

DI: 65720

CUR

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving

NGO

Nederlandse Geotextielorganisatie

175 Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening



CROW



Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Directie Zuid-Holland
Bibliotheek

Waterstaat

bouwkunde

WE490-4

175 Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening

CIVIELTECHNISCH CENTRUM UITVOERING RESEARCH EN REGELGEVING

NEDERLANDSE GEOTEXTIEORGANISATIE

CENTRUM VOOR REGELGEVING EN ONDERZOEK IN DE GROND-, WATER- EN WEGENBOUW EN
DE VERKEERSTECHNIEK

DIRECTORAAT-GENERAAL RIJKS WATERSTAAT DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE

Deze publikatie is onder de volgende trefwoorden opgenomen in het CUR-infobestand:

bestekseisen	geotechniek
geokunststoffen	(grond)wapening
eigenschappen	Texsol
testmethoden	wegenbouw
uitvoering	wegfundering

Het fotomateriaal in dit handboek is geleverd door:

Tensar Grids B.V.

Enviro Advice B.V.

Fibertex APS

CTN Civiele Techniek Nederland b.v.

Texsol Nederland B.V.

Auteursrechten

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enig andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de CUR.

Het is toegestaan overeenkomstig artikel 15a Auteurswet 1912 gegevens uit deze uitgave te citeren in artikelen, scripties en boeken, mits de bron op duidelijke wijze wordt vermeld, alsmede de aanduiding van de maker, indien deze in de bron voorkomt, "©CUR/NGO-publikatie 175 "Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening", januari 1995, Stichting CUR, Gouda."

Aansprakelijkheid

De CUR en degenen die aan deze publikatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze uitgave. Nochtans moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat er toch fouten en onvolledigheden in deze uitgave voorkomen. Ieder gebruik van deze uitgave en gegevens daaruit is geheel voor eigen risico van de gebruiker en de CUR sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze uitgave en de daarin opgenomen gegevens, tenzij de schade mocht voortvloeien uit opzet of grove schuld tijdens de CUR en/of degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt.

ISBN 90 376 0046 8

VOORWOORD

Het gebruik van geokunststoffen in de GWW-sector, inclusief milieutoepassingen is in de afgelopen tien jaren enorm toegenomen. Er bestaat inmiddels veel ervaringskennis omtrent ontwerp, uitvoering en beheer van constructies die hiermee zijn uitgevoerd.

Vanuit de civieltechnische ontwerp- en uitvoeringssector bestaat behoefte aan bundeling van alle kennis. Bovendien zou deze kennis op een goede wijze toegankelijk moeten zijn voor diverse toepassingsgebieden. Om dit te bereiken is, op voorstel van Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, en in samenwerking met de Nederlandse Geotextielorganisatie (NGO) CUR/NGO-onderzoekcommissie C 80 "Geokunststoffen" opgericht. Deze commissie kreeg tot taak om de kennis omtrent toepassing van geokunststoffen in de GWW-sector en de milieutoepassingen te bundelen en, waar nodig, aan te vullen door middel van onderzoek. Hierbij gaat het om toepassing in de waterbouw, wegebouw, afval- en reststofbergingen en als toepassing bij grondwapening. Het werk voor deze verschillende sectoren is door diverse werkgroepen onder commissie C 80 uitgevoerd.

In een drietal handboeken is het resultaat van onderzoekcommissie C 80 vastgelegd. Het voorliggende handboek kent twee onderdelen: deel I betreft de toepassing in de wegebouw. Dit onderdeel is begeleid door werkgroep 3 "Wegbouw" van commissie C 80. Deel II behandelt de toepassing van geokunststoffen als grondwapening. Dit deel is begeleid door werkgroep 5 "Grondwapening" van commissie C 80.

Bij het verschijnen van dit handboek was de samenstelling van de onderzoekcommissie en de hieronder ressorterende werkgroepen 3 "Wegbouw" en 5 "Grondwapening" als volgt:

CUR/NGO-onderzoekcommissie C 80 "Geokunststoffen":

ir. W. VOSKAMP, voorzitter
ing. A. STEERENBERG, secretaris
dr. H. DEN ADEL
ir. E. BEUING
ir. H.J.N.A. BOLK
ir. A.C. MAAGDENBERG

ir. K.W. PILARCZYK
ir. W. VAN WIJK
drs. J.D.M. WISSE
ing. A. JONKER, coördinator
prof.dr.ir. E.W. BIJKER, mentor

Werkgroep 3 "Wegbouw":

ir. A.C. MAAGDENBERG, voorzitter
ir. E. BEUING
ir. H.J.N.A. BOLK
ing. D.J. GOOS

ir. H.L. JANSEN
ir. H.A. JAS
ir. L.P.M. LINSEN

Werkgroep 5 "Grondwapening":

ir. W. VOSKAMP, voorzitter

ir. E. BEUVING

ir. H.J.N.A. BOLK

ir. H.L. JANSEN

ing. M.B.G. KETELAARS

ir. J.A. VAN TWILLERT

Voor het onderzoek werden financiële bijdragen ontvangen van:

- Ministerie van Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieubeheer
- Ministerie van Economische Zaken
- Ministerie van Verkeer & Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
- Stichting C.R.O.W
- AKZO Industrial Systems B.V. (thans AKZO NOBEL Geosynthetics bv.)
- Aannemingsbedrijf G.A. van Dijk en zn. b.v.
- Amoco Fabrics
- CeCo BV
- Nicolon bv
- Robusta v.o.f.
- Van Oord ACZ bv
- Fugro B.V. (thans Fugro Ingenieursbureau B.V.)
- Ingenieursbureau "Oranjewoud" B.V.
- Grontmij nv
- Heidemij Adviesbureau BV
- DHV Milieu & Infrastructuur BV
- TAUW Infra Consult B.V. (thans Tauw Milieu bv)
- Intron B.V.
- Hollandsche Beton- en Waterbouw bv
- GOUDERAK BV
- Nederlandse Geotextielorganisatie
- Wegenbouwmaatschappij J. Heijmans b.v.
- Waterloopkundig Laboratorium

De CUR en de NGO spreken hun dank uit aan deze instanties, alsmede aan de leden van de commissie en de werkgroepen die met veel inzet en enthousiasme hebben samengewerkt aan de realisatie van dit handboek.

januari 1995

Het bestuur van de CUR
Het bestuur van de NGO

INHOUD

	SAMENVATTING	9
	SUMMARY	11
	NOTATIES	13
DEEL I GEOKUNSTSTOFFEN IN DE WEGENBOUW		
Hoofdstuk	I.1	INLEIDING 17
	I.1.1	Doel van het handboek 17
	I.1.2	Toepassingsgebied van geokunststoffen in een weglichaam 18
	I.1.3	Huidige praktijk 19
Hoofdstuk	I.2	SOORTEN GEOKUNSTSTOFFEN 21
	I.2.1	Grondstoffen 21
	I.2.2	Eindprodukten 22
Hoofdstuk	I.3	FUNCTIE VAN GEOKUNSTSTOF EN BIJBEHORENDE EISEN 25
	I.3.1	Algemeen 25
	I.3.2	Scheidingsfunctie 28
	I.3.2.1	Filtereigenschappen voor de scheidingsfunctie 28
	I.3.2.2	Mechanische eigenschappen voor de scheidingsfunctie 30
	I.3.3	Wapeningsfunctie 33
	I.3.3.1	Algemeen 33
	I.3.3.2	Horizontale wapening en de methode Houlsby 36
	I.3.3.3	Membraanwapening en de methode Sellmeijer 41
	I.3.3.4	Andere relevante eisen voor de wapeningsfunctie 45
	I.3.3.5	Onderzoekresultaten van Webster 47
	I.3.3.6	Nabeschouwing betreffende de wapeningsfunctie 50
Hoofdstuk	I.4	ONTWERPPROCES 53
	I.4.1	Algemeen 53
	I.4.2	Stroomschema van het ontwerpproces 56
	I.4.2.1	Algemeen 56
	I.4.2.2	Randvoorwaarden en uitgangspunten (stap 1) 57
	I.4.2.3	Conventioneel ontwerp (stap 2) 58
	I.4.2.4	Uitvoeringsfase (stap 3) 59
	I.4.2.5	Is het zinvol een geokunststof toe te passen? (stap 4) 59

	I.4.2.6	Ontwerp met geokunststof (stap 5 tot en met 7)	59
	I.4.2.7	Economische afweging (stap 8)	61
	I.4.2.8	Definitief ontwerp en wijze van uitvoering (stap 9) . . .	61
Hoofdstuk	I.5	TESTMETHODEN VOOR GEOKUNSTSTOFFEN	62
	I.5.1	Algemeen	62
	I.5.2	Korte beschrijving van de indextests	63
Hoofdstuk	I.6	UITVOERINGSASPECTEN	68
	I.6.1	Algemeen	68
	I.6.2	Transport, opslag en verwerking.	68
	I.6.3	Legrichting en koppeling van banen geokunststof	69
	I.6.4	Aanbrengen van het funderingsmateriaal of het zandbed	70
Hoofdstuk	I.7	KWALITEITSASPECTEN	71
	I.7.1	Produktkwaliteit	71
	I.7.2	Controle op het werk	72
	I.7.3	Bestekseisen	73
Hoofdstuk	I.8	MILIEUHYGIËNISCHE ASPECTEN	79
	I.8.1	Algemeen	79
	I.8.2	Hergebruik en herverwerking van de geokunststof	79
	I.8.3	Gecontroleerd verbranden.	80
	I.8.4	Storten	80
Bijlage	I.A	VUISTREGELS VAN ENKELE RELEVANTE ONTWERPPARAMETERS	81
	I.A1	Ongedraineerde schuifweerstand	81
	I.A2	Belastingspreidingsfactor	82
Bijlage	I.B	THEORETISCHE ACHTERGRONDEN EN REKENMODELLEN	83
	I.B1	Doorponsterkte	83
	I.B2	Scheursterkte	85
	I.B3	Vervormingscapaciteit	87
	I.B4	Membraanwapening (methode Sellmeijer)	89
	I.B5	Horizontale wapening (methode Houlsby)	93
Bijlage	I.C	A NEW APPROACH TO THE DESIGN OF UNPAVED ROADS - PART I AND II	106
		VERKLARENDE WOORDENLIJST.	137
		LITERATUUR	139

DEEL II	GEOKUNSTSTOFFEN ALS GRONDWAPENING	141
Hoofdstuk II.1	INLEIDING	143
II.1.1	Doel van het handboek	143
II.1.2	Beschrijving van geokunststoffen en geogrids	145
II.1.3	Beschrijving van zand/garencomposiet	147
Hoofdstuk II.2	VEILIGHEIDSBESCHOUWING	150
Hoofdstuk II.3	ONTWERPMETHODEN	152
II.3.1	Algemeen	152
II.3.2	Taluds gewapend met geokunststof of geogrid	156
II.3.2.1	Uitwendig evenwicht	156
II.3.2.2	Inwendig evenwicht	159
II.3.2.3	Ontwerpgrafieken van Jewell	164
II.3.3	Taluds gewapend met zand/garencomposiet	172
II.3.3.1	Algemeen	172
II.3.3.2	Gewapend talud met zand/garencomposiet (ontwerp I, $\beta < 65^\circ$)	172
II.3.3.3	Steile wandconstructie met zand/garencomposiet (ontwerp II, $\beta \geq 65^\circ$)	173
II.3.3.4	Vervormingen	176
II.3.4	Ophogingen met onderwapening van geokunststof of geogrid	176
II.3.4.1	Doel van de wapening onderin de ophoging	176
II.3.4.2	Inwendig evenwicht	179
II.3.4.3	Draagvermogen van de ondergrond	181
II.3.4.4	Uitwendig evenwicht	183
II.3.4.5	Vervormingen	189
Hoofdstuk II.4	MATERIAALEIGENSCHAPPEN EN PARTIËLE FACTOREN	193
II.4.1	Algemeen	193
II.4.2	Constructies met geokunststof of geogrid	193
II.4.2.1	Wapening	193
II.4.2.2	Aanvulgrond	197
II.4.2.3	Cohesieve ondergrond	198
II.4.3	Constructies met zand/garencomposiet	198
II.4.3.1	Kunststofdraden	198
II.4.3.2	Granulair materiaal	199
II.4.3.3	Wrijvingseigenschappen	200
II.4.3.4	Overige eigenschappen	201
II.4.3.5	Veiligheidsfactoren voor zand/garencomposiet	202

Hoofdstuk	II.5	SPECIFIEKE UITVOERINGSASPECTEN.	204
	II.5.1	Constructies met geokunststof of geogrid.	204
	II.5.1.1	Wapening	204
	II.5.1.2	Aanvulgrond en drainage	205
	II.5.1.3	Tijdelijke bekisting bij steile taluds	206
	II.5.2	Zand/garencomposiet	207
	II.5.2.1	Zand en garen.	207
	II.5.2.2	Aanbrengen en drainage	208
	II.5.2.3	Afwerking	208
Hoofdstuk	II.6	KWALITEITSZORG.	209
	II.6.1	Algemeen	209
	II.6.2	Geokunststof en geogrid.	210
	II.6.3	Zand/garencomposiet	210
Hoofdstuk	II.7	BESTEKSOMSCHRIJVINGEN.	211
	II.7.1	Algemeen	211
	II.7.2	Geokunststof en geogrid.	211
	II.7.3	Zand/garencomposiet	217
		LITERATUUR	223

SAMENVATTING

Om eenheid en samenhang te brengen bij de ontwerpmethoden voor geokunststoffen onder wegconstructies en als grondwapening in ophogingen, is in CUR/NGO-verband besloten een handboek op te stellen voor het ontwerpen van deze geokunststofconstructies. Beide onderwerpen zijn in één handboek gebundeld.

Het eerste deel behandelt de toepassing in de wegenbouw.

In dit deel zijn de ontwikkelingen vanaf 1986 op het gebied van geokunststoffen in de wegenbouw, toegepast onder de wegfundering, opgenomen. Dat is gebeurd na toetsing op relevantie voor het gebruik in de praktijk. Als gebruikers worden hierbij aangemerkt wegenbouwers, wegbeheerders, ontwerpers en bestekschrijvers.

Het gaat met name om wegen op een slappe ondergrond. Bij de aanleg van deze wegen kunnen problemen ontstaan door spoorvorming door werkverkeer op de fundering. Tijdens de gebruiksfase kan een geleidelijke verslechtering ontstaan van de kwaliteit van de fundering door vervuiling van het funderingsmateriaal met fijne deeltjes uit de ondergrond of door wegpersen van funderingsmateriaal in de ondergrond.

Geokunststoffen kunnen voor deze problemen oplossingen bieden. In het geval van spoorvorming kan de wapeningsfunctie van een geokunststof een bijdrage leveren aan de benodigde stijfheid van de fundering. Wanneer de kwaliteit van de wegfundering achteruitgaat, is de scheidingsfunctie van de geokunststof van belang.

Voor beide functies wordt in deze uitgave een ontwerpmethode gegeven. Dit ontwerp is aan de hand van een stappenplan systematisch weergegeven.

Behalve het ontwerp komen testmethoden voor het verifiëren van de door de fabrikant opgegeven eigenschappen van de geokunststof aan de orde, evenals uitvoerings- en kwaliteitsaspecten. Bij het laatste wordt ook aandacht besteed aan bestekseisen conform de RAW-systematiek.

Het eerste deel besluit met enkele bijlagen over theoretische achtergronden en rekenmodellen.

Het tweede deel biedt een leidraad voor ontwerp en uitvoering van taluds waarbij een geokunststof als wapening wordt toegepast. Naast geokunststoffen en geogrids wordt hierbij ook de zand/garencomposiet behandeld; deze laatste is ontwikkeld in Frankrijk en wereldwijd gepatenteerd onder de merknaam Texsol.

Verder geeft dit deel inzicht in het ontwerp en de uitvoering van een geokunststof als onderwapening bij uit te voeren ophogingen.

Voor beide gebieden, zowel de gewapende taluds als de onderwapening bij ophogingen, wordt in het hoofdstuk over het ontwerp ingegaan op de diverse bezwijkmechanismen die een rol kunnen spelen bij zowel de inwendige als de

uitwendige stabiliteit. Ook de interactie tussen de geokunststof en de grond speelt hierbij een belangrijke rol.

De materiaaleigenschappen en de partiële factoren die voor het ontwerp moeten worden gehanteerd, komen uitvoerig aan de orde. Hierbij wordt zoveel mogelijk aangesloten bij de nieuwe geotechnische normen.

De diverse stadia bij de uitvoering worden eveneens behandeld. Hierbij wordt met name aangegeven op welke specifieke aspecten moet worden gelet om ervoor te zorgen dat het uiteindelijke produkt aan de gestelde eisen voldoet.

Kwaliteitszorg is in het geheel een sleutelwoord; aangegeven wordt op welke wijze dit sleutelwoord moet worden ingevuld.

In een bestek moet worden aangegeven hoe en op welke wijze het werk moet worden uitgevoerd om ervoor te zorgen dat aan de gestelde eisen wordt voldaan. Voor geokunststoffen zijn nog geen standaardbesteksomschrijvingen voorhanden. Het tweede deel besluit met een aantal concrete voorstellen voor besteksomschrijvingen. Hierbij is aangesloten bij de RAW-indeling.

SUMMARY

GEOSYNTHETICS IN ROAD CONSTRUCTION AND AS SOIL REINFORCEMENT

In order to integrate the various design methods for the use of geosynthetics underneath road structures and as reinforcement for embankments, the CUR and the NGO jointly decided to draw up a manual for the design of these geosynthetic structures. Both subjects are collected in one manual.

The first part of it goes into the subject of application into the road constructions.

This part includes the developments in the field of geosynthetics in road construction, applied underneath road foundations since 1986. Developments have been included after checking their relevance for practical use. Road constructors, road managers, designers and specifications writers are designated as users.

This part of the manual focuses on roads on a soft subsoil. In the construction of these roads problems may arise because of ruts in the foundation caused by work traffic. When in use, the quality of the foundation of the road may gradually deteriorate because of pollution of the foundation material by fine particles from the subsoil or because foundation material is squeezed away into the subsoil.

Geosynthetics can offer a solution to these problems. In case of ruts the reinforcement function of the geosynthetic can give a contribution to supply the required stiffness of the foundation. When the quality of the road foundation deteriorates, the separating function of the geosynthetic is of importance.

This publication includes a design method for both functions of geosynthetics. This design method is systematically described in a step-by-step plan.

Apart from the design method, the manual includes test methods to verify the properties of the geosynthetic as stated by the manufacturer as well as a discussion of execution and quality aspects. In the latter attention is also paid to specification demands in accordance with the Dutch RAW-system. The first part of this manual is concluded with a number of appendixes on theoretical backgrounds and calculation models.

The second part of this manual offers a guideline for the design and the execution of slopes with geosynthetics. Apart from geosynthetics and geogrids also the continuous filaments, mixed with sand is discussed. The latter has been developed in France and has been patented worldwide under the name of Tensol.

Furthermore this part of the manual gives insight into the design and the execution of geosynthetics as a base reinforcement for embankments.

The chapter on design discusses for both fields, the reinforced slopes and the base reinforcement of embankments, the various failure mechanisms that may play a role in both the internal and the external stability. In this also the interaction between the geosynthetic and the soil plays an important role.

The material properties and the partial factors that have to be used in the design are elaborately discussed. This discussion links up with the new geotechnical standards as much as possible.

Also the various stages of the execution are discussed. This discussion stresses the specific aspects that have to be kept in mind to make sure that the final product will meet the formulated demands.

On the whole quality care is the key word and the manual indicates the way in which this key word has to be filled in.

The specifications have to state how and in what way the work has to be executed in order to meet the demands. As yet no standard specifications for geosynthetics are available. Therefore the manual supplies a number of concrete proposals for specifications. These link up with the Dutch RAW-system.

NOTATIES

A_p	kracht	kN
a	lengte van het contactoppervlak van de band	m
a_s	breedte van de bandenset	m
B	wegbreedte	m
b	breedte	m
c'	effectieve cohesie	kN/m ²
D	diameter; dikte van het geogrid	m
D	zeefmaat bij x % doorgang (D_{10} , D_{50} , enz.)	mm
d	diepte; dikte; diameter	m
e	belastingspreidingsfactor (is tangens van de belastingspreidingshoek)	
e	excentriciteit	m
F	aslast	kN
F	kracht per eenheid van breedte	kN/m
$F_{d,g}$	rekenwaarde van de kracht van de geokunststofwapening	kNm
F_e	equivalente aslast	kN
F_s	werkelijke aslast	kN
f	wrijvingscoëfficiënt	
f_b	aanhechtingscoëfficiënt ("bond coefficient")	
f_{undr}	ongedraineerde schuifweerstand	kN/m ²
H	hoogte; dikte van de fundering	m
H'	fictieve hoogte	m
h	hoogte	m
Δh	drukhoogteverschil	m
i	verhang	
J	stijfheidsmodulus van geokunststof	kN/m
K	gronddrukcoëfficiënt (K_a en K_p)	
k	waterdoorlatendheid	m/s
L	lengte	m
L_a	verankeringslengte	m
M	moment	kNm/m
N	aantal lastovergangen	
N	draagkrachtfactor (N_c , N_q en N_γ)	
O	karakteristieke openingsgrootte (O_{90} en O_{98})	mm
P	doorponssterkte, respectievelijk P_p (hoekig/puntig aggregaat) en P_r (rond aggregaat)	N
p	(grond)druk	kN/m ²
p_b	barstdruk	kN/m ²
p_{sur}	(boven)belasting	kN/m ²
q	specifiek debiet	m/s

q_c	conusweerstand	MN/m ²
q_r	draagvermogen van de ondergrond	kN/m ²
R	straal	m
$R_c(\theta')$	prismadruksterkte van het zand/garencomposiet	kN/m ²
r_u	waterspanningsfactor	
S	treksterkte; schuifweerstand	kN/m
s	tussenruimte (spacing)	m
T_d	rekenwaarde van de temperatuur	°
u	waterspanning	kN/m ²
v	filtersnelheid	m/s
W	scheursterkte	kN
w	zetting; verticale verplaatsing	m
x	lengte (ordinaat); coördinaat	m
y	coördinaat	m
z	diepte (ordinaat)	m
α	hoek	°
α	hulpfactor bij geogrids	
β	spreidingshoek; taludhelling	°
γ	volumieke massa	kN/m ³
γ	partiële factor; veiligheidsfactor	
$\gamma_{r,a}$	veiligheidsfactor voor het horizontaal afschuiven	
$\gamma_{r,i}$	veiligheidsfactor voor het inwendig evenwicht	
$\gamma_{r,k}$	veiligheidsfactor voor het kantelen	
$\gamma_{r,q}$	veiligheidsfactor voor het draagvermogen van de ondergrond	
$\gamma_{r,s}$	veiligheidsfactor voor de aanhechting	
δ	wrijvingshoek	°
δ_a	wandwrijvingshoek bij de gronddrukberekening	°
δ_f	wrijvingshoek tussen de fundering en de geokunststof	°
δ_h	horizontale verplaatsing	m
δ_o	wrijvingshoek tussen de geokunststof en de ondergrond	°
ε	rek	
θ	hoek; hellingshoek van het zand/garencomposiet	°
θ'	hulpgrootheid bij het zand/garencomposiet	°
ρ	factor voor de toename van f_{undr} met de diepte	kN/m ³
σ'	korrelspanning	kN/m ²
τ	schuifspanning	kN/m ²
ϕ'	effectieve hoek van de inwendige wrijving	°
ψ	permittiviteit	s ⁻¹

Indices

a	actief; verankeringszone
aan	aandrijvend
b	boven; aanhechting ("bond")
bes	beschikbaar
c	consolidatie; cohesie
cv	kritieke dichtheid ("critical void")
d	ontwerp
ds	wrijving ("direct sliding")
e	equivalent
ea	grond ("earth")
eff	effectief
eg	eigen gewicht
exp	extrapolatie
f	wrijving; fundering
g	geokunststof (geotextiel, geogrids, garens); gewapend
h	horizontaal; Houlby
i	initieel
k	karakteristiek
mech	mechanisch
mil	milieu
n	normaal (loodrecht)
o	onder; ondergrond
oph	ophoogmateriaal
ovrl	"overall"
p	passief
r	weerstand
req	vereist ("required")
res	weerstand ("resistant")
ris	risico
s	belasting; Sellmeijer; werkelijk; wrijving; seculair
sat	verzadigd ("saturated")
sf	wrijving ("skin friction")
t	tangent
tot	totaal
undr	ongedraineerd
v	verticaal; verharding
w	water
x	ordinaatrichting

Gebruikte afkortingen

CBR	California Bearing Ratio
LL	vloeigrens ("Liquid Limit")
PE	polyetheen
PET	polyester
pH	zuurgraad
PI	plasticiteitsindex
PP	polypropeen
RB	Resultaatsbeschrijving
SF	stabiliteitsfactor
TB	Technische Bepaling

HOOFDSTUK I.1

INLEIDING

I.1.1 Doel van het handboek

De afgelopen jaren zijn er in Nederland verschillende publikaties verschenen op het gebied van geokunststoffen, zoals CUR-rapport 151 "Geokunststoffen in de civiele techniek" [1], C.R.O.W-publikatie 27 "Geotextiel in de aardebaan" [2] en C.R.O.W-publikatie 28 "Geotextiel onder wegfunderingen" [3]. In deze publikaties is de relevante kennis tot en met 1986 verwerkt. De ontwikkelingen op het gebied van geokunststoffen in de wegenbouw staan echter niet stil.

Voortdurend komen nieuwe produkten op de markt en worden nieuwe berekeningsmethoden geïntroduceerd. Om te voorkomen dat gebruikers van geokunststoffen "door de bomen het bos niet meer zien", is dit handboek opgesteld. De ontwikkelingen vanaf 1986 over geokunststoffen in de wegenbouw, toegepast onder de wegfundering, zijn opgenomen nadat ze op relevantie voor het praktijkgebruik zijn getoetst. Als gebruikers worden hierbij aangemerkt: wegenbouwers, wegbeheerders, ontwerpers en bestekschrijvers.

Momenteel bestaat er geen algemeen geaccepteerd model voor het ontwerp van een wegconstructie waarin geokunststof is verwerkt; meestal worden de soort en de eigenschappen van de geokunststof gekozen op basis van ervaring. De inzichten omtrent functie en werking van de geokunststof lopen nogal uiteen. Ook bevatten de verschillende methoden vaak grove vereenvoudigingen, waardoor ze nog verre van volmaakt zijn. Nieuwe en betere modellen zijn in ontwikkeling, maar op dit moment nog niet in praktische vorm beschikbaar.

Om toch geleidelijk tot een meer gestructureerde aanpak te komen, is in dit handboek een aanzet gegeven voor een ontwerpprocedure van een wegconstructie waar onderin een geokunststof is toegepast. Hierbij zijn ook recent gepubliceerde theoretische modellen beschouwd, hoewel die nog niet afdoende zijn getoetst aan de praktijk.

Bij het opstellen van dit handboek zijn de volgende randvoorwaarden gehanteerd:

- alleen bestaande, recente kennis verwerken;
- primair richten op de ontwerpaspecten;
- onderscheid maken in aanleg- en gebruiksfase;
- alleen de toepassing beschouwen van geokunststoffen die direct worden aangebracht op de van nature aanwezige ondergrond en/of op maximaal 1 m beneden de onderkant van de verharding van asfalt, beton of klinkers;

- alleen wegen van lagere orde beschouwen die worden aangebracht op weinig draagkrachtige ondergrond.

I.1.2 Toepassingsgebied van geokunststoffen in een weglichaam

In figuur I.1 is aangegeven waar de geokunststof onder in het weglichaam kan worden toegepast. Dit handboek handelt alleen over de toepassingen die in de figuren I.1a en I.1b zijn aangeduid. Het in figuur I.1c gegeven gebruik betreft een ophoging met onderwapening en valt buiten het kader van dit handboek.

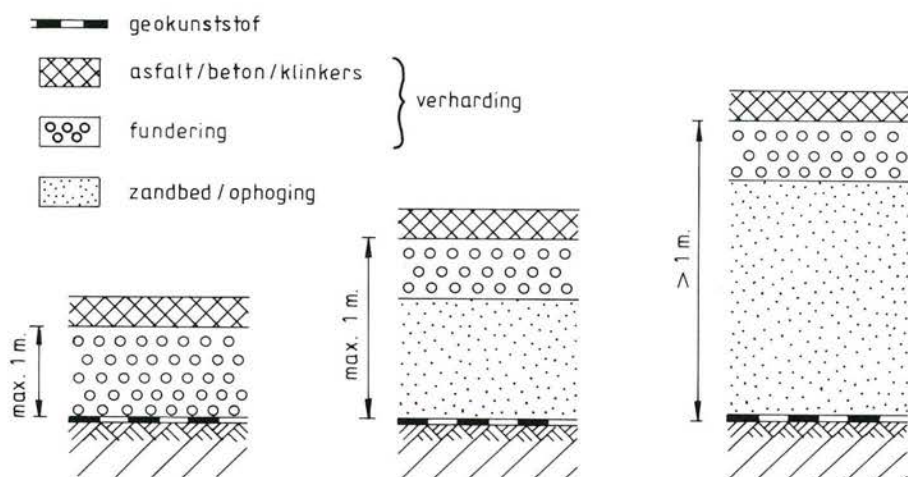


Fig. I.1 Geokunststof in een weglichaam.

Bij de hier beschouwde toepassingen kunnen geokunststoffen de functies scheiding en wapening hebben, die als volgt zijn te definiëren:

- Scheiding: het verhinderen dat:
 - materiaal uit het weglichaam in de ondergrond wordt gedrukt;
 - deeltjes uit de ondergrond in het weglichaam omhoog worden getransporteerd (pompen), met als gevolg een verslechtering van de wrijvings eigenschappen van het weglichaam.

Voor deze functie moet de geokunststof de deformaties van de ondergrond kunnen volgen zonder dat beschadigingen optreden; een grote rekapaciteit is dus een vereiste. Filtering (het doorlaten van water en het tegenhouden van gronddeeltjes) kan worden gezien als een onderdeel van de scheidingsfunctie; hiertoe worden eisen gesteld aan de poriëngrootte van de geokunststof.

- Wapening: het leveren van een bijdrage aan de stabiliteit, ofwel het draagvermogen van de wegconstructie door het uitoefenen van een horizontale kracht.

De geokunststof wordt hierbij op trek belast en moet hiertoe tijdens de gebruiksduur een grote stijfheid bezitten en behouden, zodat bij een kleine vervorming al een kracht van voldoende grootte kan worden geleverd.

De beoogde functie heeft een directe relatie met de specifieke (materiaal)eigenschappen en de (constructie)vorm van de geokunststof.

1.1.3 Huidige praktijk

In december 1992 is een telefonische enquête gehouden onder een aantal Nederlandse aannemers en ingenieurbureaus betreffende de huidige praktijk. De gestelde vragen en een samenvatting van de antwoorden zijn hieronder gegeven:

- Waarom past u bij het ontwerp of de uitvoering van een weg een geokunststof toe?
Als scheiding tussen weglichaam en slappe ondergrond, om spoorvorming te voorkomen/beperken, om te besparen op funderingsmateriaal, om de draagkracht te verhogen.
- Welke functies vervult de geokunststof of moet het vervullen?
Als functies worden genoemd: scheiding, wapening en vervuiling van het zandbed tegengaan. Niet iedereen is overtuigd van de wapeningsfunctie.
- Wordt er onderscheid gemaakt in de uitvoerings- en de gebruiksfase?
Meestal wordt de uitvoeringsfase maatgevend geacht; een enkele keer de gebruiksfase.
- Maakt u hierbij ontwerpberekeningen?
Vaak wordt ontworpen op ervaring of gebruik gemaakt van door de leverancier verstrekte informatie. Er worden ook wel rekenmethoden uit de literatuur toegepast, namelijk [3, 4, 5].
- Aan welke eigenschappen van geokunststof stelt u eisen?
Afhankelijk van de functie worden aan de volgende eigenschappen eisen gesteld: rek, sterkte, grond dichtheid, waterdoorlatendheid, doorpanssterkte.
- Welke soort(en) geokunststoffen, merk en type, past u toe?
De bekende merken worden genoemd. Er worden veel vliezen genoemd.
- Hoe ziet de opbouw van de door u ontworpen wegconstructie, waarbij gebruik wordt gemaakt van een geokunststof, er in het algemeen uit?
Vaak wordt de geokunststof onder het zandbed of de fundering, direct op de ondergrond aangebracht. De opbouw van het weglichaam is afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden.
- Houdt u bij de uitvoering rekening met de uit het ontwerp volgende eisen, met name wat betreft de dikte van de funderingslaag voordat er overheen wordt gereden?

Vaak wordt op deze vraag met ja geantwoord. Soms wordt eraan toegevoegd dat de eisen tijdens de uitvoering vaak zwaarder zijn dan tijdens de gebruiksperiode.

Uit de enquête blijkt dat geokunststoffen vooral als scheiding worden toegepast. Hiervoor zijn geen berekeningen nodig. Voor de wapeningsfunctie zijn wel berekeningsmethoden aanwezig, maar deze worden slechts op beperkte schaal toegepast.

HOOFDSTUK I.2

SOORTEN GEOKUNSTSTOFFEN

I.2.1 Grondstoffen

De grondstoffen die voor de produktie van de garens, vezels en membranen worden gebruikt, bestaan uit thermoplastische polymeren. Voor de wegenbouw-geokunststoffen zijn de meest voorkomende polymeren:

- polyester (PET);
- polypropreen (PP);
- polyetheen (PE).

In tabel I.1 zijn de specifieke eigenschappen gegeven van garens die vervaardigd zijn van de bovengenoemde polymeren.

Tabel I.1 Specifieke eigenschappen van garens.

garen	volumieke massa (kg/m ³)	treksterkte (N/mm ²)	breukrek (%)	stijfheids- modulus (N/mm ²)
PET	circa 1380	800 à 1200	8 à 15	12000 à 18000
PP	circa 900	400 à 600	18 à 25	2000 à 5000
PE	circa 950	350 à 600	10 à 45	600 à 6000

Bij de produktie van geokunststoffen worden aan de grondstoffen bepaalde hulpstoffen (additives), zoals roet en anti-oxidanten, toegevoegd met als doel het produkt te stabiliseren en het beter bestand te maken tegen omgevingsinvloeden in de aanleg- en gebruiksfase. Deze toevoegingen hebben ook invloed op de eigenschappen.

In aanvulling op de bovengenoemde eigenschappen geldt het volgende:

- PET vertoont, zeker bij een hoog spanningsniveau, weinig kruip; PP en PE kunnen een aanzienlijke kruip vertonen;
- de chemische weerstand van de polymeren is goed, met de volgende restricties:
 - onder kalkhoudende gesteenten (zoals mergel en krijt), waaruit door uitlegging Ca(OH)_2 vrijkomt, geen PET toepassen; er ontstaat hierbij namelijk een alkalisch milieu ($\text{pH} > 10$), waarin PET geleidelijk wordt aangetast door hydrolyse;

- ook in een sterk zuur milieu ($\text{pH} < 4$) wordt PET aangetast; de zogenoemde katteklei kan een zeer lage pH hebben;
- bij langdurig en/of veelvuldig contact met brandstoffen en oliën kan, met name bij sommige kwaliteiten PE en PP, verweking optreden met als gevolg teruggang in sterkte. Als deze omstandigheden zich voordoen, moet door de producent een verklaring worden afgegeven over de weerstand tegen de invloed van deze stoffen;
- de biologische weerstand is goed; dit geldt zowel op microschaal (zwammen en bacteriën) als op macroschaal (knaagdieren);
- ongestabiliseerde PP en PE kunnen onder invloed van daglicht belangrijk in sterkte achteruit gaan; dit betekent dat de eindprodukten zo lang mogelijk verpakt moeten blijven en na plaatsing op korte termijn (ten minste binnen één week) tegen de inwerking van zonlicht beschermd moeten worden door het aanbrengen van een gronddek. Hiermee wordt tegelijkertijd het ontstaan van mechanische beschadigingen door belopen en rijdend materieel voorkomen. Gestabiliseerde produkten hebben een grotere weerstand tegen aantasting, maar ook deze mogen niet onbeperkt aan daglicht worden blootgesteld; PET is minder gevoelig voor UV-straling dan PP en PE.

I.2.2 Eindprodukten

In de wegenbouw worden voor geokunststoffen de volgende (constructie)vormen toegepast (zie fig. I.2 tot en met I.4):

- vlies (non-woven): vervaardigd door kunststofvezels in willekeurige richtingen aan elkaar te hechten (chemisch, thermisch of mechanisch);
- weefsel (woven): vervaardigd door garens of kunststofstroken, te weven volgens streng geordende structuren;
- geogrid of rooster: net- of gaasachtige structuren met een open oppervlak van circa 40 % of meer, vervaardigd door ofwel het uni-axiaal of bi-axiaal oprekken van geëxtrudeerde kunststofplaten waarin vooraf volgens een regelmatige structuur gaten zijn geponst, ofwel het hechten van omhulde stroken die zijn opgebouwd uit kunststofvezelmateriaal.

Buiten het kader van dit handboek vallen de volgende geokunststofprodukten:

- geomembraan en folie: waterondoorlatende banen van geokunststof;
- structuurmat: driedimensionale, relatief dunne textiele structuren ("wirwar" structuur);

- composiet: een combinatie van een vlies met een geogrid, een geogrid met een membraan, een vlies met een geogrid en een membraan of van één van deze produkten met een ander materiaal.

De fysische en mechanische eigenschappen van het eindprodukt worden bepaald door de eigenschappen van de grondstof en van de constructievorm.

De relatie tussen de functie en de eigenschappen (zowel van het materiaal als van het eindprodukt) is in tabel I.2 schematisch weergegeven.

Als kenmerkende eigenschappen van geokunststoffen worden vaak de massa per eenheid van oppervlak in g/m^2 en de treksterkte S bij kortdurende belasting in kN/m genoemd. De treksterkte is echter lang niet altijd de belangrijkste benodigde eigenschap. In tabel I.3 zijn ter illustratie globale waarden gegeven voor enkele eigenschappen van de in dit handboek beschouwde, gangbare eindprodukten.



Fig. I.2 Vlies (non-woven).



Fig. I.3 Weefsel (woven).

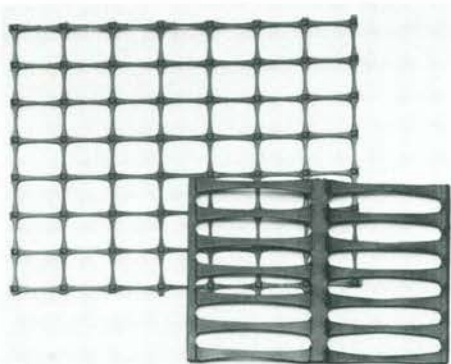


Fig. I.4 Geogrid.

Tabel I.2 Verband tussen eigenschap en functie.

kenmerkende eigenschappen		mate van geschiktheid **	
		wapening	scheiding en filterwerking
grondstoffen:			
- PET	zeer sterk, weinig kruip	x	x
- PP	sterk, matige rek en matige kruip	x	x
- PE	grote rek bij breuk, veel kruip	-	x
eindprodukten:			
- weefsel:	sterk/zeer sterk, stijf grond dicht, vaak anisotroop *	x	x
- vlies:	rekbaar (indien mechanisch gehecht), meestal isotroop * grond dicht waterdoorlatend	-	x
- geogrid:	sterk, stijf niet grond dicht waterdoorlatend	x	-

* anisotroop is richtingsafhankelijk
isotroop is richtingsonafhankelijk

** x wil zeggen: geschikt
- wil zeggen: minder geschikt

Tabel I.3 Globale eigenschappen van in Nederland gangbare eindprodukten.

eigenschap	eenheid	weefsel	vlies	geogrid
massa per eenheid van oppervlak	g/m ²	100 - 800	100 - 500	200 - 1000
treksterkte S bij kortdurende belasting	kN/m	50 - 200	< 20	20 - 100
treksterkte bij 5 % rek	kN/m	50 - 200	< 2	20 - 40
permittiviteit ψ	s ⁻¹	0,1 - 2,0	0,5 - 2,0	n.v.t.
karacteristieke openingsgrootte O_{90}	mm	0,10 - 0,30*	0,02 - 0,20	n.v.t.
breukrek (grab test)	%	< 50	> 50	< 50

* bij weefsels neemt O_{90} toe bij grote rek

HOOFDSTUK I.3

FUNCTIE VAN GEOKUNSTSTOF EN BIJBEHORENDE EISEN

I.3.1 Algemeen

Dit handboek beperkt zich tot de toepassing van geokunststoffen bij wegen van lagere orde op weinig draagkrachtige klei- en veengronden.

Voor het functioneren van de geokunststof wordt hierbij onderscheid gemaakt tussen de aanleg- en gebruiksfase van de wegconstructie. Wanneer er sprake is van een onverharde weg, zijn de op de geokunststof uitgeoefende krachten in aanleg- en gebruiksfase vrijwel identiek. In het geval dat de wegconstructie wordt voorzien van een asfaltverharding wordt de geokunststof sterker aangesproken in de aanlegfase dan in de gebruiksfase, als gevolg van de belasting-spreidende werking van de asfaltlaag.

In dit handboek wordt ervan uitgegaan dat de geokunststof direct op de weinig draagkrachtige ondergrond wordt gelegd, waarna de fundering wordt aangebracht (zie fig. I.5). De fundering bestaat meestal over de volledige dikte uit een goed gegraadeerd steenmengsel of is opgebouwd uit een zandbed met daarop een steenfundering.

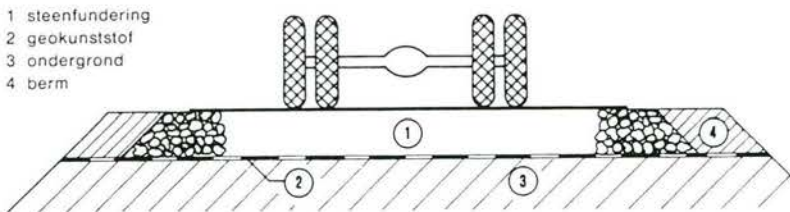


Fig. I.5 Wegfundering op een ondergrond met gering draagvermogen [1].

In dit handboek ligt de nadruk op de toepassing van geokunststoffen op gronden met een CBR-waarde $\leq 3\%$ en/of een ongedraineerde schuifweerstand $f_{\text{undr}} \leq 60 \text{ kN/m}^2$. Bij gronden met een CBR-waarde van 3 tot 5 % kan de toepassing van een geokunststof met een wapeningsfunctie soms ook nog voordelig zijn. Dit moet per situatie worden beoordeeld.

Door het gebruik van een geokunststof kunnen tijdens de aanleg de vervormingen in de wegconstructie worden verminderd en kan eventueel, bij zorgvuldige uitvoering, met een dünnere funderingslaag worden volstaan.

De belangrijkste functies van een geokunststof zijn scheiding en wapening.

De functie van scheiding is van belang gedurende de gehele gebruiksperiode van de weg. De functie van wapening speelt met name een rol tijdens de aanleg van de weg. De hoogste spanningen ten gevolge van verkeersbelastingen treden in de fundering en in de geokunststof op tijdens de aanleg, als het funderingsmateriaal nog onvoldoende is verdicht en de eventuele asfaltverharding nog ontbreekt. Deze periode is vaak maatgevend voor de dikte van de fundering.

Scheiding

De geokunststof scheidt het funderingsmateriaal en de weinig draagkrachtige ondergrond van elkaar en voorkomt onderlinge vermenging. Het funderingsmateriaal raakt daardoor niet vervuild met slibdeeltjes vanuit de ondergrond, zodat de fysische en mechanische eigenschappen van het funderingsmateriaal behouden blijven.

Een bijkomend voordeel van de toepassing van een scheidende geokunststof bij tijdelijke wegen is de mogelijkheid om het funderingsmateriaal eenvoudig en onvervuild terug te kunnen winnen.

Wapening

Geokunststoffen kunnen worden toegepast om tijdens de uitvoering spoorvorming in de fundering, veroorzaakt door plaatselijk bezwijken van de ondergrond, te beperken. De geokunststof functioneert hierbij als "hangmat" en draagt door middel van trekkrachten een deel van de belasting ter plaatse van de bezweken locatie zijdelings over naar de meer draagkrachtige, niet-bezweken ondergrond. Deze zogenoemde membraanwapening, die alleen optreedt bij plaatselijk bezwijken van de ondergrond, levert een positieve bijdrage aan het draagvermogen.

Verondersteld wordt dat de geokunststof, ook zonder het optreden van lokaal bezwijken, een bijdrage levert aan het draagvermogen van de constructie. Dit wordt horizontale wapening genoemd; het extra draagvermogen wordt ontleend aan de schuifweerstand tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof enerzijds en die tussen de ondergrond en de geokunststof anderzijds. Voorwaarde is wel dat deze wrijvingsweerstand inderdaad optreedt. Een gladde geokunststof levert geen noemenswaardige horizontale wapeningsbijdrage.

Voor het ontwikkelen van membraanwapening is een grotere verticale vervorming nodig dan voor horizontale wapening.

Opmerking:

Als bijkomend effect van de geokunststof wordt wel een betere klankbodem genoemd, die gunstig zou kunnen werken bij het verdichten van het funderingsmateriaal. Een dergelijk effect is echter nooit wetenschappelijk aangetoond en wordt in dit handboek verder niet behandeld.

Om dezelfde reden wordt de zijdelingse drainage van de geokunststof niet in beschouwing genomen.

Eigenschappen van geokunststof

Hieronder wordt ingegaan op de verschillende eigenschappen die de geokunststof moet bezitten om goed te kunnen functioneren.

Eerst worden de eigenschappen behandeld die verband houden met de scheidingsfunctie, daarna die van de wapeningsfunctie. Alvorens hierop in te gaan, is in figuur I.6 weergegeven welke parameters van belang zijn voor het vaststellen van de grootte van de belangrijkste mechanische eigenschappen van de geokunststof. Dit zijn achtereenvolgens:

- de aslast F van het verkeer in kN;
- het contactvlak van de band, uitgedrukt in a_s en a in m (zie fig. I.6);
- de dikte H van de funderingslagen in m;
- de belastingspreidingsfactor e van het funderingsmateriaal, gedefinieerd als de tangens van de hoek waaronder de belasting in het funderingsmateriaal wordt gespreid;
- het draagvermogen van de ondergrond, gekarakteriseerd door de ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} van deze ondergrond in kN/m².

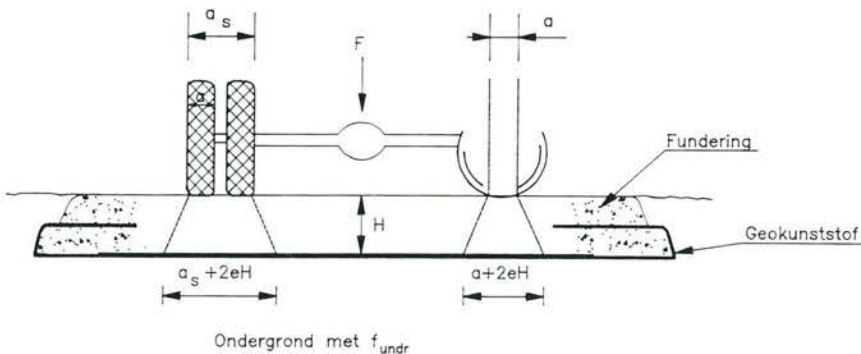


Fig. I.6 Toepassing van geokunststof [3].

In bijlage I.A zijn benaderingen gepresenteerd waarmee e en f_{undr} kunnen worden bepaald. De invloed van de grondwaterstand is bij de bepaling van de f_{undr} van de ondergrond meegenomen.

Met betrekking tot de gehanteerde veiligheidsfactoren wordt het volgende opgemerkt:

De vereiste sterkte van het geokunststofprodukt wordt zodanig gedimensioneerd, dat de (korteduur) treksterkte altijd een bepaalde factor groter is dan de belasting die moet worden opgenomen. Deze factor wordt tevens als alge-

mene veiligheidsfactor gezien. Een eventuele tijdsafhankelijkheid van de sterkte van het geokunststofprodukt wordt niet verder bepaald, maar is verdisconteerd in de gehanteerde veiligheidsfactor.

I.3.2 Scheidingsfunctie

In de functie van scheidingslaag voorkomt de geokunststof dat funderingsmateriaal met de zachte ondergrond wordt vermengd. Daarnaast voorkomt de geokunststof dat ten gevolge van pompverschijnselen, veroorzaakt door de dynamische verkeersbelasting, fijne gronddeeltjes uit de ondergrond in de holle ruimten van het grove funderingsmateriaal kunnen dringen. Door het aanbrengen van de geokunststof raakt het funderingsmateriaal niet vervuild en behoudt het de oorspronkelijke mechanische eigenschappen.

Het is niet mogelijk precies aan te geven wanneer een geokunststof wenselijk is als laagscheiding. De ervaring is dat er meestal weinig vermenging optreedt wanneer het funderingsmateriaal voorzichtig op een goede grasmatt is aangebracht. In situaties met hoge grondwaterstanden en een beschadigde dan wel verwijderde grasmatt wordt meestal overwogen een geokunststof toe te passen. Voor een goede en duurzame scheidende werking van de geokunststof worden eisen gesteld aan de volgende eigenschappen van de geokunststof:

- filtereigenschappen:
 - waterdoorlatendheid;
 - gronddichtheid;
- mechanische eigenschappen:
 - doorpingssterkte;
 - scheursterkte;
 - vervormingscapaciteit.

In de volgende paragrafen wordt hierop nader ingegaan.

I.3.2.1 *Filtereigenschappen voor de scheidingsfunctie*

Voor een goede filterwerking worden, zoals reeds is opgemerkt, eisen gesteld aan de waterdoorlatendheid en de gronddichtheid van de geokunststof.

Als een geokunststof goed functioneert, werkt deze als een natuurlijk filter en wordt voorkomen dat een slecht doorlatende laag (filterkoek) in de ondergrond, grenzend aan de geokunststof, wordt opgebouwd.

Waterdoorlatendheid (k)

Voorkomen moet worden dat zich een waterdruk onder tegen de geokunststof kan opbouwen, waardoor instabiliteit van de constructie kan optreden. Ook

water, dat bij neerslag in het weglichaam treedt, moet zonodig vrij naar de ondergrond kunnen wegstromen. Kortom, de geokunststof mag geen belemmering vormen voor de waterhuishouding in de wegconstructie.

Aan deze voorwaarde kan worden voldaan door te eisen dat de geokunststof, ook op langere termijn, een hogere waterdoorlatendheid blijft houden.

Ervan uitgaande dat de geokunststof tienmaal doorlatender moet zijn dan de meest doorlatende cohesieve ondergrond (hiervoor is veen aangenomen met $k = 10^{-5}$ m/s), geldt voor de doorlatendheid (k) van de geokunststof de volgende eis (zie [3]):

$$k \geq 10^{-4} \text{ m/s} \quad (\text{I.1})$$

De doorlatendheid kan aan de hand van een standaardtest in het laboratorium worden vastgesteld.

Gronddichtheid

De geokunststof moet dermate grond dicht zijn dat ten gevolge van "pompen" geen fijne gronddeeltjes vanuit de ondergrond in de holle ruimten van het funderingsmateriaal kunnen dringen. Onder pompen wordt hier verstaan: het meevoeren van gronddeeltjes uit de ondergrond naar de fundering door opwaartse waterstroming (suffosie). Deze waterstroming wordt veroorzaakt door kortstondige (verkeers)belastingen.

Indringing van fijne gronddeeltjes is ongewenst, omdat hierdoor de mechanische eigenschappen van het funderingsmateriaal worden gereduceerd en het materiaal gevoelig wordt voor vocht en vorst.

Voor de bepaling van de vereiste grond dichtheid is geen model beschikbaar. Wel is duidelijk dat een hoge grondwaterstand en een lage cohesie van de klei- en veenondergrond ongunstig zijn. Vanwege het ontbreken van een berekeningsmodel worden daarom op grond van praktijkervaringen eisen gesteld aan de karakteristieke openingsgrootte O_{90} van de geokunststof.

De eis, die geldt voor gronden waarbij de grondwaterstand ten minste 0,50 m beneden het niveau van de geokunststof ligt, is (zie [3]):

$$O_{90} \leq 0,750 \text{ mm} \quad (\text{I.2})$$

In het geval dat de grondwaterstand tot in de fundering kan stijgen en specifieke informatie bekend is over de aanwezige ondergrond, moet de eis van de karakteristieke openingsgrootte worden gerelateerd aan de diameter van de korrels van de ondergrond. Volgens [6] en [7] geldt voor een klei-ondergrond, waarvan in dit handboek sprake is:

$$O_{90} < 10 d_{50}, O_{90} < d_{50} \text{ en } O_{90} \leq 0,100 \text{ mm} \quad (\text{I.3})$$

waarin:

O_{90} is de karakteristieke openingsgrootte van een geokunststof in mm, zijnde de gemiddelde diameter van de zandfractie, waarvan 90 % van het gewicht op en in de geokunststof achterblijft na 5 minuten zeven;

d_i is de korreldiameter van het basismateriaal, in dit geval klei, bij i % doorgang in mm.

Opmerking:

In aanvulling op het bovenstaande wordt nog opgemerkt dat, als het funderingsmateriaal en het basismateriaal in contact staan met het grondwater, bij de toepassing van een geogrid aanvullend een filterdoek als scheiding onder het geogrid moet worden aangebracht.

Tevens moet men bedacht zijn op grote vervormingen van de geokunststof en diensgevolge een verandering van O_{90} . Dit kan met name het geval zijn bij geweven geokunststoffen.

1.3.2.2 Mechanische eigenschappen voor de scheidingsfunctie

Doorponssterkte

Als de breukrek van een geokunststof, bepaald volgens de "grab test", kleiner is dan 50 % wordt wel gesproken van een stijve geokunststof. Deze grens van 50 % is arbitrair vastgesteld. Bij een dergelijke stijve geokunststof moet aandacht worden besteed aan de doorponssterkte. De geokunststof moet dermate sterk zijn dat onder invloed van de belasting geen (aggregaat)korrels door de geokunststof worden geponst. De benodigde doorponssterkte is afhankelijk van de gekozen constructie-opbouw, de maximaal optredende belasting tijdens de bouwphase en het type ophoog- respectievelijk funderingsmateriaal. De dikte H van het opgebrachte materiaal en de spreidingsfactor e van dit materiaal bepalen de kracht die door de korrels, grenzend aan de geokunststof, hierop worden uitgevoerd door een passerende vrachtwagenas.

Daarnaast speelt uiteraard de vorm van de aggregaatkorrels een rol. Ronde korrels ponsen minder gemakkelijk door dan hoekige.

De vereiste doorponssterkte van de geokunststof kan worden berekend met behulp van de methode die in bijlage I.B1 is uitgewerkt. Op basis van dit rekenmodel zijn voor een aantal aslasten grafieken afgeleid, waaruit voor een type funderingsmateriaal de vereiste doorponssterkte kan worden afgelezen voor verschillende dikten van het aggregaat (zie fig. I.7).

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen een doorponssterkte P_r bij ronde korrels en een doorponssterkte P_p bij hoekige korrels. In deze grafieken is in de doorponssterkte een veiligheidsfactor van 2,5 opgenomen.

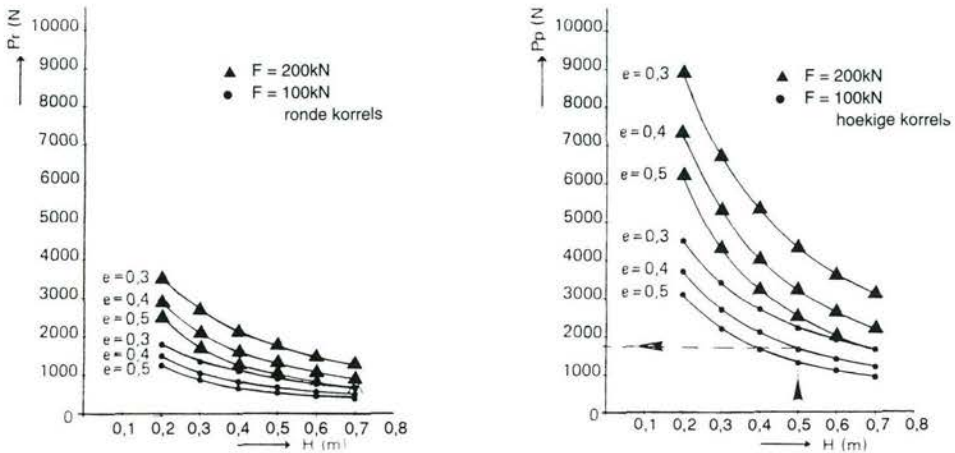


Fig. I.7. Vereiste doorpingssterkte van een geokunststof in relatie tot de aslast (F), de dikte van de funderingslaag (H) en de belastingspreidingsfactor (e) [3].

Voorbeeld

Op een nog onverharde weg rijden vrachtauto's met maximale aslasten (F) van 100 kN. De funderingsconstructie van de onverharde weg ligt op een weinig draagkrachtige laag, waarop eerst een geokunststof is aangebracht en vervolgens een 0,50 m dikke fundering van hoekig materiaal met een belastingspreidingsfactor (e) van 0,40.

Uit figuur I.7 kan de gewenste doorpingssterkte P van de geokunststof worden afgelezen; deze is ≥ 1700 N.

Ter toelichting wordt nog opgemerkt dat de wettelijk maximaal toelaatbare aslast in Nederland 115 kN is. In de aanlegfase van een weg kan deze tijdelijk worden overschreden (150 à 200 kN). In figuur I.7 zijn daarom alleen de grafieken voor aslasten van 100 kN en 200 kN opgenomen.

Scheursterkte

Ook al is het terrein van te voren opgeschoond, dan nog moet er rekening worden gehouden met scherpe voorwerpen die in of op de ondergrond aanwezig kunnen zijn en de geokunststof kunnen beschadigen of doorboren. De geokunststof moet daarom zo sterk zijn dat een plaatselijke beschadiging, onder de dan aanwezige trekspanning, niet leidt tot een doorgaande scheurvorming.

De minimaal benodigde scheursterkte is afhankelijk van de trekspanning die in de toekomst in de geokunststof kan voorkomen. Omdat deze trekspanningen onbekend zijn, is voor de scheursterkte de eis volgens onderstaande formule vastgesteld [3]:

$$\begin{aligned}
 W &\geq 0,2 \text{ kN als } f_{\text{undr}} \leq 20 \text{ kN/m}^2 \\
 W &\geq 0,1 \text{ kN als } f_{\text{undr}} > 20 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}
 \tag{I.4}$$

waarin:

W is de scheursterkte van de geokunststof in kN.

Deze formule geldt voor ondergronden met een CBR-waarde $\leq 3 \%$ en/of $f_{\text{undr}} \leq 60 \text{ kN/m}^2$ en voor geokunststoffen die als scheiding worden toegepast en geen wapeningsfunctie hebben. De formule is gebaseerd op praktijkbevindingen. In bijlage I.B2 is een methode beschreven waarmee de minimaal benodigde scheursterkte van de geokunststof kan worden bepaald.

Vervormingscapaciteit

Bij weinig draagkrachtige ondergronden is vooral in de aanlegfase de kans groot dat het bouwverkeer sporen rijdt in de aangebrachte constructie. De ophoging/fundering is dan vaak nog niet op de vereiste dikte en bovendien onvoldoende verdicht, zodat de belastingspreiding onvoldoende kan zijn om bezwijken van de ondergrond te voorkomen. Vervormingen met een diepte van 0,20 à 0,30 m zijn hierbij geen uitzondering (zie fig. I.8).

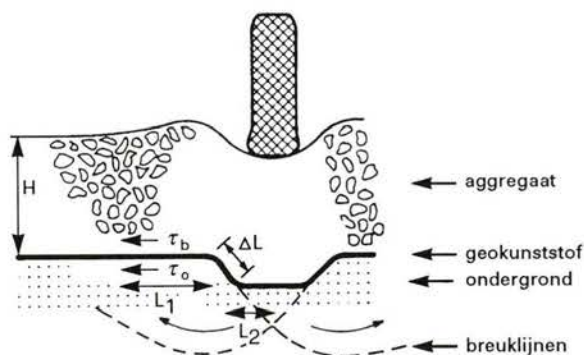


Fig. I.8 Verlenging van de geokunststof door vervorming van de ondergrond [3].

ΔL is de te mobiliseren verlenging

L_1 is de verankeringsslengte naast het spoor

L_2 is de verankeringsslengte in het spoor

τ is de wrijving of de schuifspanning tussen de geokunststof en het aanliggende materiaal

Heeft de geokunststof geen wapeningsfunctie, maar uitsluitend een scheidingsfunctie, dan moet het deze vervormingen kunnen volgen zonder te scheuren. De geokunststof moet in staat zijn om plaatselijk een grote rek op te nemen; met andere woorden de geokunststof moet over voldoende vervormingscapaciteit beschikken.

Onder de vervormingscapaciteit wordt in dit kader verstaan het produkt van de treksterkte (S) en de breukrek (ϵ_{breuk}) van de geokunststof.

