
600	0,044	0,140
800	0,058	0,188
1000	0,074	0,237
1200	0,089	0,286
1400	0,104	0,336
1600	0,120	0,386
1800	0,136	0,437
2000	0,152	0,489
2200	0,168	0,541
2400	0,185	0,595
2600	0,202	0,649
2800	0,219	0,704
3000	0,236	0,760

8.1.3

SCHEURWIJDTE TABELLEN

De berekende wapening wordt getoetst op scheurwijdte. Hierbij moet het voldoen aan minimaal één van de onderstaande tabellen. Deze tabellen zijn afkomstig uit het tabellenboek van de CB2.

Tabel 8.2: Bepalen max. staafdiameter

staalspanning (N/mm ²)	maximale staafdiameter	
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm
160	40	32
200	32	25
240	20	16
280	16	12
320	12	10
360	10	8

Tabel 8.3: Bepalen max. staafafstand

staalspanning (N/mm ²)	maximale staafafstand	
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm
160	300	300
200	300	250
240	250	200
280	200	150
320	150	100
360	100	50

8.1.4

MINIMALE VLOERWAPENING

De minimale wapening die in de vloer wordt toegepast, is: $\phi 16 - 150 (1340 \text{ mm}^2 / \text{m})$

$$\rho = \frac{A_{s,aanw}}{d} = \frac{1340}{0,734 \cdot 10^4} = 0,183$$

Interpoleren levert:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = 779 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow M_d = 779 \cdot 1,0 \cdot 0,734^2 = 419 \text{ kNm}$$

De minimale wapening $\phi 16-150$ kan een moment opnemen van 419 kNm.

8.2

BEREKENING WAPENING VLOER

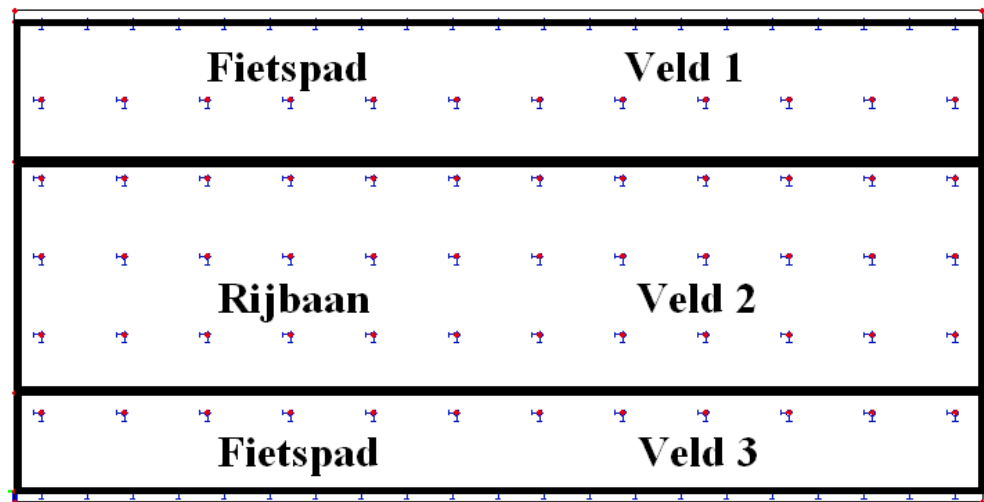
In Esa PT is de vloer en de wand met de bijbehorende paalfundering ingevoerd. De horizontale gronddruk grijpt op de onderkant vloer aan tot bovenzijde wand en is ook ingevoerd. De verticale belasting van het spoordek is als puntlast op de oplegblokken ingevoerd.

8.2.1

CONSTRUCTIE VLOER

De wapening in de vloer van moot 4 wordt in breedte richting conform onderstaande indeling verdeeld.

Afbeelding 8.1: Opdeling vloer moot 4



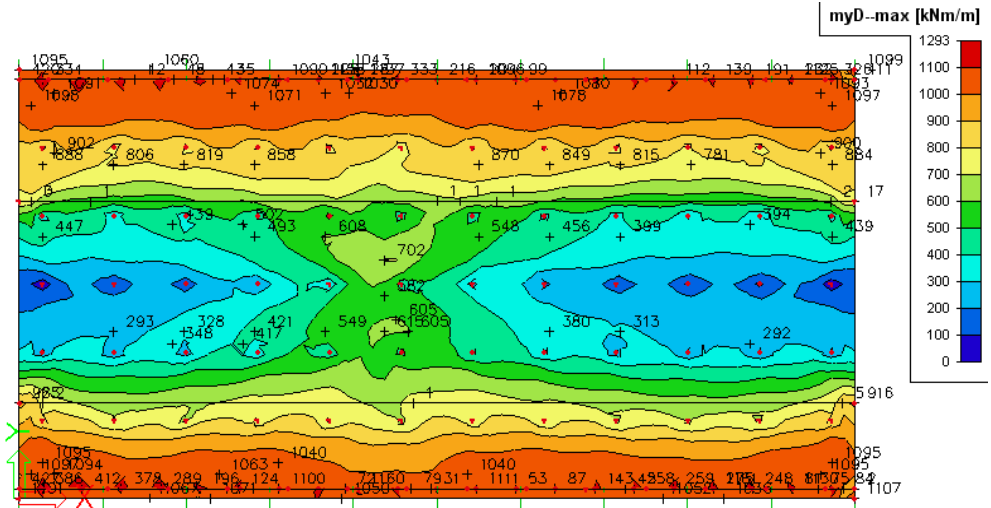
8.2.2

RESULTATEN $\perp$ OP AS ONDERDOORGANG (MY D-)

In onderstaande figuur staan de momenten in de vloer $\perp$ op de as van de onderdoorgang (My D-). De momenten My D- veroorzaken trek aan de onderzijde in de vloer. De invoer en overige resultaten uit Esa PT voor de vloer in moot 4 zijn weergegeven in bijlage 12.

Afbeelding 8.2:

Rekenwaarden momenten
onderzijde ⊥ op as odg



$$M_{rep;veld 2} = 500 \text{ kN}$$

$$M_{rep;veld 1;3} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld 2} = 700 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld 1;3} = 1075 \text{ kN}$$

Veld 2

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{700}{1,0 \cdot 0,734^2} = 1299 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,311$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,311 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 2283 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 20 - 125 (2513 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{500}{700} \cdot \frac{2283}{2513} \cdot 435 = 282 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

Veld 1 en 3

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{1075}{1,0 \cdot 0,734^2} = 1995 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,488$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,488 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 3582 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 25 - 125 (3927 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

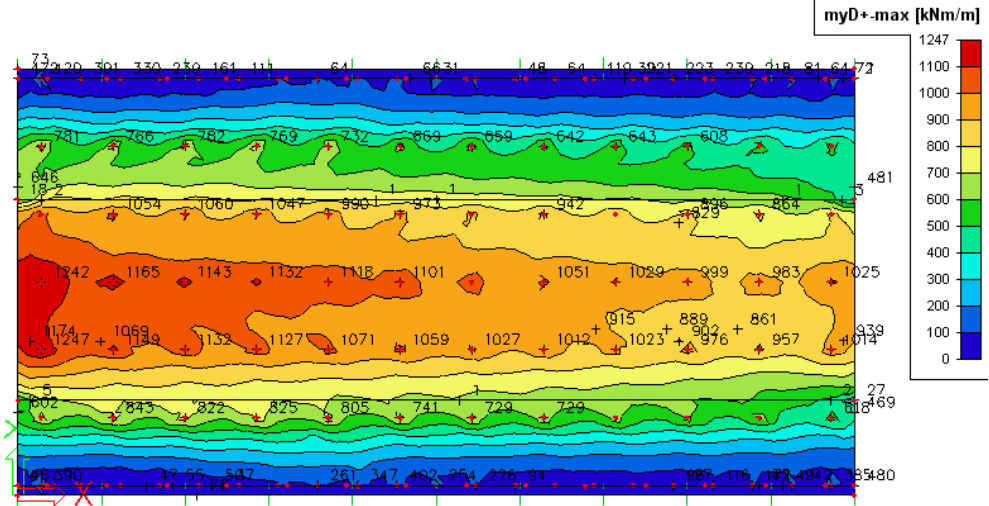
$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{800}{1075} \cdot \frac{3582}{3927} \cdot 435 = 295 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

8.2.3

RESULTATEN ⊥ OP AS ONDERDOORGANG (MY D+)

In onderstaande figuur staan de momenten in de vloer ⊥ op de as van de onderdoorgang (My D+). De momenten My D+ veroorzaken trek aan de bovenzijde in de vloer.

Afbeelding 8.3:
Rekenwaarden momenten
bovenzijde ⊥ op as odg



$$M_{rep;veld2} = 825 \text{ kN}$$

$$M_{rep;veld1;3} = 500 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld2} = 1200 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld1;3} = 700 \text{ kN}$$

Veld 2

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{1200}{1,0 \cdot 0,734^2} = 2227 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,548$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,548 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 4022 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 25 - 100 (4909 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{825}{1200} \cdot \frac{4022}{4909} \cdot 435 = 245 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

Veld 1 en 3

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{700}{1,0 \cdot 0,734^2} = 1299 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,311$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,311 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 2283 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 20 - 125 (2513 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

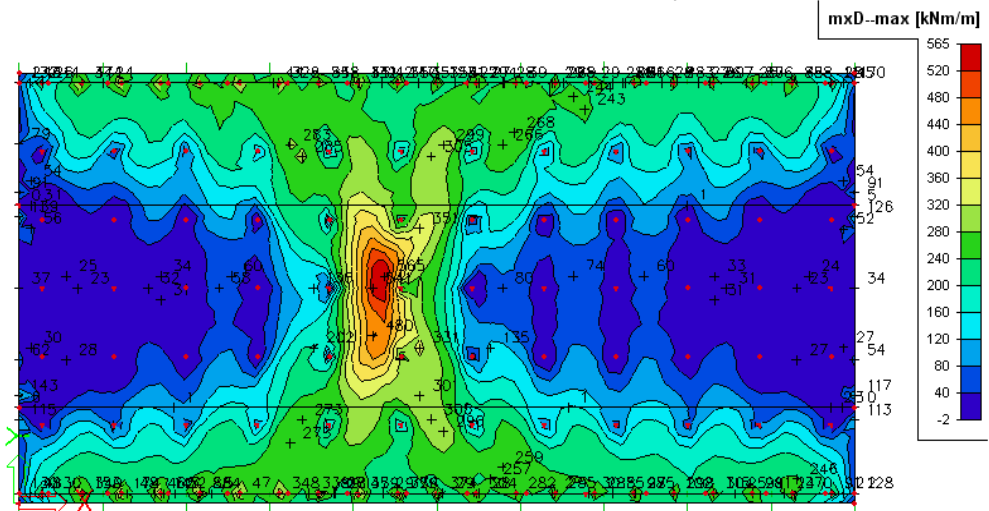
$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{500}{700} \cdot \frac{2283}{2513} \cdot 435 = 282 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

8.2.4

RESULTATEN // OP AS ONDERDOORGANG (MX D-)

In onderstaande figuur staan de momenten in de vloer // op de as van de onderdoorgang (Mx D-). De momenten Mx D- veroorzaken trek aan de onderzijde in de vloer.

Afbeelding 8.4:
Rekenwaarden momenten
onderzijde // op as odg



$$M_{rep;veld2} = 350 \text{ kN}$$

$$M_{rep;veld1;3} = 200 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld2} = 520 \text{ kN}$$

$$M_{d;veld1;3} = 300 \text{ kN}$$

Veld 2

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{520}{1,0 \cdot 0,734^2} = 965 \text{ kN/m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,228$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,228 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 1674 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 16 - 100 (2011 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{350}{520} \cdot \frac{1674}{2011} \cdot 435 = 244 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

Veld 1 en 3

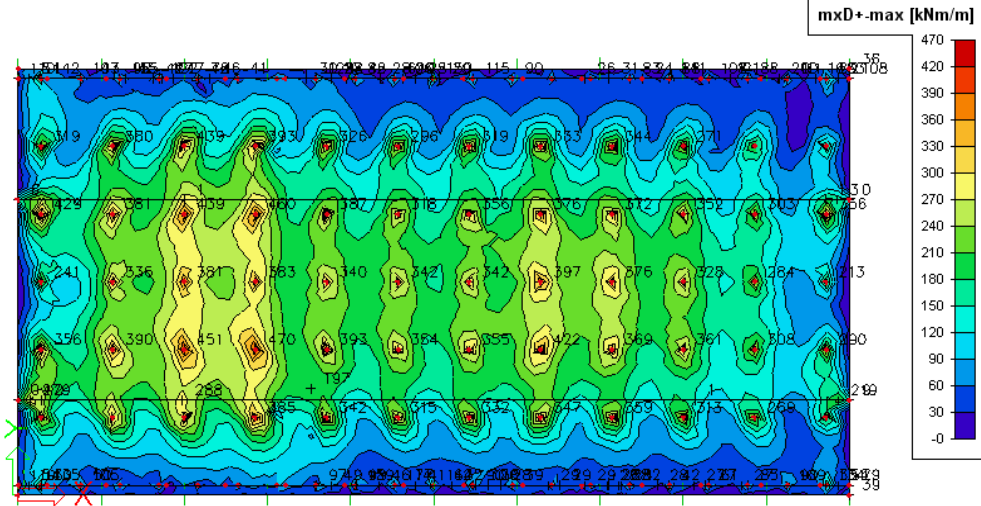
De minimale wapening $\phi 16 - 150$ kan, zoals vermeld in paragraaf 8.1.4, een moment opnemen van 419 kNm en wordt toegepast.