Wanneer de geokunststof alleen een scheidingsfunctie vervult en geen dienst doet als wapening, is de vereiste (en benodigde) vervormingscapaciteit afhankelijk gesteld van de sterkte van de ondergrond. Indicatief kan volgens [3] en [8] voor de beschouwde ondergronden de vervormingscapaciteit worden aangehouden die in tabel I.4 is weergegeven.

In bijlage I.B3 wordt een rekenmethode afgeleid om de vervormingscapaciteit te bepalen.

Voorbeeld

Een ondergrond heeft een CBR-waarde van 1,5 %. Toegepast wordt een geokunststof met een treksterkte van 40 kN/m en een breukrek van 12 %. De vervormingscapaciteit bedraagt $40 \times 0,12 = 4,8$ kN/m en de geokunststof voldoet daarmee aan de gestelde eisen, zoals is vermeld in tabel I.4.

Tabel I.4 Indicatieve benodigde vervormingscapaciteit van geokunststoffen voor de scheidingsfunctie.

sterkte van de ondergrond (%)	vervormingscapaciteit van de geokunststof ($S \cdot \epsilon_{\text{breuk}}$ in kN/m)
CBR < 1	≥ 10
$1 < \text{CBR} < 2$	≥ 4
CBR > 2	≥ 1

S is de treksterkte van de geokunststof in kN/m
 ϵ_{breuk} is de breukrek

Ter toelichting wordt nog opgemerkt dat kruip en relaxatie van een geokunststof gunstig zijn voor de vervormingscapaciteit van de geokunststof, waardoor de scheidingsfunctie langer behouden blijft. Kruip en relaxatie zijn echter ongunstig voor de wapeningsfunctie. Dit wordt in de volgende paragraaf toegelicht.

I.3.3 Wapeningsfunctie

I.3.3.1 Algemeen

Beschrijving van het wapeningseffect

In de functie van wapening wordt uitdrukkelijk gebruik gemaakt van het vermogen van de geokunststof om trekspanningen op te kunnen nemen. Dit moet kunnen resulteren in het verbeteren van het draagvermogen van de constructie. Met name bij de membraanwapeningsfunctie wordt door de belastingspreidende

werking van de geokunststof de invloed van lokaal voorkomende slecht draagkrachtige plekken in de ondergrond beperkt.

Bij weinig draagkrachtige ondergronden wordt door de belasting van het bouwverkeer eerst de horizontale wapening gemobiliseerd en na een zekere spoorvorming ook de membraanwapening. Voor het mobiliseren van de membraanwapening is een grotere vervorming nodig dan voor de horizontale wapening.

Voor zowel de horizontale- als de membraanwapeningsfunctie is het belangrijk dat de geokunststof trekspanningen kan opnemen zonder grote rekken te ondergaan. Met andere woorden: hoe stijver de geokunststof, hoe groter het wapeningseffect en daarmee hoe kleiner de uiteindelijke vervormingen in de constructie. Dit laatste is een eigenschap van een goede funderingsconstructie. In dit verband zijn kruip en relaxatie van de geokunststof (en eventueel ook van fundering en ondergrond) ongunstig omdat beide leiden tot grotere vervormingen.

Bovendien is het van belang dat de geokunststof voldoende ruw is om de gewenste schuifweerstand te kunnen ontwikkelen. Vooral voor de horizontale wapening is dit van belang.

Samengevat wordt geconcludeerd dat de ondergrond, de dikte, het belasting-spreidend vermogen van het funderingsmateriaal, de stijfheidsmodulus, de wrijvings eigenschappen en het kruip- en het relaxatiegedrag van de geokunststof van belang zijn voor de wapeningsfunctie.

Berekeningsmethode

Het ontwikkelen van een rekenmodel om het effect van wapening te kwantificeren is gecompliceerd door het gelijktijdig optreden van membraan- en horizontale wapening en door het niet-lineaire spannings-zakkingsgedrag van het funderingsmateriaal en de ondergrond.

Verscheidene berekeningsmethoden, ondersteund met praktijkonderzoek, zijn ontwikkeld, waarmee gepoogd is de wapeningsbijdrage van de geokunststof te kwantificeren. De bestaande rekentechnieken bevatten echter, gezien de complexiteit van de materie, vaak vereenvoudigingen en zijn daarom nog verre van volmaakt. Nieuwe en betere rekentechnieken zijn in ontwikkeling, maar op dit moment nog niet beschikbaar.

Zoals reeds in I.3.1 is opgemerkt, worden bij de modelvorming van het wapeningseffect van geokunststoffen twee systemen onderscheiden, namelijk:

- membraanwapening, waarbij de geokunststof als "hangmat" functioneert op plaatsen waar de ondergrond is bezweken en door middel van trekkrachten de belasting wordt overgebracht naar naastliggende gebieden waar de ondergrond niet is bezweken;

- horizontale wapening, waarbij het extra draagvermogen wordt ontleend aan de wrijving tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof en tussen de geokunststof en de ondergrond.

In de praktijk treedt bij weinig draagkrachtige gronden een combinatie van beide systemen op. In het ene geval overheerst de membraanwapening en in het andere geval de horizontale wapening.

De twee in dit handboek behandelde berekeningsmethoden hebben elk één van beide wapeningsmodellen als basis, waarbij het andere wapeningseffect aanvullend in het model is opgenomen. Beide rekenmethoden zijn beperkt getoetst en komen redelijk met praktijkmetingen overeen. Duidelijk is echter dat in verband met de complexiteit van het systeem en de toegepaste vereenvoudigingen de werkelijkheid slechts wordt benaderd. De berekeningsresultaten moeten dan ook als zodanig worden geïnterpreteerd.

Beide methoden zijn nog niet volledig ontwikkeld en volstaan wordt met de behandeling van de methoden, zoals deze begin 1994 beschikbaar waren. De twee methoden zijn:

- De methode van Houlsby e.a. [9], in dit handboek verder de methode Houlsby genoemd, die uitgaat van alleen horizontale wapening. De membraanwapening wordt verwaarloosd.
- De methode van Sellmeijer [3], in dit handboek verder de methode Sellmeijer genoemd, die uitgaat van membraanwapening. De bijdrage van de horizontale wapening is via een kunstgreep aan de berekeningsmethode toegevoegd.

Bij beide methoden wordt ervan uitgegaan dat de geokunststof direct op de ondergrond wordt aangebracht en onder het funderingsmateriaal ligt. Verder wordt aangenomen dat bij de snel aangrijpende (dynamische) verkeersbelasting de ondergrond ongedraineerd reageert. Het is daarom verantwoord het draagvermogen van de ondergrond te karakteriseren door de ongedraineerde schuifweerstand (f_{undr}) van deze ondergrond.

Ten slotte wordt bij beide methoden gerekend met een representatieve, statische, verticale aslast.

Naast deze methoden wordt het onderzoek van Webster [10] en [11] behandeld, omdat de resultaten hiervan een goed inzicht geven in het wapeningseffect van de geokunststof en de twee hierna behandelde methoden begrijpelijk maakt.

Aanvullende eisen aan de geokunststof bij de wapeningsfunctie

Naast de eisen die op grond van de wapeningsfunctie aan de geokunststof moeten worden gesteld, is het ook nodig een aantal aanvullende eisen te stellen uit het oogpunt van scheiding. Ook nu moet worden gewaarborgd dat het eventueel in het weglichaam tredend water vrij kan uitstromen.

Voor de wapening worden aan de geokunststof eisen gesteld ten aanzien van:

- sterkte en stijfheid;
- wrijving;
- waterdoorlatendheid;
- scheursterkte;
- doorpunssterkte.

Hierop wordt voor beide rekenmethoden in de volgende paragrafen nader ingegaan.

I.3.3.2 Horizontale wapening en de methode Houlsby

De methode Houlsby gaat, zoals is opgemerkt, uit van alleen horizontale wapening. Met de membraanwapening wordt geen rekening gehouden. Onder horizontale wapening wordt verstaan de schuifspanningsinteractie door wrijving tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof enerzijds en die tussen de ondergrond en de geokunststof anderzijds. In figuur I.9 is dit schematisch weergegeven.

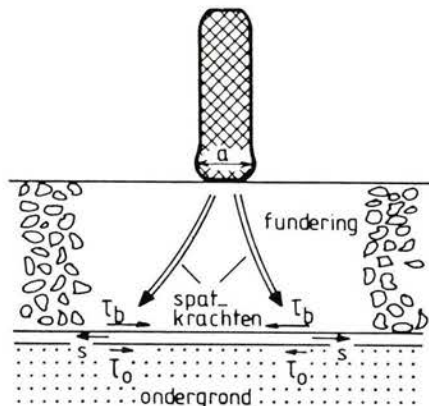


Fig. I.9 Principe van horizontale wapening [3].

Door de ontwikkelde schuifspanning, die langs de boven- en onderzijde van de geokunststof optreedt, worden zowel de ondergrond als het funderingsmateriaal bij elkaar gehouden. Hierdoor blijven de horizontale vervormingen van de ondergrond en het funderingsmateriaal beperkt.

Voor het ontwikkelen van de schuifspanning en dus van de horizontale wapening zijn slechts beperkte deformaties nodig, mits voldoende haakweerstand aanwezig is tussen de geokunststof enerzijds en het boven- en onderliggende materiaal anderzijds.

Bij horizontale wapening zijn dus twee effecten te onderscheiden:

- versteviging van het funderingsmateriaal, ook wel plaatwerking genoemd, die speciaal optreedt na verdichting;
- toename van het draagvermogen van de ondergrond door reductie van de horizontale schuifspanning op de ondergrond, waardoor de zijdelingse vervorming wordt beperkt.

Beide effecten worden bij de methode Houlsby betrokken.

Plaatwerking

Door het "bij elkaar houden" van het funderingsmateriaal door de geokunststof blijven de sterkte en stijfheid van de fundering behouden. De contactdruk tussen de korrels onderling kan zelfs door verdichting na het berijden nog toenemen, waardoor het funderingsmateriaal zich nog stijver gaat gedragen. Een en ander betekent dat het funderingsmateriaal in zekere zin als een plaat gaat werken, waardoor de belastingen beter worden gespreid.

Het gunstige effect dat plaatwerking heeft op de belastingspreidingsfactor e is echter niet kwantificeerbaar. Daarom wordt in dit handboek bij de methode Houlsby de e -waarde geschat aan de hand van tabel I.A2 (zie bijlage I.A2).

Reductie van de horizontale schuifspanning op de ondergrond

Met de methode Houlsby kan het draagvermogen van de funderingsconstructie worden berekend voor zowel een ongewapende weg als voor een weg die met een geokunststof is gewapend. Voor de berekening van de fundering van verharde wegen is de methode ook geschikt. De toepassing van een geokunststof leidt tot een toename van het draagvermogen van de funderingsconstructie en daarmee eventueel tot een dunnere funderingslaag bij een gelijkblijvende draagkracht.

Ten gevolge van de verkeersbelasting treden er horizontale spanningen op in de fundering, die in evenwicht moeten zijn met de schuifspanningen op het grensvlak van het funderingsmateriaal en de ondergrond.

Horizontale schuifspanningen die aangrijpen op de ondergrond leiden tot een kleiner verticaal draagvermogen van de ondergrond. Een geokunststof, maar ook een dikkere fundering, zorgt ervoor dat de schuifspanningen op de ondergrond kunnen worden beperkt, waardoor het draagvermogen van de ondergrond wordt verbeterd.

Bij de methode Houlsby wordt ervan uitgegaan dat de schuifspanningen op het grensvlak van het funderingsmateriaal en de ondergrond volledig door de geokunststof worden opgenomen, aannemende dat dit voldoende sterk is. Daarom moeten aan de geokunststof ook eisen ten aanzien van de wrijvings-eigenschappen worden gesteld. Door Houlsby wordt deze wrijvingseigenschap

uitgedrukt in de "bond" coëfficiënt $f_b (= \tan \delta / \tan \phi')$ die 0,6 tot 0,8 moet bedragen.

Bij de methode Houlsby wordt, zoals reeds is opgemerkt, uitgegaan van kleine vervormingen, zodat er bij toepassing van een geokunststof geen membraanwapening wordt geactiveerd. De methode is daarom ook geschikt voor de berekening van de fundering van verharde wegen.

Bij het berekenen van het draagvermogen van de ondergrond wordt bij de methode Houlsby de draagkrachtfactor N_c toegepast, waarin onder meer het wapeningseffect van de geokunststof wordt opgenomen. Daarnaast wordt onderscheid gemaakt in een vlakke en een axiaalsymmetrische spanningstoestand. De aanname van een vlakke spanningstoestand is conservatiever dan de realistische axiaalsymmetrische spanningstoestand, maar rekentechnisch beter te beschrijven. Bij de methode Houlsby zijn beide spanningsmogelijkheden gemodelleerd. In het geval van een vlakke spanningstoestand wordt voor de ongewapende weg een draagkrachtfactor N_c aangehouden van 3 en voor de gewapende weg een waarde van $2 + \pi = 5,14$.

Als wordt uitgegaan van een axiaalsymmetrische spanningsbeschouwing, worden hogere draagkrachtfactoren aangehouden.

Computerprogramma en grafieken

Van de methode Houlsby zijn grafieken beschikbaar [9], maar alleen voor de axiaalsymmetrische beschouwing. De Universiteit van Oxford heeft een computerprogramma [12] geschreven, gebaseerd op deze methode, waarmee voor ongewapende en gewapende wegen de benodigde dikte van de fundering kan worden bepaald. Dit mogelijk zowel voor de benadering volgens de vlakke spanningstoestand als volgens de axiaalsymmetrische spanningstoestand. Dit programma bevindt zich echter nog in het ontwikkelingsstadium en is niet algemeen beschikbaar.

Met de methode Houlsby wordt voor gewapende wegen de optredende maximale trekkracht ($F_{\max}$) in de geokunststof berekend. Omdat de geokunststof niet teveel mag rekken, wordt voorgesteld dat de rek bij de optredende trekkracht niet meer dan 3 % mag bedragen (zie pag. 173 van [13]). Dit is een eis waaraan de stijfheidsmodulus J van de geokunststof moet voldoen; deze eis wordt genoteerd als $J_{3\%}$.

De invoervariabelen bij de methode Houlsby zijn: de wiellast $F/2$, de equivalente straal van het belaste bandoppervlak $R = \sqrt{(a \cdot a_s / \pi)}$, de ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} van de ondergrond, de effectieve hoek van inwendige wrijving ϕ' , het effectief volumegewicht γ' en de belastingspreidingsfactor e van het funderingsmateriaal.

In bijlage I.B5 worden de horizontale wapening en de methode Houlsby in het kort beschreven. De oorspronkelijke publikaties, die aan deze methode ten grondslag liggen, zijn opgenomen in bijlage I.C.

Stijfheid en vervormingscapaciteit van de geokunststof met een wapeningsfunctie
 Heeft de geokunststof een wapeningsfunctie dan moet de geokunststof tamelijk stijf zijn, maar ook zo soepel dat kleine vervormingen kunnen worden opgenomen. Enigszins arbitrair zijn voor de beschouwde slappe ondergronden de volgende eisen vastgesteld:

- er is maximaal 3 % rek toegestaan bij de optredende trekkracht (stijfheidseis $J_{3\%}$);
- de breukrek ϵ_{breuk} moet ten minste 9 % zijn.

Voorbeeldberekening volgens de methode Houlsby

Met behulp van de grafieken van figuur I.10 is een voorbeeldberekening uitgewerkt, waarbij de dikte van de fundering is bepaald voor een onverharde weg bij de toepassing van een geokunststof, uitgaande van een gegeven aslast. De vereiste treksterkte van de geokunststof is eveneens berekend.

Uitgegaan is van de volgende gegevens:

- de aslast F bedraagt 80 kN;
- de belaste bandlengte a (zie fig. I.6) is 0,20 m;
- de breedte van de band a_s (zie fig. I.6) is 0,45 m;
- de ongedraineerde schuifweerstand van de ondergrond f_{undr} is 15 kN/m²;
- de effectieve hoek van inwendige wrijving ϕ' van het funderingsmateriaal (hoogovenslakken) is 40°;
- de effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal γ' is 18 kN/m³.

Eerst is de spreidingsfactor e van het funderingsmateriaal bepaald met behulp van tabel I.A2 (zie bijlage I.A2) en op 0,50 vastgesteld voor hoogovenslakken. Omdat voor de waarde 0,50 voor de berekeningsmethode Houlsby geen grafiek beschikbaar is, is een waarde voor e van 0,47 aangehouden wat overeenkomt met een spreidingshoek β van 25°.

De equivalente straal van het belaste bandoppervlak $R = \sqrt{(a \cdot a_s / \pi)} = 0,169$ m en de waarde $f_{\text{undr}} / \gamma' \cdot R$ bedraagt 4,92, afgerond 5. Verder is $\frac{1}{2} F / \pi R^2 f_{\text{undr}} = 29,7$. In figuur I.10 is de waarde op de verticale as van de bovenste grafiek dus 29,7. Uit de bovenste grafiek is vervolgens de waarde H/R af te lezen voor een ongewapende weg en bedraagt 3,4 waaruit een dikte van de funderingslaag H volgt van 0,57 m.

Als een geokunststof wordt toegepast, bedraagt volgens dezelfde grafiek de waarde $H/R = 2,75$. Hieruit volgt een dikte van de funderingslaag H van 0,46 m. De vereiste wapeningssterkte van de geokunststof is op de verticale as van de onderste grafiek af te lezen en bedraagt 4,6, zodat de optredende trekkracht ($F_{\text{optredend}}$) 11,68 kN/m bedraagt. Uitgaande van een veiligheid van 2 bedraagt de ontwerp treksterkte (S_d) 23,36 kN/m.

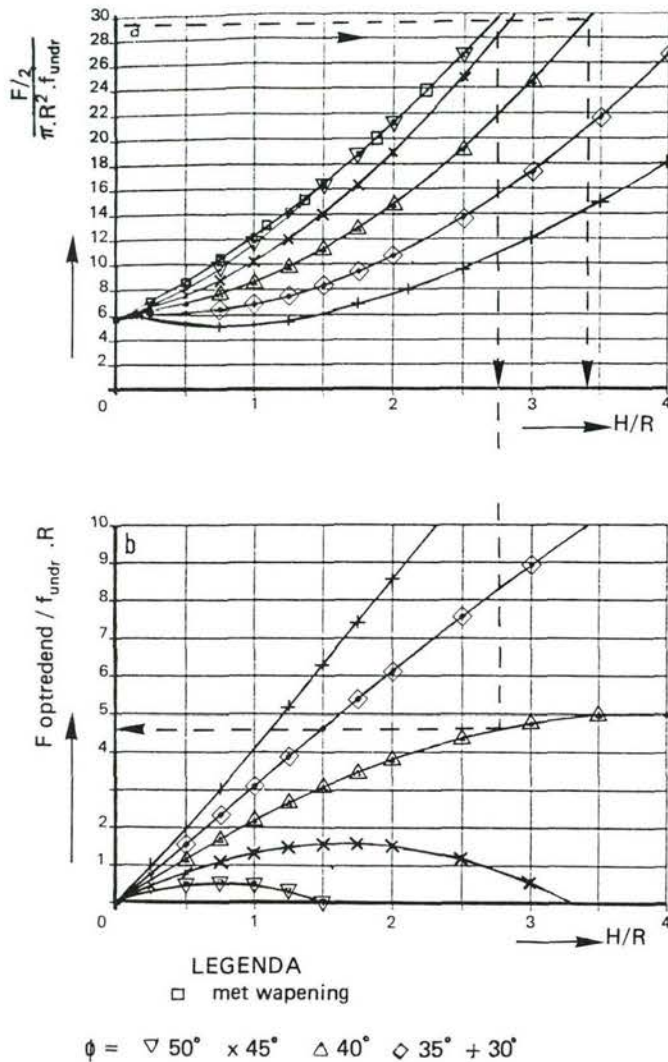


Fig. I.10. Grafiek voor de berekening van de dikte van de fundering en sterkte van de geokunststof volgens de methode Houlsby ($\beta = 25^\circ$ en $f_{undr}/\gamma'R = 5$) [13].

Uitgaande van een toelaatbare rek van 3 % bij de berekende trekkracht is de minimaal vereiste stijfheid $J_{3\%}$ van de geokunststof $11,68/0,03 = 390$ kN/m. In verband met kruip en relaxatie van de geokunststof wordt voorgesteld een onzekerheidsfactor van 1,5 op deze waarde te hanteren, zodat geldt $J_{3\%} = 585$ kN/m.

Samengevat zijn de ontwerpspecificaties voor de geokunststof, uitgaande van een dikte van de funderingslaag van 0,46 m hoogovenslakken, als volgt:

- treksterkte (S_d) > 23,36 kN/m;
- stijfheidsmodulus bij 3 % rek ($J_{3\%;d}$) > 585 kN/m;
- breukrek ($\varepsilon_{\text{breuk};d}$) is > 9 %.

Een economische afweging moet uitmaken of de kosten van de geokunststof opwegen tegen de besparing van 0,11 m aggregaat van de fundering. Dit staat los van het feit dat door de eventuele scheidingsfunctie de mechanische eigenschappen van de fundering behouden blijven.

I.3.3.3 Membraanwapening en de methode Sellmeijer

Membraanwapening

De methode Sellmeijer berekent het draagvermogen van de wegconstructie bij toepassing van een geokunststof, uitgaande van het principe van de membraanwapening. Zoals in I.3.1 reeds is opgemerkt, functioneert bij membraanwapening de geokunststof als een "hangmat" en draagt door middel van trekkrachten een deel van de belasting op de plaatselijk bezwaken ondergrond zijdelings over naar de meer draagkrachtige plaatsen van de niet-bezwaken ondergrond. De

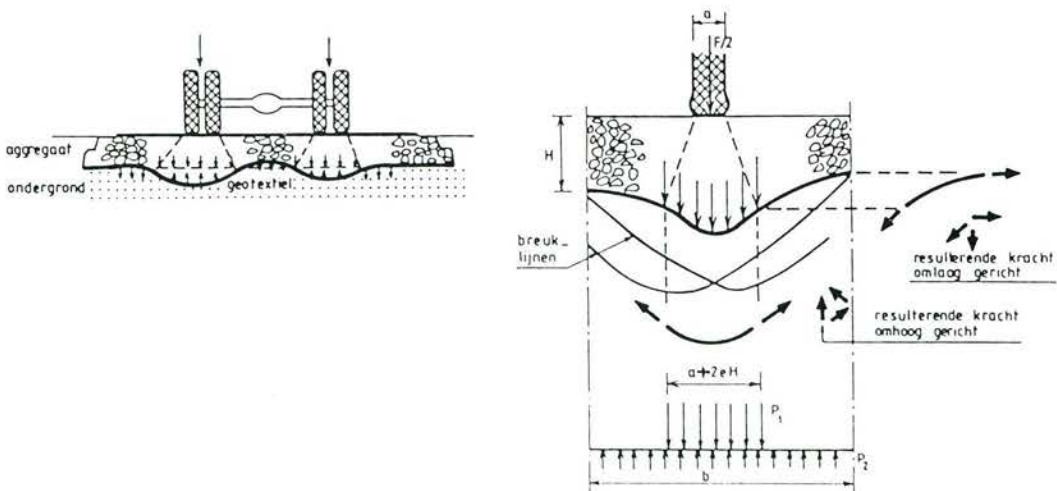


Fig. I.11 Principe van membraanwerking [3].

membraanwapening treedt dus alleen op bij plaatselijk bezwijken van de ondergrond, waarna de geokunststof wordt opgespannen en de hangmatfunctie gaat vervullen tot een evenwichtssituatie is bereikt waarbij een zekere vervorming hoort. Voor het ontwikkelen van de membraanwapening is dan ook vervorming nodig. Deze vervorming is groot vergeleken met de vervorming die nodig is voor het ontwikkelen van de horizontale wapening. De grafieken in dit handboek houden rekening met een spoorvorming van ten minste 0,15 m.

De methode is dan ook alleen bruikbaar voor onverharde wegen en niet voor de berekening van de fundering van verharde wegen.

In figuur I.11 is het principe van de membraanwapening schematisch weergegeven.

Het effect van de horizontale wapening wordt via een kunstgreep, door toepassing van een verhoogde draagkrachtfactor N_c , in de berekening meegenomen; zie verder de volgende paragraaf.

Membraanwapening zorgt dus voor reductie en spreiding van de verkeersbelasting op de ondergrond door opwaarts gerichte trekkrachten in de geokunststof. Als gevolg van de membraanwapening wordt er minder druk op de ondergrond uitgeoefend. Dit resulteert in een toename aan draagvermogen van de constructie.

Methode Sellmeijer

Volgens de methode Sellmeijer verloopt de ontwerpberekening, waarbij een geokunststof wordt toegepast, als volgt. Aangenomen wordt dat een zekere spoorvorming optreedt. Bij deze spoorvorming treedt vervorming op van de geokunststof. Ervan uitgaande dat de geokunststof in een zeker punt buiten het belaste gebied stevig is verankerd, kan de rek in de geokunststof worden berekend, waarna met behulp van de rekstijfheid de trekkracht in de geokunststof kan worden bepaald.

De methode Sellmeijer is beschreven in [3] en [4] en kan worden toegepast voor het ontwerp van onverharde gewapende wegen. De methode gaat uit van een vlakke spanningstoestand loodrecht op de lengterichting van de auto, waarbij de primaire werking van de geokunststof wordt toegeschreven aan de membraanwapening. Er wordt geen rekening gehouden met de membraanwapening in de lengterichting van de auto. Dit is een verschil met de methode Houlsby, waarbij dit wel mogelijk is, omdat hier wordt uitgegaan van de axiaalsymmetrische spanningstoestand.

De ondergrond is geschematiseerd als zijnde bi-lineair elasto-plastisch. Dit wil zeggen dat de ondergrond eerst elastisch reageert en daarna plastisch bij doorgaande vervorming. De belastingspreiding in de fundering is geschematiseerd tot rechthoekig belaste oppervlakken.

Het effect van de horizontale wapening door de geokunststof wordt bij de methode Sellmeijer via een kunstgreep ook in rekening gebracht door aan de draagkrachtfactor N_c van de ondergrond de waarde 5 toe te kennen, een waarde

die hoger ligt dan gebruikelijk in het geval dat er geen wapening wordt toegepast. Hierdoor reageert de ondergrond bij belastingen stijver.

Computerprogramma en grafieken

Van de methode Sellmeijer is een computerprogramma beschikbaar [14]. Daarnaast zijn voor een aantal belastingsgevallen grafieken samengesteld waarvan een voorbeeld in figuur I.12 is weergegeven.

Gegeven de invoerparameters geeft het programma bij een bepaalde dikte van de fundering de benodigde stijfheid, uitgedrukt in de stijfheidsmodulus J en treksterkte S bij een zekere rek, waarbij de wegconstructie niet bezwijkt en de toelaatbare spoorvorming niet wordt overschreden.

In de berekende trek- en scheursterkte is voor de kruip van de geokunststof een veiligheidsfactor van 3 verdisconteerd. Dit geldt zowel voor de waarden uit de grafieken als voor de waarden die met het computerprogramma zijn berekend. De grafieken zijn slechts geldig voor een beperkt aantal vraagstukken, waarbij geldt:

- de belaste bandlengte is 0,20 m en de breedte van de bandenset is 0,45 m;
- de spoorbreedte is 1,70 m en de asafstand 1,40 m;
- de wegbreedte is 4 m;
- de volumieke massa van het funderingsmateriaal is 18 kN/m^3 ;
- de wrijvingshoek tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof is 30° ;
- de toelaatbare spoordiepte in de ondergrond is 0,15 m.

Het computerprogramma heeft deze beperkingen niet. In bijlage I.B4 wordt de methode Sellmeijer meer gedetailleerd beschreven.

Voorbeeldberekening volgens de methode Sellmeijer

Met behulp van de grafieken van figuur I.12 is een voorbeeld uitgewerkt, waarbij nagenoeg dezelfde uitgangspunten zijn gehanteerd als bij het voorbeeld volgens de methode Houlsby in I.3.3.2. Voor de aslast wordt in rekening gebracht een equivalente aslast F_e van 100 kN, terwijl voor de fundering wordt uitgegaan van een dikte van 0,40 m.

Uit de grafiek volgt een minimaal vereiste rekstijfheid J van 550 kN/m en de treksterkte S van 17 kN/m. De bijbehorende rek is gelijk aan het quotiënt van de treksterkte en de rekstijfheid en bedraagt $17/550 = 3,1 \text{ \%}$.

Samengevat zijn de specificaties voor de geokunststof, uitgaande van een dikte van de funderingslaag van 0,40 m hoogovenslakken, als volgt:

- treksterkte (S_d) is $> 17 \text{ kN/m}$;
- stijfheidsmodulus bij 3,1 % rek ($J_{3,1\%;d}$) is $> 550 \text{ kN/m}$;
- breukrek ($\epsilon_{\text{breuk};d}$) is $> 9 \text{ \%}$.

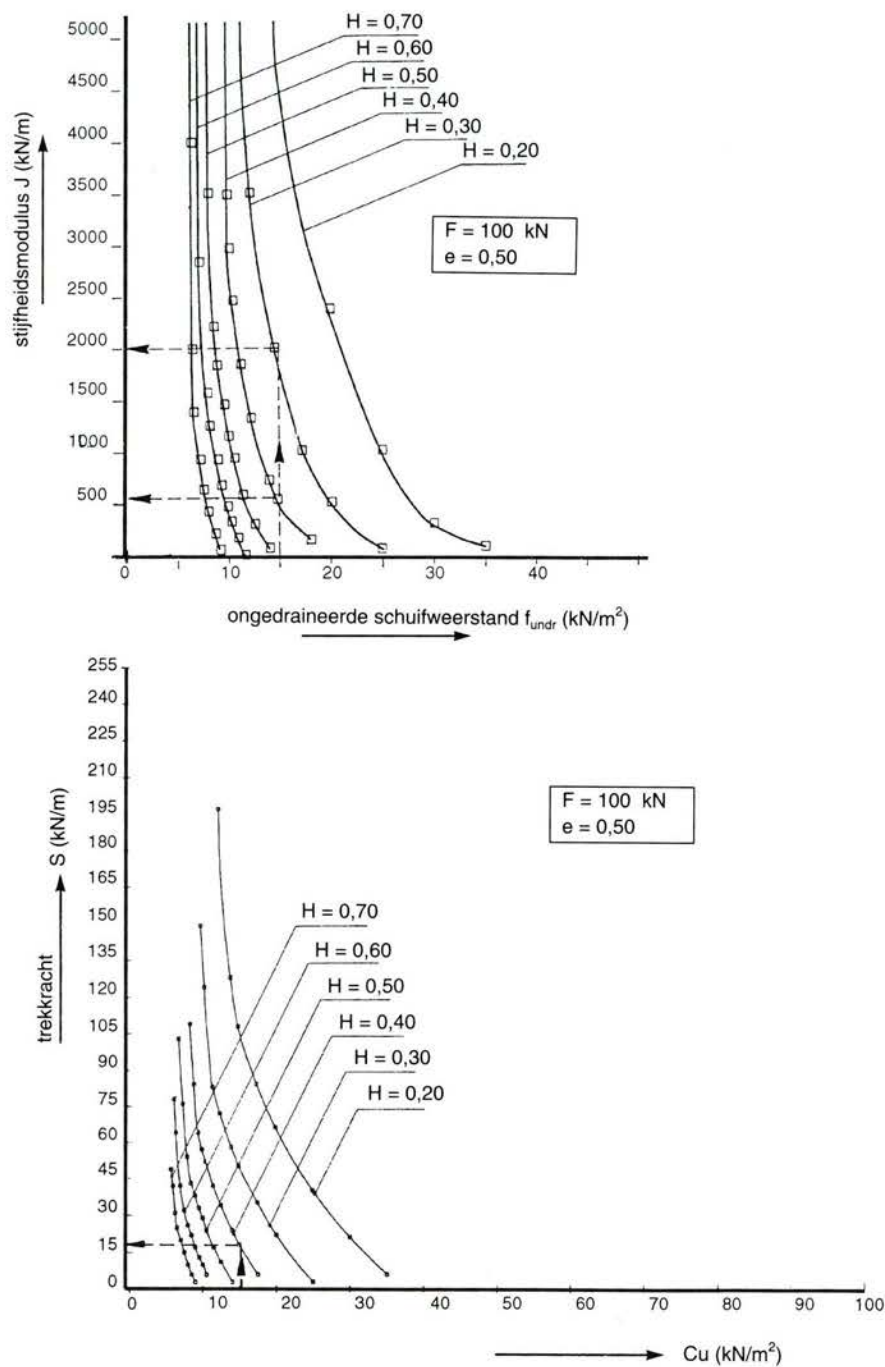


Fig. I.12 Voorbeeldgrafieken van de methode Sellmeijer [3]

Verbeterd model van Sellmeijer

Door Sellmeijer is een verbeterd theoretisch model opgesteld (zie pag. 177-182 van [13]), dat is gebaseerd op een gecombineerde werking van membraan- en horizontale wapening, waarbij tevens de schuifspanningen langs de geokunststof in het evenwicht zijn meegenomen. Deze nieuwe methode geeft kleinere vervormingen dan wanneer alleen de membraanwapening wordt beschouwd.

Door in het model de schuifspanningen langs de geokunststof te betrekken, neemt het draagvermogen toe door de plaatwerking van het funderingsmateriaal. Door kleine vervormingen wordt het mogelijk met het model naast onverharde wegen ook verharde wegen te ontwerpen. Op dit moment is van het model geen computerprogramma beschikbaar en het model is nog niet geverifieerd aan praktijkwaarnemingen.

Verwacht kan worden dat het meest ideale model bestaat uit een combinatie van het verbeterde model van Sellmeijer en het model van Houlsby.

I.3.3.4 Andere relevante eisen voor de wapeningsfunctie

Naast de eisen die aan de stijfheidsmodulus en de treksterkte van de geokunststof worden gesteld ten behoeve van de wapeningsfunctie moeten, voor een goed functioneren, gelijktijdig ook eisen worden gesteld om aan de scheidingsfunctie te kunnen voldoen. Er worden eisen gesteld aan de waterdoorlatendheid en aan de scheursterkte.

Waterdoorlatendheid

De eis met betrekking tot de waterdoorlatendheid is bij de wapeningsfunctie gelijk aan die bij de scheidingsfunctie: $k \geq 10^{-4}$ m/s.

Scheursterkte

De geokunststof moet zo sterk zijn dat een plaatselijke beschadiging, onder de aanwezige trekspanning, niet leidt tot doorgaande scheurvorming. De hiertoe benodigde scheursterkte is gerelateerd aan de optredende trekspanning in de geokunststof, waarbij geldt:

$$W \geq 0,01 S \quad (I.5)$$

waarin:

W is de scheursterkte van de geokunststof in kN;

S is de treksterkte van de geokunststof in kN/m.

In bijlage I.B2 wordt nader ingegaan op het rekenmodel van de scheursterkte.

Verankeringslengte bij de methode Sellmeijer

Om de trekkracht in de geokunststof door middel van schuifspanningen over te brengen op de ondergrond en het funderingsmateriaal, moet naast het wielspoor voldoende verankeringslengte aanwezig zijn of moet de geokunststof aan de rand van de weg worden verankerd (zie fig. I.13). Door de geokunststof om te slaan, wordt een grotere verankeringslengte verkregen. Bij een vlak aangebracht geokunststof kan voor de benodigde verankeringslengte het volgende worden aangehouden:

$$L_a \geq \frac{S}{H\gamma(\tan \delta_f + \tan \delta_o)} \quad (\text{I.6})$$

waarin:

- L_a is de verankeringslengte in m;
- S is de treksterkte van de geokunststof in kN/m;
- H is de dikte van de fundering in m;
- γ is de volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m³;
- δ_f is de wrijvingshoek tussen de fundering en de geokunststof in °;
- δ_o is de wrijvingshoek tussen de geokunststof en de ondergrond in °.

Opgemerkt wordt dat de berekende verankeringslengte niet met een onzekerheidsfactor hoeft te worden vermenigvuldigd, aangezien reeds een onzekerheidsfactor in de treksterkte is opgenomen.

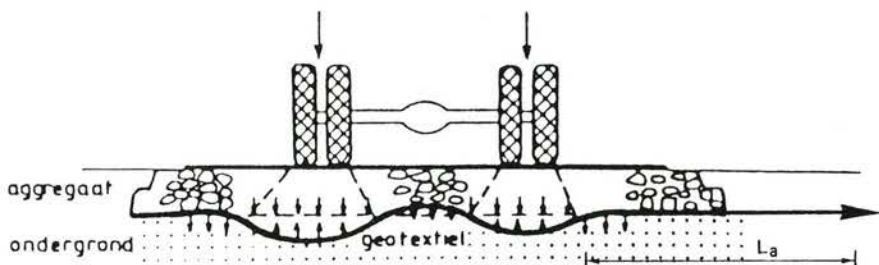


Fig. I.13 Schematische weergave van de verankeringslengte van de geokunststof.

Wrijvingseigenschappen

Sellmeijer stelt geen eis aan de wrijvingseigenschappen van de geokunststof; Houlsby wel. Deze eis wordt uitgedrukt in de "bond" coëfficiënt $f_b = \tan \delta / \tan \phi'$. Een waarde van 0,6 tot 0,8 is in de meeste gevallen voldoende.

De hoek δ betreft de wrijvingshoek tussen de geokunststof en het funderingsmateriaal, respectievelijk de ondergrond. De hoek is afhankelijk van de ruwheid van de geokunststof en de korrelgrootte van het aangrenzend materiaal.

De hoek δ kan in het laboratorium worden bepaald. Hiervoor bestaan nog geen standaardproeven, maar het is gebruikelijk om een directe schuifproef toe te passen.

I.3.3.5 *Onderzoekresultaten van Webster*

De theorieën en ontwerpmethoden, ontwikkeld door Houlsby en Sellmeijer, zijn slechts in beperkte mate aan de hand van praktijkproeven geverifieerd en gevalideerd. De oorzaak hiervan is vermoedelijk enerzijds de hoge kosten van een dergelijk praktijkonderzoek, anderzijds de complexiteit van het representatief meten van de in de ondergrond en de geokunststof optredende spanningen en vervormingen. Het aantal goed gedocumenteerde praktijkonderzoeken is dan ook uitermate schaars.

In 1991 en 1993 is door Webster onderzoek naar het gedrag van geogrids uitgevoerd. Het eerste deel van het onderzoek [10] omvat een literatuuronderzoek en een opzet hoe praktijkproeven moeten worden uitgevoerd om het effect van de wapening van de fundering van flexibele verhardingen te kunnen beoordelen. In het tweede deel zijn proefvakken aangelegd met het doel uit de proefresultaten ontwerpgegevens te distilleren. Het tweede rapport [11] omvat de testresultaten en conclusies.

Ofschoon het onderzoek betrekking heeft op flexibele asfaltverhardingen met een dikte van 0,05 m van landingsstrips voor lichte vliegtuigen, zijn de conclusies van dit onderzoek dusdanig dat meer inzicht is verkregen in het wapeningsgedrag van de geokunststof. Daarom zijn de belangrijkste conclusies en bijbehorende randvoorwaarden in dit handboek opgenomen.

Ondergrond, funderingsmateriaal en geokunststof

De klei-ondergronden hebben CBR-waarden van 3 % en 8 %, het lutumgehalte bedraagt 30 %, de vloeigrens $LL = 67$ % en de plasticiteitsindex $PI = 45$ %. Verdere gegevens zijn $D_{10} = 0,002$ mm, $D_{50} = 0,006$ mm en $D_{90} = 0,065$ mm.

Het funderingsmateriaal bestaat uit gebroken "limestone", waarvan de korrel-eigenschappen zijn: $D_{10} = 0,05$ tot 0,2 mm, $D_{50} = 2$ tot 8 mm en $D_{90} = 12$ tot 22 mm. De dikte van de fundering varieert tussen 0,10 m en 0,45 m.

Als geokunststof zijn geogrids toegepast met een massa van 200 tot 320 gr/m². De openingen variëren van 17 × 19 mm tot 25 × 33 mm. De stijfheidsmodulus bij 5 % rek van de onderzochte geogrids varieert van ongeveer 150 tot 300 kN/m.

Vervormingen

Om binnen afzienbare tijd duidelijk waarneembare vervormingen te verkrijgen, zijn de proeven uitgevoerd onder zware wielbelasting, namelijk 135 kN.

Gemeten is het aantal herhalingen van wielbelastingen van 135 kN tot een vervorming van 0,025 m aan het oppervlak van de verhardingsconstructie is bereikt

(meestal gehanteerde maximale spoorvorming in de Verenigde Staten). Enkele malen is doorgegaan tot grotere vervormingen.

Verbeteringsnorm

Het verbeteringseffect van een gewapende weg is uitgedrukt in de zogenoemde verkeersverbeteringsfactor en is de verhouding van het aantal verkeersherhalingen bij een gewapende en niet-gewapende constructie tot een verticale vervorming is bereikt van 0,025 m.

Conclusies

Voor iedere kwaliteit geogrid afzonderlijk zijn de meetresultaten van alle met dit geokunststof geconstrueerde proefvakken door Webster gepresenteerd in een samenvattende grafiek. Figuur I.14 is hiervan een voorbeeld en geeft alle resultaten weer voor het geogrid met de stijfheidsmodulus bij 5 % rek van 300 kN/m, waarmee de beste resultaten zijn bereikt.

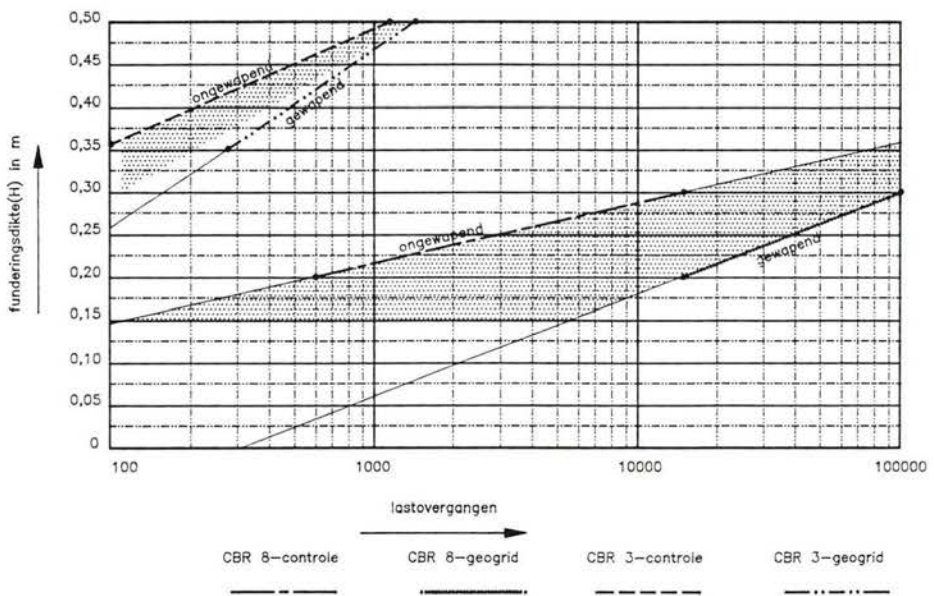


Fig. I.14 Dikte van de fundering versus aantal lastovergangen van 135 kN (enkel wiel) behorend bij een spoordiepte van 25 mm (1 inch) [11].

Uit het totaal van de onderzochte proefvakken komt Webster tot de volgende conclusies:

- Het gedrag van het geogrid is een functie van de diepte waarop het is aangebracht. Voor flexibele verhardingen van landingsstrips voor lichte vliegtuigen moet het geogrid minimaal op 0,15 m diepte onder de bovenkant van de verharding worden aangebracht (0,05 m asfalt + 0,10 m fundering).
- De beste resultaten worden bereikt als de geogrids tussen de ondergrond en het funderingsmateriaal worden aangebracht. Plaatsing in het midden van de funderingslaag is veel ongunstiger.
- De verbeteringsfactor bij de uitgevoerde proeven varieert tussen 0,9 (geen verbetering) en 22. Opvallend is dat bij een ondergrond met een CBR-waarde van 8 % de hoogste factor wordt bereikt (22) en bij een ondergrond met een CBR-waarde van 3 % slechts een factor van 2,5.

Hierbij moet echter worden opgemerkt dat deze conclusie betrekking heeft op een situatie waarbij vervormingen van 0,025 m als maatgevend zijn beschouwd en waarbij naar verwachting alleen horizontale wapening optreedt. Bij slappe ondergronden zijn in de regel grotere vervormingen toelaatbaar en gaat naast de horizontale wapening ook de membraanwapening functioneren. Verwacht wordt daarom dat bij grotere vervormingen de verbeteringsfactor voor slappe ondergronden hoger wordt.

- De verbetering door het geogrid wordt bereikt door de haakweerstand met het funderingsmateriaal en de stijfheid van het geogrid, waardoor:
 - verdichting van het funderingsmateriaal een sterkere fundering geeft;
 - laterale vervormingen bij volgende verkeersbelastingen worden gereduceerd;
 - mobilisatie van de maximale wrijvingsweerstand van het funderingsmateriaal met het geogrid en van het geogrid met de ondergrond optreedt.
- De vormvaste geogrids functioneren beter als funderingswapening dan een geweven geokunststof, hoofdzakelijk door de haakweerstand met de aggregaatkorrels. De geringere weerstandseigenschappen van geweven geokunststoffen hebben een mindere haakweerstand met het aggregaat tot gevolg.
- Uit onderzoek is gebleken dat bij toepassing van een geogrid wordt voorkomen dat materiaal van de ondergrond in het funderingsmateriaal dringt (confinement). Door opsluiting wordt een stabiel filter gecreëerd en wordt voorkomen dat het materiaal uit elkaar gaat. Ook wordt om dezelfde reden voorkomen dat materiaal van de fundering in de ondergrond dringt (separation). Bovenstaande conclusies gelden voor de proefomstandigheden met een diepe grondwaterstand. Of de conclusies ook gelden bij een hogere grondwaterstand tot net beneden of in de fundering is onduidelijk.

- Ten aanzien van de membraanwapening, die pas optreedt bij grote vervormingen, wordt door Webster opgemerkt dat in dat geval grote laterale (zijdelingse) verplaatsingen en opdrukken van de ondergrond naast de wielbelasting optreden. Bij toenemende dikte van de fundering neemt volgens Webster het effect van opdrukken echter af, hetgeen wordt verklaard door het feit dat de funderingsconstructie sterker wordt en minder van de membraanwapening gebruik wordt gemaakt. Dit komt dus overeen met de eerder beschreven modellering van het wapeningseffect.

Samenvattend concludeert Webster dat het verbeteringsmechanisme van het geogrid is gebaseerd op:

- de haakweerstand van het geogrid met het aggregaat;
- de stijfheid van het geogrid ook bij kleine rek;
- de daaruit volgende vormstabiliteit van het funderingsmateriaal;
- de horizontale wapening die reeds bij relatief kleine vervormingen optreedt (de membraanwapening vereist een veel grotere vervorming en treedt op als het funderingsmateriaal relatief dun is in relatie tot de asbelasting).

Het totale mechanisme is nog niet geheel bekend. Verder onderzoek is nodig om algemene specificaties voor de funderingswapening te kunnen samenstellen. Voorzichtigheid is dan ook geboden bij de interpretatie van bovengenoemde conclusies voor situaties die niet met de proefomstandigheden overeenkomen. De conclusies mogen dan ook niet als algemeen geldend, maar slechts als richtinggevend worden beschouwd.

1.3.3.6 Nabeschuiving betreffende de wapeningsfunctie

Verschillen tussen de methode Houlsby en Sellmeijer

De methode Houlsby en de methode Sellmeijer hanteren beide een verschillend uitgangspunt om het wapeningseffect van een geokunststof en de bijdrage van de draagkracht van de ondergrond te berekenen, respectievelijk de horizontale wapening en de membraanwapening. Bij de methode Sellmeijer is de horizontale wapening via een kunstgreep via de draagkrachtfactor N_c toegevoegd.

De berekeningsresultaten zijn in beide gevallen geverifieerd met terreinwaarnemingen en voldoen in zekere mate [3] en [9]. Omdat beide methoden een zo verschillend uitgangspunt kiezen, kunnen de uitkomsten van de berekeningen ook verschillend zijn.

Uit onderzoek van Webster kan voorlopig worden geconcludeerd dat de methode Houlsby meer geschikt is voor ondergronden met een CBR-waarde van 3 tot 8 %, voor geokunststoffen waarbij de haakweerstand met het aggregaat groot is en de geokunststof relatief stijf is bij kleine vervormingen (< 25 mm).

De methode Sellmeijer past vermoedelijk beter bij een geokunststof waarvan de haakweerstand geringer is, waardoor de horizontale wapening minder van betekenis is en eerder membraanwapening optreedt.

Voorlopig is niet aan te geven welke methode beter of slechter is. Het beste is die methode te kiezen waarbij de omstandigheden (CBR-waarde van de ondergrond en de toelaatbare vervormingen op het grensvlak van de geokunststof en de ondergrond) tijdens de terreinproeven min of meer overeenkomen met de omstandigheden waarvoor moet worden geadviseerd. Nader onderzoek kan hierover in de toekomst meer duidelijkheid geven.

Voor de volledigheid zijn de verschillen van beide methoden nog eens in tabel I.5 weergegeven.

Tabel I.5 Vergelijking tussen de methoden Houlsby en Sellmeijer.

	methode Houlsby	methode Sellmeijer
toepasbaarheid:		
- onverhard, niet gewapend	ja	nee
- onverhard, gewapend	ja	ja
- verhard, niet gewapend	ja	nee
- verhard, gewapend	ja	nee
berekeningsmethode wapening volgens:		
- horizontale wapening	ja	ja
- membraanwapening	nee	ja
vervorming	klein	groot
spanningstoestand:		
- vlak	ja	ja
- axiaalsymmetrisch	ja	nee
computerprogramma	nee *	ja

* in ontwikkeling

Rekenmethoden

Rekening houdend met het voorgaande en de beperkte toepasbaarheid van de weinige methoden die beschikbaar zijn, wordt voor de rekenprocedure voorlopig onderstaande werkwijze gevolgd. Zodra de verbeterde rekentechnieken in de vorm van computerprogramma's beschikbaar zijn, kan het nodig zijn de geadviseerde werkwijze aan te passen.

Aanbevolen ontwerpproces voor gewapende wegen:

- a. Voor de eindsituatie (verharde weg) wordt de funderingsopbouw bepaald, gebruik makend van lineair elastische meerlagenprogramma's of van hierop gebaseerde grafieken.
- b. Met behulp van de methode Houlsby kan de onverharde ongewapende funderingsconstructie worden gedimensioneerd.
- c. Is de berekende dikte van de funderingslaag onder b. groter dan onder a., dan kan het zinvol zijn een geokunststof toe te passen. Bij het gebruik van een geokunststof kan de onverharde gewapende constructie worden gedimensioneerd met de methode Houlsby of de methode Sellmeijer. De methode Houlsby kan worden gebruikt als de toelaatbare vervormingen klein zijn. Bij het gebruik van de methode Sellmeijer moeten de toelaatbare vervormingen groter zijn.
- d. Op grond van een economische afweging moet een keuze worden gemaakt; ofwel toepassing van de onder b. berekende grotere dikte van de funderingslaag, ofwel toepassing van één van de onder c. berekende combinaties van een geringere dikte van de funderingslaag met een geokunststof.

Eindige-elementenprogramma's

Het wapeningseffect, zoals is berekend met de voorgaande beschreven modellen, kan worden gekwantificeerd met de meer geavanceerde eindige-elementenprogramma's, waarbij het mogelijk is vlakke en axiaalsymmetrische berekeningen uit te voeren.

Nadeel van het gebruik van een eindige-elementenprogramma is meestal dat het de nodige kennis vereist om het programma te kunnen bedienen, om de invoerparameters te kunnen vaststellen en de uitvoer te kunnen interpreteren. De methode wordt daarom meer gebruikt bij wegen van hogere orde, waarbij een hoogwaardig ontwerp noodzakelijk is, en bij het valideren van analytische rekenmethoden. Voor de wegen van lagere orde, die in dit handboek worden beschouwd, is een eindige-elementenprogramma dan ook geen direct toegankelijke praktische ontwerpmethode. In dit handboek zijn ze daarom verder buiten beschouwing gelaten.

HOOFDSTUK I.4

ONTWERPPROCES

I.4.1 Algemeen

De ontwerpprocedure in dit handboek beperkt zich tot de toepassing van geokunststoffen bij wegen van lagere orde op weinig draagkrachtige klei- en veengronden met een CBR-waarde $\leq 3\%$ en/of een ongedraineerde schuifweerstand $f_{\text{undr}} \leq 60 \text{ kN/m}^2$. Het gaat hierbij om de berekening van de dikte van de funderingslaag van onverharde wegen, waarop eventueel later een verharding wordt aangebracht die zorgt voor een grotere spreiding van de verkeersbelasting in de fundering.

De uitvoeringsfase wordt vanwege de hoge aslasten van het bouwverkeer en de geringere spreiding van de aslast door het nog ontbreken van de asfaltverharding maatgevend gesteld voor de berekening van de dikte van de funderingslaag. Onder de fundering wordt verstaan een laag steenfunderingsmateriaal, dan wel een zandbed met daarop aangebracht een steenfundering. Tussen de ondergrond en deze fundering kan een geokunststof worden aangebracht. De fundering is minimaal 0,40 m dik. De maximale dikte, inclusief een eventueel zandbed, is hier beperkt tot 1 m, zoals in figuur I.1 is weergegeven.

In de uitvoeringsfase is de aslast van het werkverkeer van de orde van grootte van 150 kN.

Bij de toepassing van een geokunststof ziet de wegconstructie voor een weg met weinig verkeer er vaak als volgt uit:

- asfaltverharding (in de uitvoeringsfase niet aanwezig);
- een steenfundering van 0,25 à 0,30 m op een zandbed, dan wel een 0,40 à 0,80 m dikke steenfundering (variabel);
- geokunststof;
- weinig draagkrachtige ondergrond.

Stroomschema van het ontwerpproces

In de ontwerpprocedure wordt onderscheid gemaakt tussen de uitvoerings- en de gebruiksfase. In de uitvoeringsfase is de weg onverhard; in de gebruiksfase is de weg meestal voorzien van een asfaltverharding. Vervormingen van de fundering mogen in de uitvoeringsfase over het algemeen groter zijn dan in de gebruiksfase.

De geokunststof speelt zowel een rol in de uitvoerings- als in de gebruiksfase. De scheidingsfunctie van een geokunststof is in beide fasen van belang; de

wapeningsfunctie is met name van belang tijdens de uitvoering. De uitvoeringsfase is, zoals reeds is opgemerkt, vaak maatgevend voor het ontwerp van de wapening.

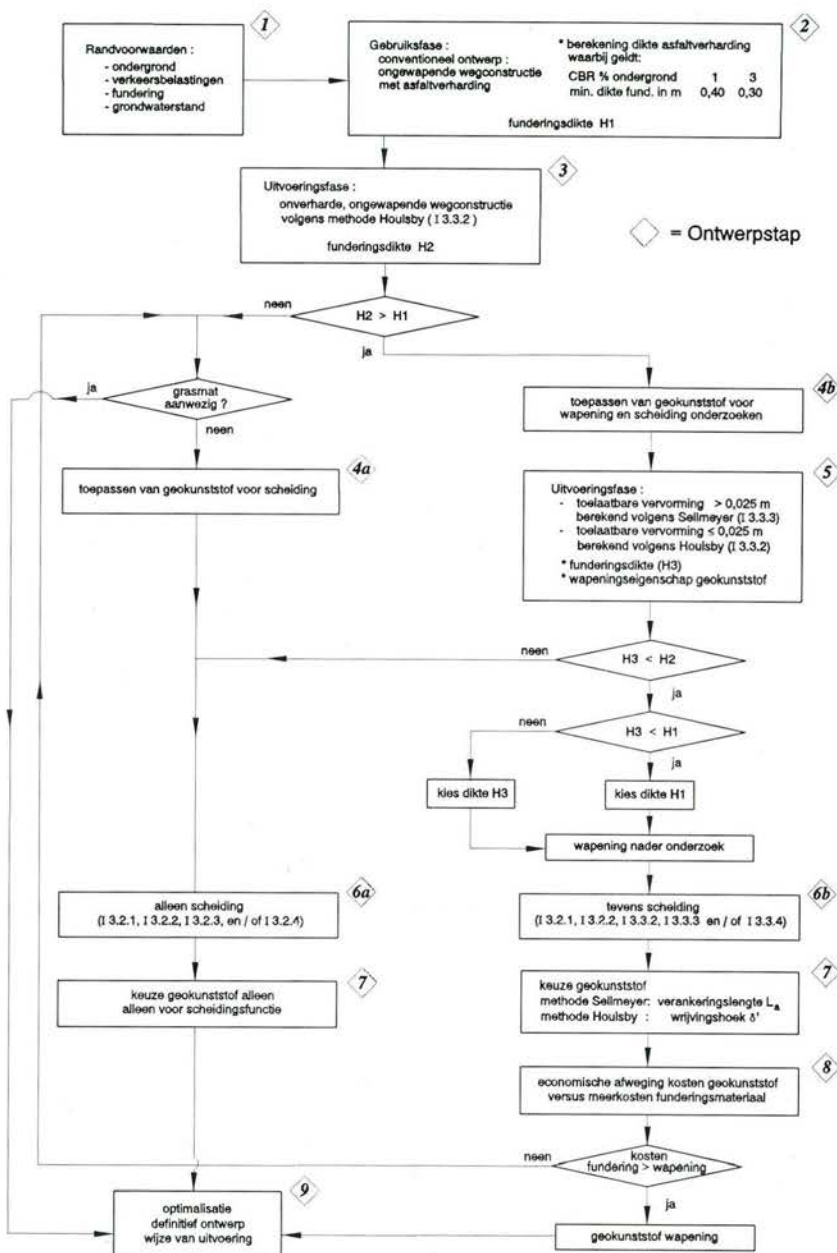


Fig. I.15 Stroomschema bij het ontwerp van een wegconstructie met een geokunststof.

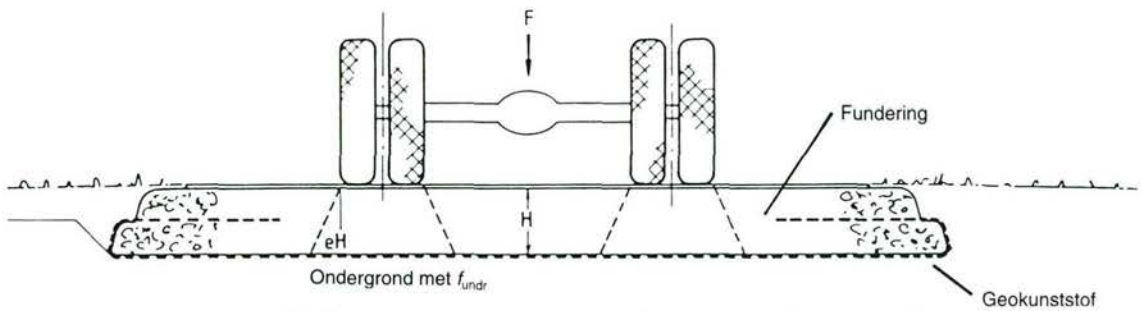


Fig. I.16 Schema van een wegconstructie met een geokunststof [3].

Rekening houdend met het voorgaande is in figuur I.15 het stroomschema van het ontwerpproces weergegeven. In figuur I.16 is een wegconstructie met een geokunststof schematisch weergegeven.

Keuze van de ontwerpmethodiek

In de praktijk wordt een verharde wegconstructie meestal gedimensioneerd, uitgaande van de axiaalsymmetrische spanningstoestand, bij voorbeeld met behulp van lineair elastische meerlagencomputerprogramma's. Hierbij wordt voor de gebruiksfase de asfaltverharding bepaald, uitgaande van een gekozen dikte van de fundering. Iteratief worden de optimale asfaltverharding en de dikte van de fundering H_1 berekend.

Omdat de uitvoeringsfase meestal maatgevend is, moet ook voor deze fase de dikte van de fundering worden berekend. Hiervoor is de methode Houlsby geschikt, omdat bij deze methode eveneens kan worden uitgegaan van een axiaalsymmetrische spanningsbenadering. De benodigde dikte van de fundering voor de ongewapende, onverharde wegconstructie in de uitvoeringsfase wordt H_2 genoemd.

Als de dikte van de fundering H_2 groter is dan H_1 kan het interessant zijn een geokunststof als wapening onder de fundering toe te passen om de dikte van de fundering te reduceren. De dikte van de fundering H_3 voor deze gewapende, onverharde wegconstructie kan zowel worden berekend volgens de methode Houlsby als volgens de methode Sellmeijer. Bij de laatste methode worden grote vervormingen toegelaten; bij de methode Houlsby blijven deze beperkt tot circa 25 mm.

Voor de Nederlandse omstandigheden met een slappe ondergrond zijn meestal grote vervormingen (meer dan 25 mm) van het funderingsmateriaal tijdens de aanleg toelaatbaar. In de uitvoeringsfase wordt daarom het gebruik van de methode Sellmeijer geadviseerd. Is ook in de uitvoeringsfase slechts een beperkte vervorming toelaatbaar, dan moet de methode Houlsby worden aangehouden.

Bij de methode Sellmeijer kunnen in de uitvoeringsfase voor de gewapende, onverharde wegconstructie combinaties worden bepaald van de dikte van de funderingen en de eigenschappen van de geokunststof. Dit is niet het geval bij de methode Houlsby; bij gebruik van een voldoende sterke geokunststof resulteert één dikte van de fundering. Verdere beperkingen bij de methode Sellmeijer zijn dat alleen rekening wordt gehouden met een vlakke spanningsbenadering, waarbij ervan wordt uitgegaan dat het verkeer niet verspoort. Deze beperking geldt niet voor de methode Houlsby.

Rekenmodellen en veiligheidsfactoren

Gebruik wordt gemaakt van het computermodel MGEOT voor de methode Sellmeijer en niet van grafieken, omdat deze slechts voor een beperkt aantal situaties geldig zijn. De grafieken van het model van Sellmeijer zijn gebaseerd op een toelaatbare spoordiepte in de ondergrond van 0,15 m, een belaste bandlengte van $a = 0,20$ m, een breedte van de bandenset van $a_s = 0,45$ m en een effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal van $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$.

Bij het gebruik van het computermodel kunnen meer parameters worden geverifieerd, zoals de spoordiepte en de geometrie van de auto.

De ondergrond wordt gekarakteriseerd door de ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} . Er wordt verder geen rekening gehouden met horizontale krachten ten gevolge van sturen, versnellen en remmen. Gerekend wordt met een representatieve statische verticale aslast.

In de grafieken en in het programma MGEOT is in de berekende treksterkte S en de scheursterkte W een veiligheidsfactor van 3 verdisconteerd in verband met kruip van de geokunststof. In de grafieken van de doorponssterkte P is een veiligheidsfactor van 2,5 aangehouden. Een verhoging van de veiligheidsfactor wordt aan de ontwerper overgelaten.

In de berekeningsresultaten van de methode Houlsby is geen onzekerheidsfactor opgenomen; geadviseerd wordt de berekende optredende trekkracht met een factor 2 te vermenigvuldigen om de vereiste treksterkte te bepalen en de berekende stijfheid bij 3 % rek met een onzekerheidsfactor van 1,5 te vermenigvuldigen. Voor meer details wordt verwezen naar I.3.3.2.

In de hierna volgende paragrafen worden de verschillende stappen van het ontwerpproces behandeld (zie fig. I.15).

I.4.2 Stroomschema van het ontwerpproces

I.4.2.1 Algemeen

In deze paragraaf is aan de hand van het processchema uit figuur I.15 in een aantal stappen aangegeven hoe kan worden nagegaan of het zinvol is een geokunststof in een wegfundering toe te passen en aan welke eisen deze geokunststof dan moet voldoen.

I.4.2.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten (stap 1)

De bijdrage van de geokunststof is afhankelijk van de verkeersbelasting en van de eigenschappen van de ondergrond, het funderingsmateriaal en de geokunststof.

De belangrijkste parameters voor het ontwerp zijn (zie fig. I.6 en I.7):

- de aslast F van het verkeer in kN;
- de belaste bandlengte a in de lengterichting van de auto in m;
- de breedte a_s van de band of de bandenset in m;
- de dikte H van de fundering in m;
- de effectieve volumieke massa γ' van het funderingsmateriaal in kN/m³;
- de effectieve hoek van inwendige wrijving ϕ' van het funderingsmateriaal in °;
- de belastingspreidingsfactor e van het funderingsmateriaal, gedefinieerd als de tangens van de hoek waaronder de belasting in het funderingsmateriaal wordt gespreid;
- het draagvermogen van de ondergrond, gekarakteriseerd door de ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} in kN/m²;
- de grondwaterstand.

Ondergrond

Aan de hand van het terrein- en laboratoriumonderzoek en de plaatselijke ervaring, wordt de ondergrond geschematiseerd en worden representatieve waarden aan de geotechnische parameters toegekend. Vuistregels voor een indicatie van de ongedraineerde schuifweerstand zijn in bijlage I.A1 gegeven.

Verder is de gemiddeld hoogste grondwaterstand van belang. Onderscheid wordt gemaakt in een grondwaterstand die tot in de fundering kan stijgen en een grondwaterstand die ten minste 0,50 m onder de fundering ligt.

Aslast

Uit de maatgevende verkeersbelastingen wordt de maatgevende aslast F bepaald. Daarnaast moet de equivalente straal R van het belaste bandoppervlak worden bepaald volgens $R = \sqrt{(a \cdot a_s / \pi)}$.

De maatgevende aslast F kan op twee manieren worden bepaald en is gelijk aan de eenmaal optredende grootste aslast of gelijk aan de equivalente waarde, afgeleid uit de werkelijke aslasten en het aantal lastovergangen in een bepaalde periode.

In het laatste geval geldt voor de equivalente aslast F_e de volgende formule:

$$F_e = F_s \cdot {}^{6,2}\sqrt{N} \quad (\text{I.7})$$

waarin:

F_e is de equivalente aslast in kN;

F_s is de werkelijke aslast in kN;

N is het aantal lastovergangen in de beschouwde periode.

Deze formule kan zowel voor de methode Houlsby als voor de methode Sellmeijer worden gebruikt en geldt alleen voor een gewapende weg. Voor ongewapende wegen is de formule te optimistisch.

Bij de uitvoering in een aantal lagen moet de maatgevende aslast voor elke laag apart worden beschouwd. De eerste laag is meestal maatgevend.

Constructietype

Een keuze moet worden gemaakt uit de constructietypen en de toe te passen funderingsmaterialen (zie fig. I.1a en I.1b).

Funderingsmateriaal

Van de toe te passen funderingsmaterialen worden de korrelvorm (afgerond of hoekig) en de belastingspreidingsfactor e vastgesteld.

Richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor e zijn vermeld in bijlage I.A2. Bedacht moet worden dat de daadwerkelijke belastingspreidingsfactor wordt bepaald door de stijfheids- en de dikteverhoudingen van de lagen waaruit de wegconstructie is opgebouwd. De stijfheidsverhoudingen zijn afhankelijk van de uitgevoerde verdichting. In het geval van meer lagen moet een equivalente e worden vastgesteld.

I.4.2.3 Conventioneel ontwerp (stap 2)

Eerst wordt de gebruiksfase beschouwd in stap 2. Met behulp van de gangbare technische normen wordt het conventioneel ontwerp van de fundering en van de verharding vastgesteld zonder toepassing van een geokunststof. Hierbij wordt uitgegaan van een dikte van de fundering; vervolgens wordt de dikte van de asfaltverharding berekend. In de praktijk houdt dit in dat voor ondergronden met een CBR-waarde van 1 % een minimale dikte van de fundering wordt aangehouden van 0,40 m en voor een ondergrond met een CBR-waarde van 3 % een dikte van 0,30 m. Zonodig wordt de berekening herhaald voor andere dikten van de fundering totdat de dikte van de fundering en de dikte van de asfaltverharding in een reële verhouding tot elkaar staan. Uit de berekening volgt een dikte van de fundering H_1 .

In de praktijk wordt een verharde wegconstructie meestal gedimensioneerd, uitgaande van de axiaalsymmetrische spanningstoestand, bij voorbeeld met behulp van lineair elastische meerlagenprogramma's of met behulp van hiervan afgeleide grafieken, zoals is vermeld in [15].

I.4.2.4 *Uitvoeringsfase (stap 3)*

Met de methode Houlsby wordt, volgens de axiaalsymmetrische benadering, de dikte van de fundering H2 berekend voor de onverharde, ongewapende wegconstructie. Hiervoor kan gebruik gemaakt worden van de door Houlsby gegeven grafieken.

I.4.2.5 *Is het zinvol een geokunststof toe te passen? (stap 4)*

In de onderhavige wegconstructie kan de geokunststof twee functies vervullen, namelijk van wapening plus scheiding en van primair alleen scheiding. In deze stap wordt nagegaan of het zinvol is om een geokunststof toe te passen.

Volgt uit de berekeningen dat de benodigde dikte van de fundering in de aanlegfase (H2) groter is dan in de gebruiksfase (H1), dan is het aan te bevelen de functie van wapening plus scheiding nader te onderzoeken. De toepassing van een geokunststof kan in die situatie resulteren in een besparing op de dikte van de fundering in de aanlegfase. Hoewel de scheidingsfunctie nu van secundair belang kan zijn, moeten de filtereigenschappen van de wapening zodanig worden gedimensioneerd dat geen verstoring van de waterhuishouding in de wegconstructie kan optreden.

De functie van primair scheiden wordt belangrijk als de begroeiing (grasmat) van het oorspronkelijk maaiveld is verwijderd - in verband met het graven van een cunet - of ernstig is beschadigd. Een goede grasmat of een andere begroeiing met een fijne wortelstructuur vormt als het ware een van nature aanwezige scheidingslaag. Als deze wordt verstoord, moet de geokunststof de rol van grasmat of begroeiing overnemen.

Het toepassen van een geokunststof, met als primaire functie het scheiden, valt ook te overwegen wanneer een tijdelijke bouwweg moet worden aangelegd. De geokunststof maakt het hierbij mogelijk het funderingsmateriaal weer eenvoudig en onvervuild terug te winnen.

Als het zinvol lijkt een geokunststof als wapening toe te passen, wordt overgegaan op stap 5, zo niet dan is alleen de scheidingsfunctie belangrijk en wordt overgegaan op stap 6a. Als beide niet zinvol zijn, wordt direct overgegaan naar stap 9.

I.4.2.6 *Ontwerp met geokunststof (stap 5 tot en met 7)*

Stap 5 - Uitvoeringsfase

Als de dikte van de fundering H2 groter is dan H1 kan het voordelig zijn om een geokunststof met een wapeningsfunctie toe te passen. In stap 5 wordt hierop ingegaan. Onderscheid wordt gemaakt in een fundering die meer dan 0,025 m mag vervormen en de fundering die minder mag vervormen.

In het eerste geval wordt de methode Sellmeijer toegepast, waarbij voor de onverharde weg met een geokunststof de dikte van de fundering wordt berekend (zie I.3.3.3).

Is een vervorming tot 0,025 m geoorloofd dan moet voor de onverharde situatie met een wapeningsgeokunststof de dikte van de fundering worden bepaald met de grafieken van Houlsby [9] of het programma ROADSolver [12] (zie I.3.3.2). Behalve de dikte van de fundering H_3 worden hiermee de wapeningseigenschappen bepaald.

Uit deze berekening volgt dat, door vergelijking met de dikte van de fundering H_2 , of met de wapening een dünnere funderingslaag kan worden bereikt.

Als $H_3 < H_2$ dan kan het technisch aantrekkelijk zijn een geokunststof toe te passen. Vervolgens wordt de dikte van de fundering gekozen waarbij de wapening wordt berekend. Hierbij worden twee gevallen onderscheiden. Als $H_3 < H_1$ wordt als dikte van de fundering H_1 gekozen. Is dit niet het geval en $H_3 > H_1$ dan wordt een dikte van de fundering H_3 aangehouden. Vervolgens wordt de wapening nader onderzocht en doorgegaan met stap 6b.

Geldt $H_3 > H_2$ dan moet worden doorgegaan met stap 6a.

Stap 6a - Alleen scheiding

Als alleen scheiding wordt gewenst, stap 6a, worden eisen gesteld aan:

- waterdoorlatendheid (k) formule (I.1) van I.3.2.1;
- gronddichtheid (O_{90}) formule (I.2) van I.3.2.1 bij een hoogste grondwaterstand van 0,50 minus onderzijde fundering; bij een hogere grondwaterstand formule (I.3) van I.3.2.1;
- doorpönssterkte (P) grafieken uit figuur I.7 van I.3.2.2; er wordt gerekend met de grootste aslast;
- scheursterkte (W) formule (I.4) van I.3.2.2;
- vervormingscapaciteit, sterkte en stijfheid tabel I.4 van I.3.2.2.

Stap 6b - Wapening en scheiding

Als wapening en scheiding worden geëist, wordt stap 6b gevolgd en worden aan de geokunststof de volgende eisen gesteld:

- waterdoorlatendheid (k) formule (I.1) van I.3.2.1;
- gronddichtheid (O_{90}) formule (I.2) van I.3.2.1 bij een hoogste grondwaterstand van 0,50 minus onderzijde fundering; bij een hogere grondwaterstand formule (I.3) van I.3.2.1;
- doorpönssterkte (P) grafieken uit figuur I.7 van I.3.2.2;
- scheursterkte (W) formule (I.4) van I.3.2.2;

In stap 5 zijn reeds de minimaal vereiste sterkte (S) en de stijfheidsmodulus (J) van de geokunststof bepaald:

- sterkte (S) bij toepassing van de methode Sellmeijer: programma MGEOT (zie I.3.3.3);
 bij toepassing van de methode Houlsby: zie I.3.3.2; de optredende trekkracht wordt berekend; de benodigde sterkte is een factor twee hoger
- stijfheidsmodulus (J) bij toepassing van de methode Sellmeijer: programma MGEOT (zie I.3.3.3);
 bij toepassing van de methode Houlsby: zie I.3.3.2.

Stap 7 - Verankeringslengte en wrijvingseigenschappen van geokunststof

Bij toepassing van de methode Sellmeijer moet de minimaal benodigde verankeringslengte L_a worden bepaald met formule (I.6) van I.3.3.4.

Bij toepassing van de methode Houlsby worden eisen gesteld aan de minimaal benodigde wrijvingshoek δ (zie I.3.3.4).

I.4.2.7 Economische afweging (stap 8)

Wanneer het schema vanaf stap 4b is doorlopen, wordt op grond van een economische vergelijking een keuze gemaakt uit het conventionele ontwerp en de varianten met een geokunststof. Hierbij wordt de afweging gemaakt in hoeverre de meerkosten van een geokunststof opwegen tegen de besparing op het funderingsmateriaal.

I.4.2.8 Definitief ontwerp en wijze van uitvoering (stap 9)

Uiteindelijk wordt in stap 9 het definitieve ontwerp gemaakt. Voorwaarden worden opgesteld voor de uitvoering (zie hoofdstuk 6 en 7).

HOOFDSTUK I.5

TESTMETHODEN VOOR GEOKUNSTSTOFFEN

I.5.1 Algemeen

Geokunststoffen worden voor uiteenlopende doeleinden onderworpen aan beproevingen¹. De fabrikant voert regelmatig onderzoek uit om te controleren of zijn productieproces continu verloopt en een produkt van homogene kwaliteit levert. De koper van geokunststoffen laat keuringsproeven verrichten om te kijken of hij het bestelde produkt krijgt. De ontwerper moet de fysische en mechanische eigenschappen van de geokunststoffen weten om ermee te kunnen dimensioneren. Afhankelijk van het gebruik van het onderzoekresultaat worden drie typen testmethoden onderscheiden, namelijk:

- quality control tests (QCT);
- indextests (IT);
- performancetests (PT).

¹ In de Europese normalisatie wordt vanaf medio 1994 gewerkt in een richting waarbij de indeling van tests en vooral ook de betekenis van de tests voor de CE-markering en kwaliteitscertificaten op een wat andere basis plaatsheeft. In het Europese jargon heet de quality control test (QCT) een process control test (PCT), maar daarnaast worden nog genoemd een batch release test (BRT), een audit test (AT) en een indirect test (IT). In elke norm (product standard), die in principe voor één geokunststof-toepassing wordt geschreven, worden drie soorten eigenschappen met eisen onderscheiden, te weten: Harmonised Characteristics, Additional Characteristics en Applicable Characteristics. Het idee achter deze indeling is, dat voor de geharmoniseerde eigenschappen zodanige eisen moeten gelden dat het produkt voldoet aan de zogenoemde "essentiële eisen" uit de Europese bouwprodukten Richtlijn (CPD) en het Bouwbesluit, op grond waarvan de CE-markering kan worden verkregen. Deze eigenschappen en eisen vormen het "geharmoniseerde" deel van de EN-norm. De andere eigenschappen met eisen, behorende tot het "vrijwillige" deel van de EN-norm, worden door de CEN TC 189 vastgesteld als verplichte eisen in alle gevallen (Additional) of in nader aan te geven speciale gevallen (Applicable).

De begrippen indextest (IT) en performancetest (PT) maken weliswaar deel uit van het spraakgebruik, maar zijn niet gedefinieerd in het Europese jargon.

De verwachting is dat voor elk toepassingsgebied een beperkt aantal (b.v. vier) essentiële eigenschappen wordt geselecteerd. Dit zijn zeer waarschijnlijk indextests (b.v. identificatie op de bouwplaats, doordruksterkte, treksterkte, openingsgrootte). In de "product standard" kunnen in de naaste toekomst nog andere (performance) tests een plaats krijgen als dit voor de toepassing van belang wordt geacht.

De drie typen testmethoden zijn hieronder kort toegelicht.

- *Quality control tests (QCT)*: deze testmethoden zijn primair bestemd voor de dagelijkse kwaliteitscontrole tijdens de fabricage. Deze tests zijn zowel bedoeld voor de producent als voor de keuringsinstantie. Voor de gebruiker/ontwerper zijn deze tests vaak minder relevant. De testresultaten geven direct een indicatie over de kwaliteit van het produkt en het verloop van het productieproces.
- *Indextests (IT)*: aan de hand van deze testmethoden wordt een kwaliteitsindex aan een produkt toegekend, de zogenoemde indexwaarden. Met de indexwaarden wordt de koppeling gelegd tussen het geotechnisch ontwerp en het benodigde produkt. Indextests kunnen ook op het werk worden uitgevoerd voor de controle van het geleverde produkt.
- *Performancetest (PT)*: met deze testmethoden worden bepaalde eigenschappen, die theoretisch niet eenduidig zijn te kwantificeren, nader bepaald. Deze tests bestaan meestal uit modelproeven

Verschillende doelgroepen en belangen van testresultaten hebben ertoe geleid dat vaak voor het direct dan wel indirect bepalen van een zelfde eigenschap van een geokunststof verschillende proeven zijn ontwikkeld (zie b.v. [16, 17, 18]). De complexiteit en de beproevingsduur zijn aangepast aan het doel waarvoor de proef wordt gedaan. In [16] wordt een inventarisatie gegeven van de gangbare testmethoden, waarbij deze zoveel mogelijk onderling worden vergeleken. Voor de Nederlandse markt worden in [16] aanbevelingen gedaan voor de te gebruiken testmethoden. In tabel I.6 zijn deze aanbevelingen samengevat. Aanbevelingen voor duurzaamheidstests zijn niet opgenomen in [16]. Hieronder is daarom voor de belangrijkste duurzaamheidsaspecten enige informatie over deze tests gegeven:

- clogging/blocking (koekfiltratie/verstopplingsfiltratie): deze aspecten zijn van belang voor de waterdoorlatendheid en de grond dichtheid van de geokunststof; een mogelijke testmethode is een performancetest;
- kruip en relaxatie: mogelijke testmethode ASTM D 2990;
- chemische aantasting bij hoge en lage pH-waarde: mogelijke testmethode ASTM D 543;
- aantasting door UV-straling: mogelijke testmethoden ASTM D 2565, ASTM D 4355, ASTM G 26, ASTM G 53, DIN 53 387 en ISO 4892.

1.5.2 Korte beschrijving van de indextests

Massa per eenheid van oppervlak

De massa per eenheid van oppervlak wordt bepaald door weging van een vierkant of cirkelvormig proefstuk met een oppervlak van 10.000 mm².

Tabel I.6 Eigenschap en testmethode.

eigenschap	opmerkingen/testmethode	norm
quality control tests:		
- massa per eenheid van lengte van het filament		-
- treksterkte van het filament		-
- massa per eenheid van oppervlak	zie bij indextests	-
- treksterkte van het eindprodukt, loodrecht en evenwijdig aan de fabricagerichting	zie bij indextests	-
- weerstand tegen doorpensen of barsten *	zie bij indextests	-
- waterdoorlatendheid *	zie bij indextests	-
indextests		
- massa per eenheid van oppervlak	afmeting proefstuk > 10.000 mm ²	NEN ISO 3801
- dikte d	afmeting proefstuk > 10.000 mm ²	NEN ISO 5084
- spannings-rekgedrag: treksterkte S en stijfheidsmodulus J	voor weefsels en vliezen: strip tensile test	NEN ISO 5081
	voor geogrids: trekproef op een enkele rib van het geogrid **	-
- doorpensassterkte P^*	doordrukkracht in CBR-apparaat	DIN 54307
- barstdruk p_b^*	afmeting proefstuk > 10.000 mm ² of diameter > 113 mm	NEN ISO 2960
- scheursterkte $W^*)$	of: hook tear test of: trapezium tear test	- ASTM D 1117 of DIN 53363
	of: V.d.Berg tear test	-
- waterdoorlatendheid k en ψ^*		NEN 5167
- karakteristieke openingsgrootte O_{90}^*	zeefproef	NEN 5168
performancetests		
- filterwerking		-
- wrijving tussen de grond en de geokunststof		-
- gedrag van de koppeling		-

* niet voor geogrids

** niet vermeld in [16]

Dikte d

Voor het meten van de dikte wordt een monster geokunststof tussen twee evenwijdige platen samengedrukt onder een gespecificeerde belasting. De dikte is gelijk aan de verticale afstand tussen de referentieplaat waarop de geokunststof rust en de drukstempel waarmee de druk op de geokunststof wordt uitgeoefend. Bij de proef kunnen verticale drukken tussen 2 kN/m^2 en 200 kN/m^2 worden opgelegd.

Treksterkte S en stijfheidsmodulus J

De treksterkte S wordt bepaald met de "strip tensile test" (NEN ISO 5081), die in figuur I.17 schetsmatig is weergegeven. Uit het continu geregistreerde kracht-rekverloop van de proefneming kan bij het gewenste rekpercentage de stijfheidsmodulus J worden bepaald.

Met deze proeven wordt de korteduur spannings-rekrelatie bepaald.

Voor het bepalen van het visco-elastisch gedrag (kruip en relaxatie) zijn geen standaardproeven aanbevolen. Op basis van onderzoek, meestal aan garens, zijn partiële veiligheidsfactoren vastgesteld waarmee de karakteristieke langeduursterkte wordt berekend uit de bij de korteduurproeven gevonden waarden.

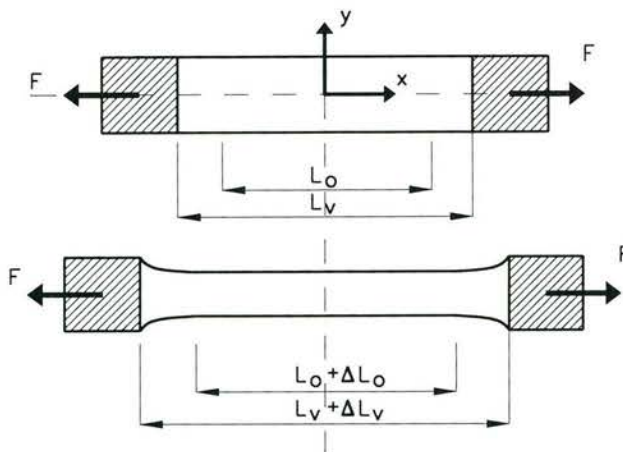


Fig. I.17. Bepaling van het kracht-rekgedrag met behulp van de "strip tensile test".

Weerstand tegen doorpensen P

De weerstand tegen doorpensen wordt volgens DIN 54307 bepaald in het CBR-apparaat. Hierbij wordt een cirkelvormig proefstuk, dat tussen twee spanningen is bevestigd, loodrecht op zijn vlak door een pluiner belast totdat breuk optreedt.

Barstdruk p_b

Bij de barstproef volgens NEN ISO 2960 wordt een ingeklemd cirkelvormig proefstuk, dat met een membraan is bedekt, door gas- of waterdruk belast totdat het proefstuk open barst.

Scheursterkte W

Voor de bepaling van de scheursterkte bestaan vele proefmethoden. De "hook tear test", de "trapezium tear test" en de "V.d. Berg tear test" zijn schetsmatig in figuur I.18 weergegeven. In alle gevallen wordt de kracht gemeten die nodig is om een proefstuk waarin een initiële scheur zit tot bezwijken te brengen.

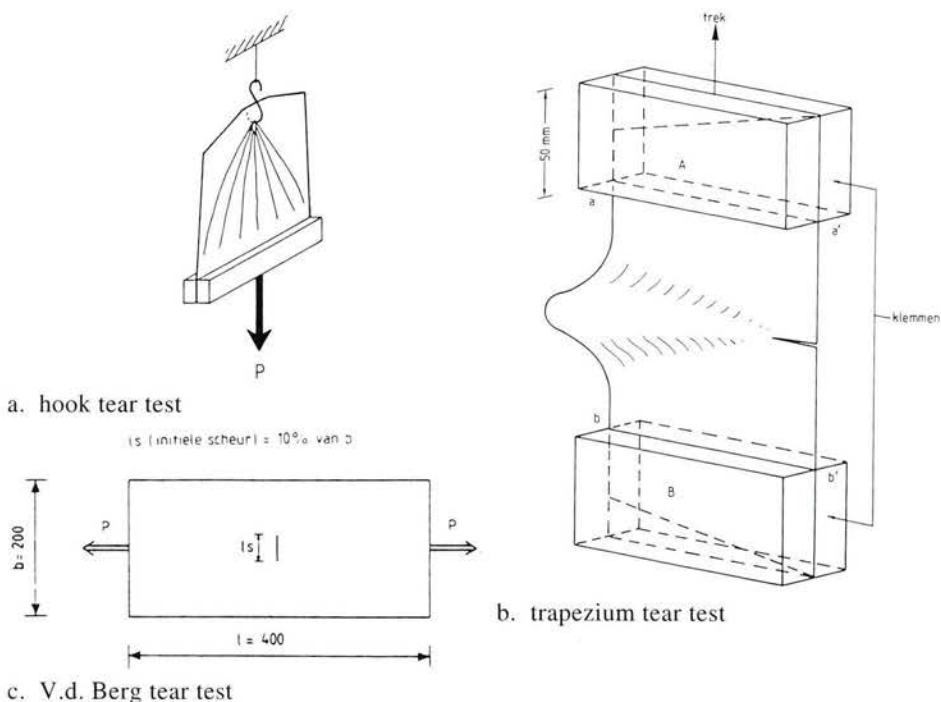


Fig. I.18 Bepaling van de scheursterkte.

Bij de "hook tear test" is de overeenkomst tussen proef en praktijk beter; voor deze proef bestaat echter geen norm. De "trapezium tear test" wordt het meest gebruikt en geeft goed reproduceerbare resultaten; men kan zich echter afvragen of de proef wel overeenstemt met de omstandigheden in-situ. De "V.d. Berg tear test" is speciaal ontwikkeld om de bezwaren van de overige testmethoden te omzeilen; er bestaat echter nog weinig ervaring mee, zodat nog veel onderzoek nodig is.

Waterdoorlatendheid

Bij de meting van de waterdoorlatendheid volgens NEN 5167 wordt een proefstuk onderworpen aan een waterstroom loodrecht op het oppervlak. De toevoer wordt trapsgewijs opgevoerd, waarbij steeds het verval en het debiet worden gemeten. De waterdoorlatendheid van de geokunststof kan als volgt worden uitgedrukt:

- als het drukhoogteverschil Δh in m bij een bepaalde filtersnelheid (meestal 0,01 m/s);
- als de filtersnelheid v in m/s bij een bepaald drukhoogteverschil (meestal 0,1 m); in plaats van de filtersnelheid v wordt ook wel het specifiek debiet q in m/s gebruikt;
- als de doorlatendheid k in m/s bij een laminaire stroming:
 - $k = v/i$, waarin i het verhang is;
 - $i = \Delta h/d$, waarin d de dikte van de geokunststof is;
- als de permittiviteit ψ in s^{-1} bij een laminaire stroming:
 - $\psi = k/d = v/\Delta h$.

Karakteristieke openingsgrootte O_{90}

Bij de bepaling van de karakteristieke openingsgrootte O_{90} volgens NEN 5168 wordt met een reeks opeenvolgende zandfracties een droge zeefproef op een stuk geokunststof uitgevoerd. De karakteristieke openingsgrootte is een maat voor de grondichtheid van de geokunststof.



Scheiding van ophoogmateriaal en ondergrond voor een wegconstructie.

HOOFDSTUK I.6

UITVOERINGSASPECTEN

I.6.1 Algemeen

Bij de uitvoering moet gezorgd worden dat de geokunststof onbeschadigd op het werk komt en onbeschadigd in de constructie wordt verwerkt. Dit stelt eisen aan de zorgvuldigheid waarmee met de geokunststoffen wordt omgegaan in de transport-, opslag- en verwerkingsfase.

De geokunststoffen worden geleverd op rollen met beperkte afmetingen. In het algemeen is het te beleggen oppervlak zo groot dat in de breedte- en lengterichting meer dan één baan geokunststof benodigd is. Om te bereiken dat de verschillende banen geokunststof als één geheel functioneren, moeten deze op de een of andere wijze worden gekoppeld. Met name als de geokunststof een wapeningsfunctie moet vervullen, speelt de richting van het uitrollen van de banen geokunststof een belangrijke rol. De meest kritieke fase in de uitvoering is het moment waarop de eerste laag zand of het funderingsmateriaal op de geokunststof wordt aangebracht. Het gevaar voor mechanische beschadiging is dan het grootst.

In het navolgende wordt nader ingegaan op de volgende uitvoeringsaspecten:

- transport, opslag en verwerking van de geokunststof;
- legrichting en koppeling van de banen geokunststof;
- aanbrengen van het funderingsmateriaal of het zandbed.

I.6.2 Transport, opslag en verwerking

Tijdens het transport, de opslag en de verwerking van de geokunststoffen moet worden voorkomen dat beschadigingen ontstaan ten gevolge van mechanische, chemische en fysische invloeden. Ook kan schade ontstaan door wind als de uitgerolde geokunststof opwaait en met scherpe vouwen en knikken neerkomt; voor het opnieuw leggen van de geokunststof zijn dan vaak grote krachten nodig die opnieuw tot schade kunnen leiden.

Vermeden moet worden dat de geokunststof in contact komt met scherpe voorwerpen en/of schadelijke stoffen. Ook blootstelling aan zonlicht (UV-straling) en hoge temperaturen (brand) leiden tot beschadiging en moeten worden voorkomen. Een en ander betekent dat de geokunststof moet worden ingepakt tijdens het transport en de opslag en na het leggen op korte termijn (als regel binnen één week, maar bij voorkeur zelfs voor het einde van de werkdag) met een laag zand of funderingsmateriaal moet worden afgedekt.

I.6.3 Legrichting en koppeling van banen geokunststof

Geokunststoffen worden geleverd op rollen met een breedte van circa 3 à 5 m. De eigenschappen kunnen afhankelijk zijn van de fabricagerichting. Bij het leggen moet hiermee rekening worden gehouden. Als er verschil in eigenschappen in langs- en dwarsrichting bestaat, moet dit duidelijk uit de codering op de geokunststof blijken. Daarnaast moet de uitrolrichting op de bestekstekeningen worden aangegeven.

Banen geokunststof kunnen aan elkaar worden gekoppeld door middel van een overlap of een naaiaad, zonodig in combinatie met een tijdelijke niet-verbinding. Het bij het naaien gebruikte garen moet ten minste dezelfde chemische weerstand hebben als het moedermateriaal. Lassen of lijmen wordt slechts zelden toegepast.

Binnen het bestek van dit handboek vallen uitsluitend de wegconstructies met een beperkte breedte (4 à 5 m). Voor deze breedte kan doorgaans worden volstaan met een koppeling door middel van een overlap. Hierbij komt de koppeling tot stand door de schuifweerstand tussen de twee te verbinden stukken geokunststof onder invloed van de bovenbelasting (gewicht van het funderingsmateriaal en de verkeersbelasting).

Als scheiding de hoofdfunctie is van de geokunststof moet de overlap zodanig groot worden gekozen dat ook na het optreden van vervormingen van de ondergrond, door ongelijkmatige zetting en spoorvorming, nog voldoende overlap aanwezig is. Het vervormingsgedrag en het draagvermogen van de ondergrond spelen hierbij een maatgevende rol. Tabel I.7 geeft een indicatie van de te hanteren minimale overlap in de dwarsrichting van de banen geokunststof als functie van de eigenschappen van de ondergrond. In de praktijk wordt bij de scheidingsfunctie veiligheidshalve een overlap van ten minste 1,0 m toegepast in de dwarsrichting van de geokunststof en van 1,5 m in de lengterichting.

Tabel I.7 Benodigde overlap evenwijdig aan de krachtrichting in de onverharde weg.

ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} * (kN/m ²)	benodigde overlap bij weefsel of vlies (m)	benodigde overlap bij geogrid (m)
≤ 20	0,50 à 0,85	0,50
30 à 50	0,40 à 0,65	0,30

* Gangbare correlaties tussen f_{undr} , de conusweerstand q_c en de CBR-waarde zijn (zie ook bijlage I.A1):

$$f_{\text{undr}} = 10^3 \cdot q_c / 15; \text{ met } q_c \text{ in MN/m}^2$$

$$f_{\text{undr}} = \text{circa } 20 \text{ à } 30 \cdot \text{CBR}; \text{ met CBR-waarde in } \%$$

Bij de wapeningsfunctie van de geokunststof moet de overlap in staat zijn trekkrachten over te brengen. Naast het draagvermogen van de ondergrond zijn

hierbij de wrijvingsweerstand en de bovenbelasting maatgevende parameters. Voor overlappen evenwijdig aan de maatgevende krachtrichting kunnen de in tabel I.7 gegeven waarden worden gehanteerd. Bij overlappen loodrecht op de krachtrichting moet de grootte van de overlap worden berekend uitgaande van de over te brengen kracht en de schuifweerstand tussen de lagen geokunststof. Overlappingsen in deze richting moeten ten minste 1,5 m lang zijn.

Met name in situaties waarin de geokunststof fungeert als membraanwapening moet worden gezorgd voor voldoende verankering aan de uiteinden. In de verankeringszone draagt de geokunststof over een bepaalde lengte via wrijving de kracht over op de aanliggende fundering en de ondergrond. De mate van verankering is afhankelijk van de sterkte van het opgebrachte funderingsmateriaal en van de wrijvingsweerstand tussen de geokunststof en de aanliggende ondergrond en het funderingsmateriaal. Uit rek- en verplaatsingsmetingen aan geokunststoffen (aangebracht in constructies, zoals deze in dit handboek worden behandeld) is geconstateerd dat de voor de verankering benodigde krachtsoverdracht ruim binnen een strook van 0,5 m plaatsheeft.

I.6.4 Aanbrengen van het funderingsmateriaal of het zandbed

De zandlaag/funderingslaag moet worden verdicht op de in de wegenbouw gebruikelijke wijze. Specifieke eisen, die vanwege de geokunststof aan het materiaal voor de zandlaag/funderingslaag worden gesteld, zijn:

- het materiaal mag geen scherpe delen bevatten die de geokunststof kunnen beschadigen;
- uit het materiaal mogen geen stoffen vrijkomen (b.v. Ca(OH)_2 , zuren, basen, aardolie-derivaten), ook niet op de lange duur, die de geokunststof kunnen aantasten; met name bij het gebruik van secundaire bouwmaterialen moet dit aspect worden onderzocht;
- in verband met de berijdbaarheid en het vermijden van beschadiging moet de eerste laag zand of het funderingsmateriaal op de geokunststof ten minste 0,4 m dik zijn; dit materiaal mag niet rechtstreeks op de geokunststof worden gestort; de vrachtwagen moet zijn lading storten op reeds gerealiseerd werk, waarna het materiaal met een shovel gelijkmatig op de geokunststof moet worden verspreid tot de beoogde dikte is bereikt.

Bedacht moet worden dat tijdens de uitvoering de geokunststof vaak op een andere manier wordt belast dan tijdens de gebruiksfase van de weg. Met name bij het rijden met grondverzetmaterieel kunnen grote krachten in de geokunststof ontstaan. De geokunststof moet daarom niet alleen voldoen aan de eisen die volgen uit het ontwerp, maar ook aan de eisen die volgen uit de methode van uitvoering. In sommige gevallen kunnen de uitvoeringseisen hoger zijn dan de ontwerpseisen.

HOOFDSTUK I.7

KWALITEITSASPECTEN

I.7.1 **Produktkwaliteit**

Voor het vaststellen van de benodigde kwaliteit van de toe te passen geokunststofprodukten is het nodig een pakket eisen te formuleren dat voortvloeit uit het gebruiksdoel. Het gaat hier om functionele eisen die moeten worden vertaald naar materiaaleisen. Deze materiaaleisen worden voor de uitvoering van werken in de bestekken of overeenkomsten vastgelegd. Op de bouwplaats moet, wanneer gewenst, door middel van keuringen worden nagegaan of aan de eisen is voldaan.

In Nederland heeft de keuring plaats door of in opdracht van:

- de producent;
- de opdrachtgever;
- de afnemer;
- de keurende instellingen.

Deze keuringen kunnen betrekking hebben op grondstoffen (polymeren), halffabrikaten (filamenten), eindprodukten (weefsels, vliezen en geogrids) en op constructies.

De laatste ontwikkeling op dit gebied is dat grondstoffen, halffabrikaten en eindprodukten onder certificaat worden geleverd. Hierbij wordt een produkt geleverd dat voldoet aan bepaalde vastgestelde eisen. De producent controleert regelmatig tijdens het productieproces of aan deze of daarvan afgeleide eisen wordt voldaan. Door een officieel erkend keuringsinstituut worden de bedrijfsresultaten getoetst. De kwaliteit van de geleverde grondstoffen, halffabrikaten of eindprodukten wordt dan gegarandeerd aan de hand van een bij het produkt behorend certificaat. Uiteraard moet voor werken in Nederland het betreffende certificaat van kracht zijn.

Als de mogelijkheid niet aanwezig is om produkten onder certificaat te leveren, kan de kwaliteit worden gecontroleerd door indextests uit te voeren op monsters van het geleverde produkt (zie ook hoofdstuk 4).

Incidenteel komen werken voor waarin, vanwege de kritieke functies van de geokunststof, specifieke eisen aan het produkt worden gesteld. In deze gevallen moeten via modelproeven en/of prototypeproeven de specifieke materiaaleisen worden geformuleerd.

Zoveel mogelijk moeten testprocedures worden gebruikt die in normen en richtlijnen zijn vastgelegd (zie tabel I.6).

1.7.2 Controle op het werk

De controle op het werk moet erop gericht zijn dat de constructie met een geokunststof aan de gestelde eisen voldoet. Wegconstructies, waarin een geokunststof is toegepast, kunnen falen door de volgende oorzaken:

1. het ontwerp niet deugt of in de praktijk niet uitvoerbaar is;
2. het verkeerde produkt is gebruikt;
3. het produkt niet voldoet aan de specificaties;
4. het produkt tijdens de uitvoering is aangetast door:
 - blootstelling aan UV-straling, olie, chemicaliën;
 - onzorgvuldig transport en/of lossen;
 - te grote krachten of rekken bij het leggen;
 - te grote krachten of rekken door obstakels of onvlakke ondergrond;
 - gaten (doorvoeren);
 - materieel dat over de geokunststof heeft gereden voordat dit voldoende was afgedekt;
5. het produkt in de gebruiksfase is aangetast door chemicaliën, olie, mest, enzovoorts;
6. de geokunststof in de verkeerde richting is gelegd (dit geldt alleen als de eigenschappen niet in alle richtingen hetzelfde zijn);
7. de koppelingen verkeerd zijn uitgevoerd: te weinig overlap, verkeerde verbinding, verbinding onzorgvuldig uitgevoerd, enzovoorts;
8. de verankering onvoldoende is;
9. het materiaal van de zandlaag/funderingslaag onvoldoende is verdicht;
10. de filterwerking niet meer optreedt doordat het materiaal te veel fijne delen bevat.

Bij de controle op het werk kan een fout in het ontwerp (oorzaak 1) vrijwel nooit worden opgespoord. Om de overige oorzaken van falen te kunnen onderkennen, moeten op het werk controles worden uitgevoerd, zoals:

- controle op het produkt via codering en certificering (oorzaken 2 en 3); bij niet-gecertificeerde produkten moeten op het werk monsters worden genomen, waarop indextests moeten worden uitgevoerd; een en ander moet in het bestek zijn beschreven;
- controle of de aannemer zich houdt aan de afgesproken werkwijze en deze ook zorgvuldig uitvoert (oorzaak 4); van groot belang is het voldoende snel afdekken van de geokunststof;
- in feite betreft oorzaak 5 een ontwerpfout, omdat er geen rekening is gehouden met mogelijke gebeurtenissen, zodat hierop op het werk vrijwel geen controle is uit te voeren; er is kennelijk geen rekening gehouden met mogelijke aantasting, zodat er ofwel een verkeerd produkt is gekozen ofwel

geen maatregelen zijn voorzien om contact met aantastende stoffen te voorkomen;

- normale controle op de bouwplaats (de uitvoering moet geschieden conform de tekeningen) (oorzaken 6, 7 en 8);
- controle op het materiaal (korrelverdeling, humusgehalte) en op de verdichting, conform de in het bestek gegeven methoden (oorzaken 9 en 10).

I.7.3 Bestekseisen

In een bestek moet de toe te passen geokunststof op een dusdanige wijze zijn beschreven dat de kwaliteit ervan gewaarborgd is, met inbegrip van opslag, transport en methode van aanbrengen.

Bij de samenstelling van een bestek voor de wegenbouw moet de RAW-systematiek worden gehanteerd. Hierbij zijn de besteksteksten onderverdeeld in:

- Technische Bepalingen (in de Standaard RAW-Bepalingen [19], zonodig aangevuld met bepalingen in deel 3 van het bestek);
- resultaatsbeschrijvingen.

Voor geokunststoffen zijn momenteel nog geen Technische Bepalingen en RAW-resultaatsbeschrijvingen voorhanden. In principe worden deze door de Stichting C.R.O.W opgesteld, uitgaande van de wensen en ervaringen van de markt.

In het hierna volgende is een aanzet gegeven voor besteksteksten conform de RAW-systematiek. Hierbij is steeds aangegeven of het een Technische Bepaling (TB) of een resultaatsbeschrijving (RB) betreft. Steeds is de RAW-indeling in 7 hoofdgroepen gevolgd, namelijk:

1. Begrippen
2. Eisen en uitvoering
3. Informatie-overdracht
4. Risicoverdeling en garanties
5. Bijbehorende verplichtingen
6. Bouwstoffen
7. Meet- en verrekenmethoden

Bij de opstelling van besteksteksten voor geokunststoffen en geogrids is onder andere gebruik gemaakt van [17, 20]. Voor aspecten die betrekking hebben op het verdichten van het materiaal van de zandlaag/funderingslaag wordt verwezen naar het standaard RAW-bestek.

Daar waar in de volgende zeven artikelen teksten zijn open gelaten (aangegeven door:), moeten getallen of bepalingen worden ingevuld die specifiek betrekking hebben op het betreffende werk.

1. Begrippen

Functie

TB Geokunststoffen kunnen worden gebruikt voor verschillende doelen: wapening, scheiding, drainage, filter, afscherming (afdichting), enzovoorts. Voor iedere functie gelden andere eigenschappen, zodat in het bestek en op de tekeningen duidelijk moet worden aangegeven waar welke geokunststof moet worden aangebracht.

2. Eisen en uitvoering

Richtlijnen en voorschriften

TB De relevante richtlijnen en voorschriften moeten hier worden vermeld.

Levering en opslag op de bouwplaats

In de Uniforme Administratieve Voorwaarden voor de Uitvoering van Werken 1989 (U.A.V. 1989) is opgenomen dat de geokunststof inclusief de verpakking niet mag beschadigen tijdens laden, transport, lossen en opslag. Hiervoor zijn dus geen afzonderlijke bepalingen in het bestek nodig.

Leggen van de geokunststof

TB Van de geokunststof moeten vooraf stukken worden vervaardigd van ten minste $\times$ m², zodat het aantal in het werk aan te brengen koppelingen tot een minimum wordt beperkt. Als het ontwerp dit vereist, moet de richting waarin de geokunststof wordt afgerold, zijn aangegeven op de bestekstekeningen. Dit is met name noodzakelijk als de eigenschappen van de geokunststof in dwars- en langsrichting verschillend zijn. Tijdens het leggen moet rekening worden gehouden met de windrichting; op een helling van hoog naar laag leggen.

TB Bij het verwijderen van de verpakking, het verplaatsen en leggen, mag de geokunststof niet worden beschadigd.

TB Geokunststofprodukten moeten spanningsloos en zonder vouwen worden aangebracht.

Koppelingen

RB Er moet worden aangegeven of een koppeling door middel van een overlap of door een andere wijze moet worden gerealiseerd; een en ander aangevuld met tekeningen; bij voorbeeld:

- koppelingen evenwijdig aan de krachtrichting moeten worden gerealiseerd door een overlap van ten minste m;

- voor koppelingen loodrecht op de krachtsrichting moet de overlap m bedragen;
- loodrecht op de krachtsrichting is een koppeling door overlap niet toegestaan.

TB Bij koppelingen die door naaien zijn vervaardigd, moet op het werk een goedgekeurd prototype aanwezig zijn zodat een vergelijking met de in-situ koppeling mogelijk is.

Aanbrengen en verdichten van het materiaal van de zandlaag/funderingslaag

TB De geokunststof moet bij voorkeur direct na het leggen, maar in ieder geval voor het einde van de werkdag met zand of funderingsmateriaal worden bedekt.

TB Grondverzetmaterieel mag pas over de geokunststof rijden als dat is afgedekt met een laag met een dikte van ten minste 0,4 m. Zand respectievelijk funderingsmateriaal mag niet direct op de geokunststof worden gestort, maar moet vanaf het naastgelegen deel gelijkmatig over de geokunststof worden gespreid.

TB Bij het aanbrengen van de zandlaag/funderingslaag moet worden voorkomen dat de geokunststof verplaatst.

TB Materiaal dat ter plaatse van de overlap tussen de twee banen weefsel of vlies is terechtgekomen, moet worden verwijderd.

TB De verdichting van het materiaal: voor zand zie de Standaard RAW-Bepalingen, art. 22.02.06 lid 04 4n 05; voor andere materialen geldt:

TB Controle van de verdichting gebeurt door:

3. Informatie-overdracht

Identificatie

TB De identificatie van het op de bouwplaats aangevoerde materiaal moet eenvoudig en eenduidig zijn. In een ISO-norm (ISO-10320 of EN-ISO-310320) wordt hiertoe de volgende informatie geëist op iedere eenheid (rol of pakket):

- leverancier;
- naam en type van het produkt;
- type geokunststof (vlies, weefsel, folie, geogrid, structuurmat, composiet);
- gewicht van de rol;
- lengte en breedte van de uitgerolde geokunststof;
- gewicht per eenheid van oppervlak;
- type polymeer (polyester, polypropyleen, polyetheen, enz.);

- toepassingsgebied volgens de norm ISO-10318 (wapening, scheiding, drainage, enz.);
- rolnummer.

Ook moet worden aangegeven of het materiaal isotroop is of anisotroop; bij anisotroop materiaal moet worden aangegeven in welke richting het materiaal het sterkst is.

TB Vorenstaande informatie moet op iedere rol worden aangebracht, bij voorkeur zowel op de verpakking als op de geokunststof. Als vermelding op de geokunststof niet mogelijk is (b.v. bij geogrids), moet worden gezorgd voor een eenvoudige herkenningmogelijkheid nadat de verpakking is verwijderd.

Legplan

TB Ofwel wordt verwezen naar de Standaard RAW-Bepalingen (art. 17.23.05 "Legplan folie"), ofwel wordt een legplan van de aannemer geëist. Hierin moeten zijn opgenomen:

- de wijze van leggen (handmatig of mechanisch) en het in te zetten materieel;
- de volgorde van het leggen;
- de methode van koppeling;
- de tijdsplanning.

4. Risicoverdeling en garanties

Hiervoor zijn nog geen bepalingen voorzien.

5. Bijbehorende verplichtingen

Opslag en verpakking van geokunststofprodukten

TB De verpakking moet de geokunststof beschermen tegen onder andere beschadiging, wateropname, vervuiling, blootstelling aan UV-straling. De verpakking mag pas vlak voordat de geokunststof wordt gelegd, worden verwijderd. Wordt een rol niet volledig gebruikt, dan moet om het resterende deel de verpakking weer worden aangebracht. De geokunststoffen moeten zodanig zijn opgeslagen dat:

- de rollenstapel stabiel is;
- het gewicht van bovenliggende rollen geen schade veroorzaakt aan het onderliggende materiaal;
- ze niet worden blootgesteld aan extreme variaties in temperatuur.

TB Na gebruik moet de verpakking worden verzameld en van het werk worden afgevoerd.

Aanbrengen geokunststofprodukten

RB Voordat met het leggen van de geokunststof wordt begonnen, moeten obstakels, puin en andere scherpe voorwerpen die de geokunststof kunnen beschadigen, worden verwijderd.

Het terrein moet worden afgewerkt op het gewenste niveau waarbij gaten en kuilen, die bij voorbeeld zijn ontstaan bij het verwijderen van ongewenste voorwerpen, worden opgevuld met geschikt materiaal dat wordt verdicht tot een graad vergelijkbaar met dat van het omringende materiaal. Scherpe knikken in het terrein moeten worden vermeden als een stijve geokunststof wordt gebruikt.

Opmerking:

Een grasmat op slappe ondergrond moet bij voorkeur niet worden verwijderd, aangezien hiervan vaak voordeel wordt ondervonden. Afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden is dit echter niet altijd mogelijk (b.v. als een cunet moet worden gegraven of een drainagesysteem moet worden aangelegd).

TB Direct na plaatsen moet de geokunststof tegen opwaaien en dergelijke worden beschermd door (tijdelijk) ballast aan te brengen.

Keuring geokunststofprodukten

TB De volgende indextests moeten op het produkt worden uitgevoerd:

-

òf, als een gecertificeerd produkt wordt gebruikt:

TB Het produkt is gefabriceerd onder een door een geautoriseerde instelling afgegeven certificaat volgens de ISO 9000-serie.

6. Bouwstoffen

Eisen aan de bouwstof

TB De geokunststof moet aan de volgende eisen voldoen:

-

òf

TB Voor de verschillende toepassingsgebieden mogen alleen de volgende gecertificeerde produkten worden toegepast:

-

Eisen aan het materiaal dat contact maakt met de geokunststof

Samenstelling

TB Het materiaal dat op de geokunststof wordt aangebracht, mag de geokunststof niet aantasten.

De volgende waarden mogen niet worden overschreden:

- voor polyester: pH niet groter dan 10 en niet kleiner dan 4;
-

TB Op polyester mag geen kalkhoudend materiaal worden aangebracht.

Korrelverdeling

TB De grenzen waarbinnen de korrelverdelingskromme van het materiaal moet liggen, zijn:

-

Het materiaal moet bestaan uit afgeronde korrels.

TB Bij geogrids: de korreldiameter mag niet groter zijn dan 1,5 maal de maaswijdte.

7. Meet- en verrekenmethoden

TB De hoeveelheid aangebrachte geokunststof wordt gemeten en verrekend in m², zoals is aangegeven op de tekeningen. Koppelingen worden hierbij niet meegeteld.

HOOFDSTUK I.8

MILIEUHYGIËNISCHE ASPECTEN

I.8.1 Algemeen

Voor de in de wegenbouw gangbare geokunststoffen worden als grondstoffen meestal de polymeren polyester (PET), polypropreen (PP) en polyetheen (PE) toegepast. Deze polymeren zijn praktisch inert en zijn derhalve niet milieubelastend. Het zijn alle thermoplastische kunststoffen. Geokunststoffen die worden toegepast in weg- en waterbouwkundige toepassingen, waarbij bescherming van bodem en grondwater tegen de gevolgen van calamiteiten in het geding is, moeten meestal zijn voorzien van het "Attest Toxicologische Aspecten" (ATA). Dit attest geeft aan dat de geokunststof is getest op de afgifte van bepaalde milieuschadelijke stoffen aan water en voldoet aan de desbetreffende gestelde eisen.

Milieuvervuiling door geokunststoffen kan doorgaans alleen optreden bij de uitvoering (wegwaaien van stukken geokunststof) en bij de sloop van de constructie.

Bij de sloop moet worden gewerkt volgens de volgende prioriteitenladder:

1. hergebruik;
2. herverwerking;
3. gecontroleerd verbranden;
4. storten.

Hergebruik heeft de hoogste prioriteit. Is het vrijkomende materiaal na het slopen niet meer geschikt om als geokunststof een functie te vervullen, dan vormt herverwerking, of recycling tot andere kunststofprodukten, een eerste alternatief. Biedt ook deze oplossing geen perspectief, dan moet het materiaal worden verbrand, waarbij speciale voorzieningen moeten worden getroffen. Als verbranden ook niet mogelijk is, moet het materiaal worden gestort. In de volgende paragrafen wordt hierop nader ingegaan.

I.8.2 Hergebruik en herverwerking van de geokunststof

Bij de sloop is het bijna nooit mogelijk om de geokunststof onbeschadigd terug te winnen. De vrijkomende geokunststoffen kunnen daarom niet meer worden hergebruikt. Wel is het mogelijk van de grondstof (de polymeren) andere produkten te maken, zoals vezelplaten, vuilniszakken, containers of markeringspaaltjes. De geokunststoffen die bij de sloop zijn vrijgekomen, moeten hiertoe eerst worden gewassen en gereinigd en daarna worden vernalen. Uit dit

materiaal kunnen vervolgens, meestal door middel van extrusie of spuitgieten, nieuwe produkten worden gevormd.

Omdat de verschillende polymeren verschillende smeltpunten hebben, kunnen ze niet door elkaar worden verwerkt. Er zijn scheidingsmethoden operationeel die gebruik maken van het verschil in volumegewicht om de diverse polymeren te scheiden. Een voorwaarde is bovendien dat er voldoende materiaal beschikbaar is, omdat het productieproces anders niet rendabel is.

Bij hergebruik van de grondstof moeten de verschillende geokunststoffen door de sloper (aannemer) worden gescheiden. Vervolgens moet het vrijgekomen materiaal worden afgevoerd naar een erkend verwerkingsbedrijf dat zorg draagt voor:

- het schoonmaken van de geokunststof (verwijderen van gronddeeltjes, enz.);
- het vermalen van de geokunststof;
- de verdichting van het granulaat en de vorming van het produkt door verhitting, persing of een combinatie daarvan;
- het afwerken van het produkt.

I.8.3 Gecontroleerd verbranden

Bij de beschouwde geokunststoffen behoeven bij gecontroleerd verbranden geen schadelijke stoffen vrij te komen. Dit is onder meer het geval bij verbranding in moderne verbrandingsinstallaties, waarbij een snelle koeling van de rookgassen en een aansluitende rookgaszuivering plaatsheeft. Bij deze installaties kan de verbrandingsenergie worden teruggewonnen.

I.8.4 Storten

Storten is de minst aantrekkelijke manier vanwege het ruimtebeslag en de stortkosten en moet zoveel mogelijk worden vermeden.

BIJLAGE I.A

VUISTREGELS VAN ENKELE RELEVANTE ONTWERPPARAMETERS

I.A1 Ongedraineerde schuifweerstand

De ongedraineerde schuifweerstand wordt beïnvloed door het vochtgehalte van de grond. Reden waarom de in de berekeningen te hanteren ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} van de ondergrond afhankelijk is van de uitvoeringscondities. Als benadering kan de ongedraineerde schuifweerstand worden afgeleid uit de conusweerstand q_c , uit de CBR-waarde of op basis van een visuele beoordeling.

Ongedraineerde schuifweerstand afgeleid uit de conusweerstand

De conusweerstand moet worden bepaald op 0,5 m, 1,0 m en 1,5 m onder de cunetbodem. Door de waarden op 0,5 m te hanteren, wordt een grote belastingspreiding in rekening gebracht. Door het gemiddelde van de waarden op 0,5 m en 1,0 m te hanteren, wordt een geringere belastingspreiding in rekening gebracht.

De relatie tussen de ongedraineerde schuifweerstand en de conusweerstand is als volgt [5]:

$$f_{\text{undr}} = \frac{10^3 \cdot q_c}{15} \quad (\text{I.A1})$$

waarin:

f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand in kN/m^2 ;
 q_c is de conusweerstand in MN/m^2 .

Ongedraineerde schuifweerstand afgeleid uit de CBR-waarde

De relatie tussen de ongedraineerde schuifweerstand en de CBR-waarde van de ondergrond is als volgt [3]:

$$f_{\text{undr}} = 20 \text{ à } 30 \cdot \text{CBR} \quad (\text{I.A2})$$

waarin:

f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand in kN/m^2 ;
 CBR is de CBR-waarde van de ondergrond in %.

De CBR-waarde 20 wordt aangehouden bij een hoge grondwaterstand; de CBR-waarde 30 bij een grondwaterstand die lager is dan 0,5 m beneden het funderingsniveau.

Ongedraineerde schuifweerstand gebaseerd op visuele waarneming

Zijn er geen onderzoeksgegevens beschikbaar dan kan de ongedraineerde schuifweerstand uit visuele waarnemingen worden afgeleid [5] (zie tabel I.A1).

Tabel I.A1 Waarden van de ongedraineerde schuifweerstand op basis van visuele beoordeling.

eenvoudige veldherkenningsproef	ongedraineerde schuifweerstand f_{undr} (kN/m ²)	hardheidsaanduiding
nauwelijks indrukbaar met een potloodpunt	> 100	hard
nauwelijks indrukbaar met de vingers	75 - 100	zeer stijf
met de vingers in te drukken onder sterke druk	50 - 75	stijf
met de vingers vervormbaar onder sterke druk	25 - 50	stevig
gemakkelijk met de vingers te vervormen	12,5 - 25	zacht
perst tussen de vingers door bij gesloten vuist	< 12,5	zeer zacht

I.A2 Belastingspreidingsfactor

De belastingspreidingsfactor e van het funderingsmateriaal is gedefinieerd als de tangens van de hoek waaronder de belasting in het funderingsmateriaal spreidt.

De belastingspreiding is afhankelijk van de verhouding van de stijfheden en de verhouding van de dikte van de te onderscheiden lagen in de wegconstructie en de ondergrond. Er wordt van uitgegaan dat de belastingspreiding in het funderingsmateriaal in de lengterichting van de auto even groot is als in de dwarsrichting.

De richtwaarden in tabel I.A2 gelden voor de spreidingsfactor voor funderingsmaterialen op ondergronden met een CBR-waarde kleiner dan 2 % [3]. Aanbevolen wordt de tabel ook te hanteren bij ondergronden met een hogere CBR-waarde, aangezien dit een veilige benadering is.

Tabel I.A2 Richtwaarden voor de belastingspreidingsfactor e voor funderingsmaterialen gelegen op ondergronden met een CBR-waarde kleiner dan 2 %.

aggregaat	CBR-waarde (%)	spreidingsfactor e *
onverdicht zand	< 5	0,25
onverdichte ongebonden steenfundering	10	0,30
opgespoten zand na verdichting	8 - 12	0,30
fijne dekkzanden na verdichting	12 - 18	0,35
(grindhoudend) zand na verdichting	15 - 20	0,35
zand gestabiliseerd met cement	25 - 50	0,40
ongebonden steenfundering na verdichting	30 - 60	0,45
hoogovenslakken na verdichting en binding	40 - 70	0,50

* $e = 0,25$ wil zeggen een spreiding van 4 : 1 (verticaal : horizontaal)

BIJLAGE I.B

THEORETISCHE ACHTERGRONDEN EN REKENMODELLEN

I.B1 Doorponssterkte

Theoretische achtergrond

Op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof werkt de druk p_1 en op het grensvlak geokunststof-ondergrond de druk p_2 (zie fig. I.B1).

De druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof wordt veroorzaakt door de verkeersbelasting en het gewicht van het funderingsmateriaal. Door spanningsspreiding geldt voor p_1 het volgende (zie fig. I.B2):

$$p_1 = \frac{F/2}{(a_s + 2 eH) \cdot (a + 2 eH)} + \gamma' H \quad (\text{I.B1})$$

waarin:

p_1 is de druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof, veroorzaakt door de verkeersbelasting en het gewicht van het funderingsmateriaal in kN/m^2 ;

F is de aslast in kN ;

a_s is de breedte van de band of de bandenset in m ;

a is de belaste bandlengte in m ;

e is de belastingspreidingsfactor van het funderingsmateriaal;

H is de dikte van de fundering in m ;

γ' is de effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m^3 .

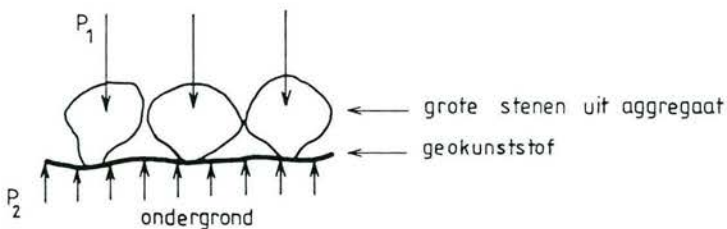


Fig. I.B1 Contactdrukken ter plaatse van de geokunststof [3].