8.2.5

RESULTATEN // OP AS ONDERDOORGANG (MX D+)

In onderstaande figuur staan de momenten in de vloer // op de as van de onderdoorgang (Mx D+). De momenten Mx D+ veroorzaken trek aan de bovenzijde in de vloer.

Afbeelding 8.5:
Rekenwaarden momenten
bovenzijde // op as odg



$$M_{rep} = 300 \text{ kN}$$

$$M_d = 400 \text{ kN}$$

De minimale wapening $\phi 16-150$ kan, zoals vermeld in paragraaf 8.1.4, een moment opnemen van 419 kNm en wordt toegepast.

8.3

CONTROLE DWARSKRACHT VLOER

De maatgevende dwarskracht moet worden bepaald op $0,9 \cdot d$ vanuit de oplegging. Boven de oplegging zal namelijk geen dwarskracht optreden. De maatgevende dwarskracht op $0,9d$ vanuit de oplegging is 404 kN. De schuifspanning kan worden berekend met de formule:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{404 \cdot 10^3}{1000 \cdot 734} = 0,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De schuifspanning die het beton zelf op kan nemen kan worden berekend met de formule:

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De optredende schuifspanning als gevolg van de dwarskracht kan worden opgenomen door het beton. Er is dus geen dwarskrachtwapening nodig.

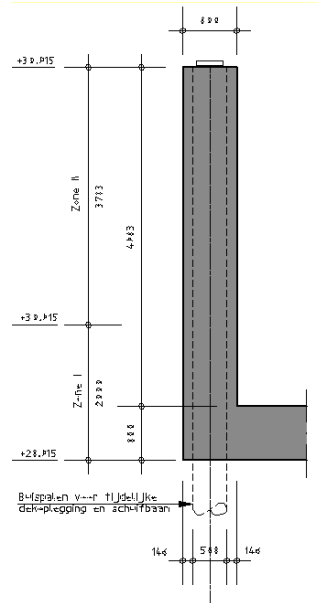
8.4

BEREKENING BUITENWANDEN MOOT 4

8.4.1

CONSTRUCTIE WAND

Afbeelding 8.6: Doorsnede van de wand



8.4.2

BELASTINGEN WANDEN TER PLAATSE VAN DE VLOER

De wand moet worden berekend op het moment als gevolg van de gronddruk, de bovenbelasting en de horizontale kracht uit de oplegging van het spoordek. De wand is in twee zones verdeeld, zie afbeelding 8.6. Voor beide zones is de benodigde hoeveelheid wapening bepaald. De wand heeft een dikte van 800 mm. De wand (inclusief hoogte vloer) heeft een maximale hoogte van 5,783 meter en een hoogte van 4,485 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening weergegeven in bijlage 5). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 20 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 4,485 \cdot 10 + 5,783 \cdot 10 \cdot 0,5 = 73,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 73,8 \cdot 5,783 \cdot \frac{1}{3} \cdot 5,783 = 411 \text{ kNm}$$

De horizontale kracht moet opgenomen over de hele lengte van de wand. De geïntegreerde boorpalen kunnen geen moment opnemen. Daarom moet eerst de nuttige lengte worden bepaald van de wand. Daarna kan het moment worden berekend per m wand.

$$l_{nuttig} = l_{wand} - l_{boorpalen} = 34,944 - 21 \cdot 0,508 = 24,3 \text{ m}$$

$$M_{grond;tot} = \frac{M_{grond} \cdot l_{wand}}{l_{nuttig}} = \frac{411 \cdot 34,944}{24,3} = 591 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{\text{bovenbelasting}} = \sigma_{\text{bovenbelasting}} \cdot h_{\text{grond}} \cdot \text{arm}$$

$$M_{\text{bovenbelasting}} = 20 \cdot 5,783 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,783 = 334 \text{ kNm}$$

Doordat de buispalen geen moment kunnen opnemen:

$$M_{\text{bovenbelasting; tot}} = \frac{M_{\text{bovenbelasting}} \cdot l_{\text{wand}}}{l_{\text{nuttig}}} = \frac{334 \cdot 34,944}{24,3} = 480 \text{ kNm}$$

Horizontale kracht uit de oplegging

De horizontale reacties op de oplegblokken uit de dekplaat veroorzaken een moment in de wand. De horizontaalkracht loodrecht op as spoordek zal door de stijve wand opgenomen kunnen worden. De horizontale kracht in de oplegging is afhankelijk van de rem- en aanzetkrachten en de windbelasting. De horizontale kracht is reeds bepaald in paragraaf 5.2.2. De horizontale kracht is hieronder berekend:

$$F_{\text{rem, aanzet}} = 0,25 \cdot (495 + 817) = 320,4 \text{ kN}$$

$$F_{\text{wind; langsrichting}} = 0,40 \cdot 240 = 96,1 \text{ kN}$$

Conform de NEN 6706 geldt voor wind een momentaanfactor van 0,6 en voor rem- en aanzetkracht een momentaanfactor van 0,8. Beschouwd moet worden welke combinatie maatgevend is.

$$1,0 \cdot F_{\text{rem, aanzet}} + 0,6 \cdot F_{\text{wind}} = 1,0 \cdot 320,4 + 0,6 \cdot 96,1 = 378 \text{ kN (maatgevend)}$$

$$0,8 \cdot F_{\text{rem, aanzet}} + 1,0 \cdot F_{\text{wind}} = 0,8 \cdot 320,4 + 1,0 \cdot 96,1 = 352 \text{ kN}$$

Er worden 2*14 oplegblokken toegepast. De horizontale kracht per oplegblok is dus:

$$F_{\text{oplegblok}} = \frac{378}{28} = 13,5 \text{ kN}$$

De kracht op het oplegblok veroorzaakt een moment op de wand. Dit moment kan worden berekend met de formule:

$$M_{\text{oplegblok}} = F_{\text{oplegblok}} \cdot h_{\text{wand}} = 13,5 \cdot 5,783 = 78,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{oplegging}} = M_{\text{oplegblok}} \cdot n = 78,1 \cdot 14 = 1093 \text{ kNm}$$

Doordat de buispalen geen moment kunnen opnemen:

$$l_{\text{nuttig}} = l_{\text{wand}} - l_{\text{boorpalen}} = 34,944 - 21 \cdot 0,508 = 24,3 \text{ m}$$

$$M_{\text{oplegging; tot}} = \frac{M_{\text{oplegging}}}{l_{\text{nuttig}}} = \frac{1093}{24,3} = 45,0 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{\text{rep; wand}} = M_{\text{grond}} + M_{\text{bovenbelasting}} + M_{\text{oplegging}}$$

$$M_{\text{rep; wand}} = 591 + 480 + 45 = 1116 \text{ kNm}$$

$$M_{d;wand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35 + M_{oplegging} \cdot 1,5$$

$$M_{d;wand} = 591 \cdot 1,35 + 480 \cdot 1,35 + 45 \cdot 1,5 = 1513 \text{ kNm}$$

8.4.3

BELASTINGEN WANDEN OP TWEE METER BOVEN ONDERKANT VLOER

In deze paragraaf wordt de wapening bepaald vanaf zone II zoals in figuur X is weergegeven. De wand heeft een dikte van 800 mm. De maximale hoogte van de wand in zone II bedraagt 3,783 meter en een hoogte van 2,485 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening weergegeven in bijlage 5). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 20 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 2,485 \cdot 10 + 3,783 \cdot 10 \cdot 0,5 = 43,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 43,8 \cdot 3,783 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,783 = 104 \text{ kNm}$$

Doordat de buispalen geen moment kunnen opnemen:

$$M_{grond;tot} = \frac{M_{grond} \cdot l_{wand}}{l_{nuttig}} = \frac{104 \cdot 34,944}{24,3} = 150 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{bovenbelasting} = 20 \cdot 3,783 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,783 = 143 \text{ kNm}$$

Doordat de buispalen geen moment kunnen opnemen:

$$M_{bovenbelasting;tot} = \frac{M_{bovenbelasting} \cdot l_{wand}}{l_{nuttig}} = \frac{143 \cdot 34,944}{24,3} = 205 \text{ kNm}$$

Horizontale kracht uit de oplegging

De horizontale kracht uit de oplegging mag gereduceerd worden volgens de afname van de hoogte van de wand.

$$\frac{h_{zone2}}{h_{zone1en2}} \cdot M_{oplegging;tot}$$

$$\frac{3,783}{5,783} \cdot 45 = 29 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{rep;wand} = M_{grond} + M_{bovenbelasting} + M_{oplegging}$$

$$M_{rep;wand} = 150 + 205 + 29 = 384 \text{ kNm}$$

$$M_{d;wand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35 + M_{oplegging} \cdot 1,5$$

$$M_{d;wand} = 150 \cdot 1,35 + 205 \cdot 1,35 + 29 \cdot 1,5 = 523 \text{ kNm}$$

8.4.4

VERTICALE WAPENING BUITENWAND

De berekende belastingen geldend voor het bepalen van de verticale wandwapening:

Tabel 8.4: Berekende momenten zone I en II

	M_{rep}	M_d
Zone I	1116 kNm	1513 kNm
Zone II	384 kNm	523 kNm

Zone I

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor zone I:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{1513}{1,0 \cdot 0,734^2} = 2795 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,702$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,702 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 5153 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 25 - 90 (5454 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{1116}{1513} \cdot \frac{5153}{5454} \cdot 435 = 303 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

Zone II

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor zone II:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{523}{1,0 \cdot 0,734^2} = 970 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,230$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,230 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 1688 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 16 - 100 (2011 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{384}{523} \cdot \frac{1688}{2011} \cdot 435 = 268 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

8.5

CONTROLE DWARSKRACHT BUITENWANDEN

De dwarskracht in de wand wordt veroorzaakt door een horizontale kracht door de grondspanning en de bovenbelasting. De dwarskracht in zone I is hieronder uitgerekend.

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot 73,8 \cdot 5,783 = 213 \text{ kN}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = 20 \cdot 5,783 = 116 \text{ kN}$$

$$F_{hor;totaal} = 213 + 116 = 329 \text{ kN}$$

$$V_{rep} = F_{hor;totaal} = 329 \text{ kN}$$

$$V_d = 329 \cdot 1,5 = 493 \text{ kN}$$

De dwarskracht in de wand veroorzaakt een schuifspanning in de wand. Er moet een controle worden uitgevoerd of de optredende schuifspanning kan worden opgenomen door de wand. Hieronder is de berekening uitgevoerd.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{493 \cdot 10^3}{1000 \cdot 734} = 0,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d \leq \tau_1 \Rightarrow 0,67 > 0,56 \Rightarrow \quad \text{Voldoet niet}$$

De dwarskracht ter plaatse van de onderkant vloer voldoet niet. Ter plaatse van de bovenkant vloer is τ_d zodanig gereduceerd dat er geen dwarswapening in de wand benodigd is. De dwarskracht die onderin de wanden optreden, wordt door de vloerwapening opgenomen.

8.6

LANGSWAPENING BUITENWANDEN

De langswapening wordt bepaald aan de hand van het boek Betonconstructies onder Temperatuur- en krimpvervormingen, conform hoofdstuk 5, paragraaf 5.1.

$$h_{eff} = c + 8 \cdot \phi$$

$$h_{eff} = 40 + 8 \cdot 16 = 168 \text{ mm}$$

Toegepast wapeningspercentage voor de langswapening is 1%.

Benodigde staalhoeveelheid: $168 \cdot 1000 \cdot 1\% = 1680 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Keuze wapening: $\phi 16 - 100 (2011 \text{ mm}^2 / \text{m})$

8.7

TUSSENWANDEN FIETSPAD-RIJBAAN

De tussenwanden tussen het fietspad en de rijbaan hebben een dikte van 300 mm. De scheidingswand heeft een maximale hoogte van 2,380 meter en een hoogte van 1,304 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^3$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 10 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 1,304 \cdot 10 + 2,380 \cdot 10 \cdot 0,5 = 24,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 24,9 \cdot 2,380 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,380 = 23,5 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{bovenbelasting} = 10 \cdot 2,380 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,380 = 28,3 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{rep;tussenwand} = M_{grond} + M_{bovenbelasting}$$

$$M_{rep;tussenwand} = 23,5 + 28,3 = 51,8 \text{ kNm}$$

$$M_{d;tussenwand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35$$

$$M_{d;tussenwand} = 23,5 \cdot 1,35 + 28,3 \cdot 1,35 = 70,0 \text{ kNm}$$

8.7.1

VERTICALE WAPENING TUSSENWANDEN

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor de tussenwanden:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{70,0}{1,0 \cdot 0,236^2} = 1257 \text{ kN/m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,300$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,300 \cdot 1,0 \cdot 0,236 \cdot 10^4 = 708 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 12 - 125 (905 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{51,8}{70,0} \cdot \frac{708}{905} \cdot 435 = 252 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 8.3}$$

8.8

CONTROLE DWARSKRACHT TUSSENWANDEN

De dwarskracht in de wand wordt veroorzaakt door een horizontale kracht door de grondspanning en de bovenbelasting. De dwarskracht is hieronder uitgerekend.

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot 24,9 \cdot 2,380 = 30 \text{ kN}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = 10 \cdot 2,380 = 24 \text{ kN}$$

$$F_{hor;totaal} = V_{rep} = 30 + 24 = 54 \text{ kN}$$

$$V_d = 54 \cdot 1,5 = 81 \text{ kN}$$

De dwarskracht in de wand veroorzaakt een schuifspanning in de wand. Er moet een controle worden uitgevoerd of de optredende schuifspanning kan worden opgenomen door de wand. Hieronder is de berekening uitgevoerd.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{81 \cdot 10^3}{1000 \cdot 236} = 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d \leq \tau_1 \Rightarrow 0,34 < 0,56 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

8.9

RESUME WAPENING MOOT 4

Tabel 8.5: Berekende wapening moot 4

		Φ -h.o.h. afstand	Oppervlakte mm ²
Vloer	Wapening ⊥ as odg onder (veld 2)	Φ20-125	2513
	Wapening ⊥ as odg onder (veld 1 en 3)	Φ25-125	3927
	Wapening ⊥ as odg boven (veld 2)	Φ25-100	4909
	Wapening ⊥ as odg boven (veld 1 en 3)	Φ20-125	2513
	Wapening // as odg onder (veld 2)	Φ16-100	2011
	Wapening // as odg onder (veld 1 en 3)	Φ16-150	1340
	Wapening // as odg boven (alle velden)	Φ16-150	1340
	Wapening // as odg boven (alle velden)	Φ16-150	1340
Buitenwanden	Buitenste stekken (zone I)	Φ25-90	5454
	Buitenste stekken (zone II)	Φ16-100	2011
	Binnenste stekken (praktisch)	Φ12-100	1131
	Langswapening (praktisch)	Φ16-100	2011
Tussenwanden	Stekken rijbaanzijde	Φ12-125	905
	Stekken fietspadzijde (praktisch)	Φ12-250	452
	Langswapening (praktisch)	Φ12-100	1131

De maatvoering- en wapeningstekening van de vloer en wanden van moot 4 zijn weergegeven in bijlage 13 en 14.

HOOFDSTUK

9 Wapening vloer en wanden moot 3 en 5

In dit hoofdstuk wordt de wapening van de vloer en de wanden van moot 3 uitgerekend. Op basis van symmetrie geldt dat de wapening van moot 3 hetzelfde is als moot 5. De wapening is in grote lijnen bepaald. De sparingen ten behoeve van het hemelwaterafvoer zijn niet meegenomen. Soortgelijke projecten laten zien dat er bij bepaalde staven voor een praktische maat wordt gekozen.

De uitgangspunten, geldend voor de berekening van de vloer en de wanden, zijn opgenomen in paragraaf 9.1. In paragraaf 9.2 is de vloerwapening bepaald, waarna paragraaf 9.3 de dwarskracht toetst. De wapening van de buitenwanden is in paragraaf 9.4 bepaald. Paragraaf 9.5 toetst de buitenwanden op dwarskracht. De langswapening in de buitenwanden zijn in paragraaf 9.6 nader uitgewerkt. In de paragrafen 9.7 en 9.8 worden de tussenwanden berekend op wapening en getoetst op de dwarskracht. Een resumé van de wapening is in paragraaf 9.9 weergegeven

9.1**UITGANGSPUNTEN BEREKENING****9.1.1****NUTTIGE HOOGTE**

De nuttige hoogte:	$d = h - c - \phi_{bgl} - 0,5 \cdot \phi_{hww}$
Vloer:	$d = 800 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 20 = 734 \text{ mm}$
Buitenwanden:	$d = 800 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 20 = 734 \text{ mm}$
Tussenwanden:	$d = 300 - 40 - 16 - 0,5 \cdot 16 = 236 \text{ mm}$

9.1.2**BEPALEN WAPENINGSPERCENTAGE**

Het wapeningspercentage voor de vloer en de wanden met sterkteklasse C28/35 wordt bepaald door tabel 9.1. De tabel is afkomstig uit het tabellenboek van de CB2.

Tabel 9.1: Bepalen Wapeningspercentage

C28/35	
f_{ck}	= 28,00 N/mm ²
f_{cd}	= 18,67 N/mm ²
α	= 0,75
β	= 0,39
ϵ_{cu3}	= 0,0035
$(x/d)_{max}$	= 0,4480
ρ_{max}	= 1,44%

M/bd^2	x/d	ρ in %
200	0,014	0,046
400	0,029	0,093
600	0,044	0,140
800	0,058	0,188
1000	0,074	0,237
1200	0,089	0,286
1400	0,104	0,336
1600	0,120	0,386
1800	0,136	0,437
2000	0,152	0,489
2200	0,168	0,541
2400	0,185	0,595
2600	0,202	0,649
2800	0,219	0,704
3000	0,236	0,760

9.1.3 SCHEURWIJDTE TABELLEN

De berekende wapening wordt getoetst op scheurwijdte. Hierbij moet het voldoen aan minimaal één van de onderstaande tabellen. Deze tabellen zijn afkomstig uit het tabellenboek van de CB2.

Tabel 9.22: Bepalen max. staafdiameter

staalspanning (N/mm ²)	maximale staafdiameter	
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm
160	40	32
200	32	25
240	20	16
280	16	12
320	12	10
360	10	8

Tabel 9.3: Bepalen max. staafafstand

staalspanning (N/mm ²)	maximale staafafstand	
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm
160	300	300
200	300	250
240	250	200
280	200	150
320	150	100
360	100	50

9.1.4 MINIMALE VLOERWAPENING

De minimale wapening die in de vloer wordt toegepast: $\phi 16 - 150 (1340 \text{ mm}^2 / \text{m})$

$$\rho = \frac{A_{s,aanw}}{d} = \frac{1340}{0,734 \cdot 10^4} = 0,183$$

Interpoleren levert:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = 779 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow M_d = 779 \cdot 1,0 \cdot 0,734^2 = 419 \text{ kNm}$$

De minimale wapening $\phi 16 - 150$ kan een moment opnemen van 419 kNm.

9.2

BEREKENING WAPENING VLOER

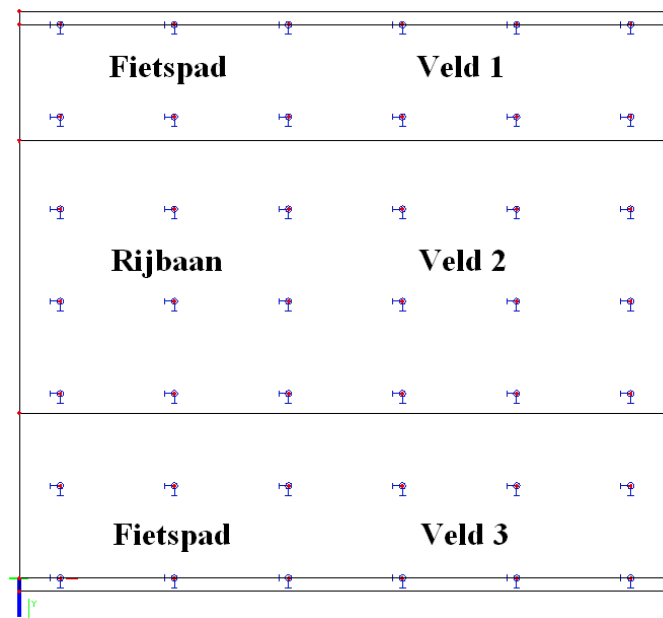
In Esa PT is de vloer en de wanden met de bijbehorende paalfundering ingevoerd. De horizontale gronddruk grijpt op de onderkant vloer aan tot bovenzijde wand en is ook ingevoerd.

9.2.1

CONSTRUCTIE VLOER

De wapening in de vloer van de moten 3 en 5 worden in breedte richting conform onderstaande indeling verdeeld.

Afbeelding 9.1: Opdeling vloer moot 3 en 5



9.2.2

RESULTATEN $\perp$ OP AS ONDERDOORGANG (MY D-)

In onderstaande figuur staan de momenten in de vloer $\perp$ op de as van de onderdoorgang (My D-). De momenten My D- veroorzaken trek aan de onderzijde in de vloer. De invoer en overige resultaten uit Esa PT voor de vloer in moot 3 en 5 zijn weergegeven in bijlage 15.

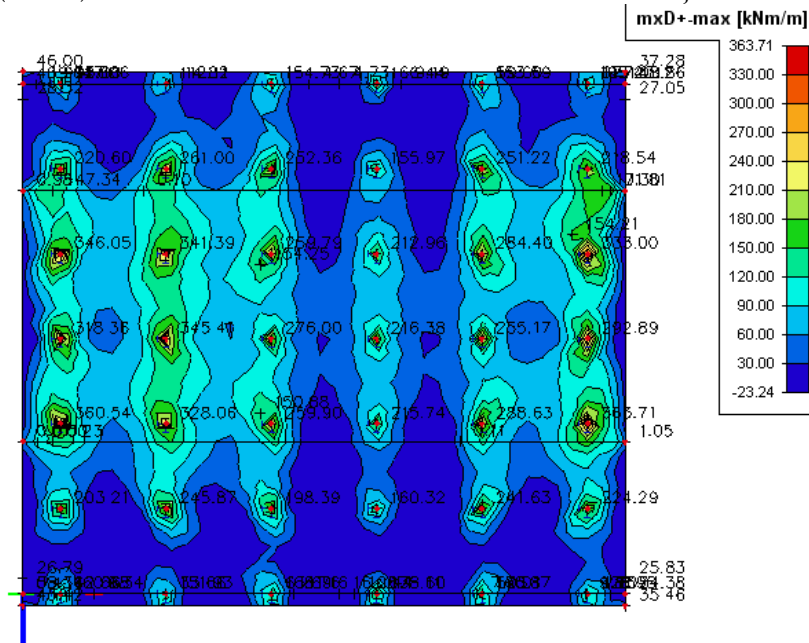
De minimale wapening $\phi 16 - 150$ kan, zoals vermeld in paragraaf 9.1.4, een moment opnemen van 419 kNm en wordt toegepast.

9.2.5

RESULTATEN // OP AS ONDERDOORGANG (MX D+)

Op onderstaande figuur staan de momenten in de vloer // op de as van de onderdoorgang (Mx D+). De momenten Mx D+ veroorzaken trek aan de bovenzijde in de vloer.

Afbeelding 9.5:
Rekenwaarden momenten
bovenzijde // op as odg



$$M_{rep} = 180 \text{ kN}$$

$$M_d = 240 \text{ kN}$$

De minimale wapening $\phi 16 - 150$ kan, zoals vermeld in paragraaf 9.1.4, een moment opnemen van 419 kNm en wordt toegepast.

9.3

CONTROLE DWARSKRACHT VLOER

De maatgevende dwarskracht moet worden bepaald op $0,9 \cdot d$ vanuit de oplegging. Boven de oplegging zal namelijk geen dwarskracht optreden. De maatgevende dwarskracht op $0,9d$ vanuit de oplegging is 400 kN. De schuifspanning kan worden berekend met de formule:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{400 \cdot 10^3}{1000 \cdot 734} = 0,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De schuifspanning die het beton zelf op kan nemen kan worden berekend met de formule:

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De optredende schuifspanning als gevolg van de dwarskracht kan worden opgenomen door het beton. Er is dus geen dwarskrachtwapening nodig.

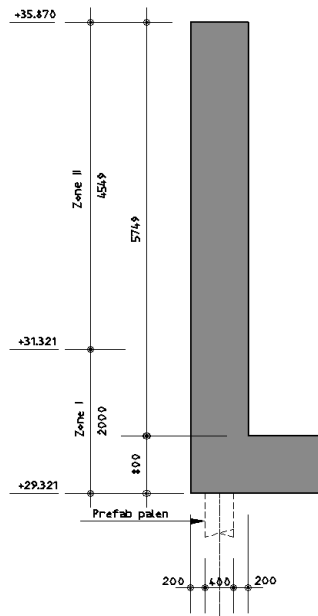
9.4

BEREKENING BUITENWANDEN MOOT 3 EN 5

9.4.1

CONSTRUCTIE WAND

Afbeelding 9.6: Doorsnede van de wand



9.4.2

BELASTINGEN WANDEN TER PLAATSE VAN DE VLOER

De wand moet worden berekend op het moment als gevolg van de gronddruk, de bovenbelasting en de horizontale kracht uit de oplegging van het spoordek. Het moment wordt in deze paragraaf berekend ter plaatse van de vloer. De wapening wordt gekozen voor het geldende moment over zone I, zie afbeelding 9.6. De wand heeft een dikte van 800 mm. De wand heeft een maximale hoogte van 6,549 meter en een hoogte van 4,079 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening weergegeven in bijlage 5). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 20 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 4,079 \cdot 10 + 6,549 \cdot 10 \cdot 0,5 = 73,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 73,5 \cdot 6,549 \cdot \frac{1}{3} \cdot 6,549 = 525 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{bovenbelasting} = 20 \cdot 6,549 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,549 = 429 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{rep;wand} = M_{grond} + M_{bovenbelasting}$$

$$M_{rep;wand} = 525 + 429 = 954 \text{ kNm}$$

$$M_{d;wand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35$$

$$M_{d;wand} = 525 \cdot 1,35 + 425 \cdot 1,35 = 1288 \text{ kNm}$$

9.4.3

BELASTINGEN WANDEN OP TWEE METER BOVEN ONDERKANT VLOER

In deze paragraaf wordt de wapening bepaald vanaf zone II zoals in figuur X is weergegeven. De wand heeft een dikte van 800 mm. De maximale hoogte van de wand in zone II bedraagt 4,549 meter en een hoogte van 2,079 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening weergegeven in bijlage 5). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 20 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 2,079 \cdot 10 + 4,549 \cdot 10 \cdot 0,5 = 43,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 43,5 \cdot 4,549 \cdot \frac{1}{3} \cdot 4,549 = 150 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{bovenbelasting} = 20 \cdot 4,549 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,549 = 206 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{rep;wand} = M_{grond} + M_{bovenbelasting}$$

$$M_{rep;wand} = 150 + 206 = 356 \text{ kNm}$$

$$M_{d;wand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35$$

$$M_{d;wand} = 150 \cdot 1,35 + 206 \cdot 1,35 = 481 \text{ kNm}$$

9.4.4

VERTICALE WAPENING BUITENWANDEN

De berekende belastingen geldend voor het bepalen van de verticale wandwapening:

Tabel 9.4: Berekende momenten zone I en II

	M_{rep}	M_d
Zone I	954 kNm	1288 kNm
Zone II	356 kNm	481 kNm

Zone I

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor zone I:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{1288}{1,0 \cdot 0,734^2} = 2391 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,593$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,593 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 4353 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 25 - 100 (4909 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{954}{1288} \cdot \frac{4353}{4909} \cdot 435 = 286 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 9.3}$$

Zone II

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor zone II:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{481}{1,0 \cdot 0,734^2} = 893 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,211$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,211 \cdot 1,0 \cdot 0,734 \cdot 10^4 = 1549 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Kies wapening tabel X: $\phi 16 - 100 (2011 \text{ mm}^2 / \text{m})$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{356}{481} \cdot \frac{1549}{2011} \cdot 435 = 248 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 9.3}$$

9.5

CONTROLE DWARSKRACHT BUITENWANDEN

De dwarskracht in de wand wordt veroorzaakt door een horizontale kracht door de grondspanning en de bovenbelasting. De dwarskracht is hieronder uitgerekend.