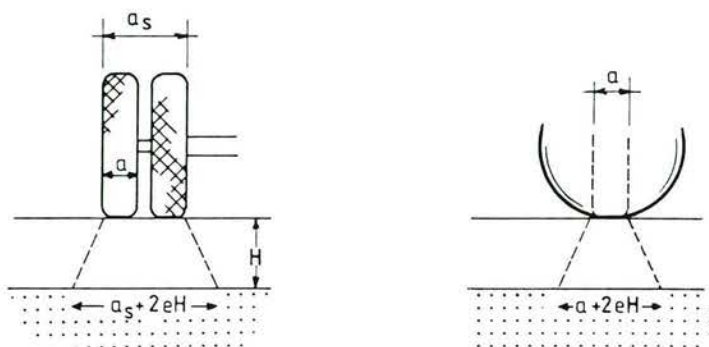


Fig. I.B2 Belasting spreiding van de wiellast [3].

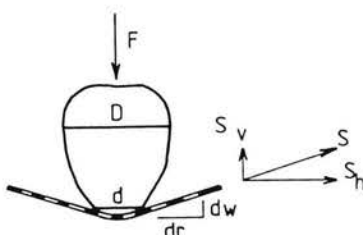


Fig. I.B3 Schematische weergave van het doorponzen [3].

Het schema van het doorponzen is weergegeven in figuur I.B3. Bij verwaarlozing van de invloed van de belastingspreiding door de geokunststof is de druk op het grensvlak geokunststof-ondergrond gelijk aan de druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof. Er geldt dan $p_1 = p_2$.

Op grond van de evenwichtsbeschouwingen geldt het volgende voor het verband tussen de doorponssterkte en de trekkracht in de geokunststof:

$$P = \pi \cdot d \cdot F_{t,v}$$

$$F_{t,v} = \frac{p_1}{4d} \cdot D^2 - \frac{p_2}{4d} \cdot d^2 \approx \frac{p_1}{4d} \cdot (D^2 - d^2) \quad (\text{I.B2})$$

$$F_t = F_{t,v} \sqrt{1 + \frac{dr^2}{dw^2}}$$

waarin:

- P is de doorpingssterkte in kN;
- F_t is de verdeelde trekkracht in de geokunststof in kN/m;
- $F_{t,v}$ is de verticale component van F_t in kN/m;
- dr/dw is de hoekverdraaiing van de geokunststof in m/m;
- D is de grootste diameter van de aggregaatkorrel in m;
- d is de diameter van de punt van de aggregaatkorrel in m;
- p_1 is de druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof, veroorzaakt door de verkeersbelasting en het gewicht van het funderingsmateriaal in kN/m²;
- p_2 is de reactiedruk van de ondergrond werkend op het grensvlak geokunststof-ondergrond in kN/m².

Praktijk

Voor de praktische uitwerking van de doorponseis zijn grafieken vervaardigd. Deze grafieken zijn gebaseerd op CBR-plunjerproeven, waarbij de zakking van het stempel minimaal 0,025 m bedraagt en de hoekverdraaiing van de geokunststof dr/dw gelijk is aan 0,5.

I.B2 Scheursterkte

De scheursterkte W is de kracht waarbij na een initiële beschadiging van de geokunststof een doorgaande scheur optreedt.

Uitgaande van een gelijkmatig verdeelde trekkracht F_t in de geokunststof en een initiële beschadiging met een breedte b , geldt voor de benodigde scheursterkte $W = F_t \cdot \frac{1}{2}b$ (zie fig. I.B4).

De breedte b hangt af van de grootte van de scheuren/beschadigingen en het aantal scheuren/beschadigingen per lengte-eenheid loodrecht op de trekkrachtrichting.

Eén scheur/beschadiging per meter kan als bovengrens worden beschouwd. De aan te houden breedte van een initiële scheur varieert van enkele millimeters tot enkele centimeters.

Uitgaande van een initiële scheurbreedte van $b = 0,02$ m en een trekkracht F_t in de geokunststof geldt voor de scheursterkte de volgende eis (zie [3]):

$$W \geq 0,01 F_t \quad (\text{I.B3})$$

waarin:

- W is de scheursterkte van de geokunststof in kN;
- F_t is de verdeelde trekkracht in de geokunststof in kN/m.

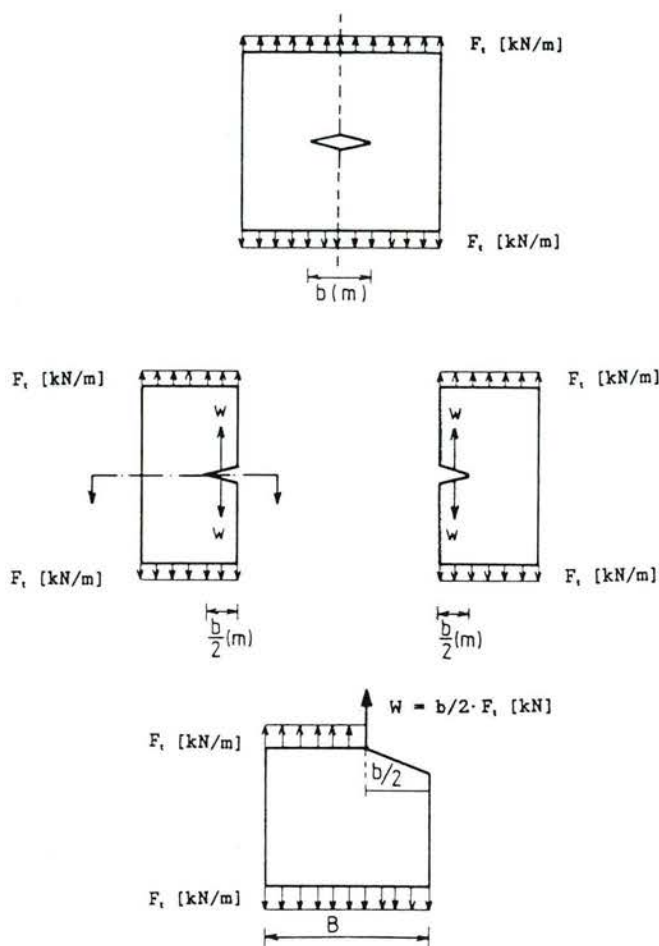


Fig. I.B4 Scheursterkte [3].

In het geval dat de geokunststof geen dienst doet als wapening kan op grond van praktijkbevindingen voor de scheursterkte het volgende worden geëist (zie [3]):

$$\begin{aligned} \text{als } f_{\text{undr}} &\leq 20 \text{ kN/m}^2: W \geq 0, 2 \text{ kN} \\ \text{als } f_{\text{undr}} &> 20 \text{ kN/m}^2: W \geq 0, 1 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{I.B4})$$

waarin:

f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand van de ondergrond in kN/m^2 ;
 W is de scheursterkte van de geokunststof in kN.

I.B3 Vervormingscapaciteit

Fungeert de geokunststof als scheiding, waarbij het wapeningseffect geen rol speelt, dan kan grote spoorvorming optreden. Dit gebeurt met name in het geval van een niet-wapenend geokunststof en een weinig draagkrachtige ondergrond ($f_{\text{undr}} \leq 20 \text{ kN/m}^2$), waarbij de ondergrond onder de belasting plaatselijk volgens wigvormige breukvlakken bezwijkt (zie fig. I.B5).

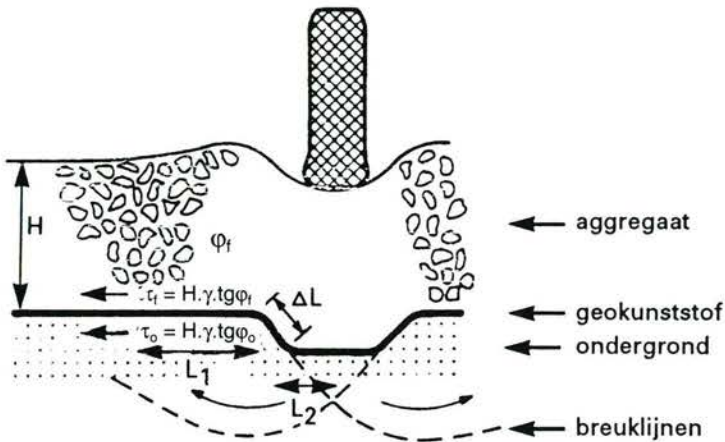


Fig. I.B5 Benodigde vervormingscapaciteit van de geokunststof bij een discontinuë vervorming door plaatselijk bezwijken van de ondergrond [3].

ΔL is de te mobiliseren verlenging

L_1 is de verankeringslengte naast het spoor

L_2 is de verankeringslengte in het spoor

τ is de wrijving of de schuifspanning tussen de geokunststof en het aanliggende materiaal in kN/m^2 ;

H is de dikte van de fundering in m;

γ is de volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m^3 .

Ten behoeve van een goede scheidende werking moet de vervormingscapaciteit van de geokunststof zodanig zijn dat deze zonder breuk een discontinuë vervorming van de ondergrond en de fundering kan volgen.

Hiertoe moet de geokunststof een voldoende grote breukrek hebben om de vervormingen te kunnen ondergaan. Daarnaast moet het voldoende sterk zijn om de benodigde rek over een voldoende grote geokunststoflengte ($L_1 + L_2$) te kunnen mobiliseren. De verankeringslengte naast het spoor (L_1) moet hierbij, vanwege de asymmetrie, het grootste gedeelte voor zijn rekening nemen.

Uit het narekenen van enkele proeven met de pull-out box blijkt dat de schuifspanning τ tussen de geokunststof en het aangrenzende materiaal bij benadering

constant is over respectievelijk L_1 en L_2 . Het verloop van kracht, rek en verlenging over de ankerlengte is in figuur I.B6 weergegeven.

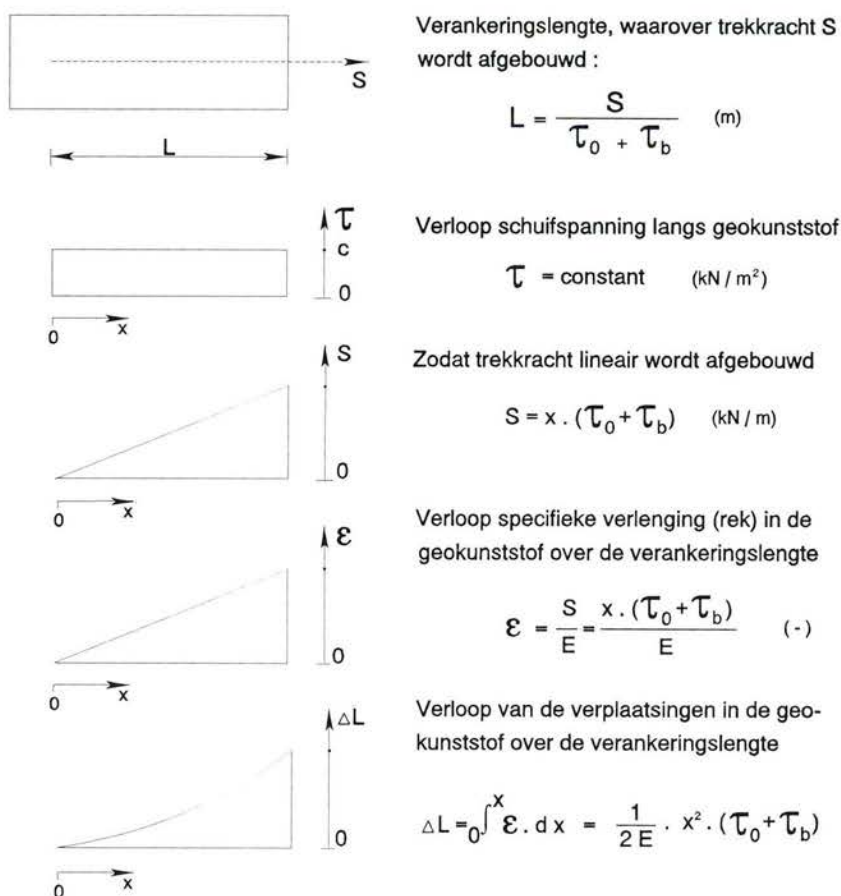


Fig. I.B6 Verloop van kracht, rek en verlenging over de ankerlengte.

Door in de onderste formule van figuur I.B6 de substitutie $x = L_a$ in te voeren, kan de maximaal te mobiliseren verlenging die wordt bereikt bij een trekkraft gelijk aan de breuksterkte (S) van de geokunststof worden berekend, zodat geldt:

$$\Delta L = \frac{S^2}{2 E (\tau_0 + \tau_b)} \quad (\text{I.B5})$$

Door substitutie van $E = S/\varepsilon$ wordt dit:

$$\Delta L = \frac{S \cdot \varepsilon}{2(\tau_o + \tau_b)} \quad (\text{I.B6})$$

waarin $S \cdot \varepsilon$ wordt gedefinieerd als de vervormingscapaciteit.

I.B4 Membraanwapening (methode Sellmeijer)

In het hierna volgende wordt eerst het model beschreven met formules van het evenwicht van het membraan en van het vervormingsgedrag van de ondergrond met de daarbij optredende plastische zone.

Na het aangeven van de maatgevende aslast worden de oplossingen besproken in de elastische fase en in de plastische fase.

Model

Verondersteld wordt een buigslap geokunststof dat aan de bovenzijde wordt belast door de gespreide verkeerslast p_0 en het gewicht van het funderingsmateriaal $\gamma'H$ en dat aan onderzijde wordt belast door de ondergrondreactie p_2 (zie fig. I.B7). De ondergrond en de geokunststof vervormen onder de wiellast. De geokunststof wordt uitgerekt en komt onder spanning, waardoor de ondergrond in de zone onder de wiellast wordt ontlast en in de zones naast de wiellast wordt belast.

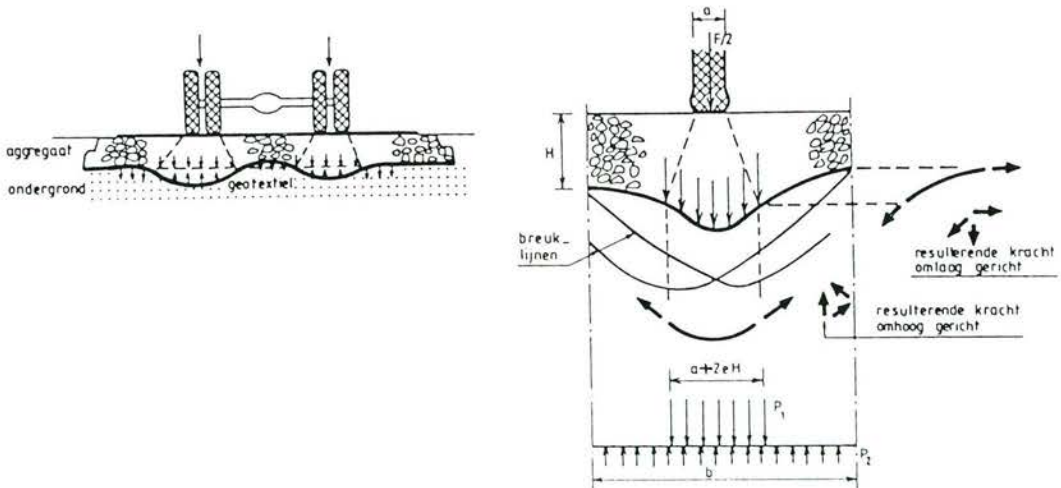


Fig. I.B7 Principe van de membraanwerking [3].

Evenwicht

Voor de evenwichtsvergelijkingen geldt:

$$F_{t,h} \frac{d^2 w}{dx^2} = -(p_0 - p_2) - \gamma' H \quad (\text{I.B7})$$

$$F_t = F_{t,h} \sqrt{\frac{dw^2}{dx^2} + 1}$$

waarin:

- F_t is de trekkracht in de geokunststof in kN/m;
- $F_{t,h}$ is de horizontale component van F_t in kN/m;
- x is de horizontale afstand tot de as van de auto in m;
- w is de verticale verplaatsing van de geokunststof in m;
- p_0 is de druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof ten gevolge van de verkeersbelasting in kN/m²;
- p_2 is de reactiedruk van de ondergrond werkend op het grensvlak geokunststof-ondergrond in kN/m²;
- γ' is de effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m³;
- H is de dikte van de fundering in m.

Vervormingsgedrag van de ondergrond

Het aangehouden vervormingsgedrag van de ondergrond is bi-lineair elasto-plastisch (zie fig. I.B8), waarbij in de lineair elastische fase geldt:

$$p_2 = k \cdot w \quad (\text{I.B8})$$

waarin:

- k is de beddingsconstante in kN/m³.

In de star-plastische fase geldt volgens Brinch Hansen:

$$p_2 = N_c (c + \gamma' H \cdot \tan \phi' + \frac{3}{4} (a + 2 eH) \cdot \gamma'_o \cdot \tan^2 \phi') + \gamma' H \quad (\text{I.B9})$$

$$p_2 = N_c (c + \frac{3}{4} B \cdot \gamma'_o \cdot \tan^2 \phi')$$

waarin:

- c is de cohesie van de ondergrond in kN/m²;
- ϕ' is de effectieve hoek van inwendige wrijving van de ondergrond in °;
- γ' is de effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m³;
- γ'_o is de effectieve volumieke massa van de ondergrond in kN/m³;
- N_c is de draagkrachtfactor;
- B is de wegbreedte in m;
- a is de belaste bandbreedte in de lengterichting van de auto in m.

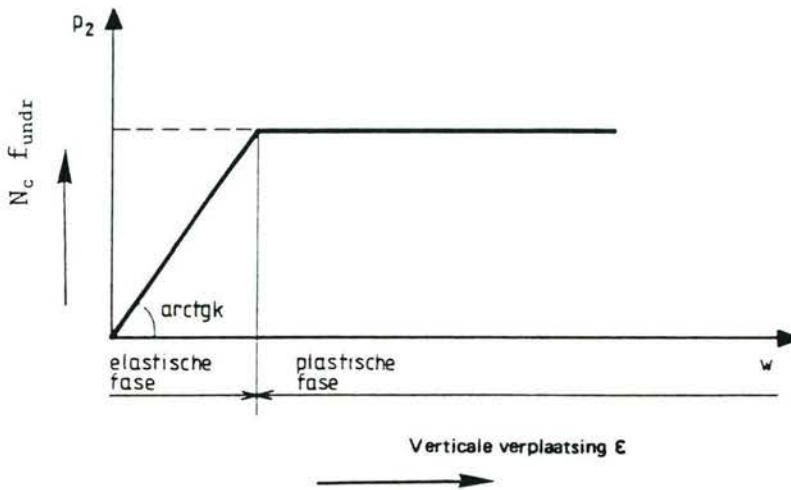


Fig. I.B8 Aangehouden spannings-zakkingsgedrag van de ondergrond [3].

Breedte van de plastische zone

Overschrijdt de gespreide verkeersbelasting het bezwijkdraagvermogen van de ondergrond dan reageert de ondergrond plastisch.

Uit het verticale evenwicht volgt voor de breedte van de hierbij optredende plastische zone het volgende.

$$b = \frac{F/2}{(p_2 - \gamma' H) \cdot (a + 2eH)} \quad (\text{I.B10})$$

waarin:

b is de bezwijkbreedte in m.

De plastische zone kan zich op drie verschillende manieren manifesteren (zie fig. I.B9).

In de meest voorkomende gevallen, figuur I.B9a, ligt de plastische zone centrisch onder de wiellast.

Op grond van symmetrie-overwegingen kan de plastische zone zich niet tot voorbij de as van de auto uitstrekken (zie fig. I.B9b). Wanneer nodig ten behoeve van het evenwicht, breidt de plastische zone zich uit in de richting van de zijkant van de weg.

In figuur I.B9c vormt de zijkant van de weg de begrenzing van de plastische zone. Uitbreiding is mogelijk in de richting van de as van de auto.

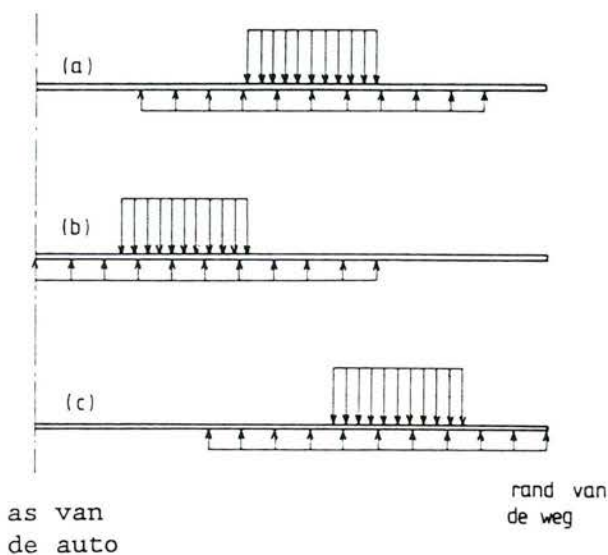


Fig. I.B9 Mogelijke posities van de plastische zone [3].

Verkeersbelasting en maatgevende aslast

Door belastingspreiding (zie fig. I.B2) geldt voor de gespreide verkeersbelasting:

$$p_0 = \frac{F/2}{(p_2 + 2eH) \cdot (a + 2eH)} \quad (\text{I.B11})$$

p_0 is de druk op het grensvlak funderingsmateriaal-geokunststof ten gevolge van de verkeersbelasting in kN/m^2 ;

F is de aslast in kN ;

a is de belaste bandbreedte in de lengterichting van de auto in m ;

a_s is de breedte van de band of de bandenset in m ;

e is de belastingspreidingsfactor van het funderingsmateriaal;

H is de dikte van de fundering in m .

De maatgevende aslast wordt bepaald door de optredende grootste aslast of door een equivalente waarde van de optredende kleinere aslasten in een aantal lastovergangen. De equivalente aslast is gedefinieerd als de aslast die in één lastovergang hetzelfde effect (spoorvorming) sorteert als de werkelijke aslasten in verschillende lastovergangen.

Bedacht moet worden dat tijdens de uitvoering het geval van één enkele vrachtwagen, rijdend over een dunne slecht verdichte laag funderingsmateriaal, maatgevend kan zijn boven de situatie van een aantal vrachtwagens, rijdend over een dikke goed verdichte laag funderingsmateriaal.

Voor de equivalente aslast geldt de volgende formule:

$$F_e = F_s \cdot \sqrt[6]{N} \quad (\text{I.B12})$$

waarin:

- F_e is de equivalente aslast in kN;
- F_s is de werkelijke aslast in kN;
- N is het aantal lastovergangen in de uitvoeringsfase.

Oplossing

De evenwichtsvergelijkingen van de geokunststof en de ondergrond kunnen simultaan worden opgelost met als randvoorwaarde dat de geokunststof aan de zijkant van de weg voldoende is verankerd.

Uit de oplossing voor de elastische fase (formules (I.B7) en (I.B8)) blijkt dat, zolang de ondergrond zich elastisch gedraagt, het effect van de membraanwapening van de geokunststof vrijwel nihil is.

In de plastische fase leidt de oplossing van de formules (I.B7) en (I.B9) tot vergelijkingen voor de stijfheidsmodulus en de trekkracht als functie van de invoerparameters (belastingsgegevens, toelaatbare spoordiepte en eigenschappen en dikte van het funderingsmateriaal).

De trekkracht F_t in de geokunststof volgt uit de verlenging van de geokunststof die wordt bepaald uit de uitbuigingslijn van de geokunststof. Naast het wielspoor neemt de trekkracht in de geokunststof af door de schuifspanningsoverdracht naar het funderingsmateriaal en de ondergrond. Hiertoe moet voldoende verankeringslengte aanwezig zijn of de geokunststof moet aan de rand van de weg worden verankerd.

In de gevallen waar de wielast excentrisch ligt ten opzichte van de plastische zone treden aan weerszijden van het wiel verschillende zettingen op. Het model geeft dan twee waarden voor de spoordiepte.

I.B5 Horizontale wapening (methode Houlsby)

Onder horizontale wapening wordt verstaan de schuifspanningsinteractie door wrijving tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof enerzijds en die tussen de ondergrond en de geokunststof anderzijds. In figuur I.B10 is dit schematisch weergegeven.

Door de ontwikkelde schuifspanning, die zowel langs de boven- als de onderzijde van de geokunststof optreedt, wordt zowel de ondergrond als het funderingsmateriaal bij elkaar gehouden, waardoor de horizontale vervormingen van de ondergrond en het funderingsmateriaal beperkt blijven.

Voor het ontwikkelen van de schuifspanning, en dus van de horizontale wapening, zijn slechts beperkte deformaties nodig, mits voldoende haakweerstand

aanwezig is tussen de geokunststof enerzijds en het boven- en onderliggende materiaal anderzijds.

Horizontale wapening (lateral restraint) betreft de schuifspanningsinteractie tussen het funderingsmateriaal en de geokunststof en die tussen de ondergrond en de geokunststof (zie fig. I.B10).

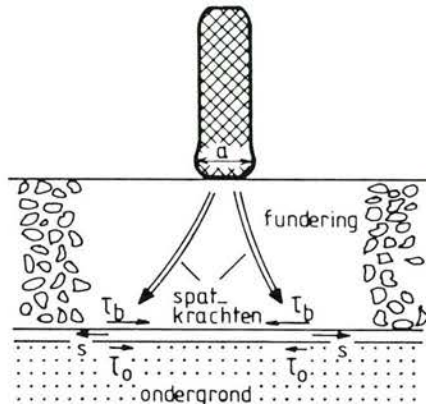


Fig. I.B10 Horizontale wapening [3].

Methode Houlsby

De methode Houlsby [9] gaat in op het draagvermogen van de ondergrond in zowel het geval van een ongewapende weg als in het geval van een met een geokunststof gewapende weg. In de methode Houlsby heeft de toepassing van een geokunststof betrekking op de horizontale wapening als gevolg waarvan het draagvermogen van de constructie als geheel toeneemt.

In het hierna volgende wordt eerst het model beschreven met formules van het draagvermogen van de ondergrond en het horizontaal evenwicht in het funderingsmateriaal. In eerste instantie wordt een vlakke spanningstoestand loodrecht op de lengterichting van de auto beschouwd, waarbij de verkeerslast is geschematiseerd tot een strookbelasting.

Vervolgens worden oplossingen gegeven in het geval van een ongewapende weg en in het geval van een gewapende weg. Het maatgevende laagste draagvermogen moet worden bepaald, dus moet tevens het draagvermogen van de fundering zelf in de beschouwing worden meegenomen.

Daar spoorvorming bij het model van Houlsby nauwelijks optreedt, worden ook de oplossingen gegeven uitgaande van een axiaalsymmetrische spanningstoestand.

Model

Het model gaat uit van evenwicht van het funderingsmateriaal en het draagvermogen van de ondergrond, waarbij een koppeling plaatsheeft door de schuifspanningsinteractie op het grensvlak funderingsmateriaal-ondergrond (zie fig. I.B11).

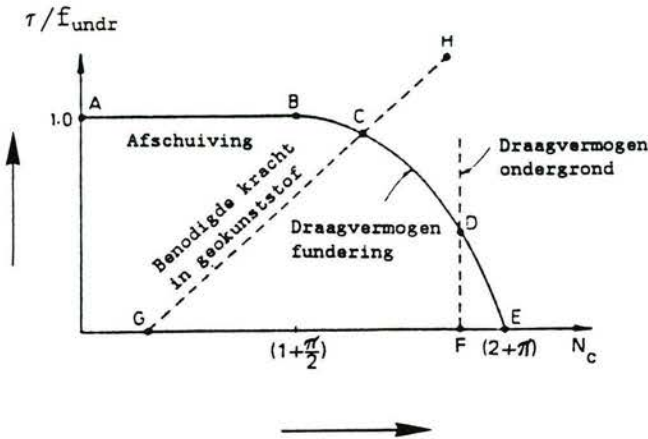


Fig. I.B11 De mogelijke combinaties van normaal- en schuifspanning bij het bezwijken van de ondergrond onder een strookbelasting volgens het model van Houlsby [9].

Draagvermogen van de ondergrond

Het draagvermogen van de ondergrond (zie fig. I.B12) kan worden beschreven met $N_c \cdot f_{undr}$, waarbij voor de draagkrachtfactor de volgende formule geldt, overeenkomend met de kromme ABCDE in figuur I.B11:

$$N_c = \frac{\sigma_v - \sigma_{vo}}{f_{undr}} = 1 + \frac{\pi}{2} + \cos^{-1} \frac{\tau}{f_{undr}} \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{f_{undr}} \right)^2} \quad (\text{I.B13})$$

waarin:

N_c is de draagkrachtfactor van de cohesie;

σ_v is de verticale spanning onder de fundering in kN/m^2 ;

σ_{vo} is de verticale spanning naast de fundering in kN/m^2 ;

f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand van de ondergrond in kN/m^2 ;

τ is de schuifspanning op de fundering in kN/m^2 .

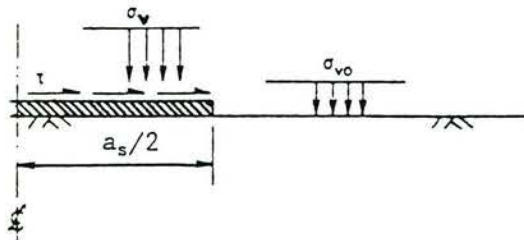


Fig. I.B12 Draagvermogen van een fundering op cohesieve grond [9].

Evenwicht van het funderingsmateriaal

Een wiellast $F/2$ (d.w.z. aslast F) resulteert in horizontale spanningen in de fundering (zie fig. I.B13).

Verondersteld wordt dat zich onder het hart van de wiellast, langs de lijn AD, actieve drukken ontwikkelen en langs de lijn CE passieve drukken. Op het grensvlak band-funderingsmateriaal, lijn AB, kan een wrijvingshoek δ in rekening worden gebracht.

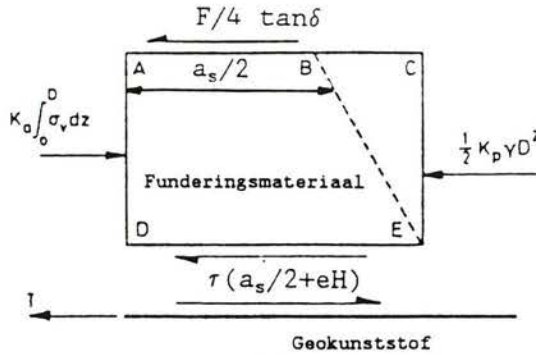


Fig. I.B13 Horizontaal evenwicht van het funderingsmateriaal [9].

Uitgaande van het horizontale evenwicht, betrokken op de helft van de spanningsfiguur onder de verkeersbelasting, kan de minimaal benodigde gemiddelde schuifspanning worden berekend die werkt op het grensvlak funderingsmateriaal-ondergrond (zie lijn DE in fig. I.B13).

$$\tau \frac{a_s}{2 + eH} = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma' H^2 + \frac{K_a (F/4)}{e} \ln \left(\frac{a_s/2 + eH}{a_s/2} \right) - \frac{F}{4} \cdot \tan \delta$$

$\Leftrightarrow$

$$\frac{\tau}{f_{\text{undr}}} = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \frac{\gamma' H^2}{f_{\text{undr}} (a_s/2 + eH)} + N_c \left[\frac{K_a}{e} \ln \left(\frac{a_s/2 + eH}{a_s/2} \right) - \tan \delta \right] \quad (\text{I.B14})$$

$$\text{met } K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \text{ en } K_p = \frac{1}{K_a}$$

waarin:

- K_a is de actieve gronddrukcoëfficiënt;
- K_p is de passieve gronddrukcoëfficiënt;
- a_s is de breedte van de band of de bandenset in m;
- e is de belastingspreidingsfactor van het funderingsmateriaal;
- H is de dikte van de fundering in m;

- γ' is de effectieve volumieke massa van het funderingsmateriaal in kN/m^3 ;
 F is de aslast in kN ;
 δ is de wrijvingshoek tussen de band en het funderingsmateriaal in $^\circ$;
 ϕ' is de effectieve hoek van de inwendige wrijving van het funderingsmateriaal in $^\circ$;
 f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand van de ondergrond in kN/m^2 .

De formule komt overeen met de rechte GCH in figuur I.B11

Uit berekeningen blijkt dat de geokunststof als horizontale wapening niet van belang is in het geval van een stijf reagerend funderingsmateriaal op een zachte ondergrond en in het geval van een slap reagerend funderingsmateriaal op een stijve ondergrond. In het eerste geval is de ontwikkelde passieve weerstand in de fundering reeds voldoende voor het horizontale evenwicht en in het tweede geval wordt het draagvermogen bepaald door de instabiliteit van de fundering zelf.

Oplossing voor een ongewapende weg

In het geval van een ongewapende weg volgt het gemobiliseerde draagvermogen (de ontwerpwaarde van de draagkrachtfactor) uit de combinatie van het beschikbare draagvermogen volgens formule (I.B13) en het gewenste draagvermogen volgens formule (I.B14). Het ontwerpdraagvermogen komt overeen met punt C in figuur I.B11.

Voor de ontwerpwaarde van het draagvermogen geldt:

$$\frac{F}{4} = N_c \cdot f_{\text{undr}} \cdot \frac{a_s}{2 + eH} \quad (\text{I.B15})$$

De draagkrachtfactor N_c kan variëren van $1 + \pi/2$ tot $2 + \pi$. In de praktijk geldt meestal $N_c \approx 3$.

Oplossing voor een gewapende weg

In het geval van een gewapende weg wordt verondersteld dat de schuifspanningen op het grensvlak funderingsmateriaal-ondergrond volledig door de geokunststof worden opgenomen (zie fig. I.B13). Op de ondergrond werken dan geen schuifspanningen meer, zodat voor de draagkrachtfactor geldt $N_c = 2 + \pi = 5,14$.

Voor het draagvermogen geldt:

$$\frac{F}{4} = (2 + \pi) \cdot f_{\text{undr}} \cdot \frac{a_s}{2 + eH} \quad (\text{I.B16})$$

De maximale trekkracht in de geokunststof, die onder het hart van de belasting optreedt, kan als volgt worden benaderd:

$$F_t = \tau \frac{a_s}{2 + eH} = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma H^2 + \frac{K_a (F/4)}{e} \ln \left(\frac{a_s/2 + eH}{a_s/2} \right) - \frac{F}{4} \cdot \tan \delta \quad (\text{I.B17})$$

De geokunststof moet deze trekkracht al bij kleine vervormingen ontwikkelen. Wat betreft de aan te houden stijfheidsmodulus van de geokunststof wordt daarom het volgende voorgesteld.

Om de spoordiepte te beperken tot 20 % van de breedte van de band moet de maximale rek in de orde van grootte van 2 à 4 % zijn.

Controle op het draagvermogen van de fundering zelf

In het geval van een slechte kwaliteit funderingsmateriaal op een goede ondergrond bestaat de kans dat het draagvermogen van de fundering maatgevend is.

Voor het draagvermogen van de fundering zelf geldt:

$$\frac{F}{4} = \frac{\gamma' \cdot a_s}{2N_\gamma}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \quad (\text{I.B18})$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Dit kan in figuur I.B11 worden weergegeven met de lijn FD, waarvoor een equivalente waarde $N_c = (\gamma' \cdot a_s/2 N_\gamma)/(f_{\text{undr}}(a_s/2 + eH))$ geldt.

Bedacht moet worden dat het bij formule (I.B18) horende afschuifvlak in principe tot een diepte reikt van 1 à 2 maal de breedte van de strookbelasting. In het geval van een dunne laag funderingsmateriaal is de bovenstaande formule dan ook te pessimistisch.

Axiaalsymmetrische beschouwing

Daar spoorvorming nauwelijks optreedt bij het model van Houlsby, is het model, behalve voor de vlakke spanningstoestand, ook uitgewerkt voor de axiaalsymmetrische spanningstoestand [13]. Door het driedimensionale karakter van de axiaalsymmetrische beschouwing leiden drie aspecten tot een hoger toelaatbaar draagvermogen. Deze aspecten zijn:

- grotere spanningsspreiding;
- grotere draagkrachtfactoren;
- grotere invloed van de passieve druk in de fundering.

Bij het axiaalsymmetrische geval worden voor de draagkrachtfactor de waarden zoals vermeld in tabel I.B1 gevonden (zie voor de vlakke spanningstoestand formule (I.B13)).

Tabel I.B1 Draagkrachtfactoren in de axiaalsymmetrische beschouwing [13].

τ/f_{undr}	N_c	τ/f_{undr}	N_c
0,0	5,694	0,6	4,859
0,1	5,590	0,7	4,638
0,2	5,478	0,8	4,366
0,3	5,351	0,9	4,002
0,4	5,208	1,0	< 3,071
0,5	5,046		

Bij het axiaalsymmetrische model wordt voor de schuifspanning formule (I.B19) gevonden (zie voor de vlakke spanningstoestand formule (I.B14)):

$$\tau_r = (K_a - K_p) \left(\frac{R + 2R'}{3R'^2} \right) \gamma' H^2 + \frac{2K_a p \left(\frac{R}{R'} \right)^2}{e} \ln \left(\frac{R'}{R} \right) - p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \cdot \tan \delta \quad (\text{I.B19})$$

$$p = \frac{F/2}{\pi R^2}$$

waarin:

R is de equivalente straal van het belaste bandoppervlak in m;

R' is de hulpgrootheid, $R' = R + eH$ in m;

p is de banddruk in kN/m²;

F is de aslast in kN.

Houlsby heeft voor een aantal combinaties van aslast en belastingspreidingsfactoren van het funderingsmateriaal grafieken opgesteld, waarmee de dikte van de fundering en de benodigde geokunststofsterkte kan worden berekend. Op basis van de in Nederland toegepaste funderingsmaterialen zijn hieruit de grafieken I.B14 tot en met I.B19 geselecteerd.

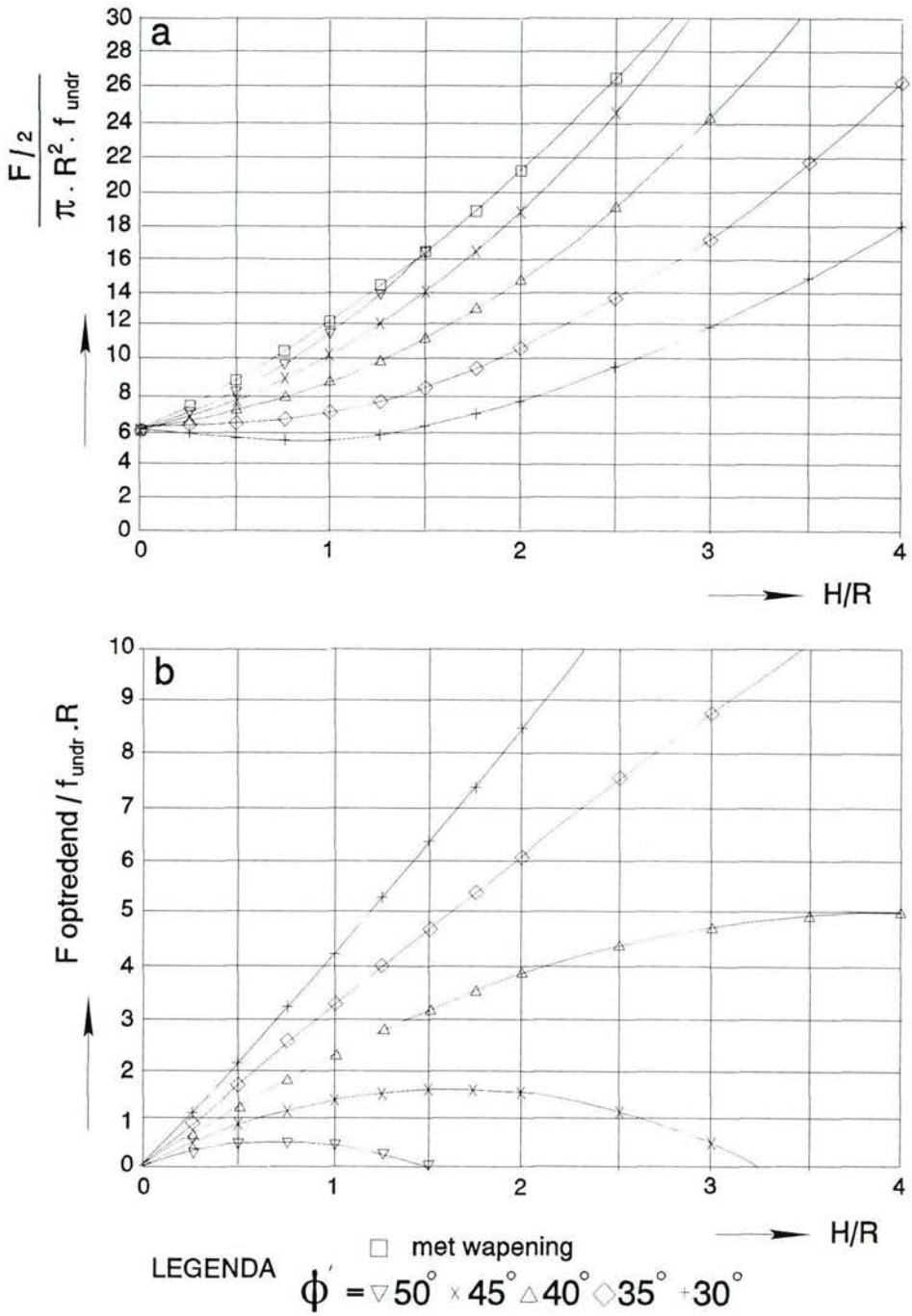


Fig. I.B14 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 5$ en $e = 0,47$.

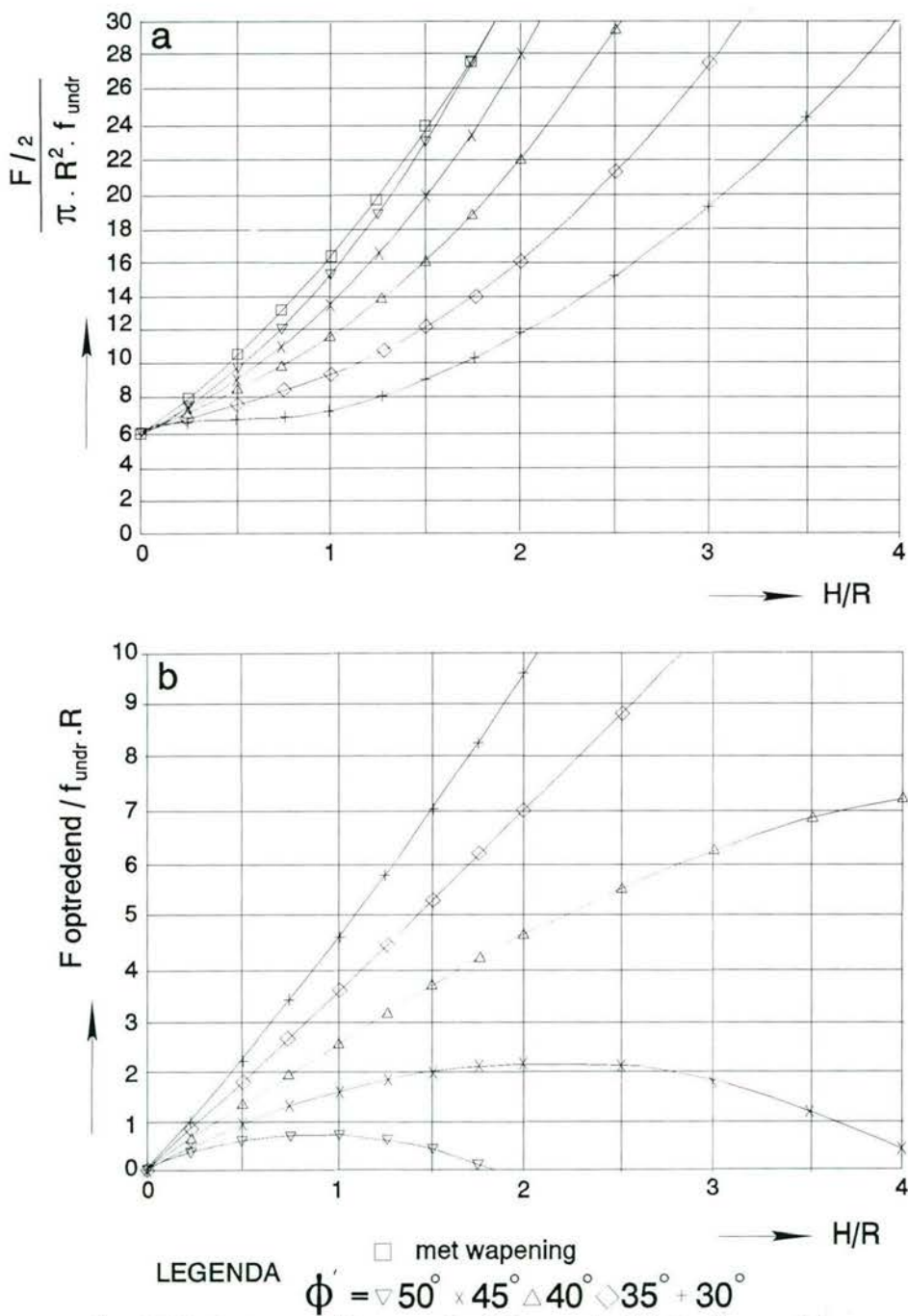


Fig. I.B15 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 5$ en $e = 0,7$.

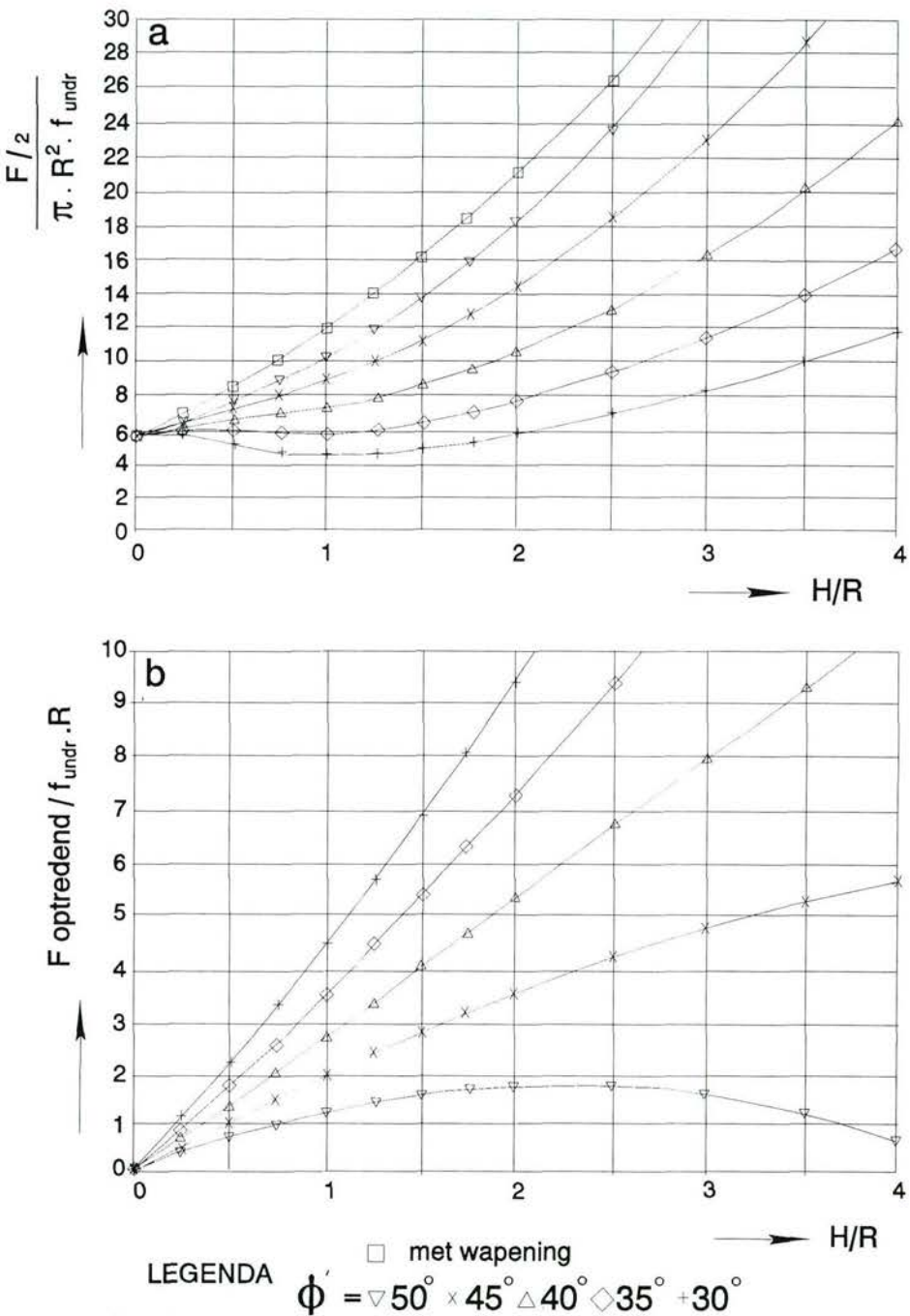


Fig. I.B16 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 10$ en $e = 0,47$.

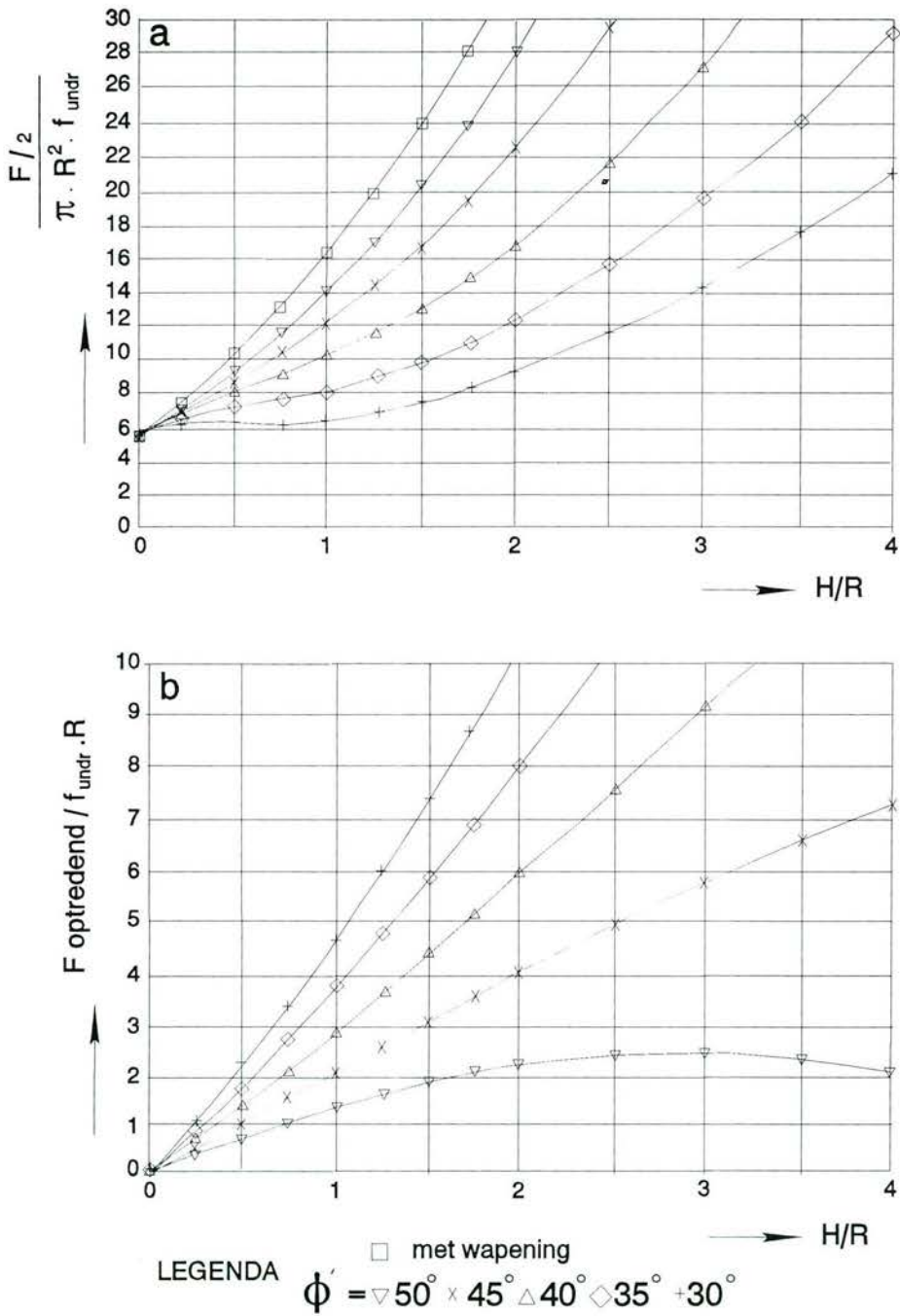


Fig. I.B17 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 10$ en $e = 0,7$.

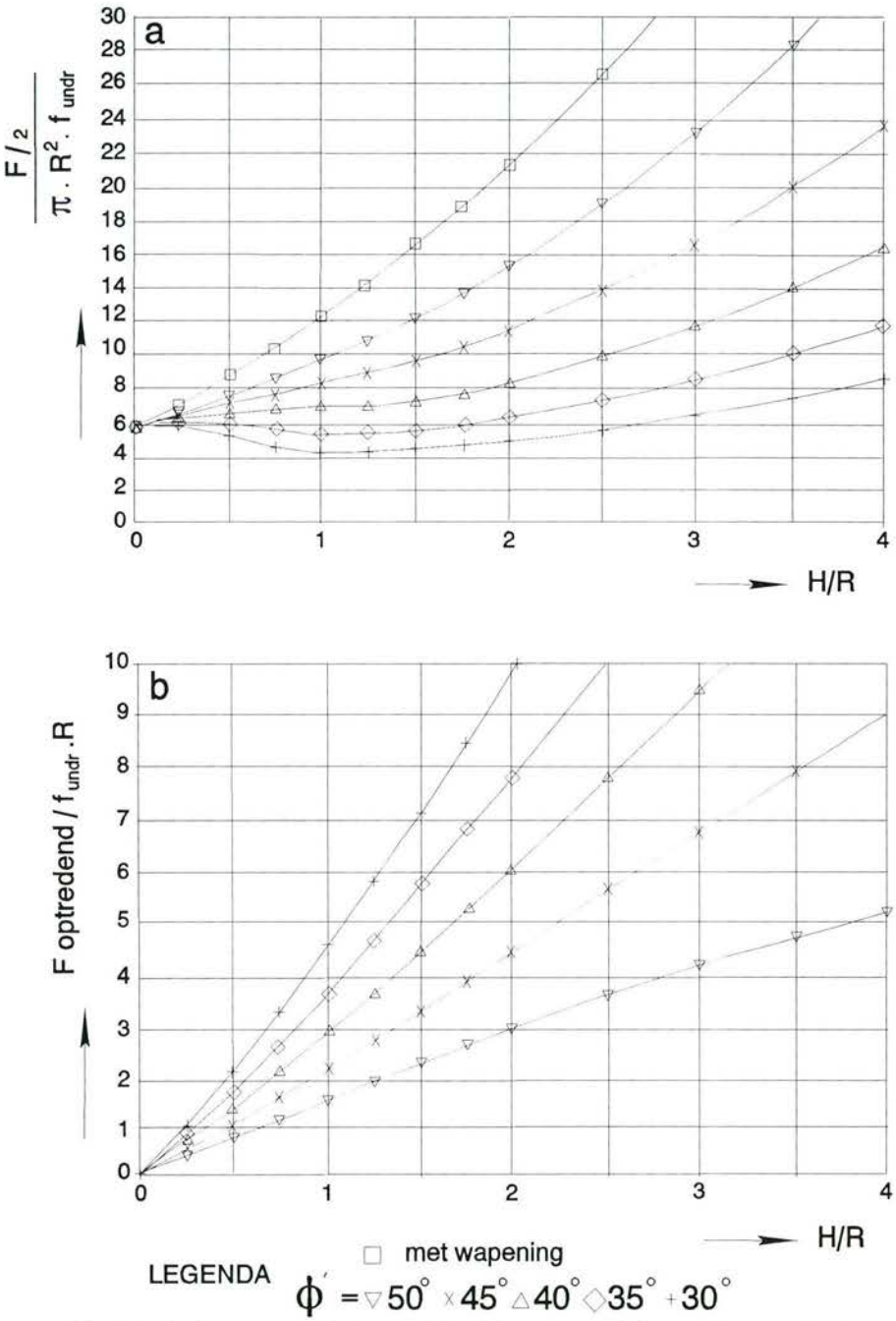


Fig. I.B18 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 20$ en $e = 0,47$.

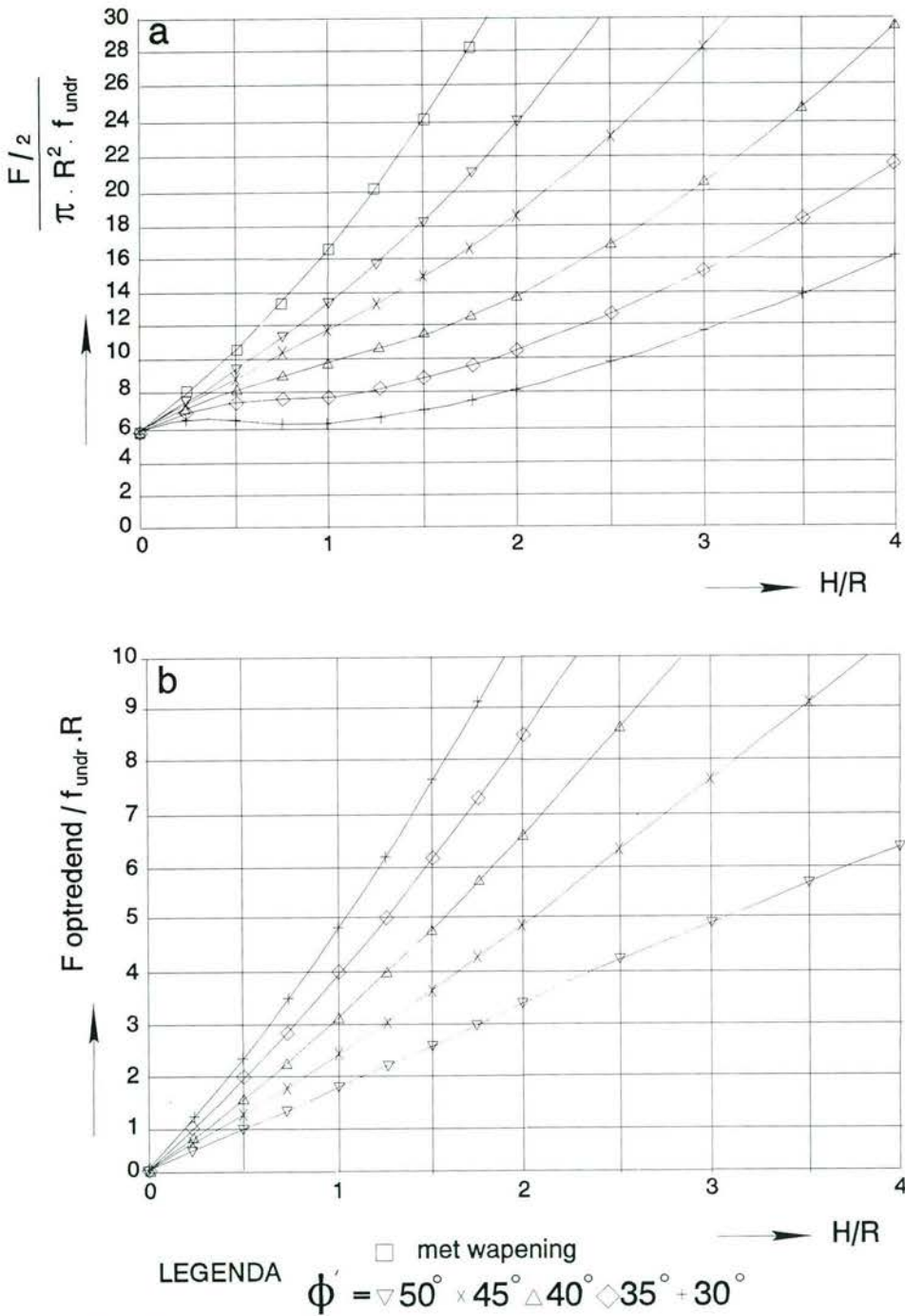


Fig. I.B19 Ontwerpgrafieken van Houlsby voor f_{undr}/γ' ; $R = 20$ en $e = 0,7$.

BIJLAGE I.C

A NEW APPROACH TO THE DESIGN OF UNPAVED ROADS PART I AND II

by G.W.E. Milligan, R.A. Jewell, G.T. Houlsby and H.J. Burd²

Part I

A new method is presented for the design of unreinforced and reinforced unpaved roads. The design is based on the concept that, as vertical loads are applied to a granular layer, horizontal stresses must also develop within that layer. These stresses are held in equilibrium by shear stresses at the surface of the subgrade, and in unreinforced roads these shear stresses have a detrimental effect on the bearing capacity. The new method moves away from a previous emphasis on membrane action to explain the function of reinforcement, and is therefore able to account for observed improvements due to reinforcement at small surface deflections. The new method is compared with the results of model tests.