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot 73,5 \cdot 6,549 = 241 \text{ kN}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = 20 \cdot 6,549 = 131 \text{ kN}$$

$$F_{hor;totaal} = 241 + 131 = 372 \text{ kN}$$

$$V_{rep} = F_{hor;totaal} = 372 \text{ kN}$$

$$V_d = 372 \cdot 1,5 = 558 \text{ kN}$$

De dwarskracht in de wand veroorzaakt een schuifspanning in de wand. Er moet een controle worden uitgevoerd of de optredende schuifspanning kan worden opgenomen door de wand. Hieronder is de berekening uitgevoerd.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{558 \cdot 10^3}{1000 \cdot 734} = 0,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d \leq \tau_1 \Rightarrow 0,76 > 0,56 \Rightarrow \quad \text{Voldoet niet, dwarswapening toepassen}$$

$$\tau_s = 0,76 - 0,56 = 0,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Er wordt gekozen om beugels $\Phi 12-300$ toe te passen. Deze beugels kunnen een schuifspanning van $0,37 \text{ N/mm}^2$ opnemen.

9.6

LANGSWAPENING BUITENWANDEN

De langswapening wordt bepaald aan de hand van het boek Betonconstructies onder Temperatuur- en krimpvervormingen, conform hoofdstuk 5, paragraaf 5.1.

$$h_{eff} = c + 8 \cdot \phi$$

$$h_{eff} = 40 + 8 \cdot 16 = 168 \text{ mm}$$

Toegepast wapeningspercentage voor de langswapening is 1%.

$$\text{Benodigde staalhoeveelheid:} \quad 168 \cdot 1000 \cdot 1\% = 1680 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Kies wapening tabel X:} \quad \phi 16 - 100 (2011 \text{ mm}^2 / \text{m})$$

9.7

TUSSENWANDEN FIETSPAD-RIJBAAN

De tussenwanden tussen het fietspad en de rijbaan heeft een dikte van 300 mm. De scheidingswand heeft een maximale hoogte van 2,353 meter en een hoogte van 0,925 meter tot de grondwaterstand (waarden bepaald uit de definitieve tekening weergegeven in bijlage 5). Uitgaande van grond $\gamma_{gr} = 20 \text{ kN/m}^2$ en een neutrale gronddrukfactor $k_n = 0,5$. Bovenbelasting van 10 kN/m^2 .

Gronddruk

$$\sigma_{grond} = h_{water} \cdot \gamma_{water} + h_{grond} \cdot \sigma_{korrel} \cdot k_n$$

$$\sigma_{grond} = 0,925 \cdot 10 + 2,353 \cdot 10 \cdot 0,5 = 21,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{grond} = \frac{1}{2} \cdot 21,0 \cdot 2,353 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,353 = 19,4 \text{ kNm}$$

Bovenbelasting

$$M_{bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond} \cdot arm$$

$$M_{bovenbelasting} = 10 \cdot 2,353 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,353 = 27,7 \text{ kNm}$$

Moment op wand

$$M_{rep;tussenwand} = M_{grond} + M_{bovenbelasting}$$

$$M_{rep;tussenwand} = 19,4 + 27,7 = 47,1 \text{ kNm}$$

$$M_{d;tussenwand} = M_{grond} \cdot 1,35 + M_{bovenbelasting} \cdot 1,35$$

$$M_{d;tussenwand} = 19,4 \cdot 1,35 + 27,7 \cdot 1,35 = 63,6 \text{ kNm}$$

9.7.1**VERTICALE WAPENING TUSSENWANDEN**

Onderstaand is de wapening uitgerekend voor de tussenwanden:

$$\frac{M_d}{b \cdot d^2} = \frac{63,6}{1,0 \cdot 0,236^2} = 1142 \text{ kN} / m^2$$

Interpoleren levert $\rho = 0,272$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,272 \cdot 1,0 \cdot 0,236 \cdot 10^4 = 642 \text{ mm}^2 / m$$

Kies wapening tabel X: $\phi 12 - 125 (905 \text{ mm}^2 / m)$

Scheurwijdte controle

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_d} \cdot \frac{A_{s;berek}}{A_{s;aanw}} \cdot f_s = \frac{47,1}{63,6} \cdot \frac{642}{905} \cdot 435 = 228 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{Voldoet aan tabel 9.3}$$

9.8**CONTROLE DWARSKRACHT BUITENWANDEN**

De dwarskracht in de wand wordt veroorzaakt door een horizontale kracht door de grondspanning en de bovenbelasting. De dwarskracht is hieronder uitgerekend.

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{grond} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;grond} = \frac{1}{2} \cdot 21,0 \cdot 2,353 = 24,7 \text{ kN}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = \sigma_{bovenbelasting} \cdot h_{grond}$$

$$F_{hor;bovenbelasting} = 10 \cdot 2,683 = 26,8 \text{ kN}$$

$$F_{hor;totaal} = 24,7 + 26,8 = 51,5 \text{ kN}$$

$$V_{rep} = F_{hor;totaal} = 51,5 \text{ kN}$$

$$V_d = 51,5 \cdot 1,5 = 77,3 \text{ kN}$$

De dwarskracht in de wand veroorzaakt een schuifspanning in de wand. Er moet een controle worden uitgevoerd of de optredende schuifspanning kan worden opgenomen door de wand. Hieronder is de berekening uitgevoerd.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{77,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 236} = 0,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d \leq \tau_1 \Rightarrow 0,33 < 0,56 \Rightarrow \quad \text{Voldoet}$$

9.9

RESUME WAPENING MOOT 3 EN 5

Tabel 9.5: Berekende wapening moot 3 en 5

		Φ h.o.h. afstand	Oppervlakte mm^2
Vloer	Wapening $\perp$ as odg onder (veld 2)	$\Phi 16-150$	1340
	Wapening $\perp$ as odg onder (veld 1 en 3)	$\Phi 25-100$	4909
	Wapening $\perp$ as odg boven (alle velden)	$\Phi 16-150$	1340
	Wapening $//$ as odg onder (alle velden)	$\Phi 16-150$	1340
	Wapening $//$ as odg boven (alle velden)	$\Phi 16-150$	1340
Buitenwanden	Buitenste stekken (zone I)	$\Phi 25-100$	4909
	Buitenste stekken (zone II)	$\Phi 16-100$	2011
	Binnenste stekken (praktisch)	$\Phi 12-100$	1131
	Langswapening (praktisch)	$\Phi 16-100$	2011
	Beugels (zone I)	$\Phi 12-300$	n.v.t.
Tussenwanden	Stekken rijbaanzijde	$\Phi 12-125$	905
	Stekken fietspadzijde (praktisch)	$\Phi 12-250$	452
	Langswapening (praktisch)	$\Phi 12-100$	1131

De maatvoering- en wapeningstekening van de vloer en wanden van moot 3 en 5 zijn niet gemaakt. In de volgende fase moet dit worden getekend.

10

Berekening voorspanning spoordek

In hoofdstuk 2.4 is gekozen voor een voorgespannen dek zonder tussensteunpunten. In dit hoofdstuk wordt de voorspanning bepaald voor het spoordek.

10.1

UITGANGSPUNTEN

Het spoordek wordt uitgevoerd met betonkwaliteit C35/45. De materiaaleigenschappen voor deze betonkwaliteit zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 10.1:
Materiaaleigenschappen
beton in N/mm²

Sterkteklasse	f'_{ck}	f'_b	f_b	f_{bm}	E'_b
C35/45	45	27	1,65	3,3	33500

Voor het voorspanstaal wordt de staalsoort FeP 1860 gebruikt. De materiaaleigenschappen voor deze staalsoort zijn:

Tabel 10.2:
Materiaaleigenschappen
voorspanstaal in N/mm²

Voorspanstaalsoort	$f_{pultred}$	f_{pu}	f_p	E_s
FeP 1860	1860	1690	1450	200000

De dikte van het spoordek is bepaald met behulp van de vuistregels. Voor de dekdikte wordt uitgegaan van 900 mm, conform paragraaf 2.1.2. In paragraaf 4.4.2 is de dekking bepaald op 40 mm. a_p is 150 mm bij civiele constructies.

Verschillende waarden zijn bepaald met Esa PT. Het document met de resultaten uit Esa PT is weergegeven in bijlage 16. De waarden in tabel 10.3 zijn maatgevend voor het veldmoment. De mobiele belasting moet nog worden vermenigvuldigd met de vergrotingsfactor en de dynamische factor.

Tabel 10.3: Maximaal veldmoment in kNm

Veldmoment	Moment	Vergrotings factor	Dynamische factor
$M_{maxaanren}$	553		
$M_{maxrhzun}$	376		
$M_{maxvacren}$	189	1,1	1,19

10.2

SPANNINGSVERLIES

De voorspanverliezen zijn: krimp, kruip, relaxatie, wrijving en slip. Elk spanningsverlies zal in deze paragraaf afzonderlijk worden bepaald.

10.2.1

KRIMP

De krimpverkorting wordt bepaald aan de hand van 6.16 van de NEN 6720. Met de volgende formule wordt de krimp berekend:

$$\varepsilon'_r = \varepsilon'_c \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_p \cdot k_t < \varepsilon'_{\max}$$

Waarin:

ε'_c is de basiskrimp, voor RV 60-85% (buitenlucht) geldt: $\varepsilon'_c = 0,25 \cdot 10^{-3}$

k_b is de factor afhankelijk van f'_{cb} na 28 dagen, voor $f'_{cb} = 45$ geldt $k_b = 0,9$

k_h is de factor afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede. h_m wordt bepaald met de formule:

$$h_m = \frac{2A_b}{O_b} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 900}{2 \cdot (1000 + 900)} = 473 \text{ mm}$$

$k_h = 0,51$ bij $h_m = 473$ mm

k_p is de factor afhankelijk van het wapeningspercentage. k_p wordt bepaald met de formule:

$$k_p = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \omega_0} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 0,15} = 0,97 (\omega_0 = 0,15 \text{ voor minimumwapening})$$

k_t is de factor afhankelijk van de belastingstijd t . k_t wordt bepaald met de formule:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04 \sqrt{h_m^3}}$$

Voor k_t is $t = \infty$, omdat het kunstwerk een levensduur heeft van 100 jaar. Bij $t = \infty \rightarrow k_t = 1$.

$\varepsilon'_{\max}$ is 0,23 bij C35/45 en een relatieve vochtigheid van 60-85% (buitenlucht).

$$\varepsilon'_r = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,51 \cdot 0,97 \cdot 1 = 0,11 < 0,23$$

Het spanningsverlies door krimp is:

$$\Delta\sigma_{p;r} = \varepsilon'_r \cdot E_p = 0,11 \cdot 10^{-3} \cdot 2,0 \cdot 10^5 = 22,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Waarin:

$\Delta\sigma_{p;r}$ is het spanningsverlies door krimp.

E_p is de elasticiteitsmodulus van voorspanstaal, is $2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

10.2.2

KRUIP

De kruipverkorting wordt bepaald aan de hand van 6.15 van de NEN 6720. Met de volgende formule wordt de kruip berekend:

$$\varepsilon'_\phi = \varepsilon'_b \cdot \phi_t = \frac{\sigma'_b}{E'_b} \cdot \phi_t$$

Waarin:

ε'_ϕ is de kruipverkorting.

ε'_b is de kruipverkorting in het beton.

ϕ_t is de rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt.

σ'_b is de betonspanning in het spoordek, aangenomen mag worden: 5 N/mm^2 .

E'_b is de elasticiteitsmodulus van het beton, is 33500 N/mm^2 .

De rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt wordt als volgt berekend:

$$\phi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t < \phi_{\max}$$

Waarin:

k_c is de factor afhankelijk van de relatieve vochtigheid (RV); voor RV 60-85% (buitenlucht) geldt: $k_c=1,9$.

k_d is de factor afhankelijk van de ouderdom t_c van het beton op het tijdstip van belasten en van de cementklasse; voor $t_c=28$ dagen en cementklasse B en C geldt: $k_d=0,7$. Uitgangspunt is dat de voorspanning na 28 dagen volledig wordt aangebracht.

k_b is de factor afhankelijk van f'_{cb} na 28 dagen, voor $f'_{cb}=45$ geldt $k_b=0,9$

k_h is de factor afhankelijk van de fictieve dikte h_m van de betondoorsnede. h_m wordt bepaald met de formule:

$$h_m = \frac{2A_b}{O_b} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 900}{2 \cdot (1000 + 900)} = 473 \text{ mm}$$

$k_h = 0,71$ bij $h_m=473$ mm

k_t is de factor afhankelijk van de belastingstijd t . k_t wordt bepaald met de formule:

$$k_t = \frac{t}{t + 0,04\sqrt{h_m^3}}$$

Voor k_t is $t=\infty$, omdat het kunstwerk een levensduur heeft van 100 jaar. Bij $t=\infty \rightarrow k_t=1$.

$\phi_{\max}$ is de maximaal aan te houden rekenwaarde voor de kruipcoëfficiënt, is 1,50 bij C35/45 en een relatieve vochtigheid van 60-85% (buitenlucht).

$$\phi = 1,9 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 0,71 \cdot 1 = 0,85 < 1,5$$

De kruip verkorting kan nu worden berekend met de formule:

$$\varepsilon'_{\phi} = \varepsilon'_b \cdot \phi_t = \frac{\sigma'_b}{E'_b} \cdot \phi_t = \frac{5}{33500} \cdot 0,85 = 0,27 \cdot 10^{-3}$$

Het spanningsverlies door kruip is:

$$\Delta\sigma_{p;\phi} = \varepsilon'_{\phi} \cdot E_p = 0,27 \cdot 10^{-3} \cdot 2,0 \cdot 10^5 = 25,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

10.2.3

RELAXATIE

De relaxatie wordt bepaald aan de hand van 4.1.4.5 van de NEN 6720. Met de volgende formule wordt de relaxatie berekend:

$$\Delta\sigma_p = 3 \cdot \Delta\sigma_{\text{prel}} \cdot \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{\text{pkr}}}{\Delta\sigma_{\text{pi}}} \right)$$

Waarin:

$\Delta\sigma_p$ is het spanningsverlies door relaxatie.

$\Delta\sigma_{\text{prel}}$ is de maximale relaxatie na 1000 h.

Voor de aanvangsspanning mag maximaal 60% worden aangehouden, conform 8.1.7 van de NEN 6720.

$\Delta\sigma_{\text{prel}}=1,5\%$ van de aanvangsspanning bij 60%.

$\Delta\sigma_{pi}$ is de aanvangsvoorspanning. $\Delta\sigma_{pi}=0,60 \cdot 1860 \approx 1100 \text{ N/mm}^2$.

$\Delta\sigma_{prel} = 0,015 \cdot 1100 = 16,5 \text{ N/mm}^2$.

$\Delta\sigma_{pkr}$ is het spanningsverlies in het staal ten gevolge van krimp en kruip van het beton.

$\Delta\sigma_{pkr} = 22,4 + 25,4 = 47,8 \text{ N/mm}^2$.

Het spanningsverlies door relaxatie kan worden berekend met:

$$\Delta\sigma_p = 3 \cdot 16,5 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{47,8}{1100}\right) = 45,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

10.2.4

WRIJVING

De spanning die overblijft na aftrek van de wrijving is te berekenen met:

$$F_{px} = F_{p0} \cdot e^{-\mu(\phi + \phi_1 \cdot x)}$$

Waarin:

F_{px} is de voorspankracht over de afstand x.

$F_{p0} = 0,75 \cdot F_p = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2$.

μ is de wrijvingscoëfficiënt, is 0,13-0,26. Aangehouden wordt $\mu = 0,20$.

ϕ is de som van de absolute waarden van de opeenvolgende richtingsveranderingen in het spanelement over de afstand x.

$$\phi = 2 \cdot \frac{4f}{l}$$

ϕ_1 wobble-effect in rad/m = 0,005-0,010. Aangehouden wordt $\phi_1 = 0,008$.

x is de afstand vanaf de spanzijde, is 16,950 m.

f is het kabelverloop in het midden van het veld. Boven het steunpunt moet de kabel op de halve hoogte van het dek liggen, dus op $0,5 \cdot 900 = 450 \text{ mm}$. De voorspankabel wordt na het steunpunt in een rechte lijn doorgetrokken. Aan de zijkant van het dek, waar het dek voorgespannen kan worden, ligt de kabel op 528 mm vanaf onderkant dek.

$$f = 0,5h - a_p = 0,5 \cdot 900 - 150 = 300 \text{ mm}$$

l is de overspanning, is 16950 mm.

$$\phi = 2 \cdot \frac{4f}{l} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 300}{16950} = 0,14$$

$$F_{px} = 1395 \cdot e^{-0,20(0,14 + 0,008 \cdot 16,95)} = 1320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

10.2.5

SLIP

Het spanningsverlies door slip ontstaat aan de spanzijde. Het spanningsverlies en de sliplengte zijn te berekenen met:

$$\Delta\sigma_{slip} = \frac{2 \cdot \Delta l_{slip} \cdot E_s}{l_{slip}}$$

$$l_{slip} = \sqrt{\frac{\Delta l_{slip} \cdot E_s \cdot L_{span}}{\sigma_{p1} - \sigma_{p2}}}$$

Waarin:

$\Delta\sigma_{\text{slip}}$ is het spanningsverlies door slip.

Δl_{slip} is de intrekingslengte van het anker, is 4 mm.

E_s is de elasticiteitsmodulus voor voorspanstaal = $2,0 \cdot 10^5$.

l_{slip} is de sliplengte.

L_{span} is de totale overspanning, is 16950 mm.

σ_{p1} is de spanning aan het begin van het dek, is 1395 N/mm^2 .

σ_{p2} is de spanning aan het eind van het dek, is 1320 N/mm^2 .

$$l_{\text{slip}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 16950}{1395 - 1320}} = 13463 \text{ mm}$$

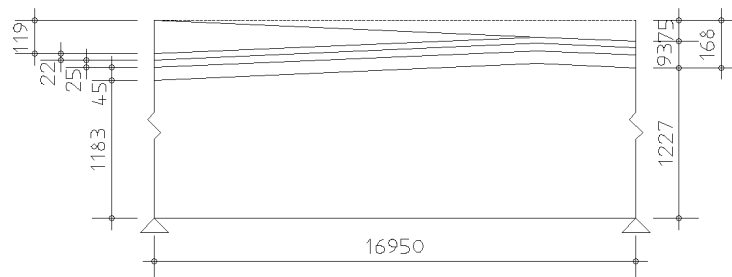
$$\Delta\sigma_{\text{slip}} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 2,0 \cdot 10^5}{13463} = 118,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

10.2.6**TOTAAL SPANNINGSVERLIEZEN**

Alle verliezen kunnen in rekening worden gebracht. Het spanningsverloop is weergegeven in figuur 10.1. De verticale as bevat een scheurlijn, om de verliezen duidelijk weer te kunnen geven.

Afbeelding 10.1:

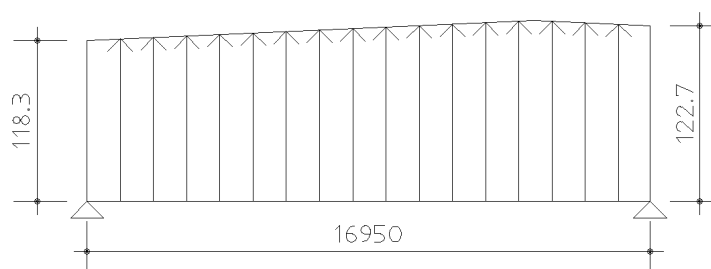
**Spanningsverloop dekplaat
BGT**

**10.3****OPWAARTSE BELASTING**

Er wordt gebruik gemaakt van een gebogen spankabel. Daardoor ontstaat een opwaartse belasting. Voor q_{opw} mag de volgende verhouding worden aangehouden:

$$q_{\text{opw}} = \frac{1}{10} \cdot \sigma_p$$

De opwaartse belasting heeft dezelfde vorm als het spanningsverloop. De opwaartse belasting is weergegeven in figuur 10.2.

**Afbeelding 10.2: Verloop
opwaartse belasting BGT**

De oppervlakte van het figuur is bepaald met AutoCAD. Het moment in het midden van het veld kan worden bepaald met:

$$M_{qopw;mid;rep} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot opp \text{ figuur} \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 2063 \cdot 16,95 = 4371 \text{ kNm}$$

10.4

BENODIGDE VOORSPANWAPENING

Met de berekende gegevens kan de voorspanwapening worden bepaald. Dit wordt gedaan met behulp van de volgende formule:

$$\sigma_{beton;onder} = \frac{M_{eg}}{W} + \frac{M_{rb}}{W} + \frac{M_{mobiel}}{W} - \alpha \frac{M_{qopw}}{W} - \alpha \frac{F_{p;rep}}{A_b} = 0$$

Waarin:

M_{eg} is het moment ten gevolge van het eigen gewicht.

M_{rb} is het moment ten gevolge van de rustende belasting.

M_{mobiel} is het moment ten gevolge van de mobiele belasting, inclusief dynamische factor en vergrotingsfactor.

M_{qopw} is het moment ten gevolge van de opwaartse belasting door voorspanning.

W is het weerstandsmoment van het beton. Er is uitgegaan van een rechthoekig dek, zoals in de tekeningen is terug te vinden.

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1,00 \cdot 0,900^2 = 0,135 \text{ m}^3$$

A_b is de betondoorsnede.

$$A_b = b \cdot h = 1,00 \cdot 0,900 = 0,900 \text{ m}^2$$

α is de reductiefactor voor de hoeveelheid voorspanning.

$F_{p;rep}$ is de voorspankracht

$$F_{p;rep} = \frac{q_{opw;midden} \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{122,0 \cdot 16,95^2}{8 \cdot 0,300} = 14605 \text{ kN}$$

$$\sigma_{beton;onder} = \frac{553}{0,135} + \frac{376}{0,135} + \frac{189 \cdot 1,1 \cdot 1,19}{0,135} - \alpha \frac{4371}{0,135} - \alpha \frac{14605}{0,900} = 0$$

$$\sigma_{beton;onder} = 4096 + 2785 + 1833 - 32378\alpha - 16228\alpha = 0$$

$$8714 = 48605\alpha \rightarrow \alpha = \frac{8604}{48605} = 0,18$$

$$F_{p;d} = \alpha \cdot F_{p;rep} = 0,18 \cdot 14605 = 2585 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{F_{p;d}}{\sigma_p} = \frac{2585 \cdot 10^3}{1183} = 2185 \text{ mm}^2 \text{ FeP 1860}$$

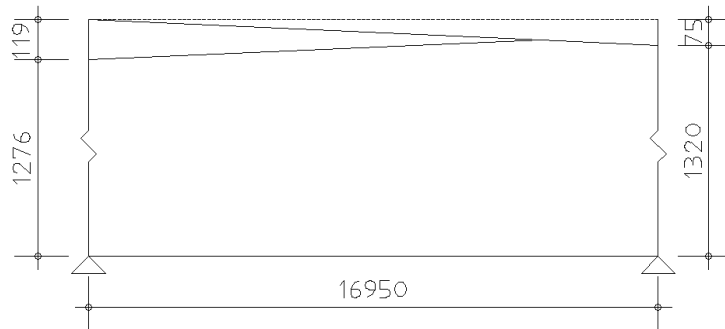
10.4.1

CONTROLE BOUWFASE

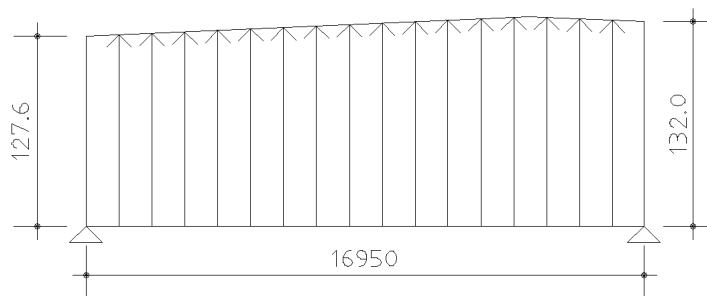
De constructie moet in de bouwphase worden gecontroleerd. Op dat moment werkt alleen het eigengewicht op de constructie, de voorspankrachten en de spanning in het beton zelf. Het gevaar is dat de spanning bovenin het dek te hoog wordt, zodat er scheurvorming optreedt. Alleen de wrijvingsverliezen en slipverliezen zijn dan opgetreden. Het spanningsfiguur

voor de bouwfase is weergegeven in afbeelding 10.3 en het verloop van de opwaartse belasting in afbeelding 10.4.