Introduction

This paper is concerned with the design of unreinforced and reinforced unpaved roads on soft clay soils. The design of unreinforced unpaved roads was in the past based largely on empirical methods, but the advent of the use of reinforcement in unpaved road construction has prompted several attempts to base designs on a more fundamental understanding of the road behaviour, since only by this means can the benefit of the reinforcement be properly demonstrated.

The type of unpaved road considered here consists of a layer of granular fill over a soft clay subgrade (see fig. I.C1). In the reinforced case the reinforcement - either a polymer grid or a geotextile - is placed between the fill and the clay. The case where reinforcement is placed within the fill is not considered here, nor are designs with multiple reinforcing layers analyzed.

Whilst several design methods for reinforced unpaved roads have been published, most are in principle similar to the method described by Giroud and Noiray [1981¹], which is currently the most widely used method. Since the principles on which the analysis in this paper are based are radically different, the Giroud and Noiray analysis will first be outlined for comparison.

Although wheel loading on a road is clearly a three dimensional problem, the loading considered in the analysis is a uniform strip load acting at the surface of

² Department of Engineering Science, Oxford University

the fill. In Giroud and Noiray's analysis an allowable rut depth is chosen, and making use of a load spread angle and certain geometric assumptions, the approximate deformed shape of the reinforcement is determined. Assuming that the reinforcement is firmly anchored outside the loaded area, the strain in the reinforcement, and hence also the reinforcement tension, can be deduced from the geometric changes.

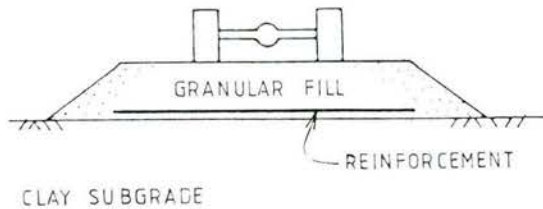


Fig. 1.C1 Section of reinforced unpaved road.

The reinforcement under the loaded area acts as a curved tensioned membrane, and this results in a higher normal stress on the upper surface of the reinforcement than on the lower surface. The normal stress below the reinforcement is given by the plane strain bearing capacity value of $(2 + \pi)s_u$, where s_u is the undrained shear strength. Accounting for the load spread angle, the pressure on the fill surface is then deduced.

The above description omits several details of the calculation. Perhaps the most important is the conversion of the above static analysis to the design for the cyclic loading of a real road. Giroud and Noiray suggest that at present this can best be achieved by the intelligent application of empirical data from unreinforced roads to attempt to account for cycling in the reinforced case. Whilst this procedure obviously has drawbacks, we consider that this remains the most practicable way to deal with cyclic loading, and fuller discussion of this topic will be given in a later paper [Milligan et al, 1986²]. The remainder of this paper is concerned with the static analysis.

How does the reinforced case differ from the analysis of an unreinforced road?

Clearly the contribution of the tensioned membrane does not appear in the unreinforced case, but Giroud and Noiray introduce another important difference. In the unreinforced case they recommend using an allowable normal stress on the clay of only πs_u , the elastic limit value for a uniform load, rather than $(2 + p)s_u$, the ultimate bearing capacity. Some authors have also suggested using a wider load spread angle in the reinforced rather than the unreinforced case.

The principal drawback of Giroud and Noiray's analysis is that the contribution of the tensioned membrane is usually very small except at large (often unacceptable) rut depths. The improvement predicted due to reinforcement comes almost entirely from the rather arbitrary choice of the factor π rather than $(2 + \pi)$, together with perhaps some (again arbitrary) change of loadspread

angle. The rutting calculation is also clearly only applicable to channelled traffic, and does not apply to the case where vehicles can wander over the fill area, as might be the case for instance in temporary storage areas.

A second drawback is that the reinforcement tension calculation is based on the concept of firm anchorage. This results in construction detailing which places what we believe (for reasons outlined later in this paper) is an unnecessary emphasis on anchorage.

In spite of the above observations, Giroud and Noiray's paper must be recognised as a significant attempt to understand the mechanics of unpaved roads. Since its publication much further research work has been carried out on this problem, including an extensive research programme at Oxford University. The ideas described in this paper are the outcome of this programme, which has consisted of model studies of unreinforced and reinforced roads under monotonic loading [Love, 1984³], and under cyclic loading [Fannin, 1987⁴] as well as large strain finite element analysis of the static loading problem [Burd, 1986⁵].

The results of the static loading tests, together with some of the finite element analyses, are presented by Love et al [1987⁶].

The results of this research programme lead to a new understanding of reinforced unpaved roads, which moves away from a concentration on the importance of a tensioned membrane. In brief the new ideas are as follows. When a vertical load is applied at the surface of the granular fill layer it causes high horizontal stresses, as well as vertical stresses, under the loaded area. The resulting horizontal thrust in the soil is partly resisted by horizontal stress in the fill outside the loaded area, but also results in outward shear stresses on the surface of the clay below. The presence of such outward shear stresses reduces the appropriate bearing capacity factor for the clay, possibly to as little as one half of the value for purely vertical loading. If reinforcement is introduced these shear stresses are picked up by the reinforcement, which is put into tension, and purely vertical forces are transmitted to the clay below, allowing the full bearing capacity of the clay to be mobilised.

The above understanding helps to explain why reinforcement is able to provide an improvement in road performance even at very small rut depths, since it does not depend on the concept of a curved tensioned membrane. For similar reasons the analysis is not restricted to the problem of channelled traffic. Since the tension in the reinforcement is seen as being primarily due to outward shear stress, anchorage of the reinforcement is viewed as less important. The axial stiffness of the reinforcement becomes, however, an important consideration if large tensions are to develop at small rut depths (and therefore small strains).

It should be noted that, as long as the reinforcing function of the geotextile was only understood as being significant at large rut depths, any improvement at small deformations due to the use of geotextiles was seen as attributable solely to their function as separators. A consequence of this was that stiffness was not

viewed as important, since it does not affect the separation function. Since the new analysis demonstrates the role of reinforcement at small deformations, this can provide an explanation of observed improvements. Whilst the importance of separation is not denied, it is no longer clear that small deformation improvements are unrelated to reinforcement stiffness.

In the following section a design method based on the above concepts is presented. This design method must be described as provisional, since although it has been shown to explain satisfactorily laboratory scale tests, and to agree with finite element analyses, it has yet to be tested extensively against field case records. A principal aim of this paper is to stimulate interest in the new approach, and the authors would be particularly grateful for any information from well documented case histories which could be used to assess it.

The particular analysis described has been deliberately kept as simple as possible to allow the main features to become apparent. It is anticipated that more refined calculations based on the same overall concepts will become justified once more comparisons with case records have been possible.

Analysis

In the following analysis the clay is assumed to be undrained with a constant strength s_u . The granular fill is assumed to be dry, so that total and effective stresses are equal. The modification of the analysis to account for a water table in the granular fill is straightforward.

The calculation hinges on the combination of two features: the bearing capacity of the clay subgrade and an examination of horizontal stresses in the fill. The two calculations are linked by the shear stress which is developed at the fill/clay interface.

Bearing capacity

Since a key feature of the analysis is the interaction between shear stress and bearing capacity of the clay, it is useful first to construct an interaction diagram which shows the envelope of available combinations of vertical stress σ_{va} and shear stress τ_a on the surface of the clay. The calculation of bearing capacity of a strip footing on the surface of a clay can be solved using the upper and lower bound theorems of plasticity theory to give the exact solution:

$$N_{ca} = 1 + \frac{\pi}{2} = \cos^{-1} \alpha_a \sqrt{1 - \alpha_a^2} \quad (\text{I.C1})$$

where $\alpha_a = \tau_a/s_u$ and $N_{ca} = (\sigma_{va} - \sigma_{vo})/s_u$ (see fig. I.C2), the available bearing capacity factor. Note that when $\alpha_a = 0$, $N_{ca} = (2 + \pi)$ and that when $\alpha_a = 1$, the maximum allowable value, $N_{ca} = (1 + \pi/2)$.

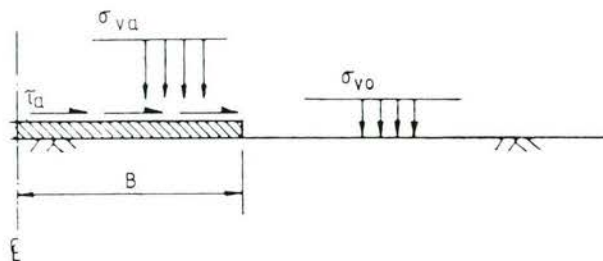


Fig. I.C2 Bearing capacity of a clay foundation.

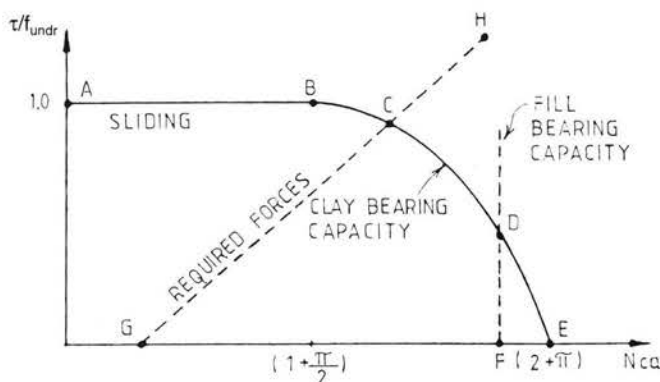


Fig. I.C3 Interaction diagram of normal and shear stress for failure of a strip footing.

For $\alpha_a = 1$ the vertical stress can take any value between zero and $(1 + \pi/2)$, so that the complete interaction diagram between the available normal and shear stress is shown (in non-dimensional form) as the curve ABCDE in fig. I.C3.

The above calculation provides the available combinations of normal and shear stresses on the clay surface. In the next section the required shear stresses, implied by a given normal stress, will be calculated.

Stresses within the fill

The vertical stress within the fill is estimated using a load spread angle β . Although this procedure leads only to an approximation to the actual stresses in the soil, it has been found in the past that the simple concept of a load spread angle proves very useful in foundation design. Thus if the average vertical stress on the footing AB of width $2B$ in fig. I.C4 is p , the vertical stress at a depth z below the surface is given by:

$$\sigma_v' = \gamma z + \frac{pB}{B + z \tan \beta} \quad (\text{I.C2})$$

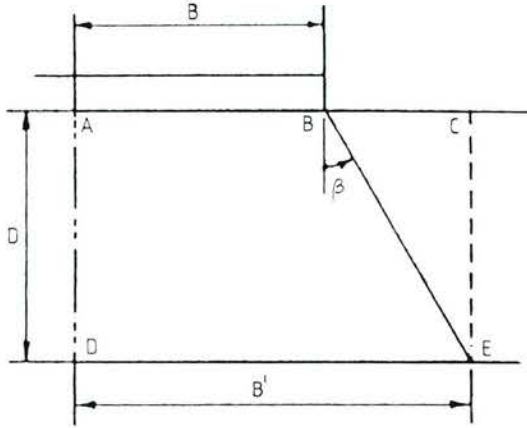


Fig. I.C4 Load spread angle under a strip footing.

within the region ABED and:

$$\sigma_v' = \gamma z \quad (\text{I.C3})$$

outside this region.

Assuming that the fill tends to move outwards from underneath the footing, the minimum value of the horizontal stress on the surface AD is $K_a \sigma_v'$, where K_a is the active earth pressure coefficient $1 - \sin\phi / 1 + \sin\phi$. This results in a minimum horizontal force on the surface AD of:

$$K_a \int_0^D \sigma_v' dz = \frac{1}{2} K_a \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan\beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] \quad (\text{I.C4})$$

where $B' = B + D \tan\beta$, the effective footing width at the base of the fill. (For a discussion of the special case when $\beta = 0$, see the Appendix).

Similarly, assuming that as the fill is pushed outwards, passive pressures are developed outside the footing, the maximum horizontal force on the surface CE is calculated as $\frac{1}{2} K_p \gamma D^2$, where K_p is the passive earth pressure coefficient $1 + \sin\phi / 1 - \sin\phi$.

Allowing also for a frictional force $p B \tan\delta$ on the base of the footing, where δ is the mobilised footing roughness angle, horizontal equilibrium of the rectangular block ABCED results in the expression (I.C5) (also see fig. I.C5):

$$\tau_r B' = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan\beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - p B \tan\delta \quad (\text{I.C5})$$

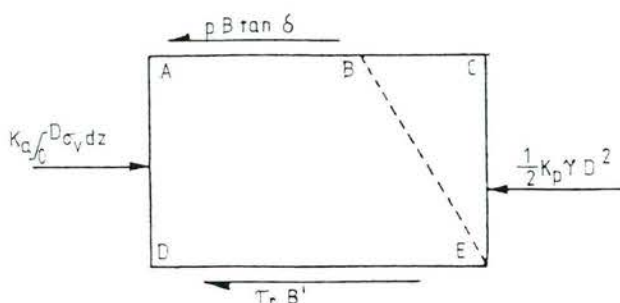


Fig. I.C5 Block of soil considered for equilibrium analysis.

This gives the minimum value τ_r which is required on the base of the block to maintain equilibrium for any given value of p . Larger τ_r values may be required if for instance the passive pressure is not fully mobilised on CE. In cases where the above expression gives a negative value of τ_r , then the implication is that τ_r would be zero and that the full passive pressure would not be developed. Note that even for a rough based footing δ in the above expression would be expected to be quite small (i.e. not more than a few degrees) since it represents the mobilised footing roughness.

In non-dimensional form equation (I.C4) may be arranged in terms of the required shear stress factor $\alpha_r = \tau_r/s_u$ and bearing capacity factor $N_{cr} = (\sigma_{vr} - \sigma_{vo})/s_u$. Noting that $\sigma_{vr} = pB/B' + \gamma D$ and that $\sigma_{vo} = \gamma D$, it follows that $N_{cr} = pB/s_u B'$. The required factors N_{cr} and α_r are related by the expression:

$$\alpha_r = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{s_u B'} + N_{cr} \left[\frac{K_a}{\tan \beta'} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - \tan \delta \right] \quad (\text{I.C6})$$

which is the straight line relationship shown by the line GCH in fig. I.C3.

The appropriate design point for an unreinforced road is obtained as point C in fig. I.C3. The intersection between the required and available combinations of normal and shear stress which results in the maximum value of the bearing capacity factor. Note that in some cases the intersection may lie in the segment AB, in which the full shear stress is mobilised on the clay and N_c is less than $(1 + \pi/2)$. In other cases point G may lie to the right of E, in which case no shear stresses need to be mobilised at the clay surface and the full bearing capacity factor $(2 + \pi)$ can be mobilised. In many design cases, however, it is found that C lies in the segment BE of the available envelope. The intersection point can either be found graphically or by numerical methods, it cannot conveniently be expressed in a single formula.

Once the mobilised value of N_c is known for the unreinforced road, the value of p may simply be determined by the expression:

$$p = N_c s_u \frac{B'}{B} = N_c s_u \left(1 + \frac{D}{B} \tan \beta \right) \quad (\text{I.C7})$$

Reinforced roads

The design of the reinforced road follows very simply from the unreinforced analysis. In this case the shear stress at the base of the fill is carried by the reinforcement, see fig. I.C6 and the clay below is subjected to purely vertical loading. This clearly depends on the surface of the reinforcement being sufficiently rough so that the shear stress can be effectively transferred.

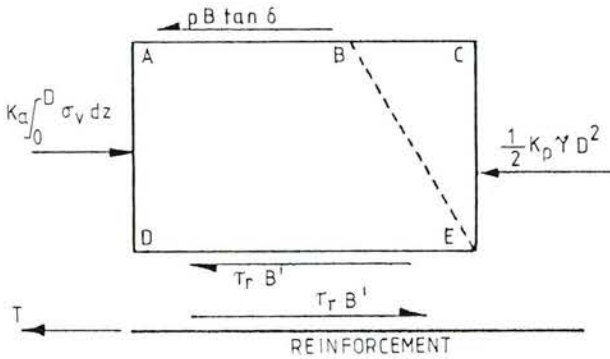


Fig. I.C6 Equilibrium for the reinforced case.

Preliminary numerical analysis [Burd, 1986⁵] shows that this should not usually be a problem. The clay therefore develops the full bearing capacity factor $N_c = (2 + \pi)$, and p may be calculated as $(2 + \pi)s_u(1 + D/B \tan \beta)$. The reinforcement tension T may also be calculated as $T = \tau_r B'$ as given in equation (I.C5). Note that to provide effective reinforcement the geotextile or geogrid must carry this load not only in terms of ultimate capacity, but also at acceptably small deformations. In practice this will often result in a requirement for a minimum reinforcement stiffness.

It is worth noting that, according to the new analysis, Giroud and Noiray were indeed correct in recommending the use of the bearing capacity factor $(2 + \pi)$ for the reinforced case. Their recommendation of a factor of π for the unreinforced case may reflect the fact that for many practical designs the intersection point C on fig. I.C3 comes at a value of N_c of about 3.

However, the new analysis demonstrates that this may not always be the case, and that assuming an unreinforced factor of π may be either unconservative or conservative. Examples illustrating this point will be given in a later paper [Milligan et al, 1989²].

Fill failure

Occasionally, for the case of a poor quality fill on a strong subgrade, the above calculation will lead to footing loads (for either the unreinforced or reinforced case) which exceed the bearing capacity of the fill. In this case the possibility of failure in the fill must be considered, and p may be estimated purely from conventional bearing capacity theory. The average value of p on the footing is given by:

$$p = \gamma B N_\gamma \quad (\text{I.C8})$$

where N_γ is the conventional bearing capacity factor. (Note that the usual factor of $1/2$ is missing from the above equation because B is taken as the half width of the footing). The value of N_γ may be estimated from the approximation:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{I.C9})$$

[Vesic, 1975⁷], and N_q is given by the exact expression:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{I.C10})$$

This can be represented by the line FD on fig. I.C3 at an equivalent N_c value of $\gamma B N_\gamma / s_u B'$, which effectively truncates the available bearing capacity envelope. In practice F usually falls to the right of E and this cut off is not relevant.

Comparison with laboratory tests

Comparisons have been made with the tests of Love [1984³] (also summarised by Love et al [1987⁶]) on the following basis:

1. The fill properties are assumed as $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ and $\phi = 36^\circ$.
2. The angle of friction δ on the base of the footing is taken as zero.
3. A 2:1 load spread ratio is taken, i.e. $\beta = \tan^{-1} 0.5 \approx 26.6^\circ$.
4. All footings were of width $2B = 75 \text{ mm}$, the depth of fill D was 50 mm, 75 mm and 100 mm.

Love carried out nine unreinforced tests and nine equivalent reinforced tests. For each of the above fill thicknesses he tested three strengths of subgrade at approximately 6 kN/m^2 , 9 kN/m^2 and 14 kN/m^2 .

The actual strengths are given in table I.C1, and these values were used in the back analysis of the tests. The reinforcement was a specially scaled geogrid material.

The pressure on the footings at failure are given in table I.C2, where failure has been defined as the point p in fig. I.C7 i.e. the intersection of the load-displacement curve. Table I.C3 gives the calculated failure values from the above calculation method, and

table I.C4 the required reinforcement force in the reinforced case. Finally table I.C5 gives the ratio of the calculated capacity to the measured capacity.

For the unreinforced case the average ratio of calculated to measured capacity is 0.99, with a standard deviation of 0.16, and for the reinforced case the ratio is 1.08, with a standard deviation of 0.09. In both cases there is a clear trend of underpredicting the capacity at low subgrade strengths and overpredicting at higher strengths, as is shown in fig. I.C8.

Table I.C1 Actual clay strengths (kN/m²).

fill thickness D (mm)	nominal clay strength s_u (kN/m ²)					
	6	9	14	6	9	14
	unreinforced			reinforced		
50	6.0	8.8	12.7	5.9	8.9	15.2
75	5.6	8.2	13.3	5.6	8.5	13.0
100	5.9	8.5	14.8	5.8	8.8	13.5

Table I.C2 Measured footing pressures (kN/m²) at failure.

fill thickness D (mm)	nominal clay strength s_u (kN/m ²)					
	6	9	14	6	9	14
	unreinforced			reinforced		
50	45	50	63	49	75	111
75	50	58	91	53	84	112
100	63	62	79	75	98	127

Table I.C3 Calculated footing pressures (kN/m²) at failure.

fill thickness D (mm)	nominal clay strength s_u (kN/m ²)					
	6	9	14	6	9	14
	unreinforced			reinforced		
50	38	55	77	51	76	130
75	41	56	85	58	87	134
100	48	64	98	70	106	152

Table I.C4 Required reinforcement tensions (kN/m) for reinforced tests.

fill thickness D (mm)	nominal clay strength s_u (kN/m ²)		
	6	9	14
50	0.42	0.64	1.21
75	0.59	0.99	1.61
100	0.81	1.40	1.66

Table I.C5 Ratio of calculated to measured load at failure.

fill thickness D (mm)	nominal clay strength s_u (kN/m ²)					
	6	9	14	6	9	14
	unreinforced			reinforced		
50	0.85	1.09	1.22	1.03	1.02	1.17
75	0.82	0.96	0.93	1.09	1.04	1.19
100	0.77	1.02	1.24	0.93	1.08	1.19

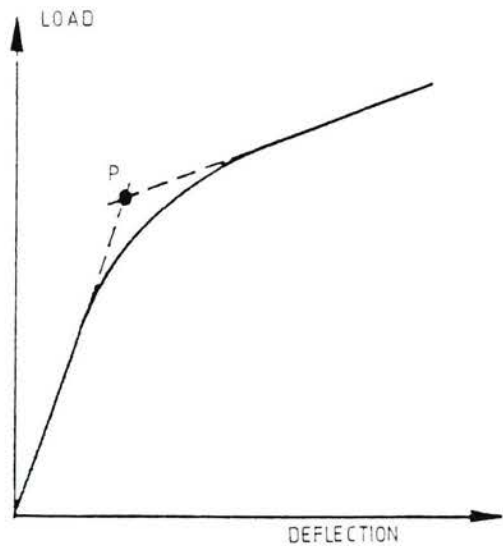


Fig. I.C7 Load-displacement curve for a footing test.

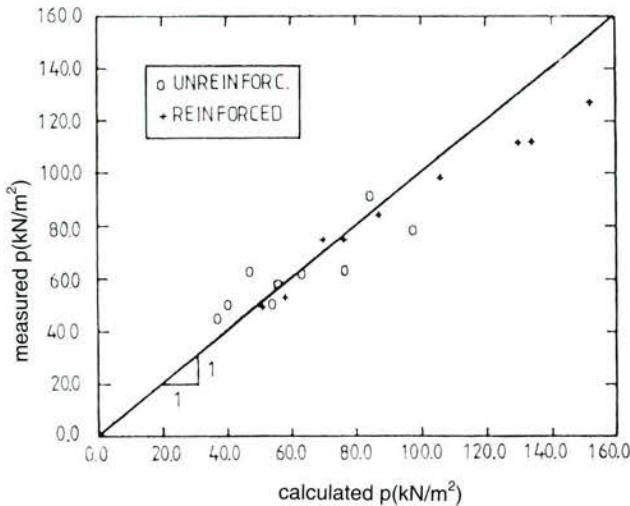


Fig. I.C8 Comparison of calculated and measured failure loads in model tests.

For the reinforced tests this is thought to be at least partially explained by the calculated tensions shown in table I.C4.

For two of the tests on a subgrade with $s_u = 14 \text{ kN/m}^2$ a reinforcement tension of over 1.6 kN/m is required. It is thought that the model reinforcement is too flexible to provide this tension at relatively low extension, so these tests must be regarded as not fully reinforced, explaining in part the overestimated failure load in these cases.

Design in practice

The new analysis has been developed from, and therefore perhaps not surprisingly shows good agreement with, the results of model tests in the laboratory. Finite element analyses [Burd, 1986⁵, Love et al, 1987⁶] have allowed more detailed study of the stress and strain conditions in the reinforcement and unreinforced cases, confirming the test observations and allowing other combinations of parameters to be modelled numerically. It is, however, unrealistic to anticipate designing unpaved roads or fill layers on soft ground using finite element methods; the need is for a simple but realistic calculation, which incorporates correctly the main features of behaviour, and which can be tuned more precisely to actual performance in the light of experience and observation of real construction. Thus for example the new analysis is based partly on the simple load spread concept, in which the load spread angle β is derived from observation and experience.

An angle of $\tan^{-1} (1/2)$ is frequently used, but smaller or greater angles may be appropriate in fill of particularly low or high quality.

The analysis presented in this paper has simplified the problem to the plane strain case. In practice the loading applied may be more akin to the axisymmetric case. The problem of successive moving wheel loads creating a long rut is a more complicated combination of the two; the instantaneous loading is approximately axisymmetric, but the final deformed state of the road appears to be plane strain. The analyses presented here can be extended to axisymmetric conditions [Milligan et al, 1989²], but the problem of moving, repeated loads defies even sophisticated analysis. Here the relationship between the failure load for a single static load application, and the allowable load for multiple passes of a moving wheel load must be determined by experiment and experience.

A companion paper to this [Milligan et al, 1989²] will include example calculations which demonstrate the use of the new static analysis, and reveal typical combinations of fill thickness, fill strength and subgrade strength for which the incorporation of reinforcement is highly beneficial (and others in which negligible benefit can be obtained). This paper will also compare predicted and measured performance of full scale tests, and consider possible fatigue relationships for repeated wheel loading.

Conclusions

A new analysis has been presented for unreinforced and reinforced unpaved roads. The analysis moves away from a previous emphasis on the membrane action of reinforcement and concentrates instead on the role of shear stresses on the clay/soil interface. The analysis demonstrates the function of reinforcement even at small surface deformations. Anchorage of the edge of the reinforcement is not viewed as important, but high reinforcement stiffness may be necessary to realise the potential benefits.

Acknowledgements

The experimental work on which this paper is based was carried out by Dr. J.P. Love and Dr. R.J. Fannin, with financial support from the Science & Engineering Research Council, Netlon Ltd and the Department of Education for Northern Ireland. The authors are grateful to Prof. C.P. Wroth for his advice and support for the research programme on reinforced soils at Oxford.

Appendix - The special case $\beta = 0$

For the special case $\beta = 0$ some of the equations in the main text cannot be used, and the following changes should be made. Equation (I.C4) should be replaced by:

$$K_a \int_0^D \sigma_v' dz = \frac{1}{2} K_a \gamma D^2 + K_a p D \quad (\text{I.C4a})$$

Equation (I.C5) should be replaced by:

$$\tau_r B' = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma D^2 + K_a p D - p B \tan \delta \quad (\text{I.C5a})$$

Equation (I.C6) should be replaced by:

$$\alpha_r = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{B s_u} + N_{cr} \left[K_a \frac{D}{B} - \tan \delta \right] \quad (\text{I.C6a})$$

All other equations can be used unaltered, although several take much simpler forms for this special case.

Notation

B	half width of strip footing
B'	effective footing half width at top of subgrade
D	thickness of granular fill
K_a	active earth pressure coefficient
K_p	passive earth pressure coefficient
N_c	bearing capacity factor for fill
N_γ	bearing capacity factor for fill
s_u	undrained shear strength of clay in plane strain
α	τ/s_u at clay surface
β	load spread angle in granular fill
γ	bulk unit weight of granular fill
δ	angle of friction on base of footing
ϕ	angle of friction of granular fill in plane strain

Subscripts

a	available stresses
r	required stresses

References

1. GIROUD, J.P. and NOIRAY L., (1981) "Geotextile-reinforced unpaved road design", Proc ASCE, Jour Geotech Eng Div, No 1 107, No GT9, 1233-1254.
2. MILLIGAN, G.W.E., HOULSBY, G.T., BURD, H.J. and JEWELL, R.A. (Provisional 1989) "A new approach to the design of unpaved roads - Part II" Ground Engineering.
3. LOVE, J.P. (1984) "Model testing of geogrids in unpaved roads", Dphil Thesis, Oxford University.
4. FANNIN, R.J. (1987) "Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay - a study at model and full scale", Dphil Thesis, Oxford University.

5. BURD, H.J. (1986) "A large displacement analysis of a reinforced unpaved road", Dphil Thesis, Oxford University.
6. LOVE, J.P., BURD, H.J., MILIGAN, G.W.E. and HOULSBY, G.T. (1987) "Analytical and model studies of reinforcement of a granular layer on a soft clay subgrade", Canadian Geotechnical Journal, Vol 24, No 4, 611-622.
7. VESIC, A.S. (1975) Bearing capacity of shallow foundations, in Foundation engineering handbook, ed. Winterkorn, F.S. and Fang, H.Y., Van Nostrand Reinhold, New York, 121-147.

Part II

A new method is presented for the design of unreinforced and reinforced unpaved roads. Part I of this paper was published in Ground Engineering April 1989.

Introduction

The basic theory and method of analysis for a new design method for unpaved roads has been presented in a companion paper [Houlsby et al, 1989¹]. This is a static analysis for plane strain loading which would be directly applicable to the design of strip foundations on a granular fill layer overlying soft clay, or of a working platform for a tracked vehicle installing piles or wick drains.

The purpose of this paper is threefold. Firstly, it provides worked examples of some typical calculations which reveal combinations of fill thickness, fill strength and subgrade strength for which the incorporation of reinforcement is highly beneficial, and also those for which it is not. Secondly, it presents comparisons of the results of large scale plate bearing tests with calculations using an axially symmetric version of the analysis, developed by Houlsby [1989²], appropriate for localised loading such as from vehicle wheels. Finally, it considers the relationship between the failure loads predicted by the static analysis and the allowable loads for multiple passes of moving wheels over unpaved roads.

It is emphasised that while the analytical approach which is described has been well substantiated by carefully controlled physical and numerical modelling, its development into a design method for full scale problems, particularly where moving loads are involved, becomes more empirical. In addition to further investigations of factors such as reinforcement stiffness and surface properties, the accumulation of high quality data from field trials and practical experience is necessary to establish the validity of the proposed design method.

Example calculations

A design calculation will normally provide a suitable pavement thickness for a known vehicle axle loading, with known or assumed values for the properties of the subgrade soil and the road fill material. However, the best formulation for the analysis (presented in the earlier paper) requires that, for an unreinforced road, the thickness of the road fill D is treated as the known quantity, with the average stress p applied to the surface of the road the unknown quantity in the equation. Design, therefore, has to proceed iteratively.

To recapitulate briefly from the earlier paper, the relation between the required shear stress factor $\alpha_r (= \tau_r/s_u)$ acting on the subgrade and the bearing capacity factor $N_{cr} (= pB/s_u B')$ for the subgrade is linear and can be expressed as:

$$\alpha_r = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{s_u B'} + N_{cr} \left[\frac{K_a}{\tan \beta} \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - \tan \delta \right] \quad (\text{I.C11})$$

where D , B , B' and β are defined in fig. I.C9, K_a and K_p are active and passive earth pressure coefficients for the fill material and γ is its unit weight, s_u is the undrained strength of the subgrade and δ is the mobilised angle of friction between the fill material and the wheel or foundation applying the loading. The limiting equilibrium is obtained when the required subgrade bearing capacity matches the available subgrade capacity allowing for the surface shear stress. This is represented by the interaction of the line GCH in fig. I.C10 with the envelope of available resistance from the subgrade. This is expressed non-dimensionally in fig. I.C10 in terms of the shear stress factor α_u and the bearing capacity factor N_{ca} , line ABCDE.

To illustrate the analysis, consider loading from a vehicle with 400 mm wide tracks which are long in comparison with their width; a plane strain calculation is then appropriate, in which the half-width, of the loaded area $B = 0.2$ m. Now examine a thickness of fill $D = 0.4$ m, with a conventional load spread angle $\beta = \tan^{-1} (0.5)$ (2 vertical: 1 horizontal), which gives an effective half-width at the subgrade surface $B' = 0.4$ m. A typical design value for the angle of friction of compact granular fill is $\phi' = 35^\circ$, and unit weight $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. For this example undrained strength of the soft clay subgrade is assumed to be $s_u = 20 \text{ kN/m}^2$. The skin friction, δ , between the loaded area and the granular fill is often unknown, and is best set to zero, except where vehicle cornering forces are involved, in which case it may take a more critical negative value.

The earth pressure coefficients for the granular fill may be calculated as:

$$K_a = 0.271, K_p = \frac{1}{K_a} = 3.69 \quad (\text{I.C12})$$

so that equation (I.C11) becomes:

$$\alpha_r = 0.684 + 0.367 N_{cr} \quad (\text{I.C11a})$$

Equation (I.C11a) and the envelope of the available subgrade resistance are plotted to scale in fig. I.C11, and the point of intersection at C is where $N_c = 3.89$ and $\alpha = 0.78$.

The applied vertical stress may then be calculated:

$$p_u = N_c s_u \left(1 + \frac{D}{B} \tan \beta \right) = 156 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{I.C13})$$

giving a total load that can be carried by the vehicle track of 62.4 kN/m.

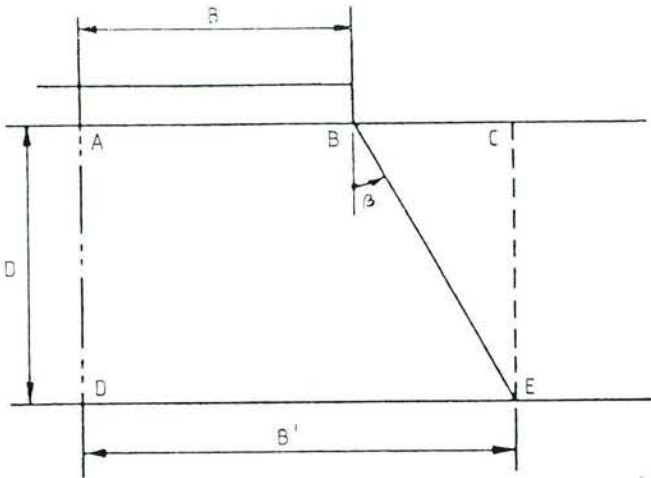


Fig. I.C9 Load spread under a strip footing, definition of parameters.

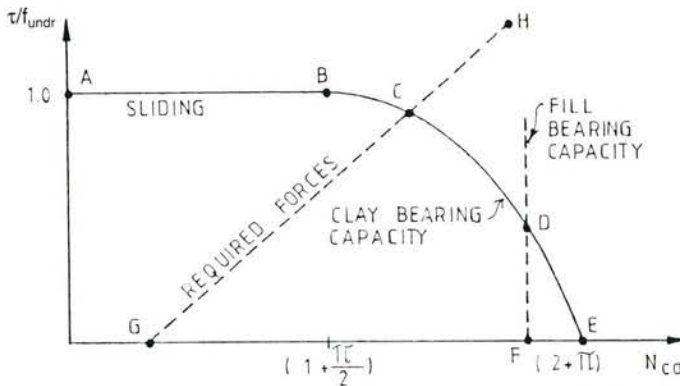


Fig. I.C10 Interaction diagram of normal and shear stress for failure of a strip footing.

If the granular fill is reinforced, and the reinforcement is able to carry fully the outward force in the fill, then $\alpha_r = 0$ for the subgrade so that $N_c = 5.14$. This higher bearing capacity in the subgrade enables the vehicle track to exert a stress $p_r = 206 \text{ kN/m}^2$ and support a total load 82.4 kN/m .

The required reinforcement force in this latter case may be calculated from the shear stress which would otherwise be carried by the clay:

$$T = \tau_r B' = \alpha s_u B' = \alpha s_u (B + D \tan \beta) \quad (\text{I.C14})$$

In this case α is at point I in fig. I.C11, and so $\alpha = 1.25$ from which a required reinforcement tension of 10 kN/m width may be calculated.

Table I.C6 Ratio (p_r/p_u) of failure load for reinforced pavement (p_r) to failure load for unreinforced pavement (p_u).

undrained strength of subgrade s_u (kN/m ²)	depth of fill D (m)	friction angle of fill ϕ		
		30°	38°	45°
10	0.2	1.29	1.10	1.00
10	0.4	1.30 (1.14) *	1.02	1.00
10	0.6	1.00 **	1.00	1.00
30	0.2	†	1.22	1.11
30	0.4	†	1.31	1.09
30	0.6	†	1.31 (1.06) *	1.04
80	0.2	†	†	1.16
80	0.4	†	†	1.25
80	0.6	†	†	1.29

* figures in brackets refer to cases where loading on reinforced fill is limited by fill failure; the upper figure is only achieved when fill failure is prevented by additional reinforcement in the fill

** fill failure recurs in both unreinforced and reinforced cases

† fill failure occurs in both unreinforced and reinforced fill; fill failure load is smaller than failure load for subgrade without fill

Greatest benefit is obtained for weak fills on very soft subgrades, normal fills on firmer subgrades and relatively strong fills on strong subgrades, although with weak fill the tendency for failures to occur within the fill may prevent this benefit being obtained unless additional reinforcement is provided within the fill. The maximum axle load and the required reinforcement tension is of course very different in the three cases. Where reinforcement is advantageous, the benefit is found typically to increase initially with increasing depth of fill, then start to reduce again as the passive pressure term becomes increasingly dominant. Altogether the number of variables is too great, and the interplay between them too complex, to allow results to be plotted on simple design charts.

It should be noted that for the examples given here the ratio of failure loads for reinforced and unreinforced roads varies, as is typically the case for practical situations, between unity and a maximum value of about 1.3. This compares with ratios of between 1.64 and 1.82 suggested by previous design methods, as listed in table I.C7. The new analysis suggests that while such high ratios are possible they are not a general rule and can overestimate the benefit obtainable by the use of reinforcement in many cases. A better comparison between the reinforced and unreinforced cases might be determined as the saving in fill thickness made possible by the use of reinforcement. In the worked example in

the previous section, the thickness of reinforced pavement needed to carry the same load as the unreinforced pavement (62.4 kN/m) is only half, about 0.2 m compared with 0.4 m. Whether this is economically beneficial depends on the relative costs, including installation, of the fill and the reinforcement material. Design normally requires the determination of a thickness of fill able to carry a particular known wheel or foundation load. This is most easily done by determining failure loads for a number of different thicknesses of fill, and finding the thickness for the required loading by interpolation. For instance, for the worked example given earlier, changing the thickness of fill from 0.4 m to 0.3 m and 0.5 m gives the lines UVW and XYZ in fig. I.C11 and hence the values of p_u and p_r given in table I.C8 and plotted in fig. I.C12. The loading p_f causing failure within the fill is also included in this table and figure. For fill depths of about 0.4 m or greater in this case it is possible for a failure mechanism to develop within the fill and p_f must be used as the limiting value. It can be seen from the figure that no benefit can be obtained from reinforcement if the depth of fill exceeds about 0.5 m as the loading on either a reinforced or an unreinforced pavement is restricted to p_f . To allow higher loading to be carried, either the width of the loaded area or the shearing resistance of the fill must be increased.

Table I.C7 Values of N_c proposed for use in previous design methods.

authors	unreinforced pavement	reinforced pavement	ratio p_r/p_u
Bender and Barenberg [1978 ¹³]	3.3	6	1.82
Stewart, Williamson and Mahoney [1977 ¹⁴]	3.8	5	1.79
Giroud and Noiray [1981 ¹⁵]	3.14	5.14	1.64
De Groot et al [1986 ⁸]	3	5	1.67

Table I.C8 Variation of failure load with fill thickness.

D (m)	B' (m)	N_c (unreinforced)	N_c (reinforced)	p_u (kN/m ²)	p_r (kN/m ²)	p_f (kN/m ²)	T (kN/m)
0.3	0.35	3.94	5.14	138	180	192	7 - 8
0.4	0.4	3.89	5.14	156	206	192	10 - 0 *
0.5	0.45	3.91	5.14	176	231	192	11 - 8 *

* values of T are reduced to 8.9 kN/m when loading is restricted to the p_f value; in all cases $B = 0.2$ m, $\tan\beta = 0.5$, $\phi = 35^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³, $s_u = 20$ kN/m²

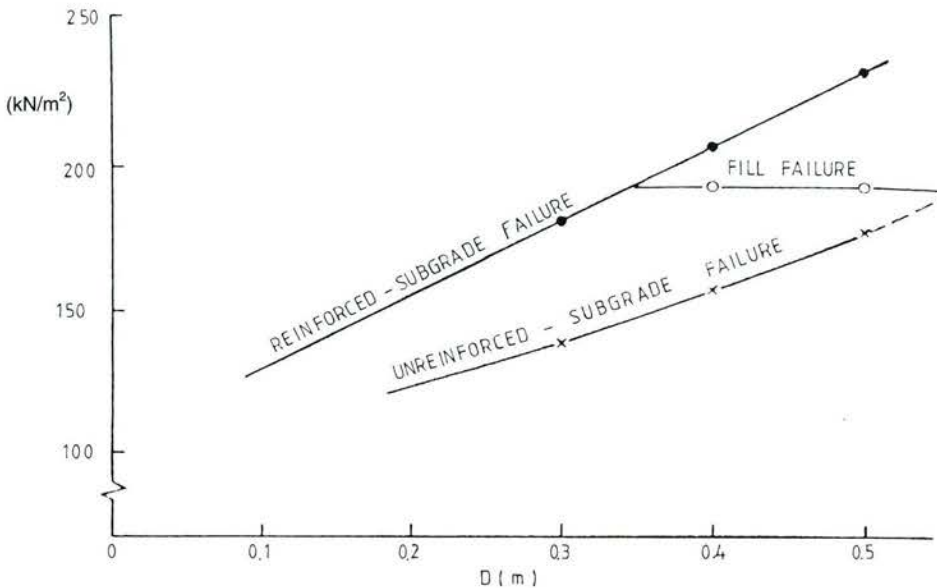


Fig. I.C12 Variation of failure load on strip footing with pavement thickness from example calculation.

Axisymmetric analysis

The discussion so far has considered a two-dimensional plane strain analysis. Since an important aspect of the new understanding for reinforced unpaved road behaviour is that large ruts are not necessary to bring benefits from the reinforcement, it would also be logical to consider loading from individual wheels as approximating to an axisymmetric rather than a plane strain loading. The analysis is extended to the axisymmetric case by Houlsby [1989²].

The principal differences are that (1) the three-dimensional load spread gives a more rapid reduction in vertical stress within the fill, (2) the bearing capacity factors are somewhat higher, and (3) the passive pressures from the fill have greater influence. All three effects tend to increase the allowable loading on the pavement in comparison with the plane strain analysis.

Both the plane strain and axisymmetric analyses can be readily and quickly carried out on a personal computer, and a program named ROAD-Solver has been developed to do this. It allows very rapid assessment of both unreinforced and reinforced pavement designs, including the economic benefits of incorporating reinforcement. Typical output, for the particular example considered earlier, is shown in fig I.C13.

INPUT PARAMETERS:		DESIGN RESULTS:	PLANE STRAIN
Geometry:		Unreinforced design:	
B	0.200 m	Pu	155.36 kN/m ²
D	0.400 m	Load = 2B*Pu	62.14 kN/m
Granular fill:		Reinforced design (1):	
gamma	20.00 kN/m ³	Pr1	205.66 kN/m ²
phi	35.0 degrees	Load = 2B*Pr1	82.27 kN/m
Subgrade:		Tr1	9.98 kN/m
su	20.00 kN/m ²	Pr1 / Pu ratio:	1.32
Footing roughness:		Reinforced design (2):	
delta	0.0 degrees	Pr2	155.36 kN/m ²
Load spread angle:		Dr	0.204 m
beta	26.6 degrees	Tr2	5.52 kN/m
(2.00 : 1)		Dr / D ratio:	0.51

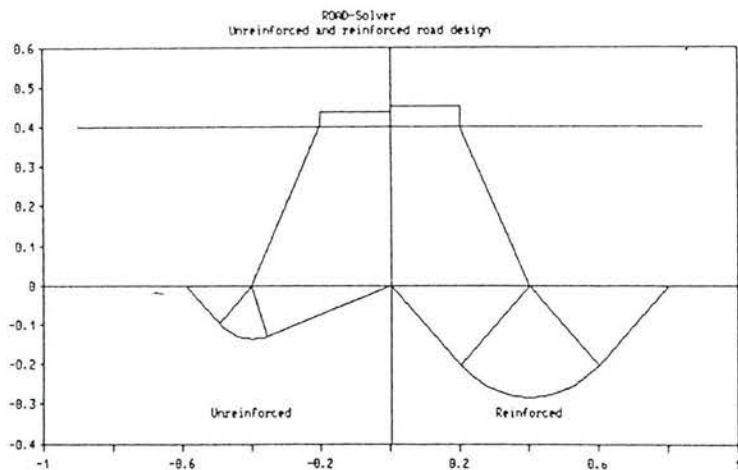
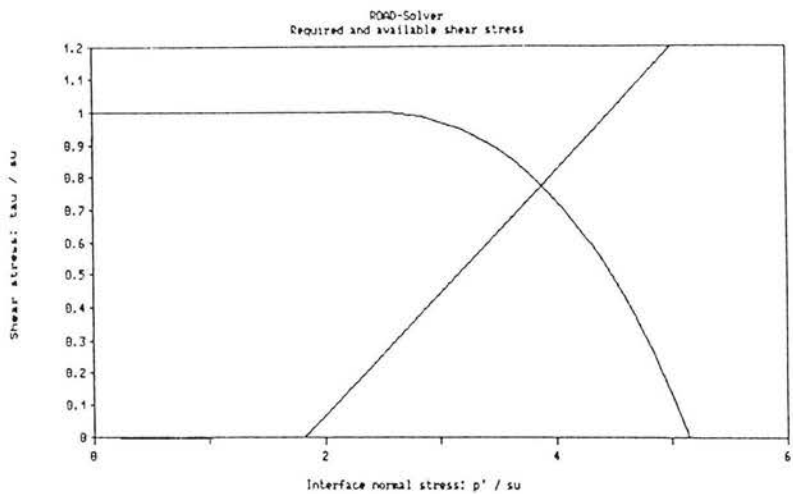


Fig. I.C13 Example of typical output from ROAD-Solver program.

Comparison with large-scale static tests

To check whether the analysis derived from small scale tests would also apply at large scale, a series of plate and beamloading tests were carried out at the Transport & Road Research Laboratory. Full details of these tests are given by Fannin [1987⁴] and Milligan et al [1986⁵]. The majority of the tests used circular loaded plates of 300 mm diameter, with four different fill thicknesses on subgrades of two different strengths, each combination being tested both with and without geogrid reinforcement between the fill and subgrade.

The fill used was a graded limestone aggregate which when compacted had a unit weight of about 20 kN/m³ and a peak friction angle of at least 45°. These values were used for the axisymmetric analyses by ROAD-Solver, along with the actual plate diameter and fill thickness and the mean measured undrained strengths of the subgrade. The load-spread angle β was not known, so calculations were performed for a variety of values.

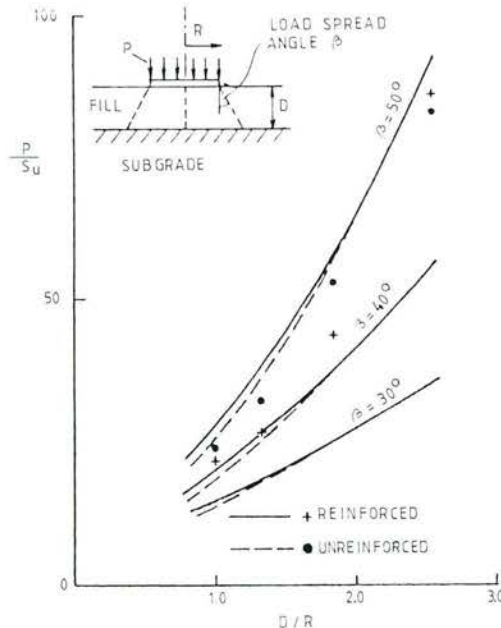


Fig. I.C14 Comparison of full scale plate loading tests [Fannin 1987⁴] with calculations using ROAD-Solver program.

The results of the plate tests on the soft subgrade are plotted in fig. I.C14 for comparison with the results of the calculations. The experimental data are plotted as individual points, the calculations being represented by the curves for values of β of 30°, 40° and 50°. For this case of a strong fill on a weak subgrade the analysis indicates that the presence of reinforcement would confer little

benefit for the thinnest pavements, and no benefit at all for the thicker ones. In the experiments the reinforced pavements in fact mostly failed at lower loads than when unreinforced as a result of failure at the interface between the fill and the reinforcement. The trend of results, however, shows good agreement with the analysis for a load-spread angle of 45° to 50° . Such a load spread angle is much higher than would normally be used in design, design values being typically 25° to 30° , but they are perhaps not unreasonable for very dense, well compacted (perhaps even partially cemented) limestone aggregate fill. In fact at the end of the tests, cracks were often detected propagating through the fill at about the same inclination 45° to 50° .

For the tests on the firm subgrade, the new analysis indicates that there should be very significant benefit from incorporating reinforcement, and this is borne out by the experiments.

Unfortunately, the capacity of the loading beam was only sufficient to cause failure in three out of the eight tests, so comparison with the calculations was somewhat limited. For these three tests, best agreement was achieved with a load spread angle of about 42° .

Repeated loading

So far the analysis has only dealt with static loading; the approach has been to idealise the problem as a uniformly loaded strip or circular footing on the surface of a layer of granular fill of infinite extent overlying clay subgrade. Pavements are generally required to carry a wheel loading which is both dynamic and often repeated. Detailed analysis of such a problem is barely possible at present, even for unreinforced pavements. The only practical approach to the design of unpaved roads under repeated load is to start with the static analysis and use empirical relationships to modify the result for traffic loading, which is the procedure currently applied to the unreinforced case.

Fannin [1987⁴] carried out both static and dynamic model tests which showed that the failure mechanisms in the dynamic repeated loading tests were the same as in the static tests; it therefore seems reasonable to link the former to the latter. In the dynamic tests the behaviour was essentially one of low-cycle plastic fatigue, with deformations gradually accumulating with each cycle of loading at an ever accelerating rate until failure (define arbitrarily as a limiting acceptable deformation) was reached. Typical test results are shown in fig I.C15.

Delmas et al [1986⁶] have carried out extensive cyclic loading tests using relatively large scale models and have produced typical fatigue curves for reinforced pavements. There have also been several full scale trafficking trials, but few in which adequate data has been recorded to allow useful fatigue relationships to be assessed. An exception to this was the extensive work done on unreinforced pavements at the US Army Waterways Experimental Station and reported by Hammit [1970⁷]. From the large amount of data collected, Hammit

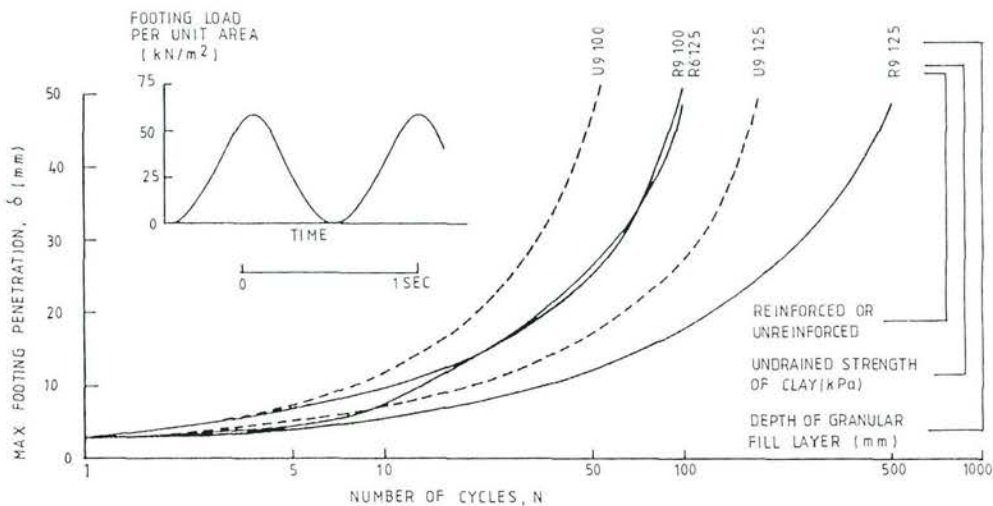


Fig. I.C15 Typical results of cyclic loading tests by Fannin [1987⁴].

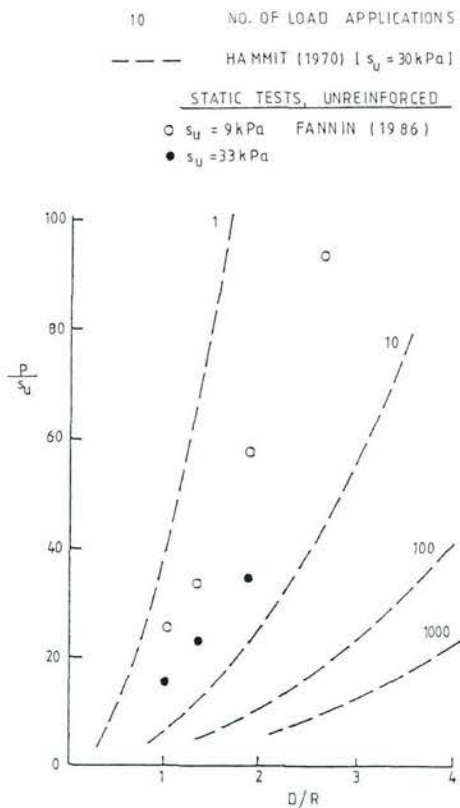


Fig. I.C16 Comparison between static and dynamic full scale tests.

was able to produce empirical relations between pavement thickness, radius of (circular) loaded area, subgrade undrained strength, number of wheel passes and allowable load. These are replotted in fig. I.C16, where data points from Fannin's full scale static tests are also included. The trend of failure load against pavement thickness is the same for static and dynamic tests, while Fannin's results for similar subgrade strength (both test series used similar fill material in the pavements) suggest that the static test is roughly equivalent to five wheel passes.

Data of similar quality is not available for reinforced pavements, but De Groot et al [1986⁸] have suggested a fatigue relationship based on results of full scale trafficking trials giving:

$$p_s/p_n = N^{0.16} \tag{I.C16}$$

where p_s is the failure load for a static test and p_n is the allowable design load for N applications of the load. Available data for fatigue behaviour is plotted in fig. I.C17, which shows reasonable consistency for reinforced pavements and confirms the often-noted observation that reinforced pavements are less susceptible to fatigue than unreinforced pavements.

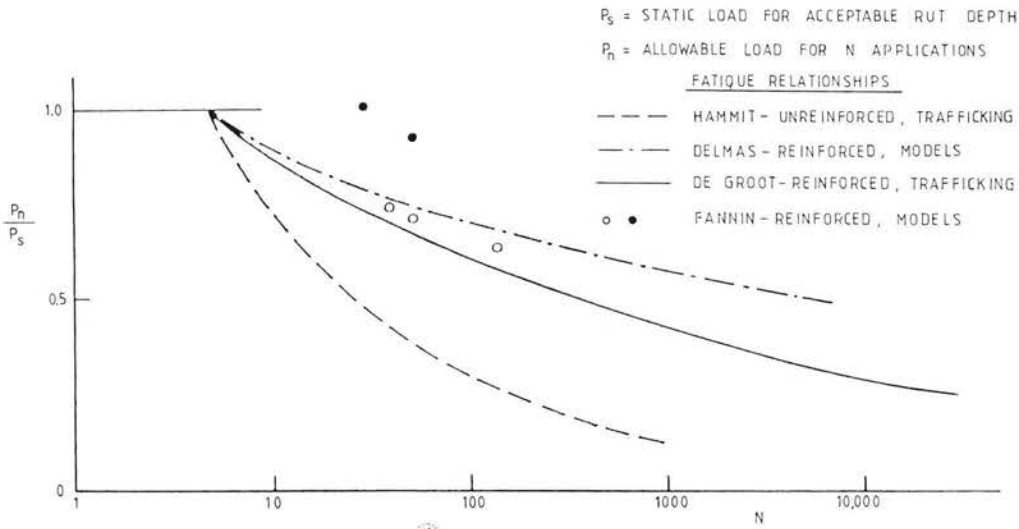


Fig. I.C17 Fatigue relationships for reinforced and unreinforced pavements subjected to traffic loading.

Selection of reinforcement materials

Selection of the form and material properties for the reinforcement is an important part of the design, as is the location of the reinforcement in the soil. The new understanding for reinforced unpaved road behaviour has identified the transfer of shear load between the granular fill and the upper side of the

reinforcement as the important mechanism. This load transfer occurs beneath the footing in the region where the vertical effective stress normal to the reinforcement is relatively high, so that the ratio of shear stress to normal stress on the reinforcement surface is relatively low.

The implication for design is that typical bond coefficient (or skin friction) values for geotextiles and many polymer grids $f_b = 0.6$ to 0.8 ($= \tan\delta/\tan\phi'$) is adequate in most cases. Thus woven and non-woven geotextiles, and polymer grid forms of reinforcement should all be effective with respect to bond. (The definition of the bond coefficient f_b is discussed in Jewell et al [1984⁹]). There would also appear to be little advantage to be gained in placing the reinforcement in the fill, rather than at the interface with the soft clay, since it is the upper surface of the reinforcement in contact with the fill that governs bond in this case. The exception might be for grid reinforcement where good interlock between the fill and the grid is desirable.

The relevant reinforcement material properties are those of strength and stiffness [Jewell and Greenwood 1988¹⁰]. The reinforcement must be able to carry the design force without rupture, to guard against collapse, and without exceeding a design allowable tensile strain during the life of the structure, to guard against unacceptable deformation. There are few data on what an acceptable magnitude of strain might be for an unpaved road, but the numerical analyses by Burd [1987¹¹] suggest a maximum tensile strain of the order 2 % to 4 % to keep rutting to within 20 % of the wheel width, and similar values were obtained in full scale trials by Ruddock et al [1982¹²].

Reinforcement material properties depend critically on the rate of loading and the temperature in the ground, although an assumed ambient ground temperature 20 °C would be typical for design in the UK. The rate of loading depends on whether it is caused by (1) rapidly moving and repeatedly tracking wheels, or (2) by a stationary or slow moving vehicle (such as a rig installing wick drains). In the former case the stiffness for design should be selected on the basis of repeated load/unload cyclic tests on the reinforcement at a rate to model the wheel loading period. The rupture strength envelope with time for the material should also be determined from cyclic loading tests. In the latter case the stiffness would be selected from the isochronous load-extension curves for the material with a design loading period of the expected period that the vehicle would be left stationary on the reinforced fill. This might be of the order five to 10 hours for a rig installing wick drains.

The axi-symmetric loading case is much more complex than the plane strain case. Although the axi-symmetric analysis for unpaved roads reports the required design force as an equivalent in kN/m, the load-extension properties of the geotextile under axi-symmetric conditions are likely to differ from those in plane strain. There is a need for tests to determine appropriate strength and stiffness properties for geotextiles under axi-symmetric loading.

Conclusions

The new analytical approach outlined in the earlier paper [Houlsby et al, 1989¹] has been extended to include axisymmetric loading. The method has been checked against full scale test results, and the effects of repeated loading from traffic incorporated by means of empirical relationships.

An important point of philosophy in the new understanding for reinforced unpaved roads is that two significant benefits arise from designing a road which does not require rutting to develop: (1) The improvement is for load applied anywhere on the surface of the reinforced fill; (2) Equilibrium is maintained without need for plastic flow in the soft soil; the larger strains associated with a rutting road (which is required if tension-membrane action is to be mobilised) would make strain softening in the foundation soil more likely, which, in time, would make failure under continued cyclic loading more likely.

There will of course, be additional improvement from the reinforcement once significant rutting occurs caused by simple membrane action of the geotextile layer. This provides an extra "safety factor" against failure of an unpaved road - but one which is only mobilised once the road has started to deteriorate by rutting.

The overall design procedure can now be summarised as follows:

- (i) Assess the maximum required loading on the unpaved road, and approximate it to the more appropriate of plane strain or axisymmetric conditions.
- (ii) Apply a suitable safety factor. The conventional approach to allow for safety factor in unpaved road design is to lump the safety factor on the applied loading, calculating the road capacity in terms of peak shearing resistance values for the fill and the foundations soils. It would be preferable for unpaved roads, as for more general reinforced soil design, to select appropriate design parameters and safety margins separately on the loadings and resistances. For an unpaved road this could mean a design loading equal to the worst expected load, a large strain (critical state) shearing resistance equal to ϕ_{cs} for the fill and $(s_u)_{cs}$ for the foundation, and a design maximum available reinforcement force allowing for possible installation damage.
- (iii) Where there is trafficking, assess the required number of load applications and determine an equivalent static load using the fatigue curves in fig. I.C17, Hammit's curve being appropriate for unreinforced pavements and De Groot's (eqn (I.C16)) the best available for reinforced pavements, at least until further data is produced.
- (iv) Determine a suitable pavement thickness for reinforced and unreinforced solutions, making reasonable estimates of the other parameters involved.
- (v) For the reinforced pavement determine the necessary reinforcement force, to select a suitable reinforcing material and compare the relative costs of

the unreinforced and reinforced solutions. In marginal cases the reinforced pavement will usually be superior in practice as it is more able to bridge over local soft spots in the subgrade, while failure is more progressive and can often be identified and repaired before damage is excessive. Both of these aspects depend to some extent on the membrane action of the reinforcement at large deformations, which is not explicitly included in the new design approach.