Afbeelding 10.3:
Spanningsverloop dekplaat
bouwphase



**Afbeelding 10.4: Verloop
opwaartse belasting
bouwphase**



De oppervlakte van het figuur en $q_{opw,midden}$ is bepaald met AutoCAD. Het moment in het midden van het veld kan worden bepaald met:

$$M_{qopw;mid;rep} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot opp \text{ figuur} \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 2220 \cdot 16,95 = 4705 \text{ kNm}$$

Met de berekende gegevens kan de voorspanwapening worden bepaald in de bouwphase. Dit wordt gedaan met behulp van de volgende formule:

$$\sigma_{beton;boven} = -\frac{M_{eg}}{W} - \beta \frac{F_{p;rep}}{A_b} + \beta \frac{M_{qopw}}{W} = 0$$

Waarin:

$$F_{p;rep} = \frac{q_{opw;midden} \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{131,3 \cdot 16,95^2}{8 \cdot 0,300} = 15718 \text{ kN}$$

$$M_{max;eg} = 553 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1,00 \cdot 0,900^2 = 0,135 \text{ m}^3$$

$$A = b \cdot h = 1,00 \cdot 1,00 = 0,9 \text{ m}^2$$

Met de berekende gegevens kan de maximaal toelaatbare voorspanwapening in de bouwphase worden berekend. Dit wordt gedaan met behulp van de volgende formule:

$$\sigma_{\text{beton;boven}} = -\frac{553}{0,135} - \beta \frac{15718}{0,9} + \beta \frac{4705}{0,135} = 0$$

$$\sigma_{\text{beton;boven}} = -4096 - 17464 \cdot \beta + 34852 \cdot \beta = 0$$

$$4096 = 17388 \cdot \beta \rightarrow \beta = \frac{4096}{17388} = 0,23$$

$$F_{p;d} = \beta \cdot F_{p;rep} = 0,23 \cdot 15718 = 3615 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{F_{p;d}}{\sigma_p} = \frac{3615 \cdot 10^3}{1276} = 2833 \text{ mm}^2 \text{ FeP1860}$$

De maximale toelaatbare voorspanwapening in de bouwfase is 2833 mm^2 . De benodigde voorspanwapening in de BGT is 2185 mm^2 . Deze hoeveelheid kan dus worden toegepast.

10.4.2

CONTROLE UGT

De voorspanwapening in de UGT wordt gecontroleerd door het moment in de UGT te vergelijken met het moment dat kan worden opgenomen door de voorspanwapening. In de UGT ontstaan scheuren in de constructie, zodat er een krachttoename in de voorspanwapening ontstaat. De formule die moet worden gecontroleerd is:

$$M_u \geq M_d$$

De momenten kunnen worden berekend met de volgende formules:

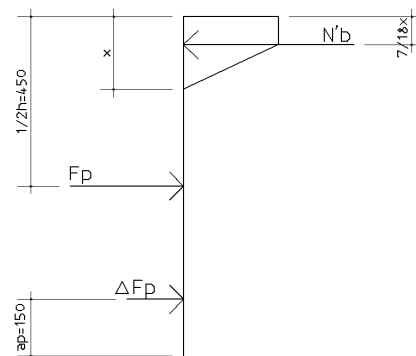
$$M_d = \gamma \cdot M_{eg} + \gamma \cdot M_{rb} + \gamma \cdot M_{mobiel} - 1,0 \cdot M_{q;opw} \cdot \alpha$$

$$M_d = 1,35 \cdot 553 + 1,35 \cdot 376 + 1,45 \cdot 1,19 \cdot 1,1 \cdot 189 - 1,0 \cdot 4371 \cdot 0,18 = 826 \text{ kNm}$$

$$M_u = F_p \cdot \left(\frac{1}{2}h - \frac{7}{18}x\right) + \Delta F_p \cdot \left(h - \frac{7}{18}x - a_p\right)$$

Het onderstaande figuur heeft betrekking op de formule voor M_u . Er zal een krachttoename optreden in de voorspanwapening, doordat er scheuren ontstaan.

Afbeelding 10.5: Bepaling M_u



Waarin:

- N'_b is de normaalkracht in het beton.
- F_p is de normaalkracht ten gevolge van voorspanning.
- ΔF_p is de krachttoename van de voorspanwapening door scheuren in de UGT.

ΔF_p , N'_b en x kunnen worden uitgerekend met de volgende formules:

$$\Delta F_p = 0,20 \cdot A_p \cdot \sigma_{vsp} = 0,20 \cdot 2185 \cdot 1860 = 813 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow F_p + \Delta F_p - N'_b = 0$$

$$N'_b = \frac{3}{4} \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = F_p + \Delta F_p$$

$$N'_b = \frac{3}{4} \cdot 1000 \cdot x \cdot 23,3 = 2585 + 813 \rightarrow x = \frac{2585 + 813}{\frac{3}{4} \cdot 1000 \cdot 23,3} = 0,194 \text{ m}$$

Met de berekende gegevens kan M_u worden berekend.

$$M_u = 2585 \cdot (0,450 - \frac{7}{18} \cdot 0,194) + 813 \cdot (0,900 - \frac{7}{18} \cdot 0,194 - 0,150) = 1517 \text{ kNm}$$

De momenten kunnen nu met elkaar worden vergeleken. Het moment dat de voorspanning moet opnemen moet groter zijn dan de optredende momenten door permanente en mobiele belasting. De volgende verhouding moet gelden:

$$M_u \geq M_d$$

$$1517 \geq 826 \rightarrow UGT \text{ voldoet}$$

10.4.3

BENODIGD AANTAL VOORSPANSTRENGEN

Voor de voorspanstrengen wordt uitgegaan van strengen met een nominale diameter van 15,7 mm en een kwaliteit van FeP1860. Deze voorspanstrengen hebben een oppervlakte van 150 mm². Per m¹ spoordek is 2185 mm² voorspanstaal benodigd. Er wordt voor gekozen om elementen te gebruiken met 12 voorspanstrengen (zie figuur 10.5). Elk element heeft daarbij een oppervlakte van:

$$A_{p;element} = A_{p;streng} \cdot \text{aantal strengen} = 150 \cdot 12 = 1800 \text{ mm}^2$$

Afbeelding 10.5: Gegevens voorspanstrengen

		Kabelgegevens										
Strengdiameter		φ 12,9					φ 15,7					
Typeaanduiding		5-12	5-19	5-31	5-43	5-55	6-7	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37
Aantal strengen		12	19	31	43	55	7	12	19	22	31	37
Diameter standaard-omhullingsbuis in-/uitwendig		65/72	80/87	100/107	130/137	140/150	60/67	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150
Min. buigstraal met standaard-omhullingsbuis bij max. belasting		4000	5500	6500	8000	9000	4000	5000	6500	7000	8500	9000
Afmetingen anker	doorsnede	222	258	320	390	420	222	258	300	320	390	420
	lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500	1000	1000	1000	1500	1500	1500
Min. hoh afstand anker	$a_x = a_y$	290	365	465	550	620	270	355	445	480	570	625
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	145	183	233	275	310	135	178	223	240	285	313
Diameter spiraalwapening		250	300	395	480	545	250	290	375	410	495	545
Minimale ruimte voor het anker i.v.m. het spannen		1300	1500	1500	2200	2200	1300	1500	1500	2000	2200	2200

De afstand tussen de voorspanelementen kan worden bepaald met de formule:

$$Afstand\ elementen = \frac{A_{p;element}}{A_{p;benodigd}} = \frac{1800}{2185} = 0,820\ m$$

Het benodigd aantal voorspanelementen wordt berekend door de lengte van het dek te delen door de afstand tussen de elementen. Het aantal voorspanelementen is:

$$Aantal\ elementen = \frac{l_{dek} - l_{randafs\ tan\ d}}{afstand\ elementen} = \frac{33,904 - 2 \cdot 0,178}{0,820} = 41\ elementen$$

De tekening van het voorspanverloop is weergegeven in bijlage 17.

10.4.4

CONTROLE SPANNINGEN AANVANGSVOORSPANKRACHT

In paragraaf 10.1 is de momentenverdeling uit de permanente en veranderlijke belasting bepaald. In onderstaande tabel staan de momenten en spanningen behorende bij de aanvangsvoorspankracht. De spanningen zijn berekend met onderstaande formules:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{0,135 \cdot 10^9}$$

$$F = \frac{F}{A} = \frac{F}{0,9 \cdot 10^3}$$

Belasting/snede	Veld	
	Moment/kracht	Spanning
Maximaal moment	1119 kNm	8,28 N/mm ²
Minimaal moment (alleen e.g. +r.b.)	554 kNm	4,10 N/mm ²
Moment t.g.v. F _p	4371x0,18=787 kNm	-5,83 N/mm ²
Voorspanning F _p	2585 kN	-2,87 N/mm ²
Betonspanning onder	$\sigma_{beton,max} = -0,42\ N/mm^2$	
Betonspanning boven	$\sigma_{beton,min} = -4,60\ N/mm^2$	

De maximale druk- en trekspanning worden berekend conform NEN 6720. De aanvangsspanning ten gevolge van de aanvangsvoorspankracht kan worden berekend met de formule:

$$\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \leq 0,75 \cdot f_{cd}$$

Waarin:

σ'_{bi} is de aanvangsspanning ten gevolge van de aanvangsvoorspankracht.

f_{ck} is de karakteristieke kubusdruksterkte van het beton, is 35 N/mm².

f_{cd} is de rekenwaarde van de drukspanning van het beton, is 23,3 N/mm².

$$\sigma'_{bi} \leq f_{ck} \leq 0,75 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma'_{bi} = 0,6 \cdot 35 \leq 0,75 \cdot 23,3 = 21 \leq 17,5$$

$$\sigma'_{bi} = -17,5 \frac{N}{mm^2} \text{ is maatgevend}$$

De betontrekspanning moet worden getoetst met behulp van de volgende formule:

$$\sigma_b \leq k_6 \cdot f_{bm} + k_7 \cdot \sigma'_{bm}$$

Waarin:

k_6 0,0 conform NEN 6720.

k_7 0,2 conform NEN 6720.

$$\sigma'_{bm} = \frac{F_p}{A_b} = \frac{2585 \cdot 10^3}{17,2 \cdot 10^6} = 0,15 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_b \leq 0,0 \cdot 3,3 + 0,2 \cdot 0,15 = 0,03 \frac{N}{mm^2}$$

De spanning in het dek is maximaal -0,42 N/mm² en minimaal -1,82 N/mm². De spanningen voldoen aan de toelaatbare waarden.

10.4.5

CONTROLE SPANNINGEN WERKVOORSPANKRACHT

In onderstaande tabel staan de spanningen ten gevolge van de werkvoorspankracht. De momenten en spanningen zijn afkomstig uit paragraaf 10.4.4.

Belasting/snede	Veld	
	Moment/kracht	Spanning
Maximaal moment	1119 kNm	8,28 N/mm ²
Minimaal moment (alleen e.g. +r.b.)	929 kNm	6,88 N/mm ²
Moment t.g.v. F_n	4371x0,18=787 kNm	-5,83 N/mm ²
Voorspanning F_n	2585 kN	-2,87 N/mm ²
Betonspanning onder	$\sigma_{beton,max} = -0,42 \text{ N/mm}^2$	
Betonspanning boven	$\sigma_{beton,min} = -1,82 \text{ N/mm}^2$	

De maximale druk- en trekspanning worden berekend conform NEN 6720. De aanvangsspanning ten gevolge van de aanvangsvoorspankracht kan worden berekend met de formule:

$$\sigma'_{bi} \leq f_{ck} \leq 0,75 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma'_{bi} = 0,6 \cdot 35 \leq 0,75 \cdot 23,3 = 21 \leq 17,5$$

$$\sigma'_{bi} = -17,5 \frac{N}{mm^2} \text{ is maatgevend}$$

De betontrekspanning moet worden getoetst met behulp van de volgende formule:

$$\sigma_b \leq k_6 \cdot f_{bm} + k_7 \cdot \sigma'_{bm}$$

Waarin:

k_6 0,0 conform NEN 6720.

k_7 0,2 conform NEN 6720.

$$\sigma'_{bm} = \frac{F_p}{A_b} = \frac{2585 \cdot 10^3}{17,2 \cdot 10^6} = 0,15 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_b \leq 0,0 \cdot 3,3 + 0,2 \cdot 0,15 = 0,03 \frac{N}{mm^2}$$

De spanning in het dek is maximaal -0,42 N/mm² en minimaal -1,82 N/mm². De spanningen voldoen aan de toelaatbare waarden.

HOOFDSTUK 11 Berekening wapening spoordek

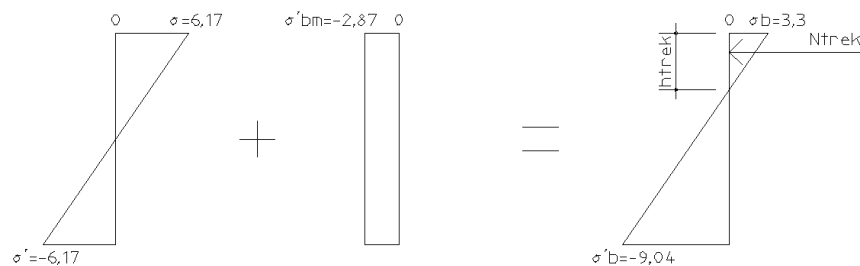
De wapening in het spoordek wordt in dit hoofdstuk berekend. Er moet wapening in het dek worden toegepast om de optredende betonspanning en dwarskracht op te kunnen nemen.

11.1

LANGSWAPENING DEK

De langswapening in het dek is nodig om de betonspanningen op te kunnen nemen. De voorspanning levert een betondrukspanning (σ'_{bm}) in het dek van $-2,87 \text{ N/mm}^2$, zie paragraaf 10.4.4. De trekspanning en de langswapening in het spoordek is onderstaand berekend.

Afbeelding 11.1: Berekening trekspanning spoordek



De maximale betontrekspanning ($\sigma_b = f_{bm}$) in het beton is $3,3 \text{ N/mm}^2$. De spanning ten gevolge van buiging kan worden berekend met de formule:

$$\sigma = \sigma' = \sigma'_{bm} - \sigma_b = -2,87 - 3,3 = -6,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma'_b = \sigma' + \sigma'_{bm} = -6,17 - 2,87 = -9,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De hoogte van de trekzone wordt bepaald om de normaalkracht ten gevolge van trek te kunnen berekenen. De hoogte van de trekzone en de normaalkracht door trek worden berekend met de volgende formules:

$$h_{\text{trekzone}} = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma'_b} \cdot h_{\text{dek}} = \frac{3,3}{3,3 + 9,04} \cdot 900 = 241 \text{ mm}$$

$$N_{\text{trek}} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot h_{\text{trek}} \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 3,3 \cdot 241 \cdot 1000 = 398 \text{ kN / m}$$

De staalspanning in de langswapening moet lager zijn dan de toelaatbare staalspanning. Voor de langswapening moet minimaal Ø20 worden toegepast om aan de toelaatbare staalspanning te voldoen. De berekening voor de langswapening is onderstaand weergegeven.

De maximaal toelaatbare staalspanning wordt berekend conform de NEN 6720, tabel 37. Met behulp van lineair interpoleren kan de toelaatbare staalspanning worden bepaald.

$$\sigma_{\text{toelaatbaar}; \phi 20-150} = 150 + \frac{200 - 150 (N / \text{mm}^2)}{200 - 120 (\text{mm})} \cdot (200 - 150) = 181 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{toelaatbaar}; \phi 20-125} = 150 + \frac{200 - 150 (N / \text{mm}^2)}{200 - 120 (\text{mm})} \cdot (200 - 125) = 197 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

De representatieve staalspanning kan worden berekend met de volgende formule:

$$\sigma_{\text{lw}; \text{rep}; \phi 20-150} = \frac{N_{\text{trek}}}{A_{s; \text{aanw}}} = \frac{398 \cdot 10^3}{2094} = 190 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{lw}; \text{rep}; \phi 20-125} = \frac{N_{\text{trek}}}{A_{s; \text{aanw}}} = \frac{398 \cdot 10^3}{2513} = 158 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

De langswapening Ø20-125 wordt over de gehele lengte van het dek toegepast. De langswapening ter plaatse van de steunpunten moeten in een volgende fase worden bepaald.

11.2

DWARSWAPENING DEK

De dwarswapening in het dek moet het moment in de dwarsrichting van het dek opnemen. De positieve momenten in de dwarsrichting, zoals eigen gewicht, veroorzaken trek aan de onderzijde. De voorspanning zorgt voor een negatief moment in de dwarsrichting en veroorzaakt trek aan de bovenzijde van het dek. Uit Esa PT zijn de momenten in de dwarsrichting bepaald. De invoer en resultaten in Esa PT zijn weergegeven in bijlage 16.

Tabel 11.1: Momenten dwarsrichting

Belastinggeval	Moment veld (kNm)
Eigen gewicht	87
Rustende belasting	58
Werkvoorspanning	-80
PERMANENT	65
Mobiel (+) (incl. factoren)	196
Mobiel (-) (incl. factoren)	-54
Maximaal	261
Minimaal (bouwphase)	7
Eigen gewicht + werkvoorspanning	

De optredende momenten zijn kleiner dan het scheurmoment van de doorsnede. De wapening wordt bepaald door minimaal het scheurmoment op te nemen. Het scheurmoment kan worden berekend met de formule:

$$M_r = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bm} = \frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 900^2 \cdot 3,3 \cdot 10^{-6} = 446 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$M_d = M_r \cdot \varphi = 446 \cdot 1,35 = 601 \text{ kNm/m}$$

Voor de dwarswapening moet minimaal Ø20-100 worden toegepast om het optredende scheurmoment op te kunnen nemen. De berekening voor de dwarswapening is onderstaand weergegeven.

De kracht in het wapeningsstaal, de hoogte van de betondrukzone en de druknormaalkracht in het beton kunnen worden berekend met de volgende formules:

$$F_s = A_{s;aanw} \cdot f_s = 3142 \cdot 435 = 1367 \text{ kNm}$$

$$x_u = \frac{A_{s;aanw} \cdot f_s}{\alpha \cdot b \cdot f'_b} = \frac{3142 \cdot 435}{0,75 \cdot 1000 \cdot 27} = 67,5 \text{ mm}$$

$$N'_b = \alpha \cdot b \cdot x_u \cdot f'_b = 0,75 \cdot 1000 \cdot 67,5 \cdot 27 = 1367 \text{ kN}$$

Het breukmoment kan worden berekend door eerst de inwendige hefboomsarm te bepalen. De inwendige hefboomsarm en het breukmoment kunnen worden berekend met de volgende formules:

$$Z = d - \frac{7}{18} \cdot x_u = 850 - \frac{7}{18} \cdot 67,5 = 824 \text{ mm}$$

$$M_u = F_s \cdot Z = 1367 \cdot 824 = 1126 \text{ kNm}$$

De benodigde wapening kan met de berekende gegevens worden bepaald. De representatieve staalspanning moet worden bepaald om de wapening te kunnen toetsen. De benodigde wapening en de representatieve staalspanning worden berekend met de volgende formules:

$$A_{s;ben} = \frac{M_d}{M_u} \cdot A_{s;aanw} = \frac{601}{1126} \cdot 3142 = 1677 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s;rep} = f_s \cdot \frac{A_{s;ben}}{A_{s;aanw}} \cdot \frac{M_{rep}}{M_d} = 435 \cdot \frac{1677}{3142} \cdot \frac{446}{601} = 172 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De dwarswapening moet worden getoetst met de toets voor de staafdiameter en de toets voor de staafafstand, conform de NEN 6720. Eén van beide toetsen moet voldoen. De toetsen voor de staafdiameter en de staafafstand zijn:

$$\phi_{k;toets} = \frac{k_1 \cdot \xi \cdot k_c}{\sigma_{s;rep}} = \frac{2500 \cdot 1 \cdot 1,33}{172} = 19$$

$$\phi_{k;toets} = 19 < \phi_k = 20 \rightarrow \text{voldoet niet}$$

$$s_{toets} = 100 \cdot \left(\frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_{s;rep}} - 1,3 \right) \cdot \sqrt{k_c} = 100 \cdot \left(\frac{500 \cdot 1}{172} - 1,3 \right) \cdot \sqrt{1,33} = 186 \text{ mm}$$

$$s_{toets} = 186 > s = 125 \rightarrow \text{voldoet}$$

Naast het toetsen van de staafdiameter en de staafafstand moet gecontroleerd worden of de aanwezige wapening voldoet aan de minimum en maximum wapening. Ook moet worden getoetst of de betondrukzone niet te groot is. De minimum en maximum wapening en de betondrukzone worden berekend met de volgende formules:

$$A_{s;\min} = \frac{\omega_{\min} \cdot h \cdot b}{100} = \frac{0,21 \cdot 900 \cdot 1000}{100} = 1890 \text{ mm}^2$$

$$A_{s;\max} = \frac{\omega_{\max} \cdot d \cdot b}{100} = \frac{1,94 \cdot 850 \cdot 1000}{100} = 16490 \text{ mm}^2$$

$$x_{u;\max} = \left(\frac{500}{500 + f_s} - \beta \right) \cdot d = \left(\frac{500}{500 + 435} - 0,39 \right) \cdot 850 = 123 \text{ mm}$$

De aanwezige hoeveelheid wapening (A_s) is 3124 mm². Deze hoeveelheid ligt tussen de minimum en maximum hoeveelheid wapening, dus deze voldoet. De betondrukzone (x_u) is 67,5 mm en voldoet aan de maximale hoogte voor de betondrukzone van 123 mm.

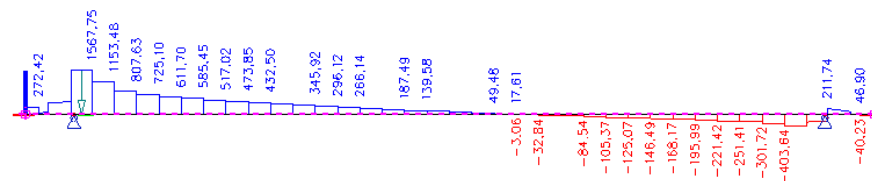
De dwarswapening Ø20-100 wordt over de gehele breedte van het dek toegepast. De dwarswapening wordt zowel onder als boven toegepast.

11.3

DWARSKRACHTWAPENING DEK

Er moet worden gecontroleerd of er dwarskrachtwapening in het dek moet worden toegepast. Als de optredende dwarskracht groter is dan de dwarskracht die het dek op kan nemen, moet er dwarskrachtwapening worden toegepast. De maximale dwarskracht is bepaald met behulp van een snede in het model in Esa PT. Deze dwarskrachtenlijn is weergegeven in onderstaand weergegeven.

Afbeelding 11.2:
Dwarskrachtenlijn spoordek



Uit de dwarskrachtenlijn kan de maatgevende dwarskracht worden bepaald. Boven het steunpunt treedt geen dwarskracht op. De maatgevende dwarskracht moet worden bepaald op 0,9*d vanuit de oplegging. De dwarskracht (V_d) is 808 kN. De belastingfactoren zijn reeds meegenomen in het model.

De schuifspanning die optreedt als gevolg van de dwarskracht, kan worden berekend met de formule:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{808 \cdot 10^3}{1000 \cdot 830} = 0,97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De schuifspanning die optreedt, moet worden opgenomen door het spoordek. Het beton en de voorspanning nemen schuifspanning op. De schuifspanning die wordt opgenomen in het spoordek kan worden berekend met de volgende formules:

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_n$$

Waarin:

- τ_u is de opneembare schuifspanning door het spoordek.
- τ_1 is de opneembare schuifspanning door het beton.
- τ_n is de opneembare schuifspanning door de voorspanning.

$$\tau_1 = 0,4 \cdot \beta_\tau \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,65 = 0,66 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_n = 0,15 \cdot \sigma_{bm} = 0,15 \cdot 2,87 = 0,43 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_u = 0,66 + 0,43 = 1,09 \frac{N}{mm^2}$$

De schuifspanning die optreedt als gevolg van de dwarskracht is $0,97 \text{ N/mm}^2$. De schuifspanning die opgenomen kan worden door het spoordek is $1,09 \text{ N/mm}^2$. Er hoeft dus geen dwarskrachtwapening te worden toegepast, omdat de optredende schuifspanning kan worden opgenomen door het spoordek.

11.4

WAPENING BALLASTKERING

De ballastkering en de perronwand hebben een functie als geleideconstrucie bij een eventuele ontsporing. Conform NEN 6706 moet de ballastkering en de perronwand worden berekend op een kracht van $F_{rep} = 350 \text{ kN}$ die aangrijpt op BS-niveau op een vlak van $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$.

De last grijpt aan op $0,872 \text{ m}$ boven de aansluiting op het dek. De kracht zorgt voor een moment die kan worden berekend met:

$$M = F_{rep} \cdot h = 350 \cdot 0,872 = 305 \text{ kNm}$$

De lokale puntlast wordt door een strook opgenomen. Voor de UGT mag een spreiding van 45° worden aangehouden. De meewerkende strookbreedte kan worden berekend met de formule:

$$b = 0,25 + 2 \cdot h = 0,25 + 2 \cdot 0,872 = 2,0 \text{ m}$$

Het moment op de ballastkering en de perronwand zal worden gespreid over $2,0 \text{ meter}$. Het gaat in dit geval om een calamiteitentoetsing, zodat voor de belastingfactor $1,0$ mag worden aangehouden. De rekenwaarde voor het moment wordt berekend met:

$$M_d = \frac{1,0 \cdot M}{b} = \frac{1,0 \cdot 305}{2} = 153 \text{ kNm}$$

Met het berekende moment kan de wapening worden bepaald. De volgende formule moet worden gecontroleerd:

$$M_u > M_d = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot 0,9d > 153$$

Waarin:

d is de nuttige hoogte, is $320 - 50 - 0,5 \cdot 16 = 262 \text{ mm}$.

f_s rekenwaarde treksterkte betonstaal, is 500 N/mm^2 bij calamiteitentoetsing.

$$M_u > M_d = A_s \cdot 500 \cdot 0,9 \cdot 262 > 153 \cdot 10^6 \rightarrow A_s = \frac{153 \cdot 10^6}{500 \cdot 0,9 \cdot 262} = 1298 \text{ mm}^2$$

Gekozen wordt voor $\emptyset 16-150$. De oppervlakte betonstaal is in dat geval 1340 mm^2 .

Aan de bovenzijde van de ballastkering is een sponning aanwezig voor de opleggingen van de voetpadplaten. De wapening bestaat uit een onderste haarspeld van $\emptyset 16-150$ met daarop

in het versmalde deel een haarspeld van Ø12-150. De langswapening kan in verband met de gedilateerde uitvoering van de ballastkering praktisch op Ø12-200 worden gehouden.

Dwarskrachtwapening

In de ballastkering en de perronwand moet worden gecontroleerd of er dwarskrachtwapening benodigd is. De optredende dwarskracht en schuifspanning als gevolg van een eventuele ontsparing worden berekend met:

$$V_d = \frac{1,0 \cdot F_{rep}}{b} = \frac{1,0 \cdot 350}{2} = 175 \text{ kN} / \text{m}^1$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{175 \cdot 10^3}{1000 \cdot 262} = 0,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De ballastkering is geen bereiden constructiedeel, zodat voor de ondergrenswaarde $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b$ kan worden aangehouden. Aangezien het om een calamiteit gaat, mag de representatieve betonsterkte worden verhoogd, volgens NEN 6720. De representatieve betonsterkte wordt:

$$f_{b;rep} = 1,0 \cdot (1,05 + 0,05 \cdot f_{ck}) = 1,0 \cdot (1,05 + 0,05 \cdot 45) = 3,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De belastingfactor bij een calamiteit is 1,2. De rekenwaarde van de betonsterkte kan nu worden bepaald met:

$$f_{b;d} = \frac{f_{b;rep}}{\gamma_m} = \frac{3,3}{1,2} = 2,75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De opneembare schuifspanning van het beton is:

$$\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 2,75 = 1,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De opneembare schuifspanning is ($1,1 \text{ N/mm}^2$) is groter dan de optredende schuifspanning ($0,67 \text{ N/mm}^2$). Er hoeft dus geen dwarskrachtwapening te worden toegepast.