Acknowledgements

The experimental work referred to in this paper was carried out by Dr. R.J. Fannin, with financial support from Netlon Ltd, the Transport & Road Research Laboratory, and the Department of Education for Northern Ireland.

References

1. HOULSBY G.T., MILLIGAN G.W.E., JEWELL R.A. and BURD H.J. (1989): "A new approach to the design of unpaved roads - part I". *Ground Engineering*, Vol 22, No 3.
2. HOULSBY G.T. (1989): "A new approach to the design of unpaved roads - axisymmetric analysis." Submitted to *Geotextiles and Geomembranes*.
3. VESIC A.S. (1975): "Bearing capacity of shallow foundations". *Foundation Engineering Handbook*. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang pp 121-147. Van Nostrand Reinhold 1975.
4. FANNIN R.J. (1987): "Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay - a study at model and full scale", D.Phil thesis, University of Oxford.
5. MILLIGAN G.W.E., FANNIN R.J. and FARRAR D.M. (1986): "Model and full-scale tests of granular layers reinforced with a geogrid. IIIrd International Conference on Geotextiles Vol I, Vienna.
6. DELMAS P., MATICHARD Y., GOURC J.P. and RIONDY G. (1986): "Unsurfaced roads reinforced by geotextiles - a seven year experiment". *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles*, Vienna, Vol 4, p 1015.
7. HAMMIT G.M. (1970): "Thickness requirements for unsurfaced roads and airfields, bare base support." Project 3782-65, TR2-70-5, Soils and Pavements Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
8. DE GROOT M., JANSE E., MAAGDENBERG T.A.C. and VAN DEN BERG C. (1986): "Design method and guidelines for geotextile application in road construction." *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles*, Vienna Vol 3, p 741.
9. JEWELL R.A., MILLIGAN G.W.E., SARSBY R.W. and DUBOIS D. (1984): "Interaction between soil and geogrids." *Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcement*, ICE, London.

10. JEWELL R.A. and GREENWOOD J.H. (1988): "Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials." *Geotextiles and Geomembranes* Vol 7 Nos 1 and 2.
11. BURD H.J. (1986): "A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road." D.Phil thesis, University of Oxford.
12. RUDOCK E.C., POTTER J.F. and McAVOY A.R. (1982): "The use of textile fabrics in the construction of roads and other types of pavement - report on the construction and performance of a full-scale experimental road at Sandleheath, Hants." Project Record 245, CIRIA.
13. BENDER D.A. and BARENBERG E.J. (1978): "Design and behaviour of soil-fabric-aggregate systems". *Trans. Research Record* 671, pp 64-75, TRB, Washington.
14. STEWARD J.E., WILLIAMSON R. and MAHONEY J. (1977): "Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low-volume roads." USDA Forest Serv, Portland, Oregon, Report No FHWA-TS-78-205.
15. GIROUD J.P. and NOIRAY L. (1981): "Geotextile-reinforced unpaved road design." *Proc. ASCE. Jour. Geotech. Eng. Div.* Vol 107, No. GT9, 1233-1254.

VERKLARENDE WOORDENLIJST

barstdruk	de druk waarbij een ingeklemd stuk geokunststof, dat wordt belast door gas- of waterdruk, bezwijkt
breukrek	rek bij breuk van de geokunststof
doorponssterkte	de kracht, uitgeoefend loodrecht op een ingeklemd stuk geokunststof, waarbij de geokunststof bezwijkt; in-situ wordt deze kracht veroorzaakt door het aggregaat, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen puntig en rond aggregaat (P_p en P_r); dit wordt ook doordrukkracht genoemd.
karakteristieke openingsgrootte O_{90}	gemiddelde diameter van de zandfractie, waarvan 90 % van het gewicht op en in de geokunststof achterblijft na 5 minuten zeven (ook kan de grens gelegd worden bij 98 %; dan wordt gesproken van O_{98})
permittiviteit	het quotiënt van de filtersnelheid en het drukverschil bij een laminaire stroming loodrecht op het vlak van de geokunststof: $\psi = v/t_g$
scheursterkte	de trekkracht waarbij een reeds aanwezige scheur in de geokunststof zich uitbreidt
stijfheidsmodulus	de stijfheid van de geokunststof, gedefinieerd als het quotiënt van de trekkrachten de rek; J wordt opgegeven bij een bepaalde rek, bij voorbeeld 2 %, 3 %, 5 % of 10 % (resp. $J_{2\%}$, $J_{3\%}$, $J_{5\%}$ en $J_{10\%}$)
treksterkte	de trekkracht waarbij breuk van de geokunststof optreedt; belangrijke aspecten zijn: - rek bij breuk - temperatuur - snelheid van belasten - duur van de belasting - kruip - krachtrichting (bij weefsels: schering of inslag; bij geogrids die uit membranen zijn vervaardigd: de richting van oprekken)
waterdoorlatendheid	het vermogen van de geokunststof om water door te laten loodrecht op het vlak; uit te drukken als: - waterdoorlatendheid - permittiviteit - debiet bij een drukverschil van 0,1 m - drukhoogteverlies bij een filtersnelheid van 0,01 m/s

zand-/grondichtheid

het vermogen van de geokunststof om gronddeeltjes tegen te houden; uit te drukken als karakteristieke openingsgrootte

LITERATUUR

1. CUR-rapport 151, Geokunststoffen in de civiele techniek. CUR, Gouda, 1991.
2. C.R.O.W.-publikatie 27, Geotextiel in de aardebaan. Stichting C.R.O.W., Ede, 1989.
3. C.R.O.W.-publikatie 28, Geotextiel onder wegfunderingen. Stichting C.R.O.W., Ede, 1989.
4. VELDHUIZEN VAN ZANTEN, R., Geotextiles and geomembranes in civil engineering. Balkema, Rotterdam, 1986.
5. CUR-uitgave 162, Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CUR, Gouda, 1992.
6. CUR-rapport 161, Filters in de waterbouw. CUR, Gouda, 1993.
7. HEERTEN, G., Designing the filtration properties of geotextiles considering longterm conditions. Second International Conference on geotextiles, Las Vegas, USA, 1982.
8. Proposal for the classification of requirements for geotextiles and geotextile related products in earth works and road construction. DIN, 1993.
9. MILLIGAN, G.W.E., R.A. JEWELL, G.T. HOULSBY en H.J. BURD, A new approach to the design of unpaved roads. Part I: Ground Engineering, Vol. 22, No. 3, pp 25-29, 1989, Part II: Ground Engineering, Vol. 22, No. 8, pp 37-2, 1989. Deze publikatie is integraal opgenomen in bijlage I.C.
10. WEBSTER, S.L., Geogrid reinforced base courses for flexible pavements for light aircraft. Literature review and test section design. DOT/FAA/RD-90/28, U.S. Department of Transportation, Federal Aviation Administration, Washington, DC. (Also WES Miscellaneous Paper GL-92-6), 1991.
11. WEBSTER, S.L., Geogrid reinforced base courses for flexible pavements for light aircraft. Test section construction, behavior under traffic, laboratory tests and design criteria. DOT/FAA/RD-90/28, U.S. Department of Transportation, Federal Aviation Administration, Washington, DC. (Also WES Miscellaneous Technical Report GL-93-6), 1993.
12. Computerprogramma "ROADSolver". Department of Engineering Science, University of Oxford, UK.
13. HOEDT, G. DEN, Geotextiles, geomembranes and related products. 4th International Conference The Hague, Balkema, Rotterdam, 1990.
14. Computerprogramma "MGEOT". Grondmechanica Delft.
15. Handleiding Wegenbouw, Ontwerp Verhardingen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat- Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, 1987.

16. Geotextielen, Eigenschappen en testmethoden. Stichting C.R.O.W, Ede, 1991.
17. Ground engineering applications of geotextiles in road construction and maintenance. Report of an OECD Expert Group I8, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1991.
18. BERENDSEN, E., Inventarisatiestudie Testmethoden Geokunststoffen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg-en Waterbouwkunde, Delft, 1992.
19. Standaard RAW-Bepalingen. Stichting C.R.O.W, Ede, 1990.
20. Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau. Forschungsgesellschaft für die Strasse-und Verkehrswesen, Keulen, 1987.

Algemeen te raadplegen literatuur:

- Handleiding Wegenbouw, Ontwerp Onderbouw. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, 1991.
- KOERNER, R.M., Designing with geosynthetics. Prentice Hall, 1990.
- NEN 6740, Technische Grondslagen voor Bouwconstructies TGB 1990. Geotechniek. Basiseisen en belastingen. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 1991.
- NEN 6744, Technische Grondslagen voor Bouwconstructies TGB 1990. Geotechniek. Berekeningsmethode voor funderingen op staal. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 1991.
- Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Draft British Standard BS 8008, British Standards Institution, Londen, 1991.
- Geokunststoffen in de waterbouw. DWW-wijzer 36 c, 1993.

DEEL II

GEEKUNSTSTOFFEN ALS GRONDWAPENING

HOOFDSTUK II.1

INLEIDING

II.1.1 Doel van het handboek

Bij het bouwen van steile taluds of van ophogingen op weinig draagkrachtige grond kunnen, vanwege de beperkte sterkte van de grond, stabiliteitsproblemen ontstaan. Een van de mogelijkheden om deze problemen te voorkomen, is het toepassen van een wapening van geokunststof in de grond. Er wordt dan gesproken van gewapende taluds en van ophogingen met onderwapening (zie fig. II.1). Steile taluds worden vrijwel uitsluitend gebouwd op een ondergrond die voldoende draagkracht heeft en weinig zetting vertoont. Ophogingen daarentegen kunnen ook op weinig draagkrachtige ondergrond worden aangebracht, mits het ontwerp en de uitvoering hierop worden aangepast.

De geokunststofwapening draagt een deel van de belasting over naar plaatsen in de constructie waar voldoende sterkte aanwezig is. Zettingen worden niet gereduceerd door de wapening; wel kan het optreden van ongelijkmatige zettingen worden beperkt.

De in de literatuur aanwezige kennis omtrent de bovengenoemde constructies is verzameld en in dit handboek samengevat. Het gaat voornamelijk om buitenlandse literatuur, waarbij de nadruk ligt op het ontwerp van dergelijke constructies. De volgende geokunststoffen zijn onderscheiden:

- geokunststoffen (weefsels en vliezen);
- geogrids (roosters);
- zand/garencomposiet.

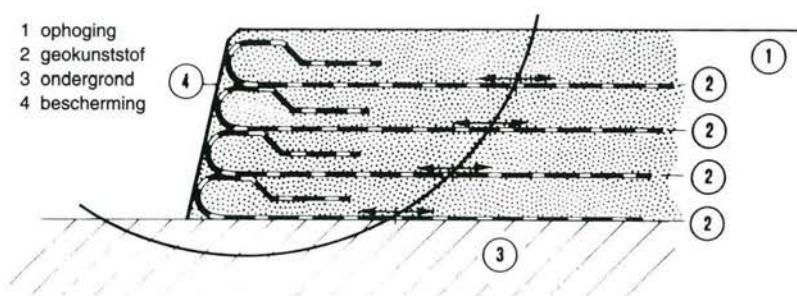
In II.1.2 en II.1.3 zijn de hier beschouwde geokunststoffen nader omschreven.

In hoofdstuk II.2 is kort ingegaan op de veiligheidsbeschouwing. In hoofdstuk II.3 zijn de ontwerpmethoden uitgebreid beschreven. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen:

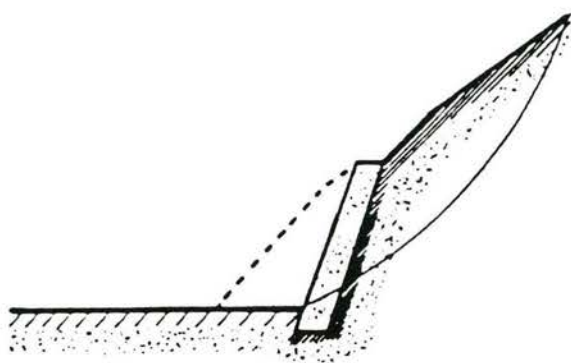
- taluds gewapend met geokunststof of geogrid;
- taluds gewapend met zand/garencomposiet (eindloze garens);
- ophogingen met een onderwapening (1 enkele laag) van geokunststof of geogrid op weinig draagkrachtige grond.

De materiaaleigenschappen en de partiële factoren komen aan de orde in hoofdstuk II.4. Specifieke uitvoeringsaspecten zijn gegeven in hoofdstuk II.5. In hoofdstuk II.6 komt de kwaliteitszorg aan de orde. Voorbeelden van bestekomschrijvingen zijn gegeven in hoofdstuk II.7. De taludbekleding in beton, staal of een ander materiaal, die in sterke mate het aanzicht van de constructie bepaalt, komt in dit handboek niet in detail aan de orde.

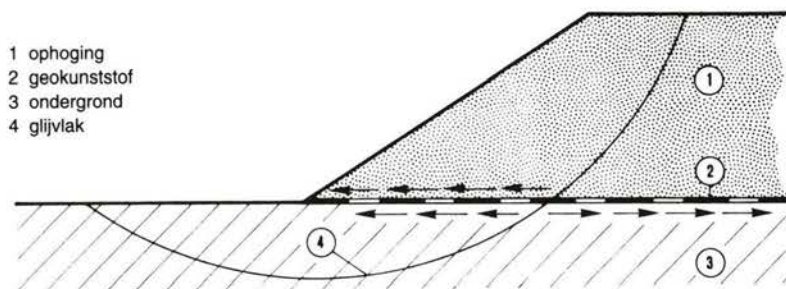
De in dit handboek gegeven informatie is in eerste instantie bedoeld voor ontwerpers die hebben gekozen voor een wapening van geokunststof en die daarvoor ontwerpberekeningen wensen uit te voeren.



a. steil talud gewapend met geokunststof of geogrid [1]



b. steil talud met zand/garencomposiet



c. ophoging met onderwapening [1]

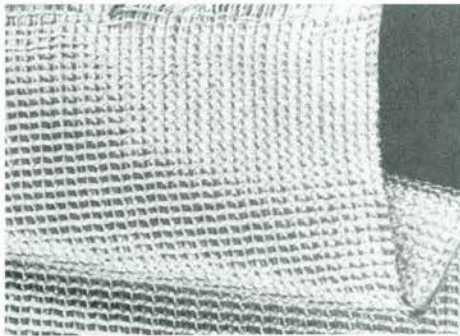
Fig. II.1 Steile taluds en ophogingen gewapend met geokunststof.

II.1.2 Beschrijving van geokunststoffen en geogrids

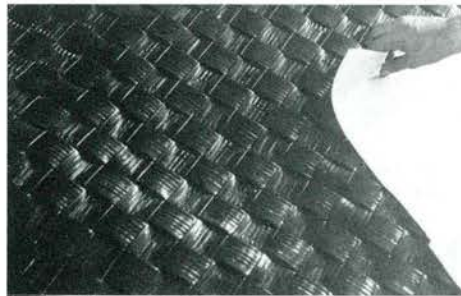
Geokunststoffen kunnen worden toegepast ten behoeve van wapening, scheiding, filtering, drainage en afscherming (afdichting). Voor een algemene en uitgebreide beschrijving hiervan wordt onder andere verwezen naar [1, 2]. Hieronder volgt beknopte informatie over de geokunststoffen die worden toegepast als wapening in grondconstructies.

Als constructievormen van geokunststoffen voor wapening worden onderscheiden (zie fig. II.2):

- weefsel (woven): elementen die zijn samengesteld volgens streng geordende structuren; de elementen bestaan uit vezels en kunnen worden onderverdeeld in draden of stroken;
- geogrid of raster: net- of gaasachtige structuren met een open oppervlak van meer dan circa 40 %.



a. weefsel



b. bandjesweefsel



c. geogrid of raster

Fig. II.2. Weefsels en geogrids [1].

Andere constructievormen, zoals vlies (non-woven) en folie (membraan), worden niet als wapening van grondconstructies toegepast.

De grondstoffen die voor de productie van de vezels worden gebruikt, bestaan uit thermoplastische polymeren.

De meest voorkomende polymeren zijn:

- polyamide (PA);
- polyester (PET);
- polypropreen (PP);
- polyetheen (PE, onderverdeeld in HDPE met hoge dichtheid en LDPE met lage dichtheid).

Voor wapeningsdoeleinden worden hoofdzakelijk polyester, polypropreen en polyetheen gebruikt, vanwege de hoge treksterkte, de hoge stijfheid en de lage kruip. Van deze materialen zijn de kenmerkende eigenschappen gegeven in tabel II.1.

Tabel II.1 Kenmerkende eigenschappen van de grondstoffen.

eigenschap	eenheid	polyester (PET)	polypropreen (PP)	polyetheen (PE)	
				LDPE	HDPE
volumieke massa	kg/m ³	circa 1380	circa 900	920	950
treksterkte	N/mm ²	800 à 1200	400 à 600	80 à 250	350 à 600
breukrek	%	8 à 15	10 à 25	20 à 80	10 à 45
stijfheidsmodulus	kN/mm ²	12 à 18	2 à 5	0,2 à 1,2	0,6 à 6

De treksterkte van de thermoplast is afhankelijk van de temperatuur, de treksnelheid en de belastingsduur. De treksterkte van de geokunststof, die met de thermoplast is vervaardigd, is ook afhankelijk van de constructievorm: weefsels zijn sterker dan vliezen. Bovendien zijn weefsels in de ene richting vaak sterker dan in de andere richting, vanwege de structuur en de oriëntatie van de elementen. Van polyesterweefsels, gebruikt voor grondwapening, bedraagt de treksterkte in de hoofdrichting 150 à 1000 kN/m; in de richting loodrecht daarop 50 à 100 kN/m. Van polypropreen geogrids, gebruikt voor grondwapening, bedraagt de treksterkte in de hoofdrichting 20 à 110 kN/m; in de richting loodrecht daarop 10 à 40 kN/m. Voldoende vervorming van de wapening is een voorwaarde voor de krachtsoverdracht. Vervorming van de totale constructie moet echter zoveel mogelijk worden beperkt. Daarom wordt in het algemeen gesteld dat de vereiste krachtsoverdracht moet zijn bereikt bij een rek van maximaal 5 à 6 %. Dit wordt alleen bereikt als de wapening een hoge stijfheidsmodulus heeft. Ook in het geval van HDPE kan een voldoende hoog vermogen tot opnemning van krachten worden verkregen: voor bi-axiaal versterkt georiënteerde geogrids kunnen treksterkten van circa 40 - 120 kN/m worden bereikt.

Over de duurzaamheid van de hier beschouwde geokunststoffen wordt het volgende opgemerkt:

- chemisch: onder normale omstandigheden een goede weerstand tegen aantasting; in extreme situaties afhankelijk van het materiaal en de omgeving;
- biologisch: geen afname van de treksterkte door een normale biologische activiteit in de grond;
- UV-straling: beperkte weerstand tegen zonlicht;
- mechanische beschadiging (doorponsen, scheuren of slijten): betrekkelijk hoge mechanische slijtvastheid; afname van de treksterkte bij een mechanische beschadiging door het omringende materiaal; afhankelijk van de constructievorm en het materiaalsoort.

Elk van de hierboven genoemde invloeden kan tot op zekere hoogte de constructieve sterkte van de grondwapening op de lange duur doen verminderen. Het blijkt echter mogelijk om voor elk van deze invloeden een reductiefactor voor deze sterkte in rekening te brengen. In hoofdstuk II.4 wordt dit verder uitgewerkt.

II.1.3 Beschrijving van zand/garencomposiet

Zand/garencomposiet ontstaat door een granulair materiaal te mengen met een aantal oneindig lange kunststofdraden (polyestergaren). Het is ontwikkeld in Frankrijk en wereldwijd gepatenteerd door het Laboratoire Central des Ponts et Chaussées onder de merknaam Texsol.

Door de menging met draden worden de sterkte-eigenschappen van het granulaire materiaal aanzienlijk beter (zie fig. II.3).

Om de beoogde verbetering van eigenschappen te realiseren, is een geringe gewichtshoeveelheid garen nodig (0,15 à 0,25 %). Deze vertegenwoordigt echter een grote draadlengte (100 à 250 km/m³).

Het materiaal wordt in het werk vervaardigd met behulp van speciale apparatuur (zie fig. II.4). Deze apparatuur heeft een meng/spuitkop, waardoor het zand verstrooid in het werk wordt gebracht. Het zand wordt pneumatisch of met een snel draaiende transportband aangevoerd. Tevens bevat de meng/spuitkop een aantal ejectors (spuitmonden), waardoor het garen met behulp van waterdruk wordt aangevoerd. Om een goede distributie van de garens in het zand te bewerkstelligen, maken de spuitmonden een sinusvormige beweging.

Op deze wijze wordt het zand/garencomposiet in lagen van maximaal 0,3 m aangebracht, waarna steeds een verdichting plaatsheeft met bij voorbeeld een trilplaat. De lagen worden in het algemeen onder een geringe helling van ongeveer 15° aangebracht (zie fig. II.5). Dit laatste is gunstig voor de krachtwor-
king in het massief.

In het zand/garencomposiet bevinden de granulaire deeltjes zich in een netwerk van kunststofdraden. Bij vervorming van het korrelskelet van het composietmateriaal worden trekspanningen in het netwerk opgewekt. Door de verankering van deze draden door de wrijvingskrachten gedraagt het zand/garencomposiet zich als een cohesief materiaal. De wrijvingskrachten zijn afhankelijk van de contactdruk van de korrels (de korrelspanning). Als de korrelspanning afneemt, door bij voorbeeld hoge waterspanningen, komt de verankering van het netwerk en daarmee het extra cohesieve gedrag niet of minder tot ontwikkeling. Door een aantal eigenschappen, zoals bij voorbeeld het gedrag bij dynamische belastingen, is het zand/garencomposiet geschikt voor toepassingen, zoals:

- fundering van een hogesnelheidsspoorlijn;
- afschermingsconstructies bij explosies of explosiegevaar;
- afschermingsconstructie tegen brand;
- constructies in aardbevingsgevoelige gebieden;
- constructies met een weerstand tegen erosie (bij toepassing als bekleding).

Daarnaast wordt het toegepast in gewapende taluds en steile wandconstructies [3, 4, 5]. Het voorliggende handboek beperkt zich tot de behandeling van deze beide toepassingen.



Fig. II.3 Zand/garencomposiet.



Fig. II.4 Vervaardiging van zand/garencomposiet.

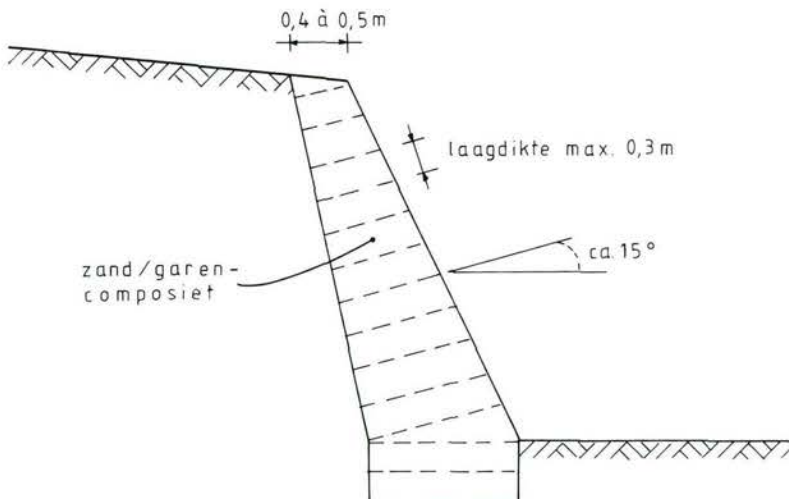


Fig. II.5 Talud opgebouwd met zand/garencomposiet.

HOOFDSTUK II.2

VEILIGHEIDSBESCHOUWING

Een grondconstructie moet, evenals andere bouwconstructies, aan bepaalde eisen van veiligheid en bruikbaarheid gedurende de levensduur voldoen. De toestand waarbij een constructie juist niet meer zijn functies vervult, ofwel faalt, wordt een grenstoestand genoemd.

Een grenstoestand kan worden geassocieerd met het optreden van faalmechanismen waarbij bezwijken optreedt (uiterste grenstoestanden of limit states), of met faalmechanismen waarbij een bepaald gebruikscriterium wordt overschreden zonder dat bezwijken optreedt (bruikbaarheidsgrenstoestanden of serviceability limit states). In de geotechniek heeft dit laatste type grenstoestand meestal betrekking op het bereiken van een bepaald vervormingscriterium, zoals het optreden van een bepaalde maximale zetting of een bepaald maximaal zettingsverschil.

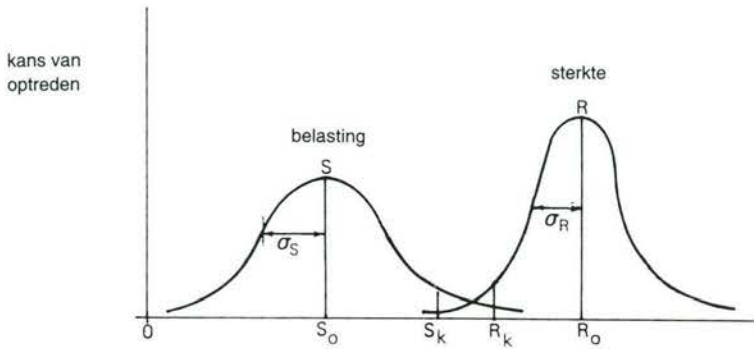
Tot voor kort was het bij geotechnische berekeningen gebruikelijk om voor de belasting een bovengrens te nemen en voor de sterkte van de grond een ondergrens. In de berekening werd vervolgens de toelaatbare sterkte berekend door de aanwezige sterkte te delen door een factor, de zogenoemde veiligheidsfactor, waardoor een zekere marge tussen de belasting en de sterkte werd verkregen. Met deze veiligheidsfactor werden zowel de onzekerheden in de belasting als die in de sterkte verdisconteerd. Daarom werd ook wel gesproken van de overall-veiligheidsfactor. De berekeningsmethode als geheel wordt aangeduid met de naam "deterministische methode".

In navolging van de werkwijze bij andere constructiematerialen, zoals staal en beton, wordt momenteel ook voor geotechnische berekeningen een enigszins gewijzigde methode toegepast, namelijk een probabilistische methode met partiële factoren (zie NEN 6740 [6]).

De begrippen toelaatbare sterkte en veiligheidsfactor zijn hiermee komen te vervallen. De bovengrens van de belasting en de ondergrens voor de sterkte zijn vervangen door de karakteristieke waarden, dat wil zeggen de waarden die in een gering aantal gevallen (b.v. 5 %) worden over- respectievelijk onderschreden. In figuur II.6 is een en ander schematisch weergegeven.

Bij de bepaling van de belasting worden voor iedere parameter partiële factoren (ook wel: belastingsfactoren) in rekening gebracht, waarmee de rekenwaarde van de belasting wordt berekend. Deze is hoger dan de karakteristieke waarde van de belasting.

Ook bij de berekening van de sterkte worden voor de verschillende parameters partiële factoren (ook wel: materiaalfactoren) gebruikt, waarmee de sterkte wordt verlaagd tot de rekenwaarde van de sterkte.



kans op falen = kans belasting $S >$ sterkte R

vroeger: $S_k \leq R_k/\gamma$

waarin: S_k is de karakteristieke belasting (bovengrens)

R_k is de karakteristieke sterkte (ondergrens)

γ is de overall-veiligheidsfactor

nu: $S_d \leq R_d$

waarin: S_d is de rekenwaarde van de belasting

R_d is de rekenwaarde van de sterkte

Fig. II.6 Probabilistische veiligheidsanalyse.

De grootte van de partiële factoren is onder andere afhankelijk van de beschouwde grenstoestand en van het risico. Daarnaast komt in de grootte van de partiële factor ook de invloed van de betreffende parameter op het faalmechanisme tot uiting. In de geotechnische norm NEN 6740 [6] en in [7] zijn waarden gegeven voor de partiële factoren.

De vroegere voorwaarde dat de optredende belasting nooit groter mocht zijn dan de toelaatbare belasting is nu vervangen door de voorwaarde dat de rekenwaarde van de belasting nooit groter mag zijn dan de rekenwaarde van de sterkte. Bij glijvlakberekeningen volgens Bishop bij voorbeeld heeft dit de volgende consequentie:

- vroeger werd gerekend met ondergrenswaarden van de sterkteparameters (nu karakteristieke waarden geheten) en werd een voldoende hoge stabiliteitsfactor geëist, meestal 1,3;
- nu wordt gerekend met rekenwaarden voor de sterkteparameters (rekenwaarde = karakteristieke waarde gedeeld door de bijbehorende partiële factor) en wordt een stabiliteitsfactor van ten minste 1,0 geëist.

Zoveel mogelijk is getracht bij de hier beschreven constructies de beschouwing met rekenwaarden en partiële factoren toe te passen. De oude methode is echter gebruikt, wanneer in de geraadpleegde literatuur niet anders is aangegeven.

HOOFDSTUK II.3

ONTWERPMETHODEN

II.3.1 Algemeen

Steil talud/gewapend talud

Als aan de rand van een grondconstructie te weinig ruimte beschikbaar is om een natuurlijk talud te realiseren, kan een grondkering worden aangebracht. De grondkering moet in staat zijn de gronddruk uit het hogere deel over te brengen op de rest van het grondmassief. Als constructievormen zijn hiervoor beschikbaar:

- traditionele keermuur in metselwerk, beton, enzovoorts: de gronddruk wordt via schuif- en normaalkrachten naar de ondergrond overgebracht;
- damwand in hout, beton of staal: de gronddruk wordt via buiging naar de ondergrond overgebracht, eventueel in combinatie met een achterwaartse verankering;
- constructie in gewapende grond: de gronddruk wordt via horizontale wapening (geokunststof of staal) naar het achtergelegen grondmassief overgebracht;
- constructie opgebouwd uit een garen/zandcomposiet: door het kunststofgaren is een cohesief materiaal ontstaan, waarmee een steil talud kan worden gebouwd.

Dit handboek gaat uitsluitend over de laatste twee constructievormen, waarbij geokunststoffen zijn toegepast.

Een steil talud kan op verschillende manieren bezwijken. Deze bezwijkvormen zijn:

- uitwendige bezwijkvormen (zie fig. II.7): horizontaal afschuiven, kantelen, overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond en afschuiven langs een diep glijvlak;
- inwendige bezwijkvormen:
 - bij met geokunststof gewapende grond (zie fig. II.8): het breken van de wapening of het lostrekken van de wapening uit de verankeringsgrond;
 - bij een met garen/zandcomposiet opgebouwd talud: het overschrijden van de "cohesie" van het materiaal.

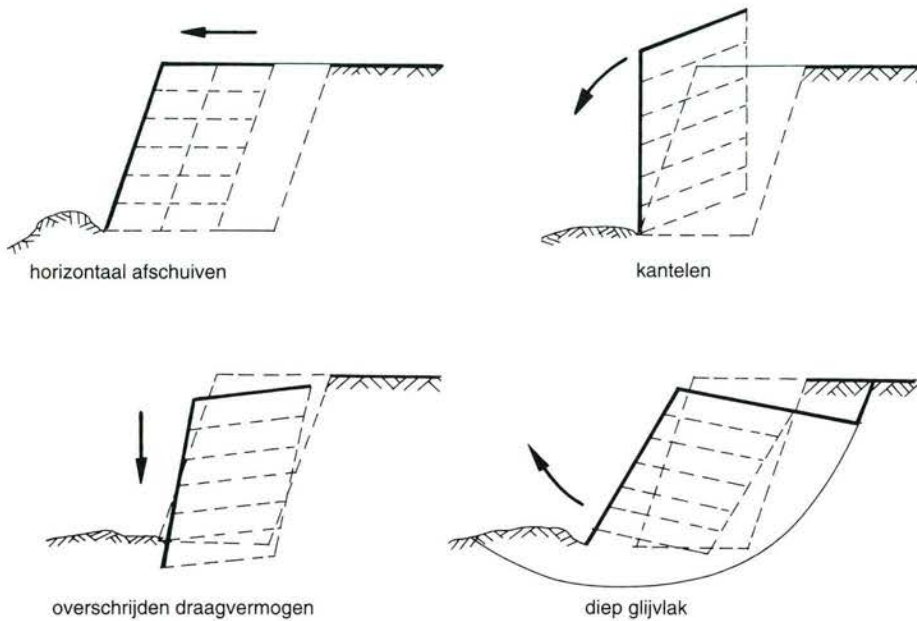


Fig. II.7 Uitwendige bezwijkvormen bij steile taluds.

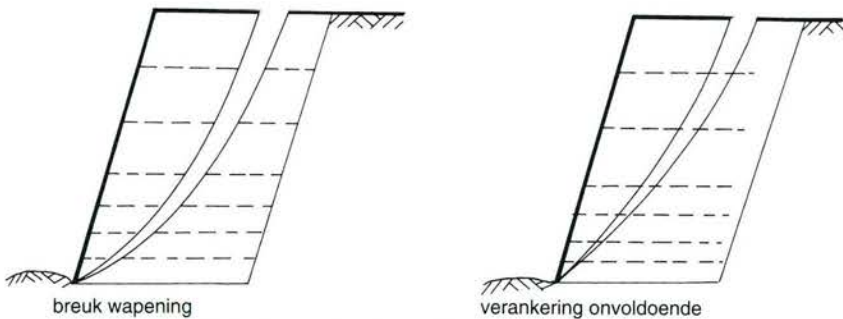


Fig. II.8 Inwendige bezwijkvormen bij steile taluds.

Ophoging met onderwapening

Door het aanbrengen van een ophoging ontstaan in de ondergrond spanningsverhogingen. Onder het midden van de ophoging alleen van de normaalspanningen en onder de rand ook van de schuifspanningen. De ondergrond moet zodanige eigenschappen bezitten, dat de verhoogde spanningen kunnen worden opgenomen zonder dat bezwijken optreedt.

Bij weinig draagkrachtige grond wordt al bij een geringe ophoging niet meer aan deze eis voldaan, hetgeen tot uiting kan komen in de volgende bezwijk-

vormen (zie fig. II.9): horizontaal afschuiven, overschrijden van het draagvermogen en afschuiven langs een diep glijvlak.

Om op weinig draagkrachtige grond toch een ophoging te kunnen aanbrengen, kan een onderwapening van geokunststof in de ophoging worden aangebracht. Hierdoor worden de hiervoor genoemde bezwijkmechanismen voorkomen.

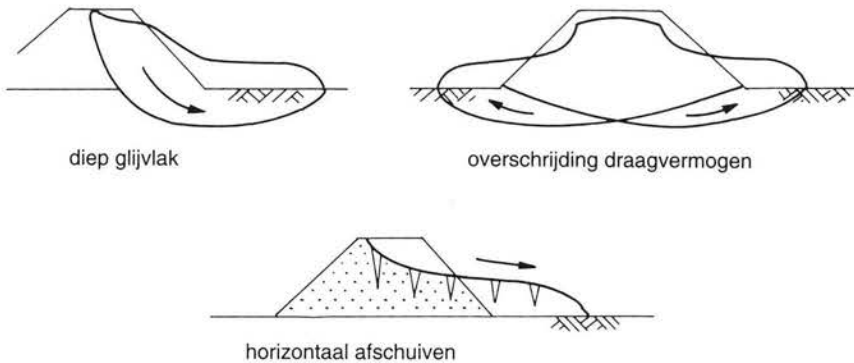


Fig. II.9 Bezwijkvormen bij ophogingen op weinig draagkrachtige grond.

Ontwerp

Er moet een zodanige constructie worden ontworpen dat de eerder genoemde bezwijkvormen met voldoende zekerheid worden vermeden. Hierbij kunnen de volgende randvoorwaarden worden onderscheiden (zie fig. II.10):

- het hoogteverschil H ;
- de taludhelling β ;
- de eventuele bovenbelasting p_{sur} ;
- de eigenschappen van de ondergrond;
- de eigenschappen van het ophoogmateriaal en de wapening;
- de gegevens over de grondwaterstand(en).

Bij een steil talud, gewapend met geokunststof of geogrid, bestaat het ontwerp uit het bepalen van de benodigde wapening, namelijk:

- het aantal lagen wapening (H/s_v);
- de vereiste sterkte van de wapening ($F_{d,g}$);
- de lengte van de wapening, de verankering (L_g).

Uiteraard zijn verschillende oplossingen mogelijk. In een iteratief proces, waarbij de hoeveelheid en de sterkte van de wapening worden gevarieerd, wordt gezocht naar het meest economische ontwerp.

Bij een steil talud, opgebouwd uit een garen/zandcomposiet, bestaat het ontwerp uit het bepalen van:

- de benodigde breedte van het cohesieve massief (b);
- de hellingshoek van de lagen (θ);
- de hoeveelheid garen.

Bij een ophoging met onderwapening met geokunststof of geogrid bestaat het ontwerp uit het bepalen van de benodigde wapening, namelijk:

- de vereiste sterkte van de wapening ($F_{d,g}$);
- de lengte van de wapening, de verankering (L_g);
- de stijfheid van de wapening (J_g).

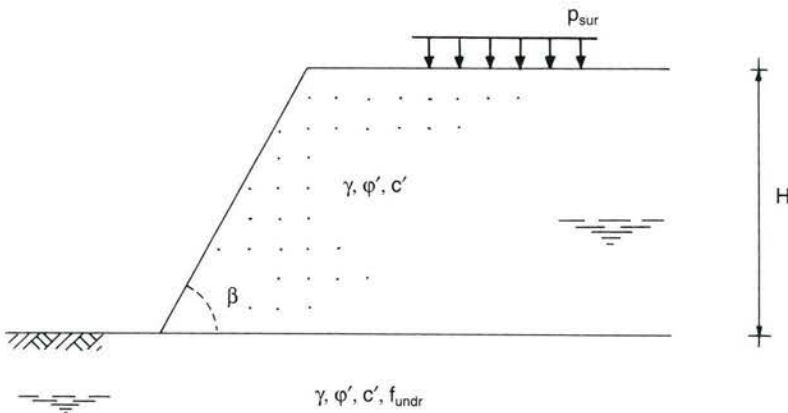


Fig. II.10 Randvoorwaarden voor het ontwerp.

Berekeningsmethoden

Voor de hier beschouwde constructies geldt in principe hetgeen is vermeld in hoofdstuk 13 "Grondophogingen en ontgravingen; hellingen en taluds" van NEN 6740 [6]. Voor steile taluds geldt bovendien hoofdstuk 12 "Keerconstructies" van deze norm.

Voor de mechanismen "horizontaal afschuiven", "kantelen" en "overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond" kunnen ook de methoden die zijn beschreven in de norm voor funderingen op staal, NEN 6744 [8], worden gehanteerd.

De berekeningsmethoden uit beide normen hebben betrekking op het uitwendig evenwicht. Het inwendig evenwicht van constructies met geokunststoffen komt in deze normen niet aan de orde. In dit handboek komt het inwendig evenwicht van de constructie daarom wel aan de orde; het uitwendig evenwicht wordt slechts summier behandeld.

De gedetailleerde beschrijving van het ontwerp is gegeven in de volgende paragrafen:

- in II.3.2 voor taluds gewapend met geokunststof of geogrid;
- in II.3.3 voor taluds gewapend met zand/garencomposiet;
- in II.3.4 voor ophogingen met onderwapening van geokunststof of geogrid.

II.3.2 Taluds gewapend met geokunststof of geogrid

II.3.2.1 *Uitwendig evenwicht*

Bij de analyse van het uitwendig evenwicht wordt de gewapende grond als één geheel opgevat en worden de volgende mechanismen beschouwd (zie fig. II.7):

- horizontaal afschuiven;
- kantelen;
- overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond (methode Prandtl, Brinch Hansen e.d.), inclusief het horizontaal wegpersen van een dunne weinig draagkrachtige laag in de ondergrond (squeezezen);
- afschuiven langs een diep glijvlak, al of niet cirkelvormig (methode Bishop, Janbu e.d.).

Het mechanisme "horizontaal afschuiven" is meestal maatgevend voor de breedte die het massief moet krijgen en dus voor de lengte van de wapening.

Horizontaal afschuiven

In figuur II.11 zijn de krachten aangegeven die op het gewapende massief werken. Het krachtenevenwicht in horizontale zin kan in principe worden geschreven als:

$$S_h + F_{h;p} > F_{h;a} + F_{s,h} \quad (\text{II.1})$$

waarin:

- S_h is de schuifweerstand langs de onderzijde van het gewapende massief in kN/m;
- $F_{h;p}$ is de passieve gronddruk tegen het gewapende massief in kN/m;
- $F_{h;a}$ is de actieve gronddruk tegen het gewapende massief in kN/m;
- $F_{s,h}$ is de horizontale uitwendige belasting op het gewapende massief in kN/m.

De passieve gronddruk wordt doorgaans verwaarloosd vanwege de geringe inbedding aan de passieve zijde. Ook moet worden bedacht dat altijd de kans bestaat dat later een (leiding)sleuf voor het talud wordt gegraven, waardoor de passieve druk sterk afneemt of zelfs geheel verdwijnt.

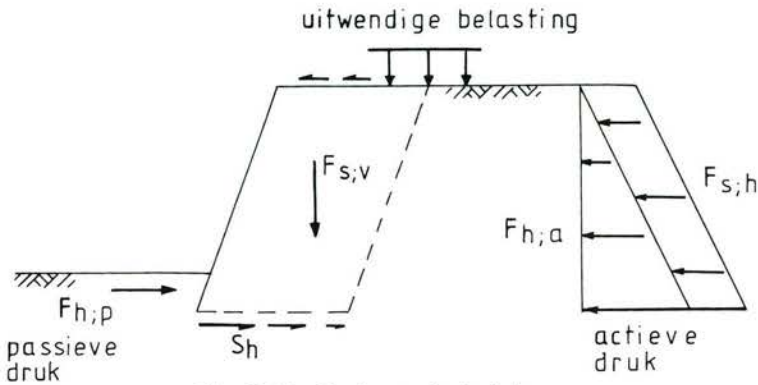


Fig. II.11 Horizontaal afschuiven.

De vervormingen van de keerconstructie in gewapende grond zijn zodanig dat aan de achterzijde van het massief kan worden gerekend op een actieve spanningstoestand. Een veilige benadering is hierbij de wandwrijvingshoek δ_a gelijk te stellen aan 0; als de achterliggende grond wordt verdicht, kan δ_a gelijk worden gesteld aan de effectieve hoek van de inwendige wrijving ϕ' .

De schuifweerstand S_h wordt berekend uit de verticale spanning volgens:

$$S_h = F_{s,v} \cdot \tan \delta \quad (\text{II.2})$$

waarin:

δ is de wrijvingshoek tussen de ondergrond en het gewapend massief (eventueel wapening) in $^\circ$ (zie ook II.3.2.2);

$F_{s,v}$ is de verticale belasting op het schuifvlak in kN/m.

De bovenbelasting heeft een gunstige invloed op S_h . Veiligheidshalve moet de bovenbelasting in formule (II.2) daarom niet worden meegerekend, wanneer deze uit een veranderlijke belasting bestaat.

Kantelen

Om kantelen te voorkomen, moet het aandrijvend moment kleiner zijn dan het moment ten gevolge van het eigen gewicht en de rustende belasting. Bij een starre constructie wordt doorgaans als eis gesteld dat geen trekspanning ontstaat aan de achterzijde; de resultante van alle krachten mag dan niet in het buitenste derde deel van de basis liggen. Voor gewapende grondmassieven geldt deze eis evenzeer; vanwege de flexibiliteit kantelen deze massieven echter nooit.

Overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond

Het grensdragvermogen van de ondergrond bij een strokvormige belasting kan worden berekend met de formule voor een fundering op staal (zie art.

5.2.3.3 van NEN 6744: 1991 [8] en fig. II.12). Naast het bezwijken van de ondergrond in de gedraineerde en ongedraineerde toestand moet ook het bezwijken door zijdelings wegpersen van een slappe laag (squeeze) worden beschouwd.

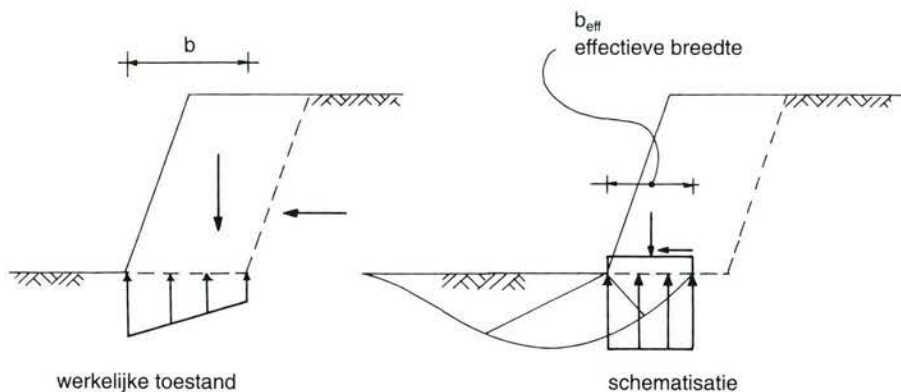


Fig. II.12 Draagvermogen van de ondergrond.

Afschuiven langs een diep glijvlak

Aan de rand van een ophoging moet door middel van berekeningen worden gecontroleerd of de stabiliteit van het talud voldoende is gewaarborgd. Meestal gebeurt dit met glijvlakberekeningen volgens de lamellenmethode Bishop of Janbu [7, 9], waarin de stabiliteitsfactor SF is gedefinieerd als het quotiënt van het weerstandbiedend moment M_{res} en het aandrijvend moment M_{aan} (zie fig. II.13).

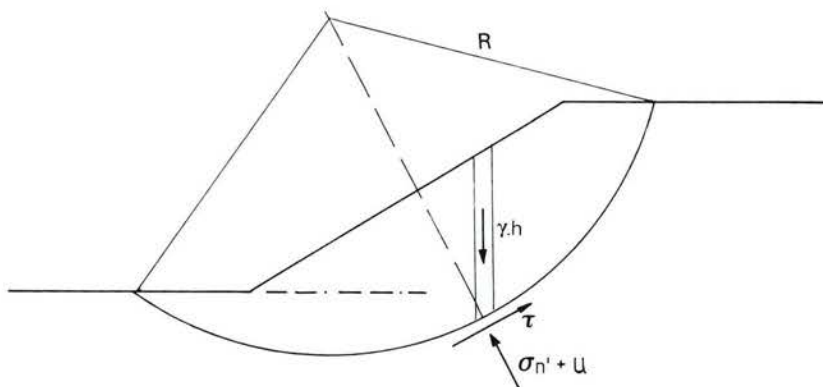


Fig. II.13 Cirkelvormig glijvlak.

II.3.2.2 Inwendig evenwicht

Bij de analyse van het inwendig evenwicht wordt bekeken hoeveel wapening nodig is om het afschuiven van een grondmoot te verhinderen. Het inwendig evenwicht betreft derhalve de afzonderlijke wapeningslagen. Hierbij komen de volgende aspecten aan de orde:

- de kracht die nodig is om het talud stabiel te houden;
- de overdracht van deze kracht naar de achtergelegen grond.

In een talud, gewapend met geokunststof en geogrid, kunnen drie zones worden onderscheiden (zie fig. II.14):

- in zone 1 is wapeningskracht nodig om de stabiliteit van het talud te handhaven;
- in zone 2 vindt de wapening haar verankering;
- zone 3 is de ongewapende zone.

Het grensvlak tussen zone 1 en zone 2 is het maatgevende glijvlak. De grootste kracht in de wapening treedt op in dit grensvlak.

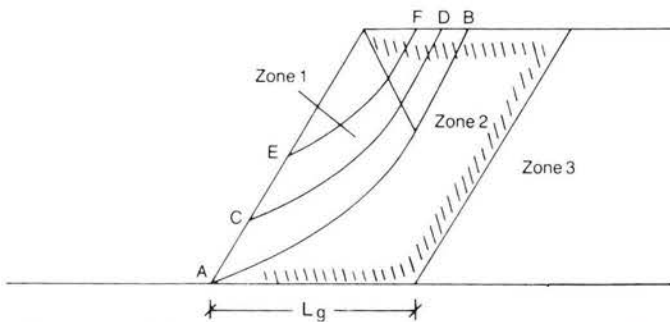


Fig. II.14 Schematisering van het inwendig evenwicht [10].

Verdeling van de wapening

In het ontwerpproces moet een verdeling van de wapening worden gekozen. Dit behelst:

- de afstand tussen de opeenvolgende wapeningslagen;
- de sterkte van de wapening, eventueel gevarieerd over de hoogte;
- de lengte van de wapening, eventueel gevarieerd over de hoogte.

Het aantal mogelijke variaties is zeer groot. Een ontwerp waarin de wapening op ieder niveau juist de benodigde kracht levert, kan om uitvoeringstechnische redenen duurder zijn dan een eenvoudiger ontwerp waarin de wapening plaatselijk is overgedimensioneerd.

Om praktische redenen wordt aangeraden bij constructies, waarbij de omgeslagen wapening als bekleding wordt gebruikt, de maximale laagdikte te beperken tot $H/8$, met een maximum van 1,0 m. Worden evenwel strenge eisen gesteld aan de vervormingen van het talud, dan moet de laagdikte worden beperkt tot 0,4 à 0,5 m. Bij een bekleding van een ander materiaal, zoals beton, is de sterkte van dat materiaal maatgevend.

Gebaseerd op een parametrische studie, waarin de kosten van verschillende ontwerpen zijn vergeleken, wordt door Jewell [11] aanbevolen de lengte van de wapening constant te houden over de hoogte. Wel kan de sterkte van de wapening over de hoogte worden gevarieerd.

Kracht in de wapening

Om de stabiliteit van een steil talud te waarborgen, moet op het grondmassief een extra horizontale druk $\sigma'_{h,req}$ worden uitgeoefend. Bij de hier beschouwde constructies wordt deze druk geleverd door de wapening met geokunststof.

In het algemeen bedraagt de kracht in de wapening (zie fig. II.15a):

$$F_{d;g} = s_v \cdot \sigma'_h \quad (II.3a)$$

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v \quad (II.3b)$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z \quad (II.3c)$$

waarin:

$F_{d;g}$ is de rekenwaarde van de kracht van de geokunststofwapening in kN/m;

s_v is de verticale afstand tussen de wapeningslagen in m;

σ'_h is de horizontale korrelspanning in kN/m²;

σ'_v is de verticale korrelspanning op de wapening in kN/m²;

K is de gronddrukcoëfficiënt;

γ is de volumieke massa van de aanvulgrond in kN/m³;

z is de diepte beneden de bovenzijde van het grondmassief in m.

Als grondwater aanwezig is, moet daarmee bij de berekening van σ'_v rekening worden gehouden.

De gronddrukcoëfficiënt K kan worden berekend uit een analyse van het krachteenwicht. In handboeken (b.v. [13]) is de grootte van K gegeven als functie van de taludhelling β , de wandwrijvingshoek δ en de effectieve hoek van de inwendige wrijving ϕ' . Bij taluds met geokunststof en geogrid is sprake van horizontale wapening en bedraagt de "wandwrijvingshoek":

$$\delta_a = (90^\circ - \beta) \quad (II.4)$$

waarin:

δ_a is de wandwrijvingshoek bij de gronddrukberekening in °;

β is de taludhelling in °.

De tabellen in de handboeken zijn afgeleid voor $\beta > (90^\circ - \phi')$. Voor die gevallen waarin de handboeken niet voorzien, moeten alsnog berekeningen, gebaseerd op krachtevenwichtsbeschouwingen, worden uitgevoerd. Proberen-derwijs moet het meest kritieke glijvlak worden opgezocht. Verschillende onderzoekers hebben methoden ontwikkeld, uitgaande van de hiervoor gegeven principes en eventueel aanvullende aannamen. Een aantal methoden is door de producenten van geokunststoffen verwerkt in computerprogramma's. Jewell heeft ontwerpgrafieken afgeleid die, mede vanwege hun instructieve waarde, in II.3.2.3 aan de orde komen.

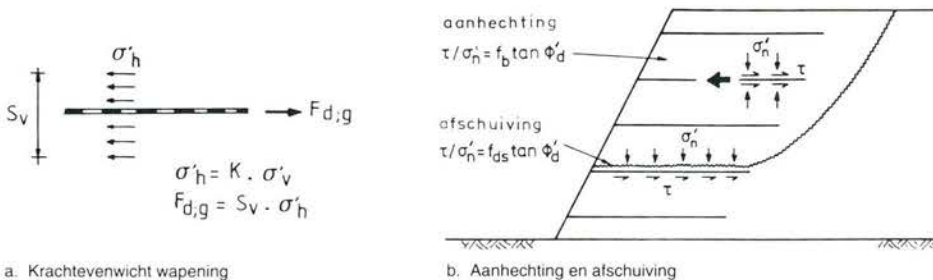


Fig. II.15 Aanhechting en afschuiving bij grondwapening [12].

Interactie tussen de wapening en de grond

De interactie tussen de wapening en de grond speelt een rol bij de beschouwing van een glijvlak dat (gedeeltelijk) samenvalt met een wapeningslaag en bij de beschouwing van de aanhechting (verankering) van de wapening.

In dit verband moet onderscheid worden gemaakt in wapening met geokunststof en wapening met geogrid.

Bij geokunststof heeft uitsluitend interactie plaats door de wrijving van de geokunststof langs de grond. Bij de beschouwing van een glijvlak langs een laag geokunststof wordt de wrijving alleen langs de onderzijde van de geokunststof in rekening gebracht. Bij de berekening van de verankering wordt de wrijving aan beide zijden van de geokunststof in rekening gebracht (zie fig. II.15b).

Bij een geogrid heeft interactie plaats door:

- wrijving van de geokunststof langs de grond;
- wrijving van de grond langs de grond; het betreft de grond, opgesloten tussen de dwars- en langs balkjes van het geogrid; de dwarsbalkjes ondervinden hierbij een grondweerstand die vergelijkbaar is met een strokenfundering op staal, zij het dat de belastingsrichting horizontaal is in plaats van verticaal.

De krachtsoverdracht tussen de grond en de wapening kan als volgt worden beschreven [14, 15]:

- voor de krachtsoverdracht langs een glijvlak:

$$F_{r,ds} = \sigma'_v \cdot L \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \quad (\text{II.5})$$

waarin:

- $F_{r,ds}$ is de weerstand van de wapening tegen afschuiven in kN/m;
- σ'_v is de verticale korrelspanning op de wapening in kN/m²;
- L is de lengte van de wapening in het beschouwde glijvlak in m;
- f_{ds} is de wrijvingscoëfficiënt tussen grond en wapening;
- ϕ' is de effectieve hoek van de inwendige wrijving van de grond in °.

- voor de aanhechting tussen de wapening en de grond:

$$F_{r,b} = 2 \sigma'_v \cdot L_a \cdot f_b \cdot \tan \phi' \quad (\text{II.6})$$

waarin:

- $F_{r,b}$ is de weerstand van de wapening tegen uittrekken in kN/m;
- L_a is de lengte van de wapening in de verankeringszone in m;
- f_b is de aanhechtingscoëfficiënt tussen de grond en de wapening.

Voor geokunststoffen zijn f_b en f_{ds} aan elkaar gelijk. Voor geogrids is er verschil tussen de beide coëfficiënten. Hieronder zijn formules gegeven voor f_{ds} en f_b . De gebruikte notatie is toegelicht in figuur II.16.

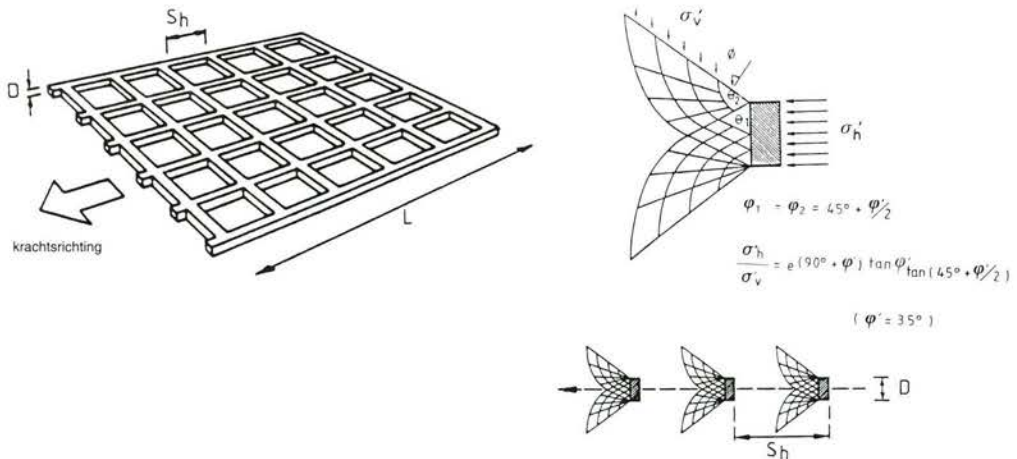


Fig. II.16 Inwendig evenwicht bij geogrids [12].

De algemene formule voor f_{ds} luidt:

$$f_{ds} = \alpha_s \cdot f_{sf} + (1 - \alpha_s) \quad (\text{II.7})$$

waarin:

- α_s is het relatieve deel van het contactvlak waarlangs de krachtsoverdracht door wrijving tussen de geokunststof en de grond plaatsheeft; bij geokunststof geldt $\alpha_s = 1$; bij geogrid is α_s afhankelijk van de breedte van de balkjes en de open ruimte tussen de balkjes;
- f_{sf} is de wrijvingscoëfficiënt tussen de geokunststof en de grond: $f_{sf} = \tan \delta / \tan \phi'$; voor geokunststof geldt: $f_{sf} = f_b = f_{ds}$;
- δ is de wrijvingshoek tussen de geokunststof en de grond in $^\circ$.

De algemene formule voor f_b luidt:

$$f_b = \alpha_b \cdot f_{sf} + 0,5 \alpha_b \cdot \frac{D}{s_h} \cdot \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \cdot \frac{1}{\tan \phi'} \quad (\text{II.8})$$

waarin:

- α_b is het relatieve deel van de lengte van het balkje dat kracht overdraagt op de grond via een normaalkracht; bij geokunststof geldt $\alpha_b = 0$;
- D is de dikte van het geogrid in m;
- s_h is de horizontale afstand tussen de balkjes in m;
- σ'_h is de horizontale grondweerstand tegen het balkje in kN/m^2 .

De waarde van σ'_h bedraagt:

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot e^{(90 + \phi') \cdot \tan \phi'} \cdot \tan(45 + \phi'/2) \quad (\text{II.9})$$

De waarde van f_{sf} kan in het laboratorium worden bepaald door een aangepaste directe schuifproef uit te voeren, waarbij de schuifweerstand tussen de geokunststof en de grond wordt gemeten. Voor de bepaling van de waarde van f_b van het geogrid moet een uittrekproef worden uitgevoerd. De uitvoering van dergelijke proeven op het geogrid is gecompliceerd. Dergelijke proeven zijn echter niet strikt noodzakelijk, omdat de invloed van de grootte van f_b op de lengte van het geogrid beperkt is, zodat eerder met een lage waarde wordt gerekend dan dat proeven worden gedaan.

Samenvatting:

- Voor geokunststof geldt: $f_b = f_{ds} = f_{sf} = \tan \delta / \tan \phi'$. De waarde van f_b kan variëren tussen 0 en 1; een veel voorkomende waarde is ongeveer 0,6 à 0,8.
- Voor geogrid gelden de formules (II.7), (II.8) en (II.9). Voorkomende waarden zijn bij voorbeeld $f_{sf} = 0,6$; $\alpha_s = 0,4$ à $0,6$; $(\alpha_b \cdot D/s_h) = 0,05$. Hieruit

volgt: f_{ds} = ongeveer 0,8 en f_b = ongeveer 0,5. Dit is een conservatieve waarde in vergelijking met die voor geokunststof. Zoals vermeld, is de invloed van f_b op de benodigde lengte van het geogrid echter beperkt, zodat deze waarde in het ontwerp voldoet (veilige benadering).

II.3.2.3 *Ontwerpgrafieken van Jewell*

Door Jewell zijn ontwerpgrafieken afgeleid, waarmee de gronddrukcoëfficiënt K en de benodigde lengte van de wapening L_g op eenvoudige en snelle wijze kunnen worden bepaald. Jewell heeft hiertoe het inwendig evenwicht beschouwd en daarvoor een groot aantal berekeningen gemaakt volgens de plasticiteitstheorie. Ook heeft Jewell het grensevenwicht bij een geknikt glijvlak (twee wiggen) en bij een glijvlak volgens een logaritmische spiraal geanalyseerd.

De eerste versie van de ontwerpgrafieken is door Jewell in 1984 gepresenteerd [16]. In 1989 heeft hij, op basis van verdere berekeningen, een verbeterde set grafieken gegeven [11], die in dit handboek zijn opgenomen. Deze laatste set grafieken leidt tot iets minder wapening dan de oorspronkelijke grafieken. In [17] heeft Jewell een uitgebreide onderbouwing gegeven van zijn berekeningen. De praktische toepassing van de grafieken is gegeven in [12, 15]. Hieronder is de in [12] gegeven vereenvoudigde werkwijze beschreven.

Door Jewell zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- de hellingshoek β ligt tussen 30° en 90° ;
- het maaiveld en de bovenzijde van de ophoging zijn horizontaal;
- de ondergrond is voldoende draagkrachtig;
- de grond waarmee wordt opgehoogd, gedraagt zich als een ϕ' -materiaal (geen cohesie);
- de waterdruk is in rekening gebracht door middel van de dimensieloze parameter r_u , die is gedefinieerd als:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z} \quad (\text{II.10})$$

waarin:

- u is de waterspanning in de poriën in kN/m^2 ;
- γ is de volumieke massa van de aanvulgrond in kN/m^3 ;
- z is de diepte beneden de bovenzijde van het grondmassief in m.

De korrelspanning op een bepaalde diepte bedraagt dan:

$$\sigma'_v = (1 - r_u) \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{II.11})$$

- een eventuele, gelijkmatig verdeelde bovenbelasting op het gewapende massief is verwerkt door voor de hoogte van het massief een fictieve waarde H' te nemen volgens formule (II.12). Als er sprake is van een puntlast of lijnlasten (b.v. een zware vrachtwagen vlak bij de kruin van het massief) gelden de grafieken niet en is een aanvullende glijvlakberekening nodig:

$$H' = H + \frac{p_{\text{sur}}}{\gamma} \quad (\text{II.12})$$

waarin:

H' is de fictieve hoogte van het gewapende massief in m;

p_{sur} is de bovenbelasting op het gewapende massief in kN/m².

- de verankeringslengte aan de basis bedraagt maximaal 10 % van de wapeningslengte aan de basis.

Verder kan, zo nodig, een verhoogd risico in rekening worden gebracht door een partiële factor g_{ris} aan te houden (zie II.4.2.1).

Het ontwerpproces verloopt als volgt (de voor het ontwerp benodigde gegevens zijn in tabel II.2 samengevat; de procedure is in figuur II.17 toegelicht):

Stap I Bepaal de vereiste horizontale korrelspanning ($\sigma'_{\text{h,req}}$) met de ontwerpgrafieken.

Stap I.1 Bepaal aan de hand van de ontwerpgrafieken de waarde van K_{req} uitgaande van rekenwaarden voor de grondparameters. Tussen de grafieken kan rechtlijnig worden geïnterpoleerd. De rekenwaarde van K is gelijk aan:

$$K_d = \gamma_{\text{ris}} \cdot K_{\text{req}} \quad (\text{II.13})$$

Stap I.2 De horizontale spanning die de wapening moet leveren, bedraagt:

$$\sigma'_{\text{h,req}} = \gamma \cdot z' \cdot K_d \quad (\text{II.14})$$

waarin:

z' is de diepte beneden de fictieve bovenzijde van het massief in m.

Stap I.3 Bij de kruin van het massief moet σ'_h verhoogd worden tot:

- $\sigma'_{\text{h,req}} = 10 \text{ kN/m}^2$ als $\beta \leq 80^\circ$;
- $\sigma'_{\text{h,req}} = 20 \text{ kN/m}^2$ als $\beta > 80^\circ$.

Stap II Kies de wapening zodanig dat de vereiste horizontale korrelspanning ($\sigma'_{\text{h,req}}$) kan worden geleverd.

Stap II.1 De wapeningsparameters zijn:

- rekenwaarde van de trekkracht $F_{d:g}$ in kN/m;
- verticale tussenafstand s_v in m;
- contactvlak wrijving α_s ;
- contactvlak normaalkracht α_b ;
- wrijving tussen grond en wapening f_{ds} ;
- aanhechting f_b .

Voor de tussenafstand s_v worden de volgende praktische grenzen voorgesteld: $s_{v,max} \leq \text{minimum van } H/8 \text{ en } 1,0 \text{ m}$.

Als de geokunststof bij het talud wordt omgeslagen, wordt voor de beperking van de deformaties aanbevolen om $s_{v,max}$ niet groter te kiezen dan 0,5 m.

Stap II.2 Bepaal de hoeveelheid wapening zodanig dat de beschikbare horizontale spanning $\sigma'_{h,bes}$ overal de in stap I berekende horizontale spanning $\sigma'_{h,req}$ overtreft:

$$\sigma'_{h,req} \geq \sigma'_{h,bes} \quad (\text{II.15})$$

De aanwezige horizontale spanning $\sigma'_{h,bes}$ is afhankelijk van de treksterkte en van de tussenafstand:

$$\sigma'_{h,bes} = \frac{F_{d:g}}{s_v} \quad (\text{II.16})$$

Vaak worden twee wapeningszones met in iedere zone een constante tussenafstand toegepast: een bovenste zone tot een diepte z'_2 met een tussenafstand $s_{v,2}$ en een onderste zone met een tussenafstand $s_{v,1}$ (zie fig. II.17). De onderste laag in iedere zone is maatgevend voor de wapening in die zone.

De onderste zone reikt tot de onderkant van het massief, waar moet gelden:

$$\sigma'_{h,bes} \geq \gamma \cdot H' \cdot K_d \quad (\text{II.17})$$

Aan de onderzijde van de bovenste zone geldt dezelfde voorwaarde, met dien verstande dat voor H' de waarde z'_2 moet worden ingevuld.

Teken de omhullende van de aanwezige horizontale spanning $\sigma'_{h,bes}$ en geef de niveaus van de wapeningslagen aan. Begin van onderaf en wijzig de tussenafstand slechts dan wanneer de betreffende laag zich boven de diepte z'_2 bevindt (zie fig. II.17). Hoewel in het ontwerpproces de onderste wapeningslaag ter hoogte van de basis

van het massief ligt, is het toegestaan om alle wapeningslagen op een niveau te leggen dat maximaal $s_{v,1}/2$ hoger ligt.

Stap II.3 Herhaal stap II.2 net zolang totdat aan formule (II.15) is voldaan.

Stap III Bepaal de verankeringslengte L_g met de ontwerpgrafieken.

Stap III.1 Bepaal aan de hand van de ontwerpgrafieken de waarde van L_g/H . Als $f_{ds} < 0,8$: vergroot de lengte van de wapening aan de onderzijde van het massief door $(L_g/H)_{ds}$ te vermenigvuldigen met $0,8/f_{ds}$.

Stap III.2 Kies de lengte van de wapening als volgt:

a. als $(L_g/H)_{ovrl} > (L_g/H)_{ds}$, kies wapening met een constante lengte volgens:

$$\frac{L_g}{H'} = \gamma_{ris} \cdot \left(\frac{L_g}{H} \right)_{ovrl} \quad (II.18)$$

b. als $(L_g/H)_{ovrl} < (L_g/H)_{ds}$, maak een keuze uit de volgende twee mogelijkheden:

b1. kies wapening met een constante lengte volgens:

$$\frac{L_g}{H'} = \gamma_{ris} \cdot \left(\frac{L_g}{H} \right)_{ds} \quad (II.19)$$

b2. kies wapening met een geleidelijk verlopende lengte volgens:

$$\frac{L_g}{H'} = \gamma_{ris} \cdot \left(\frac{L_g}{H} \right)_{ds} \text{ aan de basis} \quad (II.20)$$

$$\frac{L_g}{H'} = \gamma_{ris} \cdot \left(\frac{L_g}{H} \right)_{ovrl} \text{ aan de kruin} \quad (II.21)$$

Stap III.3 Verifieer de geldigheid van de ontwerpmethode door de verankeringslengte aan de basis van het massief te controleren:

$$\frac{L_a}{L_{g;basis}} \leq 0,1 \quad (II.22)$$

De waarde van L_a volgt uit formule (II.6), waarbij voor $F_{r,b}$ de waarde $F_{d,g}$ moet worden ingevuld.

De ontwerpgrafieken zijn gegeven in de figuren II.18 tot en met II.20, respectievelijk voor $r_u = 0$, $r_u = 0,25$ en $r_u = 0,50$. Voor tussenliggende waarden mag worden geïnterpoleerd.

De producenten van geokunststoffen hebben computerprogramma's ontwikkeld voor de hier gegeven berekening.

Tabel II.2 Samenvatting van de ontwerpgegevens.

rubriek	omschrijving	symbool	eenheid
geometrie	hoogte van het talud	H	m
	taludhelling	β	°
	bovenbelasting	p_{sur}	kN/m ²
aanvulgrond	effectieve hoek van de inwendige wrijving	ϕ'_d	°
	cohesie	$c'_d = 0$	kN/m ²
	volumieke massa	γ_d	kN/m ³
	grondwaterdruk	$r_{v,d}$	
risico	partiële factor	γ_{ris}	

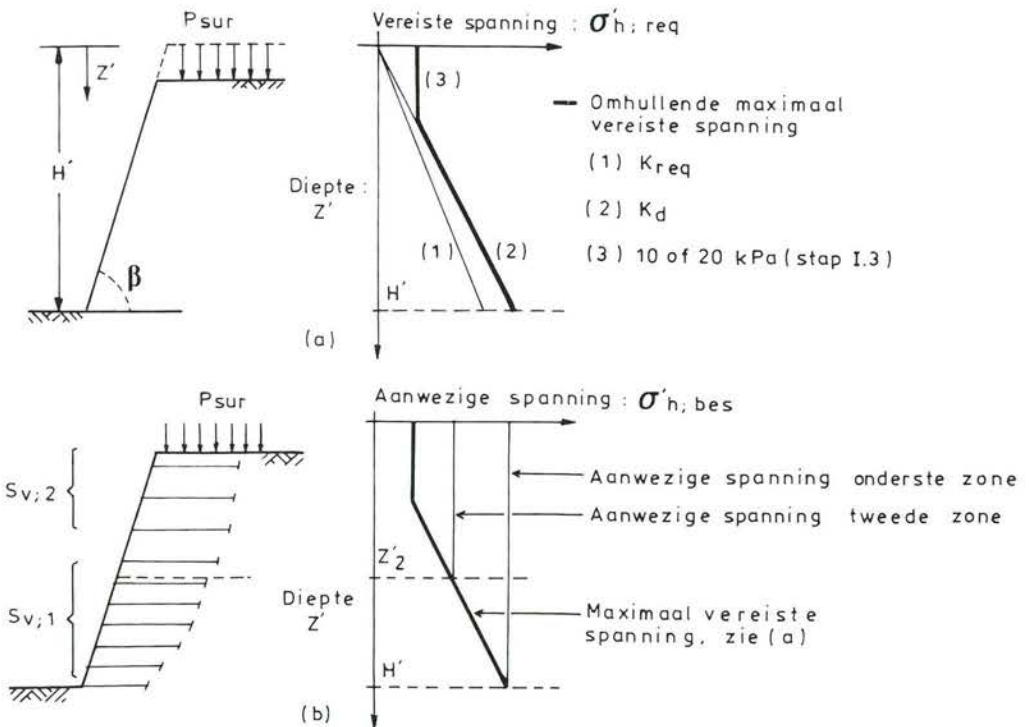
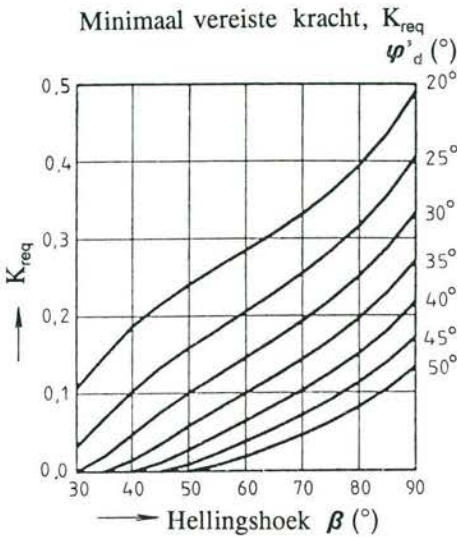


Fig. II.17 Ontwerpproces volgens Jewell [12].



Minimale wapeningslengte:

1. Bovenaan het talud volgt de minimale wapeningslengte uit de grafiek voor "Glijvlak".
2. Bij de teen van het talud dient de minimale wapeningslengte de grootste te zijn volgens de grafieken "Glijvlak" en "Horizontaal afschuiven".
3. Bij constante wapeningslengte over de hoogte, de lengte kiezen zoals bij 2. is bepaald.
4. Indien "Horizontaal afschuiven" maatgevend is voor de wapeningslengte bij de teen dan de lengte geleidelijk verlagen van L_{ds} bij de teen tot L_{ovrl} bij de kruin.

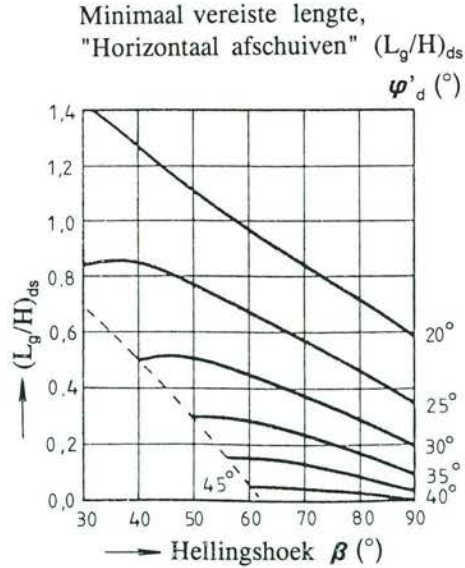
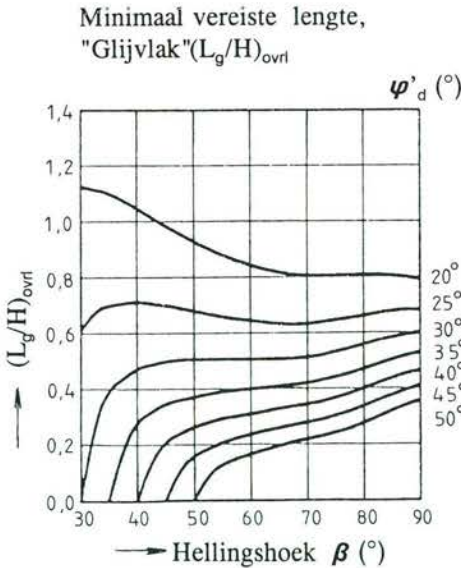
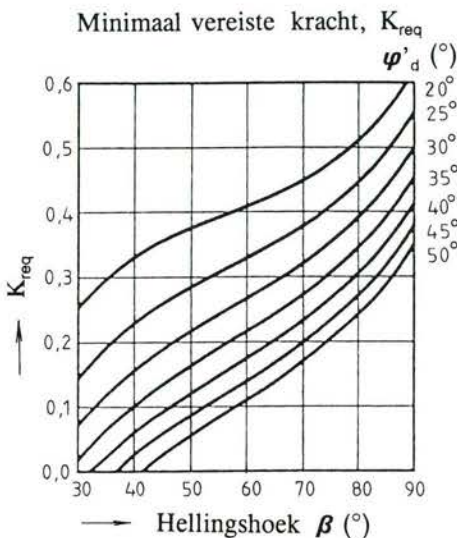
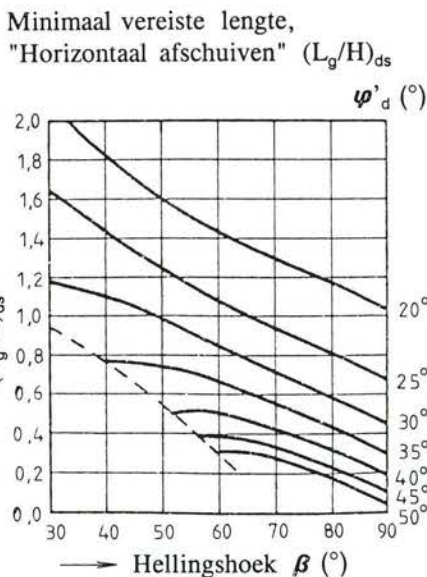
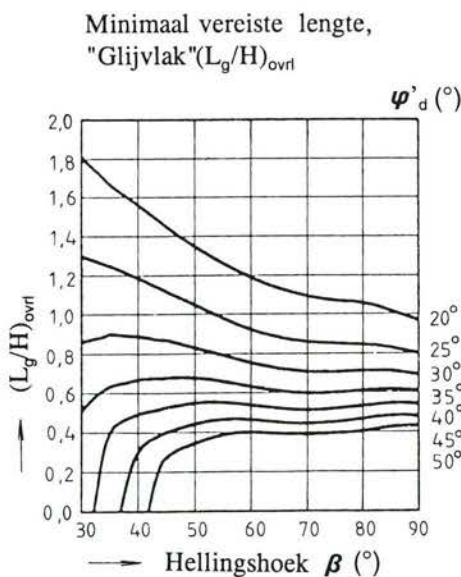


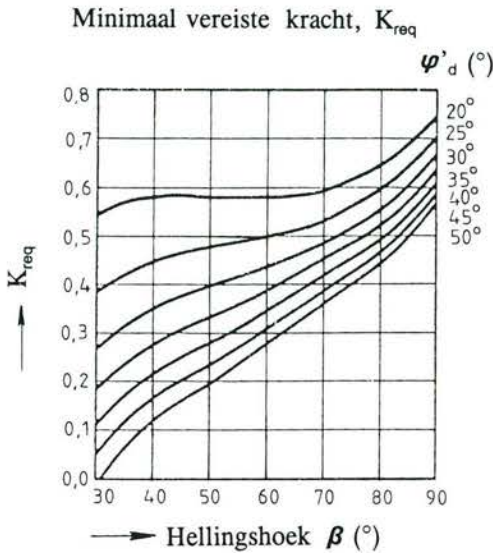
Fig. II.18 Ontwerpgrafieken volgens Jewell voor $r_{\text{u}} = 0$ [12].



Minimale wapeningslengte:

1. Bovenaan het talud volgt de minimale wapeningslengte uit de grafiek voor "Glijvlak".
2. Bij de teen van het talud dient de minimale wapeningslengte de grootste te zijn volgens de grafieken "Glijvlak" en "Horizontaal afschuiven".
3. Bij constante wapeningslengte over de hoogte, de lengte kiezen zoals bij 2. is bepaald.
4. Indien "Horizontaal afschuiven" maatgevend is voor de wapeningslengte bij de teen dan de lengte geleidelijk verlagen van L_{ds} bij de teen tot L_{ovrl} bij de kruin.

Fig. II.19 Ontwerpgrafieken volgens Jewell voor $r_u = 0,25$ [12].



Minimale wapeningslengte:

1. Bovenaan het talud volgt de minimale wapeningslengte uit de grafiek voor "Glijvlak".
2. Bij de teen van het talud dient de minimale wapeningslengte de grootste te zijn volgens de grafieken "Glijvlak" en "Horizontaal afschuiven".
3. Bij constante wapeningslengte over de hoogte, de lengte kiezen zoals bij 2. is bepaald.
4. Indien "Horizontaal afschuiven" maatgevend is voor de wapeningslengte bij de teen dan de lengte geleidelijk verlagen van L_{ds} bij de teen tot L_{ovrl} bij de kruin.

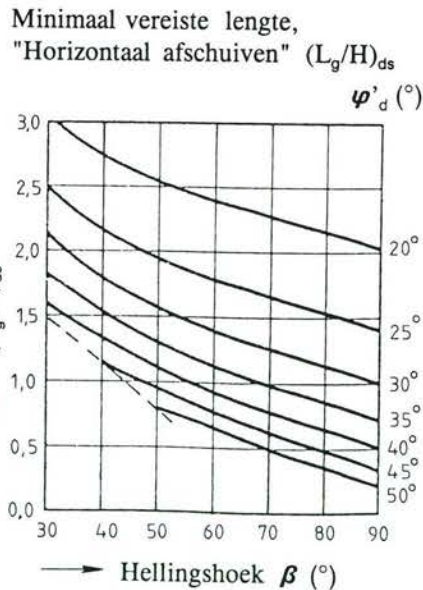
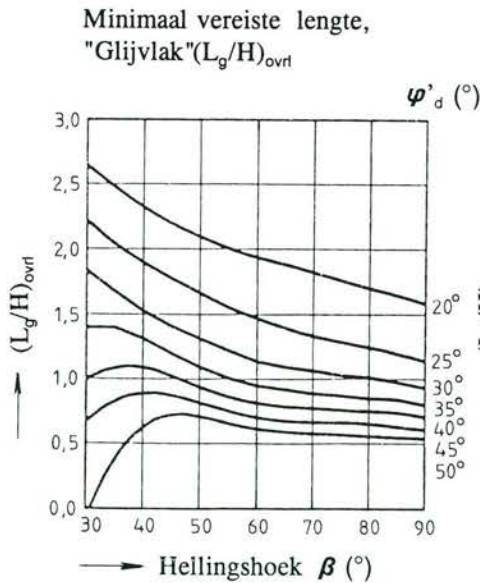


Fig. II.20 Ontwerpgrafieken volgens Jewell voor $r_u = 0,50$ [12].

II.3.3 Taluds gewapend met zand/garencomposiet

II.3.3.1 Algemeen

De meeste ervaring met het construeren van gewapende taluds met een zand/garencomposiet is opgedaan in Frankrijk. Op grond van die ervaring is een ontwerpmethodiek ontwikkeld, waarbij de volgende ontwerpgebieden kunnen worden onderscheiden:

- ontwerp I: een gewapend talud, helling β met een horizontaal $< 65^\circ$;
- ontwerp II: een steile wandconstructie, helling β met een horizontaal $\geq 65^\circ$.

Als maximale hoogte wordt vooralsnog uitgegaan van 12 m. De meest gangbare constructievormen hebben een maximale hoogte van 8 m, waarbij in verband met de begroeiing een maximale helling β met een horizontaal van 65° à 70° wordt aangehouden.

De aangegeven ontwerpmethodiek is gebaseerd op draagkrachtige ondergrond in Frankrijk. In Nederland komt veel relatief slappe ondergrond voor met een laag draagvermogen. Dit verschil kan vooral een rol spelen bij de uitwendige stabiliteit. Het draagvermogen, het horizontaal afschuiven en de optredende vervormingen moeten in voorkomende gevallen bij elk ontwerp dan ook extra aandacht krijgen (zie [6, 8] en II.3.3.3).

Voor de benodigde materiaalparameters van het zand/garencomposiet bij het ontwerp wordt verwezen naar II.4.2 en [18, 19, 20].

II.3.3.2 Gewapend talud met zand/garencomposiet (ontwerp I, $\beta < 65^\circ$)

Het ontwerp is relatief eenvoudig. Allereerst wordt aan de geometrie een aantal eisen ten aanzien van de uitvoerbaarheid gesteld. Vanwege de toe te passen verdichtingsapparatuur (breedte van de trilplaat) bedraagt de minimale breedte 0,4 m (zie fig. II.4). Over het algemeen wordt uitgegaan van een teenconstructie met een minimale ontgraving van 0,3 m met eventueel hieronder een grondverbetering (zie fig. II.21).

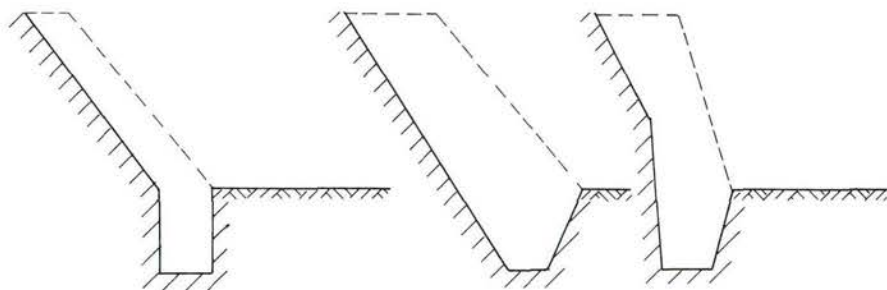


Fig. II.21 Mogelijke teenconstructies.

Voor de dimensionering van het ontwerp is in principe een stabiliteitsanalyse voldoende. De constructie, opgebouwd met het zand/garencomposiet, wordt dan beschouwd als extra grondlaag met ϕ' en c' . Hierbij kan gebruik worden gemaakt van een berekeningsmethode met cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop. Voor het ontwerpen van een talud van meer dan 8 m hoogte is een rekenmethode met een niet-cirkelvormig glijvlak (b.v. methode Janbu [7]) of een eindige-elementenmethode [7] aan te bevelen.

Bij de dimensioneringen moeten zowel glijvlakken door als buiten de constructie worden beschouwd (zie fig. II.22) voor zowel de uitvoeringsfase als de gebruiksfase.

Door aanpassing van de geometrie (diepte van de teen, dikte van de constructie), de hoek van het aan te brengen zand/garencomposiet en de hoeveelheid garen kan een ontwerp worden verkregen dat aan de stabiliteitseisen voldoet. Voor de eigenschappen van het zand/garencomposiet worden in het algemeen geen hogere waarden dan $c' = 30 \text{ kN/m}^2$ en $\phi' = 30^\circ$ aangehouden. Aandachtspunt bij deze dimensionering is de modellering van de waterspanningen en de bovenbelastingen die mogelijk anderszins kunnen optreden.

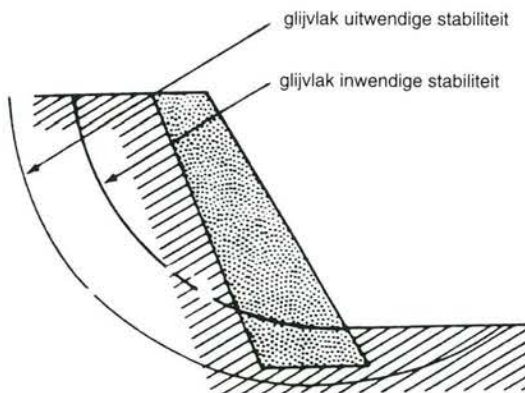


Fig. II.22 Stabiliteitsanalyse met verschillende glijvlakken.

II.3.3.3 Steile wandconstructie met zand/garencomposiet (ontwerp II, $\beta \geq 65^\circ$)

In eerste instantie wordt dezelfde werkwijze aangehouden als bij ontwerp I. Vervolgens moet een aantal extra aspecten echter worden gecontroleerd.

Voor ontwerp II moeten ook, analoog aan een keermuur, de volgende bezwijkvormen worden geanalyseerd:

- overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond;
- horizontaal afschuiven;
- kantelen;
- overschrijden van de inwendige schuifsterkte (voor constructies hoger dan 8 m).

In het algemeen wordt van een actieve gronddruk tegen het massief uitgegaan. Wordt de grond achter het massief echter later aangevuld en verdicht, dan moet een aanzienlijk hogere waarde worden aangehouden (zie b.v. art. 12.4.6 van NEN 6740 [6]).

Overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond

De draagkracht van de ondergrond moet aan het volgende criterium voldoen:

$$\sigma_{v;ref} \leq \sigma_0 + \frac{q_r}{\gamma_{r;q}} \quad (\text{II.23})$$

waarin:

- $\sigma_{v;ref}$ is de verticale spanning op 3/4 van de bovenzijde toegepast op 3/4 van de funderingsbreedte in kN/m²;
- σ_0 is de oorspronkelijke verticale spanning op het funderingsniveau in kN/m²;
- q_r is het draagvermogen van de ondergrond in kN/m²;
- $\gamma_{r;q}$ is de veiligheidsfactor voor het draagvermogen van de ondergrond.

Horizontaal afschuiven

Aan de basis van de muur moet gelden (zie fig. II.23):

$$\gamma_{r;a} \leq \frac{F_{s;v} \cdot \tan \phi' + b' \cdot c'}{F_{h;a} - F_{h;p}} \quad (\text{II.24})$$

waarin:

- $F_{s;v}$ is de verticale kracht door het eigen gewicht en de bovenbelasting in kN/m;
- b' is de breedte van de voet van de constructie waar een drukspanning optreedt in m;
- c' is de cohesie van de ondergrond in kN/m²;
- $F_{h;a}$ is de horizontale weerstand van de actieve zone in kN/m;
- $F_{h;p}$ is de horizontale weerstand van de passieve zone in kN/m;
- $\gamma_{r;a}$ is de veiligheidsfactor van het horizontaal afschuiven.

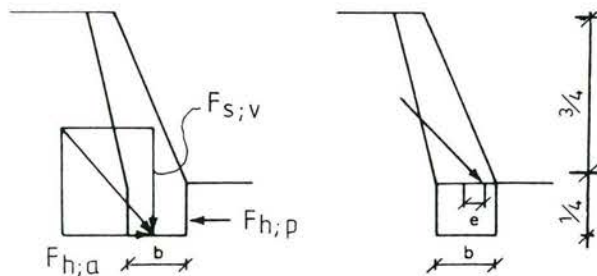


Fig. II.23 Horizontaal afschuiven.

Kantelen

Voor het kantelen van de wand gelden twee criteria:

$$e < \frac{b}{4} \quad (\text{II.25})$$

waarin:

- e is de excentriciteit van de resulterende kracht bij de voet van de constructie (in het algemeen de maaiveldhoogte) in m;
- b is de breedte van de constructie bij de voet in m;

en:

$$\gamma_{r,k} < \frac{M_{eg}}{M_{ea}} \quad (\text{II.26})$$

waarin:

- M_{eg} is het moment bij de voet ten gevolge van het eigen gewicht in kNm/m;
- M_{ea} is het moment bij de voet ten gevolge van de gronddruk achter de muur in kNm/m;
- $\gamma_{r,k}$ is de veiligheidsfactor voor het kantelen.

Overschrijden van de inwendige schuifsterkte

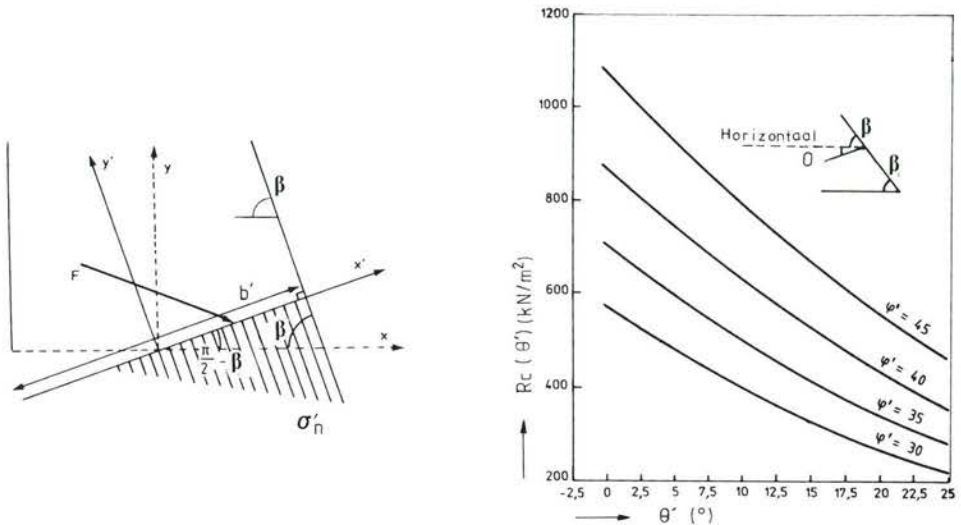
Hiervoor moet gelden dat:

$$\sigma'_n \leq \frac{R_c(\theta')}{\gamma_{ri}} \quad (\text{II.27})$$

$$\theta' = 90^\circ - \beta - \theta \quad (\text{II.28})$$

waarin:

- σ'_n is de optredende normaalspanning op het vlak door het midden van de basis loodrecht op de buitenzijde van de constructie in kN/m² (zie fig. II.24);
- γ_{ri} is de veiligheidsfactor voor het inwendig evenwicht;
- β is de hoek van de frontzijde van de constructie met de horizontaal in $^\circ$;
- θ is de hoek van de lagen zand/garencomposiet met de horizontaal in $^\circ$;
- θ' is de hulpgrootte in $^\circ$;
- $R_c(\theta')$ is de prismadruksterkte in kN/m²; de prismadruksterkte is onder andere afhankelijk van de effectieve hoek van de inwendige wrijving van het toegepaste zand (zie fig. II.24 voor een ontwerpwaarde).

Fig. II.24 Bepaling van de ontwerpwaarde $R_c(\theta')$.

II.3.3.4 Vervormingen

Constructies van zand/garencomposiet zijn niet volledig star. Dit heeft als voordeel dat dergelijke constructies weinig zettingsgevoelig zijn.

De orde van grootte van de optredende vervormingen aan de bovenzijde van de constructie is $H/100$ waarin H de hoogte is van de constructie. Wanneer de toegestane vervorming kleiner is dan deze waarde, zijn hogere veiligheidsfactoren voor de verschillende faalmechanismen noodzakelijk en moeten nadere vervormingsanalyses (b.v. met de eindige-elementenmethoden) worden uitgevoerd. Overigens kan het zand/garencomposiet een relatieve vervorming van 10 % ondergaan voordat bezwijken optreedt.

II.3.4 Ophogingen met onderwapening van geokunststof of geogrid

II.3.4.1 Doel van de wapening onderin de ophoging

Een ophoging zonder onderwapening kan bezwijken doordat een diep glijvlak ontstaat of doordat het draagvermogen van de ondergrond wordt overschreden. Bij het ontstaan van een diep glijvlak schuift een groot deel van de ophoging samen met een deel van de ondergrond af door het overschrijden van de schuifweerstand. Meestal wordt deze bezwijkvorm geanalyseerd met behulp van rechte of cirkelvormige glijvlakken (b.v. de methode Bishop en de methode Janbu).

Het overschrijden van het draagvermogen van de ondergrond is vergelijkbaar met dat van een fundering op staal op cohesieve ondergrond (zie II.3.2.1). Bij ongedraineerd grondgedrag geldt volgens de plasticiteitstheorie (o.a. Prandtl) bij een constante waarde voor de ongedraineerde schuifweerstand en een grote laagdikte:

$$q_r = f_{\text{undr}} \cdot N_c \quad (\text{II.29})$$

waarin:

q_r is het draagvermogen van de ondergrond in kN/m^2 ;
 f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand van de ondergrond in kN/m^2 ;
 N_c is de draagkrachtfactor, wanneer $\phi' = 0$, $N_c = (\pi + 2)$.

Bij een geringe dikte van het slappe lagenpakket en/of bij een met de diepte toenemende waarde van f_{undr} is het draagvermogen van de ondergrond hoger. De bezwijkvorm lijkt dan meer op het zijdelings wegpersen van de ondergrond (squeezezen). Het hogere draagvermogen komt tot uiting in een hogere waarde voor N_c , zoals in figuur II.25 is aangegeven.

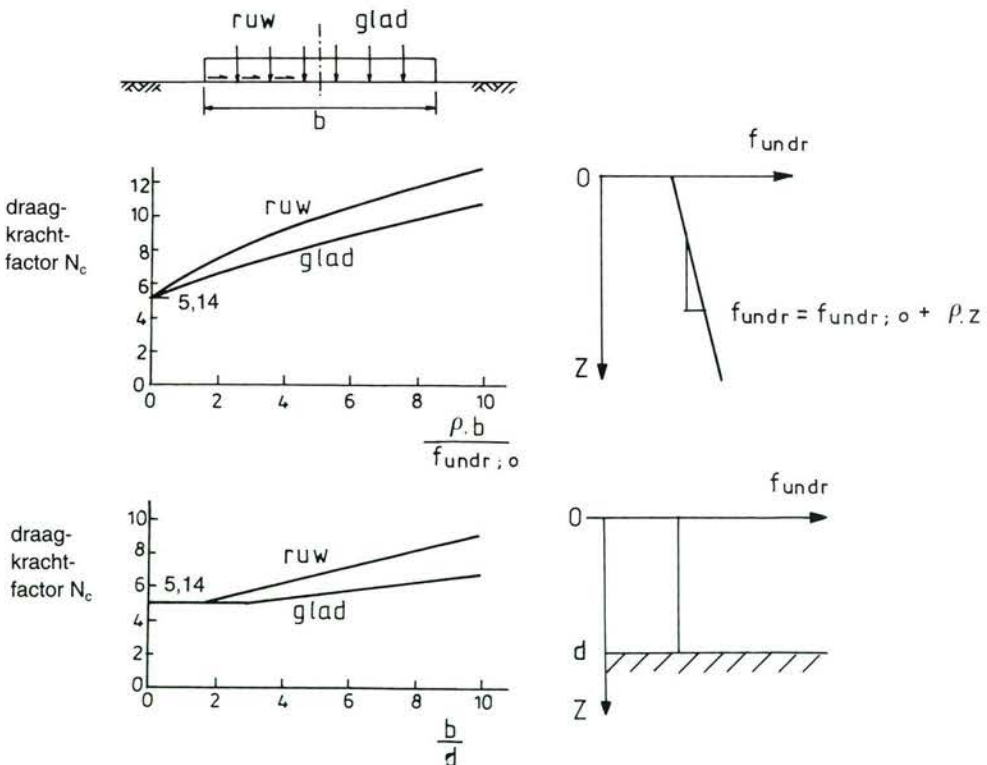


Fig. II.25 Draagvermogen van een starre fundering [10].

Door het aanbrengen van een laag geokunststof als wapening onderin de ophoging, kan worden bewerkstelligd dat op weinig draagkrachtige grond een ophoging kan worden aangebracht zonder dat de bovengenoemde bezwijkvormen optreden.

De wapening zorgt hierbij voor:

- inwendige stabiliteit, via schuifkrachten tussen de ophoging en de wapening, waardoor de ondergrond niet belast wordt door schuifspanning;
- een verhoging van het draagvermogen van de ondergrond doordat de wapening op de ondergrond een binnenwaartse schuifkracht uitoefent, waardoor het zijdelings wegpersen van de ondergrond wordt belemmerd;
- uitwendige stabiliteit, vanwege de extra tegenwerkende kracht die het ontstaan van diepe glijvlakken kan voorkomen.

In figuur II.26 is de werking van de wapening schetsmatig aangegeven.

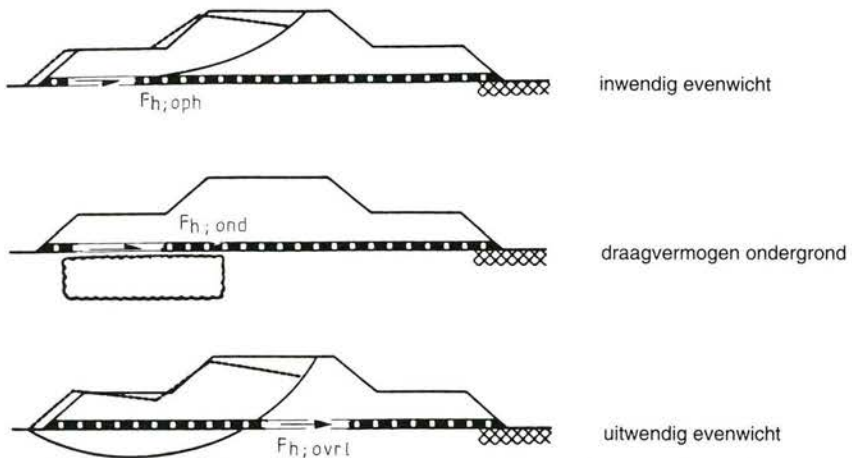


Fig. II.26 Werking van de wapening aan de onderzijde van de ophoging.

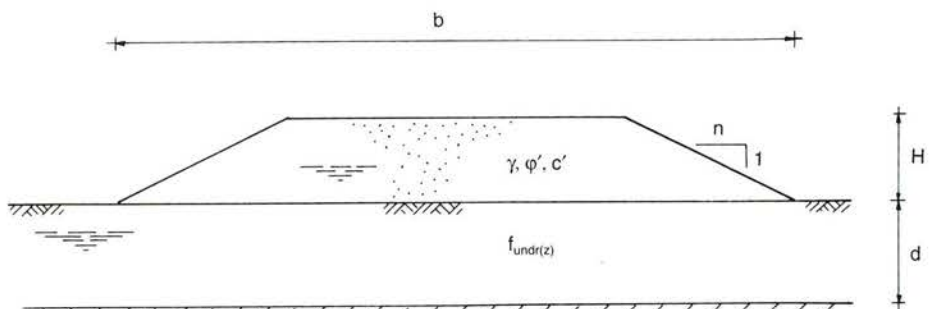


Fig. II.27 Uitgangspunten voor de ontwerpberekening van de onderwapening.

Het ontwerp van een ophoging met onderwapening behelst het bepalen van de vereiste wapening (afmeting en kwaliteit) uitgaande van de geometrie en de eigenschappen van de ondergrond en de ophoging (zie fig. II.27). Een eventuele bovenbelasting op de ophoging kan in rekening worden gebracht, zoals bij het ontwerp van gewapende taluds is aangegeven (zie formule (II.12)).

De verschillende bezwijkmechanismen moeten worden geanalyseerd. Het bezwijkmechanisme dat de grootste wapeningskracht oplevert, is maatgevend.

De wapeningskrachten die worden berekend bij de analyse van het inwendig evenwicht en van het draagvermogen van de ondergrond moeten bij elkaar worden opgeteld; de ene werkt aan de bovenzijde van de wapening en de andere aan de onderzijde van de wapening:

$$F_g = F_{h,oph} + F_{h,ond} \quad (II.30)$$

waarin:

F_g is de kracht in de wapening;

$F_{h,oph}$ is de berekende wapeningskracht bij de analyse van het inwendig evenwicht;

$F_{h,ond}$ is de berekende wapeningskracht bij de analyse van het draagvermogen van de ondergrond.

In [21] is vermeld dat, bij de analyse van het uitwendig evenwicht volgens de methode Bishop, bij ondiepe cirkels de aandrijvende kracht in de ophoging wordt onderschat, waardoor in dergelijke gevallen een te lage wapeningskracht wordt berekend. Ook is aangetoond dat voldaan is aan de voorwaarde voor uitwendige stabiliteit, wanneer is voldaan aan de voorwaarden voor inwendige stabiliteit en voor het draagvermogen van de ondergrond. Als alternatief op de Bishop-berekeningen wordt daarom in [21] voorgesteld de wapeningskracht $F_{h,ovrl}$ gelijk te stellen aan de som van $F_{h,oph}$ en $F_{h,ond}$:

$$F_{h,ovrl} = F_{h,oph} + F_{h,ond} \quad (II.31)$$

waarin:

$F_{h,ovrl}$ is de wapeningskracht die nodig is voor het uitwendig evenwicht.

In de volgende paragrafen wordt nader ingegaan op de drie bezwijkmechanismen. Behalve bezwijkmechanismen moeten ook de vervormingen worden beschouwd. Dit is gedaan in II.3.4.5.

II.3.4.2 Inwendig evenwicht

De wapening moet in staat zijn de horizontale kracht uit de ophoging op te nemen (zie fig. II.28). Hierbij kan worden uitgegaan van een actieve spannings-toestand in de ophoging. Ook als de vervormingen worden verhinderd door een

zeer stijve wapening, mag worden verwacht dat in het bezwijkstadium een actieve spanningstoestand in de ophoging heerst. Voor een ophoging zonder waterdruk geldt derhalve:

$$F_{h,oph} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{oph} \cdot H^2 \quad (\text{II.32})$$

waarin:

- $F_{h,oph}$ is de horizontale kracht in de ophoging in kN/m;
- K_a is de gronddrukcoëfficiënt voor actieve gronddruk;
- $K_a = (1 - \sin \phi'_{oph}) / (1 + \sin \phi'_{oph})$;
- ϕ'_{oph} is de effectieve hoek van de inwendige wrijving van de ophoging in °;
- γ_{oph} is de volumieke massa van het ophoogmateriaal in kN/m³;
- H is de hoogte van de ophoging in m, eventueel H' (zie formule (II.12)).

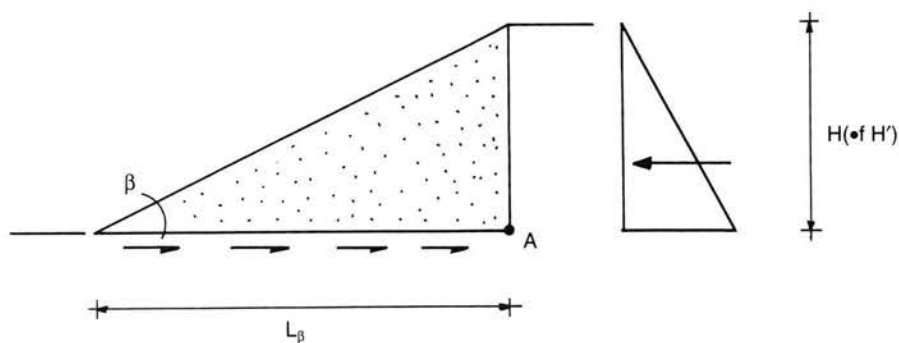


Fig. II.28 Inwendige stabiliteit.

Wanneer er waterdrukken kunnen worden opgebouwd over de volle hoogte van de ophoging (b.v. met water gevulde trekscheuren) bedraagt de horizontale kracht:

$$F_{h,oph} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \quad (\text{II.32a})$$

waarin:

- γ_w is de volumieke massa van het water in kN/m³;
- H is de hoogte van de ophoging in m.

Voor het verzekeren van de inwendige stabiliteit moet de wapening sterk genoeg zijn om de horizontale kracht in de ophoging op te nemen. Daarnaast moet worden gecontroleerd of de kracht via wrijving kan worden overgedragen. De wrijving grijpt aan op de bovenzijde op de wapening. Voor de wapening onder het talud geldt:

$$S_g = \frac{1}{2} \gamma_{\text{oph}} \cdot L_\beta \cdot H \cdot \tan \delta \quad (\text{II.33})$$

waarin:

S_g is de wrijvingskracht tussen de wapening en het ophoogmateriaal in kN/m;

L_β is de lengte van het talud (zie fig. II.28) in m;

H is de hoogte van de ophoging in m;

δ is de wrijvingshoek tussen de wapening en het ophoogmateriaal in $^\circ$.

Uit gelijkstelling van formule (II.32) met formule (II.33), bij de aanname dat $H' = H$, volgt voor de wrijvingshoek de voorwaarde:

$$\tan \delta = \frac{H \cdot K_a}{L_\beta} \quad (\text{II.34})$$

Aangezien de ondergrondcondities doorgaans maatgevend zijn voor de taludhelling (= de verhouding H/L_β die meestal 0,25 à 0,65 bedraagt), voldoet δ vrijwel altijd aan de bovengenoemde wrijvingseis.

Voor de verankering rechts van punt A (zie fig. II.28) geldt bij verwaarlozing van de schuifweerstand aan de onderzijde van de wapening:

$$S_g = \gamma_{\text{oph}} \cdot L_a \cdot H \cdot \tan \delta \quad (\text{II.35})$$

waarin:

L_a is de verankeringslengte in m.

De grootte van L_a kan worden bepaald door de formules (II.32) en (II.35) aan elkaar gelijk te stellen:

$$L_a = \frac{\frac{1}{2} K_a \cdot H}{\tan \delta} \quad (\text{II.36})$$

II.3.4.3 Draagvermogen van de ondergrond

Het draagvermogen van de ondergrond is direct van invloed op de hoogte van de ophoging.

Via schuifspanningsoverdracht aan de onderzijde van de wapening kan het draagvermogen van de ondergrond worden beïnvloed. In figuur II.29 is de maximale ophoging $\gamma \cdot H$ gegeven als functie van de wrijvingseigenschappen van de ondergrond en de schuifspanningsoverdracht op het contactvlak (ruw of glad). Wordt de onderzijde van de ophoging opgevat als glad, dan is er geen krachtsoverdracht tussen ondergrond en wapening. De toegestane ophoging $\gamma \cdot H$ is dan echter minder dan wanneer de onderzijde van de ophoging wordt opgevat als ruw.

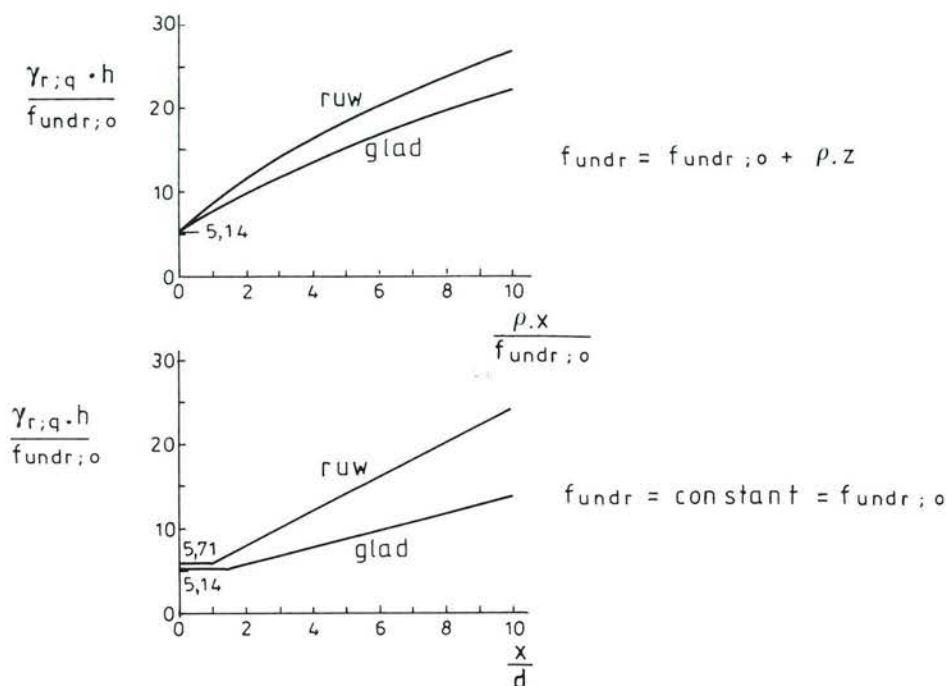


Fig. II.29 Draagvermogen van de ondergrond [10].

De kracht die de ondergrond kan opnemen, kan nooit groter zijn dan:

$$F_{h;ond} = f_{undr;0} \cdot x \quad (\text{II.37})$$

waarin:

- $F_{h;ond}$ is de horizontale schuifkracht van de onderzijde van de wapening kN/m;
- $f_{undr;0}$ is de ongedraineerde schuifweerstand op het maaiveldniveau in kN/m²;
- x is de lengte van de schuifspanningsoverdracht, doorgaans gelijkgesteld aan de lengte van het talud L_β in m.

Behalve met de plasticiteitstheorie, kunnen de krachten ook worden berekend als wordt uitgegaan van aangenomen glijvlakken (grensevenwichtstoestand; zie fig. II.30). In [21] is aangetoond dat de aanname van rechte glijvlakken een resultaat geeft dat het beste met dat van de plasticiteitstheorie overeenstemt. Cirkelvormige glijvlakken geven een resultaat aan de onveilige kant, namelijk een grotere toegestane ophoging.

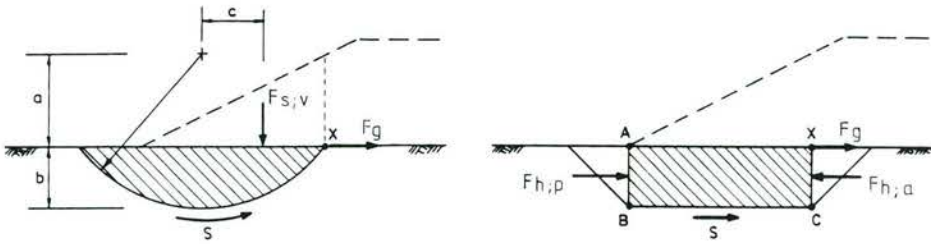


Fig. II.30 Grensevenwicht van de ondergrond [10].

Gezien het bovenstaande moet ten aanzien van het draagvermogen van de ondergrond in het ontwerp het volgende worden berekend:

- de maximale ophoging $\gamma \cdot H$, zoals is aangegeven in figuur II.29;
- de extra kracht in de wapening $F_{h;ond}$, als wordt uitgegaan van een ruw contactvlak tussen de ophoging en de ondergrond.

II.3.4.4 Uitwendig evenwicht

De controle van het uitwendig evenwicht betreft het analyseren van diepe glijvlakken, dat wil zeggen glijvlakken die de wapening doorsnijden. Uit deze analyse volgt de benodigde kracht in de wapening en de benodigde verankeringslengte.

Meestal wordt het momentevenwicht van cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop beschouwd (zie fig. II.13). De bijdrage van de wapening in het moment is gelijk aan de kracht in de wapening vermenigvuldigd met de arm in formule:

$$SF = \frac{M_{res} + F_{h;ovrl} \cdot a_g}{M_{aan}} \quad (II.38)$$

waarin:

- SF is de stabiliteitsfactor;
- $F_{h;ovrl}$ is de wapeningskracht, ter voorkoming van diepe glijvlakken in kN/m;
- a_g is de momentarm van $F_{h;ovrl}$ in m;
- M_{res} is het weerstandbiedend moment in kNm/m;
- M_{aan} is het aandrijvend moment in kNm/m.

De grootte van de arm is afhankelijk van de veronderstelde richting van de wapeningskracht:

- sommige onderzoekers nemen de verticale afstand tussen de wapening en het cirkelmiddelpunt, uitgaande van een horizontale richting van de wapeningskracht;
- andere onderzoekers nemen een grotere waarde, namelijk de straal van de cirkel, ervan uitgaande dat dusdanige vervormingen optreden dat de richting van de wapeningskracht overeenkomt met de raaklijn aan de cirkel;
- weer andere onderzoekers nemen een waarde tussen de beide bovenstaande in, ervan uitgaande dat de wapening wel vervormt maar dat de stijfheid de vervorming zodanig beperkt dat een tangentiële richting van de wapening niet is te verwachten.

Eenvoudig is in te zien dat een horizontale krachtrichting de grootste vereiste wapeningskracht oplevert en dus een veilige aanname is.

Een andere belangrijke aanname in de glijvlakanalyse is de wrijvingsweerstand in de ophoging. Sommige onderzoekers (zie b.v. [22]) verwaarlozen de wrijvingsweerstand geheel vanwege mogelijke trekscheuren.

Door een groot aantal berekeningen uit te voeren, zijn ontwerpgrafieken afgeleid waarmee een eerste schatting van de benodigde wapeningskracht kan worden gemaakt (zie b.v. fig. II.32 tot en met II.35 [23]). Deze grafieken zijn berekend, uitgaande van de karakteristieke waarden voor de grondparameters (zie fig. II.31) waarbij een stabiliteitsfactor van 1,3 hoort. Voor het definitieve ontwerp kan meestal niet worden volstaan met de uit de ontwerpgrafieken afgeleide waarde, maar moet een gedetailleerde berekening worden gemaakt.

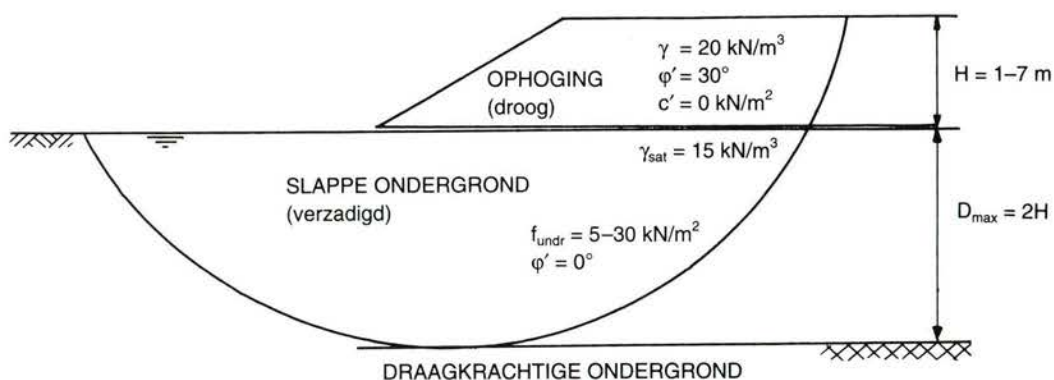
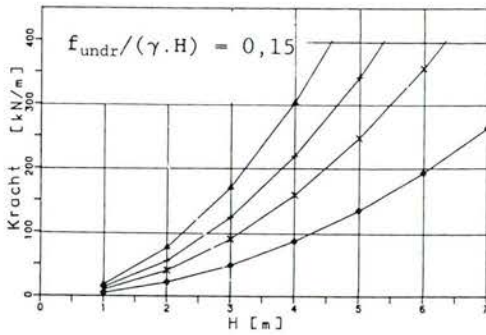
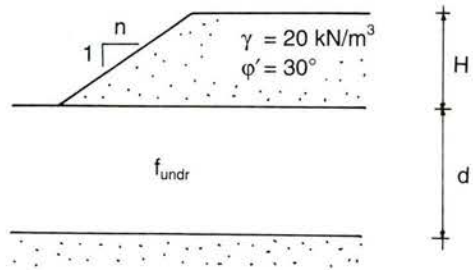
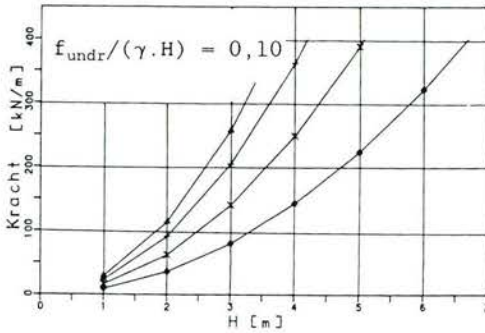


Fig. II.31 Uitgangspunten van de Bishop-berekeningen [23].

Helling $n = 1,5$	▲	$D/H = 2,0$
	+	$D/H = 1,5$
	×	$D/H = 1,0$
	•	$D/H = 0,5$



(karakteristieke waarden)

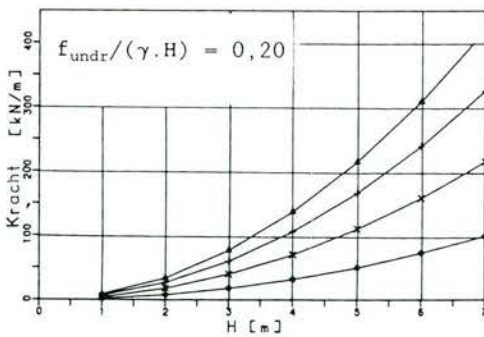
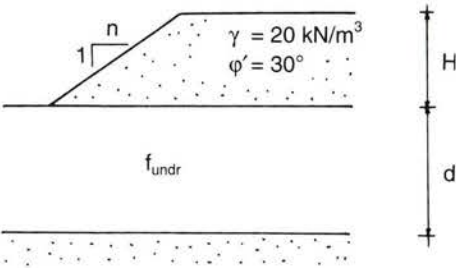
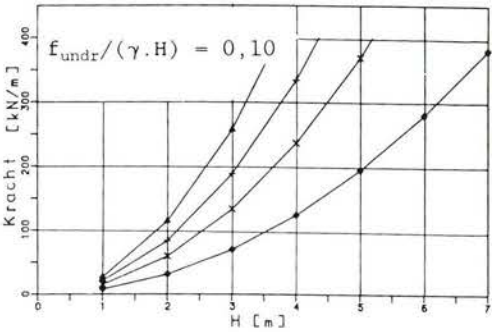
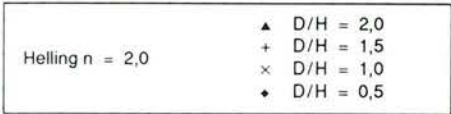


Fig. II.32 Ontwerpgrafieken van het uitwendig evenwicht, talud 1 : 1,5 [23].