11.5

TUSSENWANDEN EN BUITENWANDEN

De tussenwanden en de buitenrand worden alleen belast door de afdracht uit de voetpad elementen en de zandaanvulling bij de onder het perron. Deze belasting is zo laag dat er wordt gekozen voor een praktische wapening van een kruisnet Ø12-200.

11.6

OVERIGE WAPENING

De overige wapening, ter plaatse van de armaturen, oplegneus stootplaten, oplegblokken en het overstek zal in een verdere fase moeten worden gedetailleerd.

De wapeningstekening van het spoordek is niet gemaakt. In de volgende fase moet dit worden getekend.

HOOFDSTUK 12 Berekening oplegblokken spoordek

12.1

ALGEMEEN

De dekplaat wordt naast de spoorbaan voorgebouwd en ingeschoven tijdens een buitendienststelling in de spoorbaan op tijdelijke steunpunten. Na die tijd wordt middels een vijzeloperatie de dekplaat overgepakt op de definitieve steunpunten. Daarom wordt het dek bij de bouw opgelegd op glijblokken, welke bij het overpakken door de standaard gewapende rubber oplegblokken (sandwich constructie) worden vervangen. In principe kunnen de glijblokken door de aannemer worden bepaald (met randvoorwaarden voor de oplegpunten en krachten). In dit hoofdstuk worden de rubber oplegblokken voor de gebruiksfase ontworpen.

De definitieve rubber oplegblokken worden pas gemonteerd tijdens de vijzeloperatie, waarbij het dek overgepakt van de tijdelijke steunpunten naar de definitieve steunpunten. Hierdoor zal voor de oplegblokken het deel van de opgelegde vervorming, welke in de bouwfase is opgetreden, niet aanwezig zijn. Bij de berekening van de oplegblokken wordt de exacte locatie van de oplegblokken bepaald. Tijdens het verwijderen van de schuifbaan dienen de tijdelijke opleggingen zo geplaatst te worden dat de definitieve oplegblokken hiertussen gemonteerd worden.

De stijfheid in horizontale richting van de onderbouw is vele malen groter dan de stijfheid van de rubber opleggingen, daarom wordt de onderbouw niet meegenomen.

Gekozen oplegblokken

Voor de oplegging op de wanden worden 14 rechthoekige oplegblokken toegepast. Deze worden om de 2,5 meter toegepast over de wanden. Er wordt van uitgegaan dat de rubber oplegblokken een standaard opbouw hebben, zoals deze in de documentatie van Vredestein voorkomt.

De sandwichconstructie is opgebouwd uit lagen natuurrubber met tussengelegen vast gevulkaniseerde staalplaten en een omhulling van neopreen. Als rubber hardheid wordt van 60⁰ Shore uitgegaan met een glijdingsmodulus van $G_{rep}=1,0 \text{ N/mm}^2$.

Ten behoeve van de montage van de definitieve oplegblokken na het schuiven en overpakken, wordt aan de onderzijde van het spoordek een staalplaat ingestort, met een afmeting van circa 50 mm rondom het oplegblok. Dit om een vlakke onderkant te creëren voor de oplegblokken (geen bekistingsnaden).

Als stelruimte tussen onderkant dekplaat en bovenkant ondersteuning wordt een hoogte van circa 100 mm gereserveerd. Hierdoor is het in de toekomst mogelijk om middels platte vijzels het dek te lichten en de oplegblokken te vervangen.

Er wordt vanuit gegaan dat het rubbervoegprofiel deze vervorming door middel van uittrekken kan ondergaan.

12.2

BEREKENING OPLEGBLOK

De oplegblokken kunnen worden bepaald door middel van de maximale kracht op het oplegblok en de maximale verplaatsing. De uitwijking wordt bepaald door temperatuur, voorspanning, krimp en kruip. Voor de uitwijking mag de volgende formule worden aangehouden:

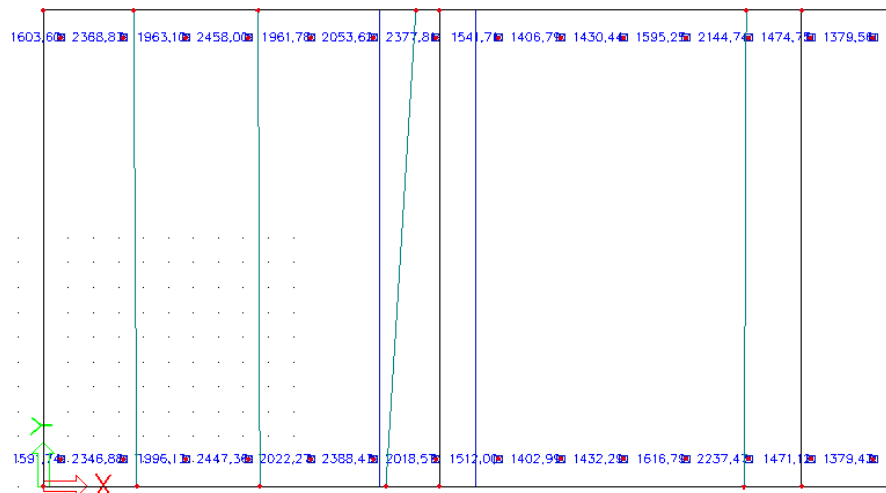
$$u_{\max} = 1 \text{ mm} / \text{m}^1$$

De overspanning van het dek is 16,95 meter. Hierdoor wordt de maximale uitwijking:

$$u_{\max} = 16,95 \cdot 1 = 17 \text{ mm}$$

De maximale kracht op het oplegblok is bepaald met behulp van Esa PT in een 3D model. De invoer en resultaten in Esa PT zijn weergegeven in bijlage 16. De grootste waarde moet worden gekozen als maatgevende kracht op het oplegblok.

Figuur 11.1: Maximale kracht op oplegblok



Uit figuur 11.1 blijkt dat de maatgevende maximale kracht 2458 kN is. Het type oplegblok kan worden bepaald met deze maatgevende kracht en de maximale uitwijking van 17 mm. In bijlage 18 is een overzicht van rubber oplegblokken van Vredestein weergegeven. Uit dit overzicht blijkt dat een rubber oplegblok van $450 \times 350 \text{ mm}^2$ moet worden toegepast met een minimale hoogte van 39 mm.

HOOFDSTUK 13 Planning

In dit hoofdstuk worden de werkzaamheden gepland voor de onderdoorgang. Er wordt alleen aandacht besteedt aan de uitvoering. De planning is weergegeven in bijlage 19.

Hieronder is een globale bouwfasering voor de onderdoorgang weergegeven:

1. Aanbrengen hulppalen en ondersteuningsconstructie inclusief schuifbanen naast de spoorbaan;
2. Voorbouwen dek naast de spoor op schuifbaan;
3. Aanbrengen hulppalen en damwanden in de spoorbaan in een buitendienststelling;
4. Ontgraven spoorbaan en inschuiven dek in een buitendienststelling;
5. Herstellen sporen over het kunstwerk;
6. Damwanden aanbrengen ten behoeve van toeritten;
7. Ontgraven bouwkuip;
8. Bouwen spoorkruisende moot en waterkelder;
9. Dekplaat overnemen op de wanden en tussensteunpunten;
10. Afbouwen toeritten en maken aansluitingen op bestaande wegen.

HOOFDSTUK

14 Kostenraming

In dit hoofdstuk is een begroting gemaakt voor de uitvoering van de onderdoorgang. De kostenraming is gemaakt door middel van hoeveelheidsbepaling en eenheidsprijzen. De kostenraming is weergegeven in bijlage 20.

HOOFDSTUK 15 Literatuurlijst

De bronnen die gebruikt zijn voor het opstellen van dit rapport, zijn onderstaand weergegeven. De bronnen zijn per hoofdstuk en per categorie opgedeeld.

Hoofdstuk 1: Inleiding

Literatuur:

- Alwin Penninkhof en Dennis van de Wetering. Afstudeerproject 'Variantenstudie spoorkruising Winterswijk', voorstudie. d.d. 1 april 2010.

Hoofdstuk 2: Bepalen type onderdoorgang

Literatuur:

- CROW. Handboek Wegontwerp wegen buiten de bebouwde kom – Erftoegangswegen (164d). d.d. februari 2002;
- CROW. Handboek Wegontwerp wegen buiten de bebouwde kom – Gebiedsontsluitingswegen (164c). d.d. februari 2002;
- CROW. ASVV 2004 – Aanbevelingen voor verkeersvoorzieningen binnen de bebouwde kom. April 2004 uitgave 6;
- ProRail. Ontwerpvoorschrift Profiel van Vrije Ruimte OVS 00056-1. d.d. 1 juli 2010 versie 001.

Websites:

- <http://www.stationsweb.nl>.

Tekeningen:

- BBK tekeningen ProRail;
- LRI tekeningen ProRail.

Hoofdstuk 3: Constructie en uitvoeringsmethode

N.v.t.

Hoofdstuk 4: Uitgangspunten

Literatuur:

- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6720. september 1995;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN-EN-206-1. mei 2001;
- ProRail. Kunstwerken OVS 00030-6. d.d. 12 november 2009 versie 003.

Hoofdstuk 5: Belastingen onderdoorgang*Literatuur:*

- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6706. april 2007;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6720. september 1995;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6723. juni 1995;
- ProRail. Kunstwerken OVS 00030-6. d.d. 12 november 2009 versie 003.

Hoofdstuk 6: Onderwaterbetonvloer*Literatuur:*

- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6702. augustus 2007;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6740. september 2006;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6743. november 2006;
- CUR 2001-4, Ontwerpregels voor trekpalen. september 2003;
- CUR aanbevelingen 77, Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren. 2001.

Hoofdstuk 7: Fundering spoorkruisende moot*Literatuur:*

- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6702. augustus 2007;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6740. september 2006;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6743. november 2006;
- Map Elsevier Opleidingen, cursus Funderingen.

Hoofdstuk 8: Wapening vloer en wanden spoorkruisende moot*Literatuur:*

- BetonPraktijkreeks: K. van Breugel. Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen. Oktober 2006.

Hoofdstuk 9: Wapening vloer en wanden moot 3 en 5*Literatuur:*

- BetonPraktijkreeks: K. van Breugel. Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen. Oktober 2006.

Hoofdstuk 10: Berekening voorspanning spoordek*Literatuur:*

- BetonPrisma: prof. dr. ir. J.C. Walraven en ir. J.C. Galjaard. Voorgespannen Beton. 1997;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6720. september 1995.

Hoofdstuk 11: Berekening wapening spoordek*Literatuur:*

- Cement&BetonCentrum: ir. W.C. Dees. Constructieleer Gewapend Beton CB2. 2008 vierde druk;
- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6706. april 2007;

- Nederlands Normalisatie-instituut. NEN 6720. september 1995.

Hoofdstuk 12: Berekening oplegblokken spoordek

Literatuur:

- Vredestein Icopro B.V. BS-oplegblokken.

Hoofdstuk 13: Planning

N.v.t.

Hoofdstuk 14: Kostenraming

N.v.t.

Bijlagen

1. Afmetingen gewone wissels
2. Tekeningenlijst hoofdstudie
3. Tekening 2000: Omgelegde onderdoorgang door bestaande wissel
4. Tekening 2001: Onderdoorgang met zettingsvrije plaat door bestaande wissel
5. Tekening 3000: Onderdoorgang Dingstraat Bovenaanzicht en doorsneden
6. Sondering en bepaling conusweerstand
7. Fundering moot 4
8. Fundering moot 3 en 5
9. Fundering moot 2 en 6
10. Fundering moot 1 en 7
11. Tekening 3001: Onderdoorgang Dingstraat Palenplan
12. Resultaten vloer moot 4 Esa PT
13. Tekening 3002: Onderdoorgang Dingstraat Vloer moot 4 Maatvoering en Wapening
14. Tekening 3003: Onderdoorgang Dingstraat Wanden moot 4 Maatvoering en Wapening
15. Resultaten vloer moot 3 en 5 Esa PT
16. Resultaten spoordek Esa PT
17. Tekening 3004: Onderdoorgang Dingstraat Voorspanverloop spoordek
18. Afmetingen oplegblokken Vredestein
19. Uitvoeringsplanning
20. Kostenraming
21. Overige bijlagen

COLOFON

Variantenstudie spoorkruising Winterswijk

Hoofdstudie

OPDRACHTGEVER:

ARCADIS Nederland BV

VERSIE:

1.0

STATUS:

Definitief

AUTEURS:

Alwin Penninkhof
Dennis van de Wetering

GECONTROLEERD DOOR:

Alwin Penninkhof
Dennis van de Wetering

28 mei 2010

ARCADIS NEDERLAND BV
Piet Mondriaanlaan 26
Postbus 220
3800 AE Amersfoort
Tel 033 4771 000
Fax 033 4772 000
www.arcadis.nl
Handelsregister
9036504

©ARCADIS. Alle rechten voorbehouden. Behoudens uitzonderingen door de wet gesteld, mag zonder schriftelijke toestemming van de rechthebbenden niets uit dit document worden verveelvoudigd en/of openbaar worden gemaakt door middel van druk, fotokopie, digitale reproductie of anderszins.