(karakteristieke waarden)

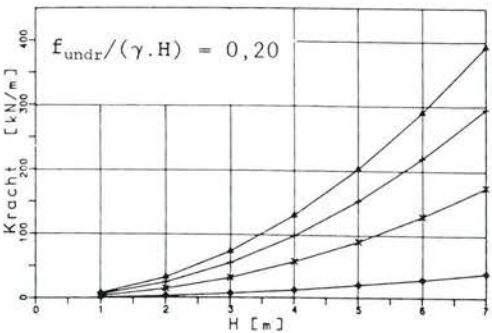
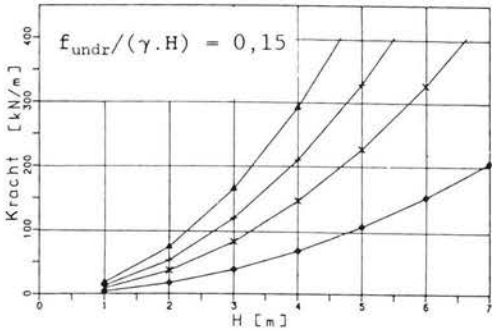
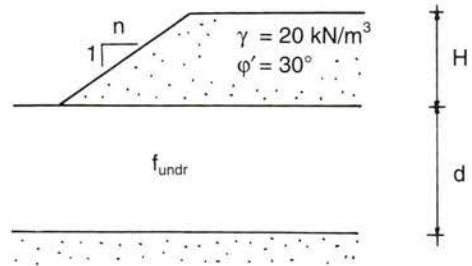
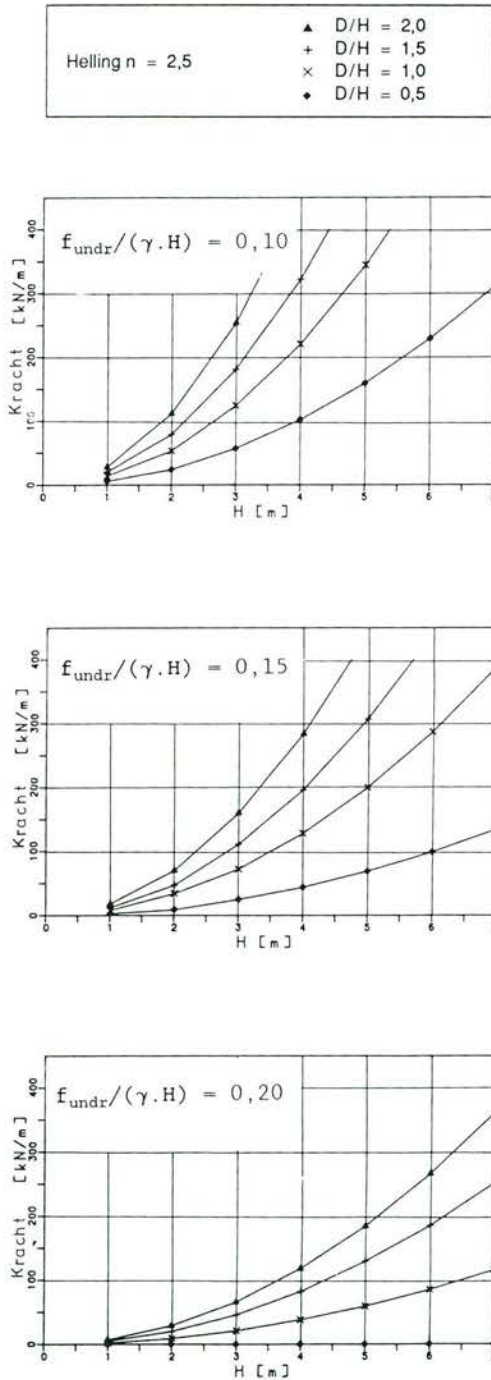


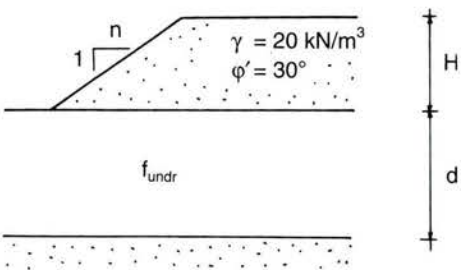
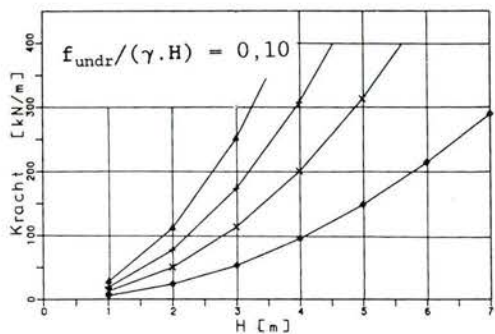
Fig. II.33 Ontwerpgrafieken van het uitwendig evenwicht, talud 1 : 2,0 [23].



(karakteristieke waarden)

Fig. II.34 Ontwerpgrafieken van het uitwendig evenwicht, talud 1 : 2,5 [23].

Helling $n = 3,0$	▲	$D/H = 2,0$
	+	$D/H = 1,5$
	×	$D/H = 1,0$
	◆	$D/H = 0,5$



(karakteristieke waarden)

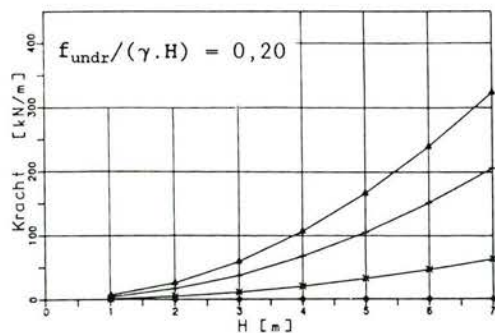
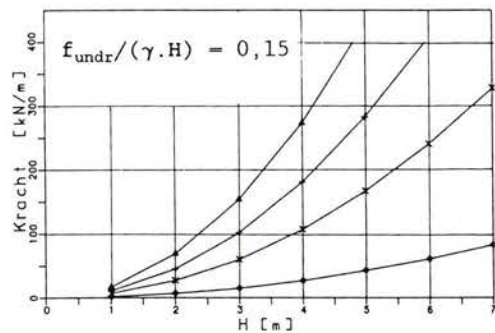


Fig. II.35 Ontwerpgrafieken van het uitwendig evenwicht, talud 1 : 3,0 [23].

Behalve de kracht in de wapening moet ook de verankeringslengte worden berekend. Dit geldt zowel voor het gedeelte in de afschuivende moot als in het achterliggende gedeelte, respectievelijk L_1 en L_2 in figuur II.36. Beide lengten moeten ten minste gelijk zijn aan de verankeringslengte L_a volgens:

$$L_a = \frac{F_{h,ovrl}}{\sigma'_v \cdot \tan \delta} \quad (\text{II.39})$$

waarin:

- L_a is de verankeringslengte in m;
- σ'_v is de verticale korrelspanning op de wapening in kN/m²;
- δ is de wrijvingshoek tussen de wapening en het ophoogmateriaal in °.

In de vergelijking is verondersteld dat slechts aan één zijde van de wapening krachtsoverdracht plaatsheeft. Bij een enkele wapeningslaag dicht boven het maaiveld is dit een terechte veronderstelling; de krachtsoverdracht op de cohesieve ondergrond aan de onderzijde van de wapening wordt dan verwaarloosd. Is onder de wapening een grondlaag aanwezig die wel een redelijke wrijvingsweerstand bezit, dan kan ook aan de onderzijde kracht door wrijving worden overgedragen, zodat met een kleinere verankeringslengte kan worden volstaan.

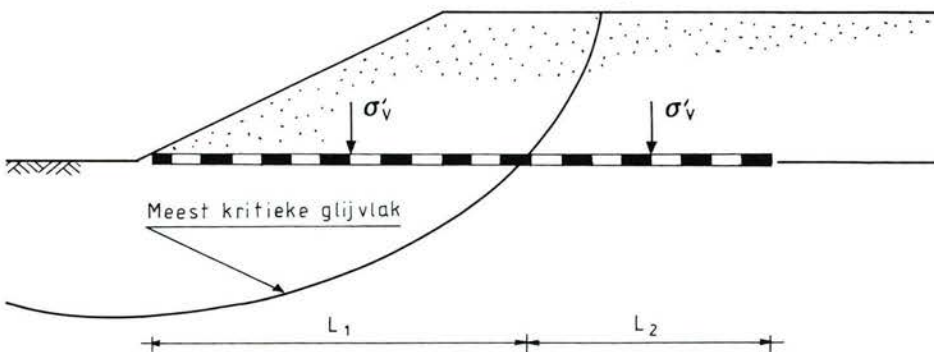


Fig. II.36 Verankeringslengte ten behoeve van de uitwendige stabiliteit.

II.3.4.5 Vervormingen

Behalve bezwijkmechanismen moeten ook de vervormingen worden geanalyseerd, enerzijds om na te gaan of de verwachte vervormingen acceptabel zijn en anderzijds om te verifiëren of de vervormingen in overeenstemming zijn met de veronderstelde krachtswerking. Een goed grondmechanisch rekenmodel voor de vervormingen is echter ten tijde van de samenstelling van dit handboek niet aanwezig, zodat slechts globale beschouwingen mogelijk zijn.

De vervorming van een ophoging is schematisch weergegeven in figuur II.37. In de ongedraineerde toestand zijn de oppervlakken A_1 en A_2 aan elkaar gelijk. Gedurende de uitvoering is het aannemelijk uit te gaan van de ongedraineerde toestand. Door consolidatie van de ondergrond nemen de vervormingen daarna geleidelijk toe, zodat $A_1 > A_2$.

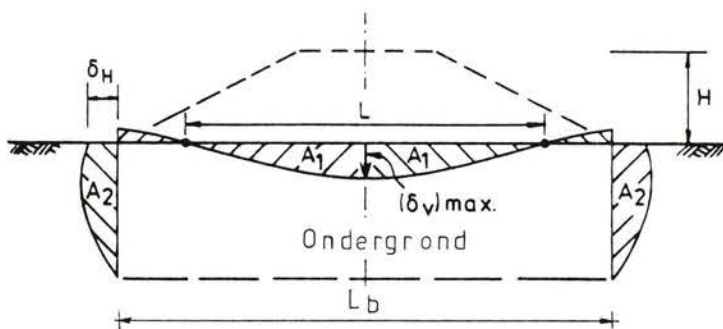


Fig. II.37 Schets van de vervormingen [10].

Uit onderzoek is gebleken dat een ophoging met onderwapening op slappe grond zich als een flexibele belasting gedraagt, zelfs wanneer een zeer stijve wapening aanwezig is. Dit betekent dat in de ophoging vrijwel geen herverdeling van spanningen door boogwerking optreedt. Hieruit kan worden geconcludeerd dat er in de ondergrond niet veel verschil in spanningsverdeling is tussen een ophoging zonder en met onderwapening. Hetzelfde geldt derhalve voor de zetting.

De uiteindelijke zetting is opgebouwd uit de directe zetting, de consolidatiezetting en de kruipzetting (seculair effect) in formule:

$$w_{v:tot} = w_{v:i} + w_{v:c} + w_{v:s} \quad (\text{II.40})$$

waarin:

- $w_{v:tot}$ is de totale eindzetting in m;
- $w_{v:i}$ is de directe zetting in m;
- $w_{v:c}$ is de consolidatiezetting of primaire zetting in m;
- $w_{v:s}$ is de seculaire zetting in m.

De directe zetting treedt op in de ongedraineerde toestand en wordt meestal niet afzonderlijk bepaald, maar opgevat als een deel van de consolidatiezetting. De consolidatiezetting en de seculaire zetting kunnen worden berekend met de gebruikelijke rekenmethoden, aangezien deze nauwelijks worden beïnvloed

door de wapening. Naar de rand van de ophoging neemt de zetting af vanwege de zijdelingse spreiding van de belasting. Deze belastingspreiding kan voldoende nauwkeurig met de elasticiteitstheorie worden berekend, ondanks het feit dat ook sprake is van plastische vervormingen.

De horizontale vervorming is minder eenvoudig te berekenen dan de verticale vervorming. Onderscheid kan worden gemaakt tussen de directe verplaatsing en de verplaatsing op de lange duur. Voor de directe verplaatsing geldt voor de rek in de wapening:

$$\varepsilon_g = \frac{F_g}{J_g} \quad (\text{II.41})$$

waarin:

ε_g is de rek in de wapening;
 F_g is de kracht in de wapening in kN/m;
 J_g is de stijfheidsmodulus van de wapening in kN/m.

Het is plausibel te veronderstellen dat de onderkant van de ophoging dezelfde rek ondergaat als de wapening. De horizontale verplaatsing bedraagt dan:

$$\delta_{h;\max} = \int \varepsilon_s \cdot dx \quad (\text{II.42})$$

waarin:

$\delta_{h;\max}$ is de horizontale verplaatsing van de onderzijde van de ophoging in m;
 x is de horizontale afstand van de rand tot het midden van de ophoging in m.

Met de in figuur II.38 gegeven notatie kan formule (II.42) worden geschreven als:

$$\delta_{h;\max} = \frac{A_p}{J_g} \quad (\text{II.43})$$

waarin:

A_p is het gearceerde oppervlak in figuur II.38 in kN.

De stijfheid van de wapening moet zodanig worden gekozen dat de veronderstelde krachtswerking ook daadwerkelijk kan optreden:

- bij een te stijve wapening (niet waarschijnlijk bij het gebruik van geokunststof) ontstaat een neutrale gronddruk in plaats van een actieve gronddruk, waardoor de werkelijke wapeningskracht groter wordt dan is berekend;

- een te slappe wapening leidt tot te grote verplaatsingen; ook de reserve in schuifweerstand van de grond wordt dan kleiner.

Een precies getal voor de gewenste vervorming is niet te geven. Ervan uitgaande dat de schuifweerstandsparementers van de grond worden gekozen volgens de in II.4.1 gegeven richtlijn, wordt in [21] aangegeven dat de maximaal toegestane rek in de wapening ongeveer 6 % bedraagt. Hieruit kan de vereiste stijfheid van de wapening J_g worden bepaald.

De consolidatie en de kruip van de ondergrond leiden tot een geleidelijke toename van de horizontale verplaatsing. Aan de bovenzijde van de ophoging wordt deze toename grotendeels, of zelfs volledig, gecompenseerd door de binnenwaartse verplaatsing ten gevolge van de buiging van de ophoging, zodat formule (II.42) een voldoende nauwkeurige benadering van de horizontale verplaatsing geeft.

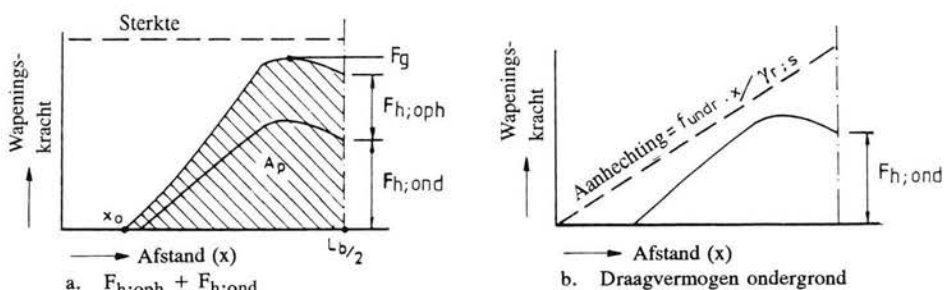


Fig. II.38 Wapeningskracht als functie van de afstand tot de teen [10].

HOOFDSTUK II.4

MATERIAALEIGENSCHAPPEN EN PARTIËLE FACTOREN

II.4.1 Algemeen

Voor de partiële factoren, die gebruikt moeten worden bij berekeningen waarin de natuurlijke ondergrond een rol speelt, wordt verwezen naar tabel 3 van NEN 6740 [6]. Meestal zijn dit berekeningen waarin de uitwendige stabiliteit van het massief wordt beschouwd.

In de volgende paragrafen wordt nader ingegaan op de materiaaleigenschappen en de partiële factoren, specifiek voor de in dit handboek behandelde constructies en rekenmethoden.

II.4.2 Constructies met geokunststof of geogrid

II.4.2.1 Wapening

De beschrijving van geokunststof en geogrid gebeurt doorgaans met behulp van zogenoemde indexwaarden. Deze waarden kunnen snel en eenvoudig worden bepaald op monsters van het materiaal. Voor de hier beschouwde constructies zijn de indexwaarden genoemd in tabel II.3 relevant.

Tabel II.3 Relevante indexwaarden voor geokunststof en geogrid.

soort eigenschap	indexwaarde
fysisch	1. massa per eenheid van oppervlak 2. dikte, lengte, breedte
mechanisch	1. spannings-rekgedrag, inclusief treksterkte 2. gedrag van de koppeling 3. kruipgedrag 4. wrijvingseigenschappen 5. weerstand tegen beschadiging (doorponsen)
duurzaamheid	1. weerstand tegen UV-straling 2. weerstand tegen zuren 3. weerstand tegen basen 4. weerstand tegen biologische aantasting

Jewell en Greenwood hebben een methodiek gegeven waarmee, uitgaande van deze indexwaarden, de in het ontwerp te hanteren sterkte van de wapening kan

worden berekend [24]. Deze sterkte wordt in de terminologie aangeduid met de term "design sterkte" F_d (zie fig. II.39; $F_{d,g}$ staat voor de "design sterkte" van de geokunststof).

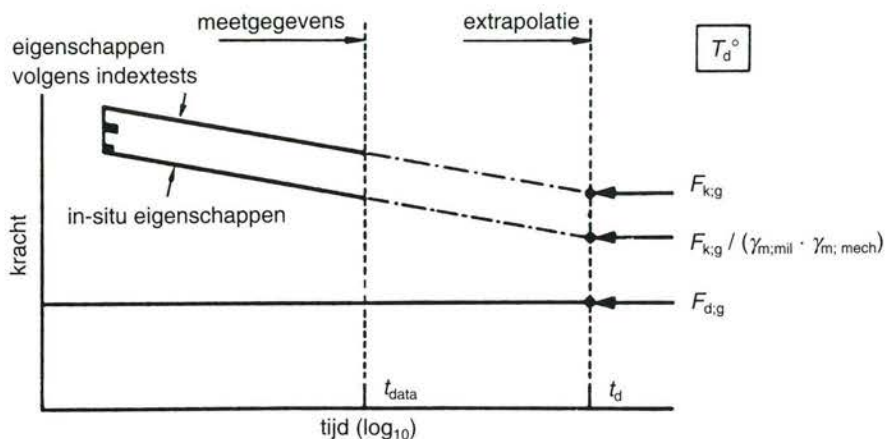


Fig. II.39 Wapeningssterkte als functie van de levensduur [15].

Voor de rekenwaarde van de treksterkte van de geokunststof $F_{d,g}$ moet een waarde worden vastgesteld, waarbij rekening is gehouden met:

- de gebruiksduur (levensduur; t_d , "design time");
- de temperatuur gedurende de gebruiksfase (T_d , "design temperature");
- de omgevingsinvloed: UV-straling, chemische en microbiologische aantasting; in rekening gebracht door een factor $\gamma_{m,mil}$;
- de mechanische beschadiging tijdens het aanbrengen; in rekening gebracht door een factor $\gamma_{m,mech}$.

Bij de bepaling van $F_{d,g}$ wordt uitgegaan van de karakteristieke waarde van de treksterkte voor een bepaalde levensduur $F_{k,g}$, dat wil zeggen van de treksterkte die in maximaal 5 % van de gevallen wordt onderschreden. Is alleen de gemiddelde waarde gegeven, dan kan volgens [25] de karakteristieke waarde worden bepaald door de gemiddelde waarde te delen door 1,15.

De belastingsduur en de daarbij heersende temperatuur zijn van grote invloed op de langeduur breuksterkte van het materiaal. Aangezien alleen resultaten beschikbaar zijn van proeven met een beperkte duur moet de bij de trekproef bepaalde treksterkte worden geëxtrapolated, rekening houdend met de temperatuur T_d en de tijdsduur t_d (zie fig. II.39). De onzekerheden in deze extrapolatie en andere niet genoemde onzekerheden, worden verdisconteerd in een partiële factor $\gamma_{m,exp}$. Bij het hanteren van een richtwaarde voor extrapolatie moet in het

oog worden gehouden dat de veiligheidsfactor voor extrapolatie over één of twee decades (10 maal resp. 100 maal) in feite materiaal- of produktafhankelijk is en dus ook per produkt moet worden gekozen. Hierbij is namelijk de decadefactor, waarmee de breuksterkte van het geoproduct als functie van de logaritme van de tijd afneemt, bepalend. Deze factor is blijkens de gegevens uit de literatuur voor een polyester geokunststof kleiner dan voor een polyetheen geogrid (ca. 1,05 tegen 1,15). Bij de in tabel II.4 vermelde richtwaarden (ontleend aan [24]) is daarom veiligheidshalve uitgegaan van de grotere factor voor het polyetheen geogrid.

Tabel II.4 Richtwaarden voor partiële factoren voor geokunststof en geogrid [12, 24, 25]).

omschrijving	symbool	richtwaarde
mechanische beschadiging	$\gamma_{m,mil}$	
- minimale waarde		1,1
- maximale waarde (grof aanvulmateriaal)		1,6
milieufactoren	$\gamma_{m,mech}$	
- $4,0 < \text{pH} < 10,0$		1,1
- $\text{pH} \leq 4,0$ of $\text{pH} \geq 10,0$		n.v.t. *
extrapolatie van de proefresultaten	$\gamma_{m,exp}$	
- geen extrapolatie (gebruiksduur valt binnen de beproevingsduur)		1,3
- extrapolatie 10 maal **		1,5
- extrapolatie 100 maal **		2,2
schade bij het falen	γ_{ris}	
- klein risico		1,0
- hoog risico		1,2

* geen polyester gebruiken als $\text{pH} \leq 4,0$ of $\text{pH} \geq 10,0$

** voor polypropreen gelden richtwaarden van 1,7 respectievelijk 2,9

De afname van de sterkte door chemische en microbiologische invloeden wordt in rekening gebracht door middel van een partiële factor $\gamma_{m,mil}$. In deze factor kan ook de mogelijke inwerking van UV-straling op de geokunststofwapening, en de mogelijke reductie hierdoor van de $F_{k,g}$, in-situ in rekening worden gebracht. In beginsel zijn alle wapeningsweefsels kwetsbaar voor UV-straling, hoewel het effect ervan sterk afhankelijk is van de primaire dikte van het filament of het garen, van de aard van het polymeer en van de gebruikte toevoegingen. Alleen als de grondwapening bij de installatie slechts een korte periode van expositie aan weer en wind doormaakt, behoeven er geen problemen van enige betekenis te worden verwacht. Hierbij geldt dan uiteraard wel de

voorwaarde dat de constructie zodanig is dat in de permanente situatie de geokunststof is afgedekt tegen directe inwerking van het zonlicht. Zie ook het gestelde in II.5.1.1. Voor mechanische beschadiging gedurende het aanbrengen van de geokunststof geldt de partiële factor $\gamma_{m;mech}$.

Voor de rekenwaarde van de treksterkte kan dan worden geschreven:

$$F_{d;g} = \frac{F_{k;g}}{\gamma_{m;exp} \cdot \gamma_{m;mil} \cdot \gamma_{m;mech}} \quad (II.44)$$

In figuur II.39 is een en ander schematisch weergegeven.

Door de fabrikant van de geokunststof worden doorgaans waarden voor de sterkte- en de vervormingsparameters gegeven. Op basis van de spreiding in deze waarden, het gewenste veiligheidsniveau en de gevoeligheid van de berekening voor deze parameters kan de grootte van de partiële factoren worden vastgesteld. Naast de bovengenoemde partiële factoren, wordt bij het ontwerp van gewapende taluds nog een risicofactor gebruikt. Voor taluds met een hoog risico wordt de hoeveelheid wapening (sterkte en lengte) verhoogd door middel van een partiële factor γ_{ris} . Voor taluds, waarbij het bezwijken niet leidt tot aanzienlijke schade, wordt hiervoor een waarde van 1,0 genomen. Voor een talud met een grote hoogte (meer dan 5,0 m) of taluds met een helling van meer dan 80° wordt $\gamma_{ris} = 1,2$ aanbevolen. Ook als het bezwijken van het talud gevaar oplevert voor mensenlevens wordt een waarde van 1,2 aanbevolen.

Opmerking:

In plaats van een aparte factor γ_{ris} kan bij een groter risico ook een hogere waarden voor γ_m worden aangehouden.

In tabel II.4 zijn richtwaarden voor de partiële factoren samengevat. Vooralsnog kunnen deze richtwaarden voor alle in gebruik zijnde materialen worden aangehouden, aangezien ze kunnen worden beschouwd als pessimistische waarden.

Als men echter wil wapenen met weefsel uit hoogverstrekt polypropeengaren van voldoende hoge stijfheidsmodulus moet rekening worden gehouden met een decadefactor, die groter is dan die voor polyester en polyetheen geogrid, en die in de orde van grootte van 1,3 zal liggen. Voor de extrapolatie naar t_d over één decade (10 maal) moet dan een factor 1,7 worden gehanteerd. Een extrapolatie over twee decades is niet raadzaam, omdat de partiële factor dan snel groter wordt en uitkomt op 2,9.

Bij polypropeenweefsels en geogrids moet nog een extra randvoorwaarde worden vervuld. De tijd tot verbrossing als gevolg van thermo-oxidatieve veroudering bij de gebruikstemperatuur T_d , moet een factor 3 (d.i. een halve decade) langer zijn dan de "design time" t_d [24]. De orde van grootte van deze verbrossingstijd kan worden verkregen door de uit de ovenverouderingsproeven bij verschillende temperaturen bepaalde verbrossingstijd uit te zetten tegen de

reciproke temperatuur ($1/T$) en te extrapoleren naar de te verwachten verbrossingstijd bij de gebruikstemperatuur T_d .

Voor polyester en polyamide wapeningsweefsel speelt deze extra randvoorwaarde geen rol; de verbrossingstijd bij T_d is steeds zeer veel langer dan t_d .

Op gecertificeerde materialen is specifiek onderzoek verricht, waarbij veelal lagere waarden voor de partiële factoren zijn gevonden. Dergelijke waarden zijn dan vermeld in het certificaat.

II.4.2.2 Aanvulgrond

De wrijvingsweerstand van de aanvulgrond, die bij de hier beschouwde constructies wordt gebruikt, kan worden beschreven met de effectieve hoek van de inwendige wrijving ϕ' . De waarde van ϕ' is onder andere afhankelijk van de pakkingsdichtheid van het zand, van het spanningsniveau en van de grootte van de vervorming (zie fig. II.40).

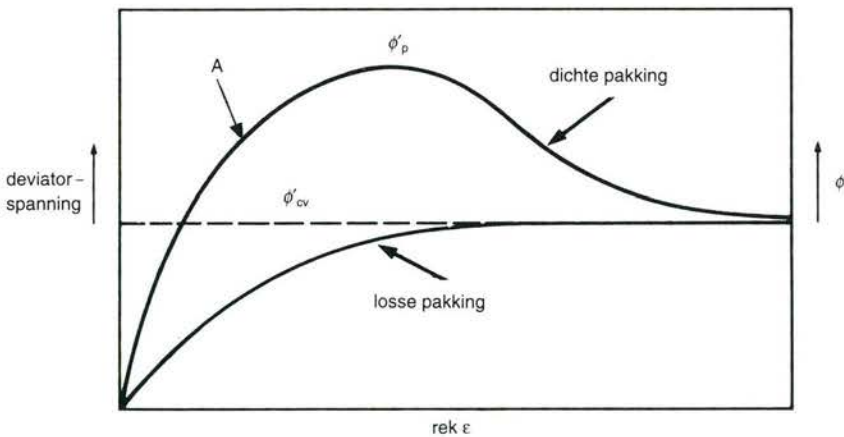


Fig. II.40 Hoek van inwendige wrijving ϕ' als functie van de rek en de dichtheid.

Bij gewapende taluds wordt het zand verdicht, waardoor er sprake is van een hoge pakkingsdichtheid en de schuifweerstand al bij een kleine vervorming wordt gemobiliseerd. Als rekenwaarde wordt daarom aangehouden de ϕ' -waarde die hoort bij de kritieke dichtheid:

$$\phi'_d = \phi'_{cv} \quad (\text{II.45})$$

waarin:

ϕ'_d is de rekenwaarde voor de effectieve hoek van de inwendige wrijving in $^\circ$;

ϕ'_{cv} is de ϕ' -waarde behorend bij de kritieke dichtheid in $^\circ$.

Hiermee wordt bereikt dat ten opzichte van het gedrag in-situ (zie lijn A in fig. II.40) een ruime marge aanwezig is. Een extra partiële factor is dan niet nodig. Voor de volumieke massa van de aanvulgrond wordt, vanwege het feit dat sprake is van verdichte grond, de verwachte maximale waarde aangehouden:

$$\gamma_d = \gamma_{\max} \quad (\text{II.46})$$

II.4.2.3 Cohesieve ondergrond

Bij ongedraineerd grondgedrag wordt de schuifsterkte van de ondergrond uitgedrukt in de ongedraineerde cohesie f_{undr} . Bij normaal geconsolideerde grond is de waarde van f_{undr} afhankelijk van de aanwezige effectieve korrelspanning σ'_v . Meestal wordt de volgende relatie gehanteerd:

$$f_{\text{undr}} = 0,20 \text{ à } 0,25 \sigma'_v \quad (\text{II.47})$$

waarin:

f_{undr} is de ongedraineerde schuifweerstand in kN/m²;
 σ'_v is de verticale korrelspanning in kN/m².

In het geval van overgeconsolideerde grond heeft f_{undr} een hogere waarde. De rekenwaarde van f_{undr} wordt verkregen door te delen door de partiële factor:

$$f_{\text{undr;d}} = \frac{f_{\text{undr}}}{\gamma_{\text{m;undr}}} \quad (\text{II.48})$$

waarbij voor $\gamma_{\text{m;undr}}$ volgens tabel 3 van NEN 6740 [6] een waarde van 1,5 moet worden aangehouden.

II.4.3 Constructies met zand/garencomposiet

In de geraadpleegde literatuur is de deterministische methode beschreven. Er zijn derhalve geen waarden gegeven voor de partiële factoren die moeten worden gebruikt bij de probabilistische methode. Voor de controle van het uitwendig evenwicht kan evenwel, conform NEN 6740 [6], met de probabilistische methode worden gerekend. Voor de volledigheid zijn onderstaand ook de over-all- factoren volgens de deterministische methode gegeven (zie [18, 20, 26]).

II.4.3.1 Kunststofdraden

Bij het zand/garencomposiet wordt gebruik gemaakt van polyestergaren dat is samengesteld uit verschillende filamenten. Polyester is in vergelijking tot andere materialen weinig kruipgevoelig.

De draden worden gekenmerkt door de massa van de draad per lengte-eenheid: tex. Dit is het gewicht van de draad in gram per kilometer. Als type-aanduiding wordt decitex (0,1 tex) gehanteerd. De taatheid is gedefinieerd als de breukkracht van de draad gedeeld door het gewicht per eenheid draadlengte in tex. Voor een aantal typen zijn in tabel II.5 de eigenschappen vermeld.

Tabel II.5 Eigenschappen van kunststofdraden.

type (dtex)	taaiheid (cN/tex)	beukrek (%)	aantal filamenten
50	40	25	16
167	36	26	30
330	37	27	60
280	58	19	60
280	61	14	48

In de praktijk blijkt dat, uitgaande van een vast gewichtspercentage, een dunner draad een beter resultaat geeft bij een fijner granulaat. In Nederland wordt vanwege de fijnheid van het zand meestal een 167 dtex garen gebruikt, terwijl in Frankrijk voor de meeste toepassingen een 330 dtex garen wordt toegepast.

II.4.3.2 Granulair materiaal

Voor de keuze van het granulair materiaal wordt meestal een standaardreferentiezeefband gebruikt (zie fig. II.41). Deze zeefband, oorspronkelijk gebaseerd op Frans zand, is aangepast aan het Nederlandse zand dat wat fijner is. In Nederland wordt in het algemeen zand gebruikt dat voldoet aan de Standaard RAW-Bepalingen [27].

De keuze van het granulaire materiaal hangt af van de volgende voorwaarden:

- in verband met de verwerking van het materiaal mag de korreldiameter van het basismateriaal maximaal 10 mm bedragen;
- om te voorkomen dat de constructie met water raakt verzadigd, mag het percentage $D < 80 \mu\text{m}$ maximaal 5 % bedragen; in een droog milieu mag dit 12 % zijn.

Het toe te passen zand moet ook een behoorlijke mate van hoekigheid vertonen: ten minste 15 gewichtsprocenten brekerzand $> 2 \text{ mm}$. In het algemeen levert de herkomst van het zand hierover voldoende informatie op.

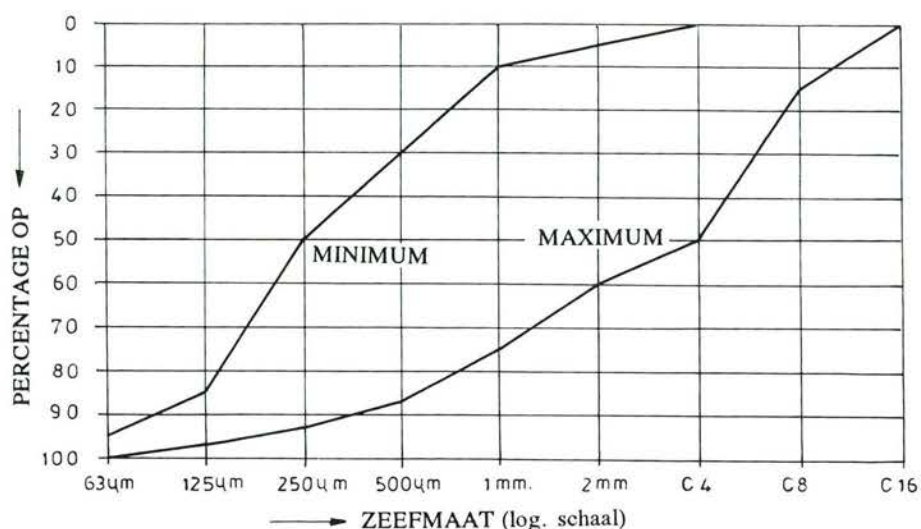


Fig. II.41 Korrelgrootteverdelingen van het toe te passen zand.

II.4.3.3 Wrijvingseigenschappen

Bij de huidige kennis van zaken wordt uitgegaan van een composietmateriaal, waarbij de hoek van de inwendige wrijving gelijk blijft aan die van het granulaire materiaal. De cohesie van het composietmateriaal is, bij voldoende korrelspanning, afhankelijk van de volgende variabelen:

- soort garen;
- hoeveelheid garen;
- richting van de opgebrachte lagen (anisotropie).

Gegevens over de cohesie van het composietmateriaal zijn aangegeven in figuur II.42.

De werkwijze voor de bepaling van de wrijvingseigenschappen is als volgt:

- controleer of het toe te passen zand binnen het geldigheidsgebied valt;
- kies de hoeveelheid garen binnen het geldigheidsgebied, dus tussen 0,15 % en 0,25 %;
- schat de hoek α tussen het glijvlak en de richting van de lagen van het zand/garencomposiet;
- lees de cohesie af uit figuur II.42; bij een andere hoeveelheid garen (tussen 0,15 % en 0,25 %) de cohesie evenredig aanpassen.

In het algemeen wordt ongeveer 30 kN/m^2 als maximale waarde van de cohesie aangehouden, tenzij op het werk gerichte proeven zijn uitgevoerd, die een hogere waarde aangeven.

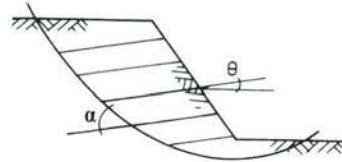
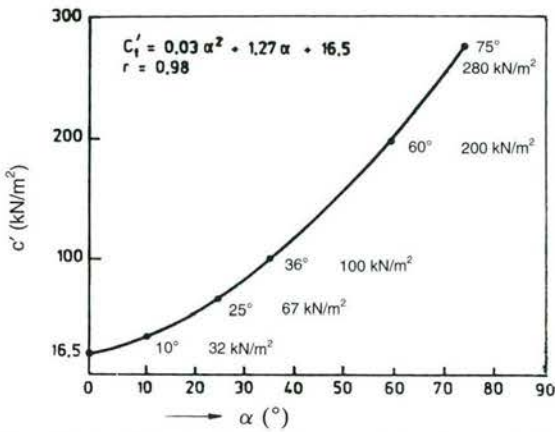


Fig. II.42 Cohesie als functie van de hoek met de laagopbouw bij een draadhoeveelheid van 0,2 %.

II.4.3.4 Overige eigenschappen

Andere eigenschappen die belangrijk zijn voor het ontwerp en de toepassing van zand/garencomposiet zijn hier nader toegelicht.

Kruipgedrag

Bij het grootste deel van de toepassingen van zand/garencomposiet zijn kruip en tijdsafhankelijke deformaties van het materiaal (dus niet de ondergrond) verwaarloosbaar klein. Polyestergarens hebben in het algemeen een kruiprek van slechts enkele procenten bij een langdurige belasting van 80 % van de bezwijkbelasting.

Weerstand tegen erosie

De weerstand tegen erosie van taluds, ten gevolge van langsstromend regenwater, is vrij groot; bij metingen is gebleken dat de erosie zich stabiliseert op een afname van de dikte van het zand/garencomposiet van 18 mm. Voor grote golfaanvallen is het materiaal gevoeliger en kan een bekleding noodzakelijk zijn.

Duurzaamheid

De duurzaamheid hangt af van de mogelijke aantasting van het polyestergaren. Inmiddels is vrij veel ervaring op het gebied van polyester materialen opgebouwd waaruit blijkt dat de duurzaamheid over het algemeen voldoende is. Dit punt verdient daarom vooral aandacht als er zich specifieke omstandigheden voordoen, zoals bij chemisch verontreinigde gebieden. Er moet wel rekening worden gehouden met het feit dat het polyestergaren aan de oppervlakte veroudert door UV-straling.

Temperatuurgevoeligheid

Door de hoge isolatiewaarde van het granulaire materiaal blijken temperatuurinvloeden alleen aan de oppervlakte van het materiaal van invloed te zijn. Dit maakt een verscheidenheid van alternatieve (brandwerende) toepassingen mogelijk.

Gedrag onder dynamische belastingen

Onderzoek van constructies na aardbevingen of explosies geven aan dat het zand/garencomposiet uitstekende eigenschappen bezit ten aanzien van dynamische belastingen. Een reeds uitgevoerde speciale toepassing betreft die van een ballastbed bij de metro in Parijs.

II.4.3.5 Veiligheidsfactoren voor zand/garencomposiet

De hier aangegeven veiligheidsfactoren zijn gebaseerd op Franse gegevens en gelden voor de deterministische ontwerpmethode. In specifieke gevallen kan hier voor de Nederlandse situatie van worden afgeweken. Dit verschilt echter per situatie.

Stabiliteit

In Frankrijk worden de veiligheidsfactoren uit tabel II.6 aangehouden, uitgaande van met de ontwerpgrafieken bepaalde waarden van de materiaaleigenschappen van het zand/garencomposiet en van met triaxiaalproeven bepaalde waarden van de eigenschappen van de ondergrond.

In Nederland wordt voor ontwerp I ($\beta < 65^\circ$, zie II.3.3.2) een veiligheidsfactor van 1,3 aangehouden (ook voor een permanente situatie). Voor ontwerp II ($\beta \geq 65^\circ$, zie II.3.3.3) is een nadere beschouwing nodig, gecombineerd met metingen in-situ.

Tabel II.6 Veiligheidsfactoren voor het zand/garencomposiet bij een deterministisch ontwerp.

glijvlakvorm	permanente constructie	tijdelijke constructie
cirkelvormig	1,5	1,3
niet-cirkelvormig	1,3	1,2

Draagvermogen

Voor de veiligheidsfactor $\gamma_{r,q}$ wordt de waarde 2,2 aangehouden voor constructies waarbij geen eisen ten aanzien van vervormingen zijn gesteld.

Veiligheid tegen horizontaal afschuiven

De toe te passen veiligheidsfactor $\gamma_{r,a}$ wordt op 1,2 gesteld. Hierbij moet worden opgemerkt dat in Nederland meestal de gunstige werking van de cohesie niet wordt meegerekend.

Veiligheid tegen kantelen

De veiligheidsfactor $\gamma_{r,k}$ wordt op 1,5 gesteld bij de eis dat $e < b/4$. Bij strikte eisen aan vervormingen wordt $\gamma_{r,k}$ op 1,8 gesteld bij de eis dat $e < b/6$.

Veiligheid tegen overschrijden van de inwendige schuifsterkte

Hiervoor wordt de veiligheidsfactor $\gamma_{r,i}$ op 2,0 gesteld. Voor speciale gevallen, waarbij de totale deformaties kleiner dan 1 % van de constructiehoogte moeten zijn, kan een $\gamma_{r,i}$ -waarde van 2,5 à 3,0 worden toegepast.



Geluidswal te Harskamp van gewapende grond.

HOOFDSTUK II.5

SPECIFIEKE UITVOERINGSASPECTEN

II.5.1 Constructies met geokunststof of geogrid

Bij de uitvoering kunnen de volgende werkzaamheden worden onderscheiden:

- laden, transport en lossen van de geokunststof;
- opslag van de geokunststof op de bouwplaats;
- leggen van de geokunststof in banen, eventueel met gebruik van een bekisting;
- koppelen van de banen geokunststof;
- aanbrengen en verdichten van de aanvulgrond.

II.5.1.1 Wapening

Tijdens de uitvoering moet worden voorkomen dat aan de geokunststof beschadigingen ontstaan door mechanische, chemische of fysische invloeden. Contact met scherpe voorwerpen, schadelijke stoffen en blootstelling aan fel zonlicht (UV-straling) moeten daarom worden vermeden. Dit betekent dat de geokunststof tijdens het transport en de opslag moet worden afgedekt en na het aanbrengen zo snel mogelijk met een laag ophoogmateriaal moet worden afgedekt. In het "Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau" [28] wordt voor geokunststofprodukten een proef geëist die overeenkomt met een half jaar buitenexpositie. Afhankelijk van de optredende reductie in treksterkte worden de materialen in drie klassen ingedeeld, namelijk "hoch", "mittel" en "niedrig", corresponderend met een resttreksterkte van respectievelijk $> 80 \%$, $60 - 80 \%$ en $< 60 \%$. Afhankelijk van de resttreksterkte moet de bedekking binnen respectievelijk 2 maanden, 2 weken of 1 week na de installatie worden aangebracht.

Afhankelijk van de plaats in de constructie en de gevolgde methode bij de aanleg kan de wapening gedurende kortere of langere tijd zijn blootgesteld aan de invloeden van weer en wind. Gelet op het bovenstaande is de tendens dat de wapeningsweefsels en geogrids een buitenexpositie van een half jaar moeten kunnen doorstaan zonder dat er sprake is van een teruggang in de eigenschappen, zodanig dat de minimale eisen niet meer kunnen worden gehaald. In het bovengenoemde Merkblatt (in 4.4) wordt zonder meer gesteld: "Bei steile Böschungen sollten nur wetterbeständige Geotextilien eingesetzt werden."

De praktijk laat zien dat polyolefinen om deze reden ten minste licht UV-gestabiliseerd moeten worden. Dit kan gebeuren door het toevoegen van hiervoor geschikte UV-stabilisatoren (ook carbon black kan hierin voorzien). Voor polyester en polyamide is een extra stabilisatie meestal niet nodig.

Als een wapening echter in de constructie gedurende aanmerkelijk langere tijd onder rechtstreekse invloed van weer en wind moet functioneren, moet de UV-stabiliteit extra worden verhoogd (ook voor polyester en polyamide). Door versnelde verouderingsproeven (b.v. Xeno-tests) kan worden vastgesteld of de geokunststofwapening voor de beoogde periode voldoende UV-resistentie bezit. De geokunststof wordt geleverd op rollen met een breedte van ongeveer 3 à 5 m (geogrids soms met een breedte van 1 m). De eigenschappen kunnen afhankelijk zijn van de fabricagerichting. Bij het leggen moet hiermee rekening worden gehouden. Als er verschil in eigenschappen in langs- en dwarsrichting bestaat, moet dit duidelijk uit de codering op de geokunststof blijken. Daarnaast moet, zo mogelijk, de uitrolrichting op de bestekstekeningen worden aangegeven.

Bij het gebruik van geokunststofwapening in ophogingen kunnen de banen geokunststof aan elkaar worden gekoppeld door naaien. Andere verbindingen (nieten, lassen, lijmen of een overlap) worden bij de wapeningsfunctie ongeschikt geacht. Geogrids kunnen ook worden gekoppeld met behulp van staven (rijgnaalden). Een naainaad is zeer snel te maken, zonodig in combinatie met een tijdelijke niet-verbinding. Het bij het naaien gebruikte garen moet ten minste dezelfde chemische resistentie hebben als het moedermateriaal.

II.5.1.2 *Aanvulgrond en drainage*

Om de ongewenste opbouw van waterdrukken in het gewapende massief te voorkomen, moet een goed doorlatend aanvulmateriaal worden gebruikt. Zonodig moet een drainage worden aangelegd om hemelwater af te voeren. Ook kan het massief worden afgedekt met een folie die onder een afschot van 1 à 3 % wordt gelegd. Een dergelijke folie is ook noodzakelijk als er gevaar is voor vloeistoffen die de geokunststof kunnen aantasten.

De aanvulgrond moet worden verdicht door met een trilplaat of trilwals enkele gangen te maken. Het aantal gangen en de zwaarte van de verdichtingsapparatuur zijn afhankelijk van de laagdikte, de korrelopbouw en korrelvorm, het watergehalte en het humusgehalte van de aanvulgrond.

Specifieke eisen die vanwege de geokunststof aan het aanvulmateriaal worden gesteld zijn:

- het aanvulmateriaal mag geen scherpe delen bevatten die de geokunststof kunnen beschadigen;
- uit het aanvulmateriaal mogen geen stoffen vrijkomen, ook niet op de lange duur, die de geokunststof kunnen aantasten; met name bij het gebruik van secundaire bouwmaterialen moet dit aspect worden onderzocht.

II.5.1.3 Tijdelijke bekisting bij steile taluds

Als geen permanente bekleding wordt toegepast, is een tijdelijke bekisting noodzakelijk om de gewenste taludhelling te realiseren (zie fig. II.43).

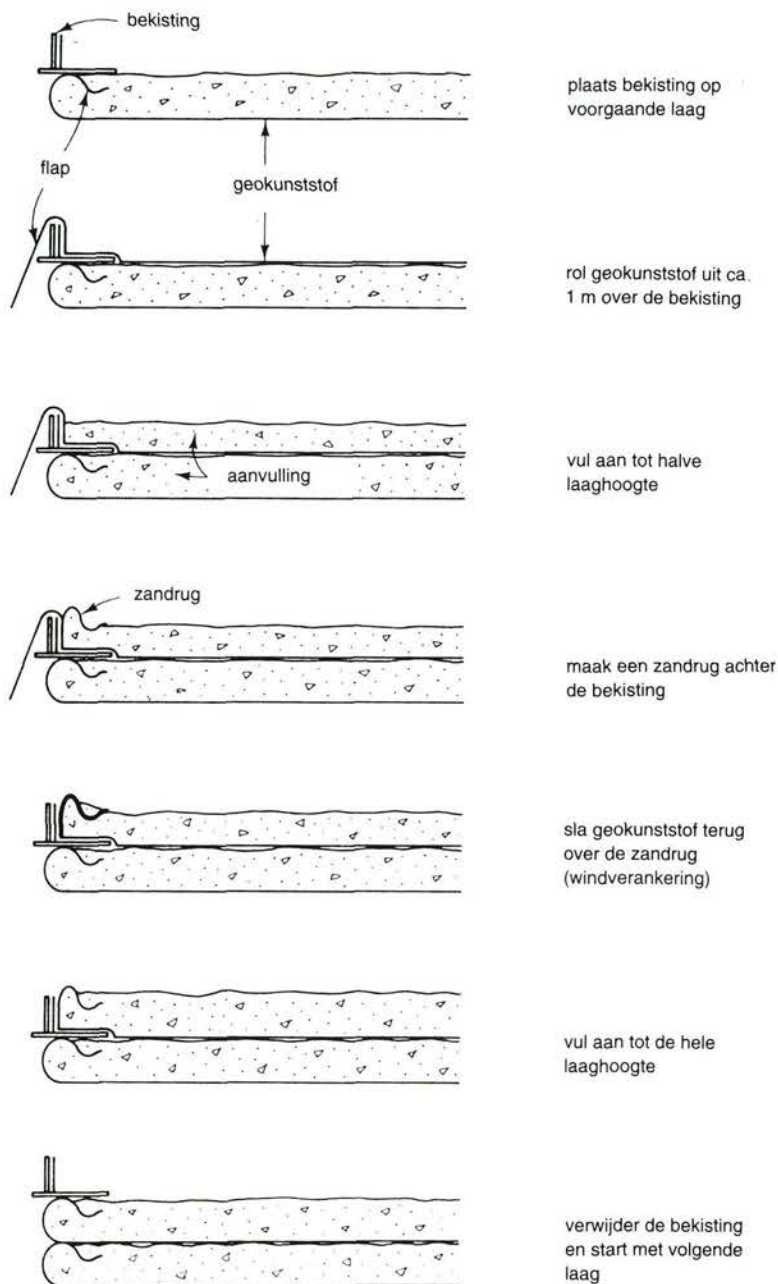


Fig. II.43 Opbouw van een steil talud met behulp van een tijdelijke bekisting [22].

De werkwijze is als volgt:

1. de geokunststof wordt uitgerold, waarbij de omslaglengte over de bekisting wordt gelegd;
2. het aanvulmateriaal wordt tegen de tijdelijke bekisting gestort tot een halve laagdikte;
3. na de verdichting wordt tegen de bekisting de bovenste laaghelft aangebracht en verdicht;
4. de geokunststof wordt over het zojuist verdichte materiaal gelegd;
5. de rest van de laag wordt aangebracht, waarna de gehele laag wordt verdicht;
6. de bekisting wordt verwijderd en bovenop de zojuist aangebrachte laag geplaatst, zodat de volgende laag kan worden aangebracht.

Deze werkwijze is ontwikkeld, omdat vlak naast de bekisting geen zware verdichtingsapparatuur kan worden ingezet.

II.5.2 Zand/garencomposiet

Tijdens het verwerken van het zand/garencomposiet kunnen de volgende fasen in de werkzaamheden worden onderscheiden:

- voorbereidende werkzaamheden;
- aanvoer van de basismaterialen;
- controle van de apparatuur;
- aanbrengen van het produkt;
- afwerken van het talud.

In de voorbereiding is het volgende van belang:

- na het uitgraven mogen geen onstabiele taluds aanwezig zijn;
- de rijsporen voor de machines moeten voldoende vlak zijn;
- na de ontgraving moet zo snel mogelijk het zand/garencomposiet worden aangebracht;
- het werk moet zodanig worden gefaseerd dat ontgravingen zo spoedig mogelijk weer worden aangevuld.

II.5.2.1 Zand en garen

In een vooronderzoek moet de ideale verhouding van de basismaterialen zand en garen worden vastgesteld. Eerst wordt nagegaan of het plaatselijk aanwezige zand geschikt is. Zo nodig moet zand worden aangevoerd.

II.5.2.2 *Aanbrengen en drainage*

Bij de materiaalbeschrijving is reeds aangegeven dat zonder korrelspanningen het zand/garencomposiet zijn sterkte verliest. Dit geeft het belang aan van een goede drainage en een goede afwatering. Hiermee moet in het ontwerp (geometrie) van de constructie al rekening worden gehouden.

Er moet voldoende materiaal aanwezig zijn voor continuïteit van het werk, rekening houdend met een hoeveelheid monsters voor beproevingen.

Het is noodzakelijk het mengen en aanbrengen in één operatie uit te voeren. Voor dit werk worden speciale machines ingezet.

Tijdens het construeren van het zand/garencomposiet moet het materiaal worden verdicht tot bij voorbeeld minimaal 95 % proctordichtheid, afhankelijk van het project. De dichtheid in-situ kan bij voorbeeld met een nucleaire methode worden bepaald.

II.5.2.3 *Afwerking*

Uit het oogpunt van mogelijke aantasting van de draden van het zand/garencomposiet door zonlicht en uit esthetisch oogpunt is een begroeiing of bekleding noodzakelijk. Derhalve moet na het voltooiën van het bouwwerk zo spoedig mogelijk een inzaaislurry op het bouwwerk worden aangebracht, die ervoor zorgt dat het bouwwerk begroeit. Hiermee wordt tevens de erosie tegengegaan.



Funderingswapening Teleportgebied achter het Sloterdijkstation te Amsterdam.

HOOFDSTUK II.6

KWALITEITSZORG

II.6.1 Algemeen

Voor het vaststellen van de kwaliteit van de toegepaste geokunststof, geogrid of zand/garencomposiet is het nodig een pakket eisen te formuleren dat voortvloeit uit het gebruiksdoel. Het gaat hier om functionele eisen, die via ontwerpeisen moeten worden vertaald naar de materiaaleisen. Deze materiaaleisen worden bij de uitvoering van werken in de bestekken of overeenkomsten vastgelegd. Op de bouwplaats moet door middel van keuringen worden nagegaan of aan de eisen is voldaan. In Nederland heeft de keuring plaats door:

- de opdrachtgever;
- de afnemer;
- de keurende instellingen.

Deze keuringen kunnen betrekking hebben op grondstoffen, halffabrikaten, fabrikaten en op constructies.

De laatste ontwikkeling op dit gebied is dat grondstoffen, halffabrikaten en fabrikaten onder certificaat worden geleverd. Hierbij wordt een produkt geleverd dat aan bepaalde vastgestelde eisen voldoet, die door de producent worden gecontroleerd. Een officieel erkend keuringsinstituut toetst deze interne controle.

Op de bouwplaats, waarbij tijdens de uitvoering van werken de verantwoording voor de uitvoering bij de opdrachtnemer ligt, kan de kwaliteit van de geleverde grondstoffen, halffabrikaten en fabrikaten vaak worden vastgesteld aan de hand van een bij het produkt behorend certificaat. De opdrachtnemer behoort hier vast te stellen of het geleverde certificaat in Nederland van kracht is.

Als de mogelijkheid niet aanwezig is om produkten onder certificaat te leveren, is het nodig dat de opdrachtgever door middel van materiaaleisen en/of functionele eisen vaststelt waaraan het materiaal en/of de constructie moet voldoen. In dit laatste geval ligt de verantwoording voor de kwaliteit bij de opdrachtgever.

Incidenteel komen werken voor die zo groot van omvang zijn dat specifieke eisen aan de produkten worden gesteld. In dit soort gevallen moeten via modelproeven en/of prototypetests de specifieke materiaaleisen worden geformuleerd. Ook in dit geval is de opdrachtgever verantwoordelijk voor de kwaliteit.

Voor de verwerking van geokunststoffen in de civiele techniek geldt voor de kwaliteitszorg van de uitvoering door de aannemer in principe hetzelfde als voor de kwaliteit van de geleverde materialen. Hierbij wordt opgemerkt dat nog slechts een beperkt aantal aannemers de uitvoering heeft gecertificeerd.

II.6.2 Geokunststof en geogrid

Zoveel mogelijk moeten testprocedures worden gebruikt die in normen en richtlijnen zijn vastgelegd, zoals:

- NEN 5168: Geotextiel; Bepaling van de karakteristieke poriegrootte in droge toestand
- NEN 5167: Geotextiel; Bepaling van de permittiviteit
- NEN 5132: Geotextiel; Polypropreen-(split)filmgarens voor weefsels; Eisen en beproevingsmethoden
- DIN 53857: Treksterkte van een strook geotextiel (strip tensile test)
- DIN 53383 en NEN-ISO 4577: Weerstand van polypropreen en polyetheen tegen oxidatie in lucht (ovenproefmethode)
- DIN 53387: Kunstmatige UV-veroudering van kunststoffen (Xenon-licht)
- Ontwerp NEN-EN 965 en ISO 9864: Geotextielen en soortgelijke produkten; Bepaling van de massa per oppervlakte-eenheid (Eng.)
- Ontwerp NEN-EN 964: Geotextielen en soortgelijke produkten; Bepaling van de dikte onder voorgeschreven drukken (Eng.)
- Ontwerp NEN-EN 776 en DIN 54307: Statistische doorponsproef voor geotextielen en soortgelijke produkten (CBR-proef) (Eng.)

Daarnaast zijn er ook andere normen: ASTM, BS, AFNOR en CEN (zie ook [1, 29]).

II.6.3 Zand/garencomposiet

In het vooronderzoek is de meest ideale verhouding vastgesteld van zand en garen. De opdrachtnemer is verantwoordelijk voor de kwaliteit van de bouwmaterialen. De controle van de aanbrengapparatuur gebeurt door de opdrachtnemer, rekening houdend met de resultaten van het vooronderzoek.

Het aanbrengen van het zand/garencomposiet gebeurt door de opdrachtnemer, waarbij gedurende het aanbrengen controle plaats heeft van de horizontale en verticale richting van het bouwwerk en van de verhouding van het zand/garenmengsel en van de gewenste dichtheid.

Een dergelijke controle kan eveneens door de opdrachtgever worden uitgevoerd. De hierbij verkregen resultaten mogen, gevoegd bij de eerder verkregen bedrijfsresultaten, geen significante verschillen vertonen.

HOOFDSTUK II.7

BESTEKSOMSCHRIJVINGEN

II.7.1 Algemeen

In een bestek moet de toe te passen geokunststof op een dusdanige wijze zijn beschreven dat de kwaliteit ervan gewaarborgd is, met inbegrip van opslag, transport en methode van aanbrengen.

Bij de samenstelling van een bestek voor de wegenbouw moet de RAW-systematiek worden gehanteerd. Hierbij zijn de besteksteksten onderverdeeld in:

- Technische Bepalingen (in de Standaard RAW-Bepalingen [27], zonodig aangevuld met bepalingen in deel 3 van het bestek);
- resultaatsbeschrijvingen.

Voor geokunststoffen zijn momenteel nog geen Technische Bepalingen en RAW- resultaatsbeschrijvingen voorhanden. In principe worden deze door de stichting C.R.O.W opgesteld, uitgaande van de wensen en ervaringen van de markt.

Hieronder is vermeld wat in het bestek moet worden opgenomen. Hierbij is steeds aangegeven of het een Technische Bepaling (TB) of een resultaatsbeschrijving (RB) betreft. Steeds is zoveel mogelijk de RAW-indeling in 7 hoofdgroepen gevolgd, namelijk:

1. Begrippen
2. Eisen en uitvoering
3. Informatie-overdracht
4. Risicoverdeling en garanties
5. Bijbehorende verplichtingen
6. Bouwstoffen
7. Meet-en verrekenmethoden

II.7.2 Geokunststof en geogrid

Bij de opstelling van besteksteksten voor geokunststoffen en geogrids is onder andere gebruik gemaakt van [28, 30]. Voor aspecten die betrekking hebben op het verdichten van de aanvulgrond wordt verwezen naar het standaard RAW-bestek.

1. Begrippen

Functie

TB Geokunststoffen kunnen worden gebruikt voor verschillende doelen: wapening, scheiding, drainage, filter, enzovoorts. Voor iedere functie gelden andere eigenschappen, zodat in het bestek en op de tekeningen duidelijk moet worden aangegeven waar welke geokunststof moet worden aangebracht.

2. Eisen en uitvoering

Richtlijnen en voorschriften

TB De relevante richtlijnen en voorschriften moeten hier worden vermeld.

Levering en opslag op de bouwplaats

In de Uniforme Administratieve Voorwaarden voor de Uitvoering van Werken (U.A.V. 1989) is opgenomen dat de geokunststof inclusief de verpakking niet mag beschadigen tijdens laden, transport, lossen en opslag. Hiervoor zijn dus geen afzonderlijke bepalingen in het bestek nodig.

Leggen van de geokunststof

TB Van de geokunststof moeten vooraf stukken worden vervaardigd van ten minste $\times$ m², zodat het aantal in het werk aan te brengen koppelingen tot een minimum wordt beperkt. Als het ontwerp dit vereist, moet de richting waarin de geokunststof wordt afgerold, zijn aangegeven op de bestekstekeningen. Dit is met name noodzakelijk als de eigenschappen van de geokunststof in dwars- en langsrichting verschillend zijn. In het algemeen moet de legrichting bergafwaarts en met de wind mee zijn.

TB Bij het verwijderen van de verpakking, het verplaatsen en leggen, mag de geokunststof niet worden beschadigd.

TB Geokunststofprodukten moeten vlak en regelmatig worden gespreid, waarbij geen grotere trekkracht dan kN/m en geen grotere rek dan % optreden.

Koppelingen

RB Er moet worden aangegeven of een koppeling door middel van een overlap of door een andere wijze moet worden gerealiseerd; een en ander aangevuld met tekeningen; bij voorbeeld:

- koppelingen evenwijdig aan de krachtsrichting moeten worden gerealiseerd door een overlap van ten minste m;
- voor koppelingen in de krachtsrichting moet de overlap m bedragen;
- in de krachtsrichting is een koppeling door overlap niet toegestaan.

TB Bij koppelingen die door stikken, lassen of lijmen zijn vervaardigd, kan worden geëist dat op het werk een goedgekeurd prototype aanwezig is zodat een vergelijking met de in-situ koppeling mogelijk is.

Aanbrengen en verdichten van het aanvulmateriaal

TB In verband met de kans op mechanische beschadiging door grondverzetmateriaal moet de kunststof bij voorkeur direct na het leggen met aanvulmateriaal worden bedekt. Onder deze omstandigheden is het gedurende maximaal 2 uur toegestaan de geokunststof onafgedekt te laten. Als een dergelijk risico op mechanische beschadiging niet aanwezig is, moet niettemin de geokunststof binnen twee weken na het leggen met aanvulmateriaal worden bedekt, ter voorkoming van aantasting door de UV-straling in het zonlicht.

TB Grondverzetmateriaal mag pas over de geokunststof rijden als dat is afgedekt met een laag aanvulmateriaal met een dikte van ten minste 0,15 m. Het aanvulmateriaal mag niet direct op de geokunststof worden gestort maar moet vanaf het naastgelegen deel over de geokunststof worden gespreid.

TB Bij het aanbrengen van het aanvulmateriaal moet worden voorkomen dat de geokunststof verplaatst.

TB Aanvulmateriaal dat ter plaatse van de overlap tussen twee geokunststofbanen is terechtgekomen, moet worden verwijderd.

TB De verdichting van het aanvulmateriaal: voor zand zie de Standaard RAW-Bepalingen, art. 22.02.06 lid 04 4n 05; voor andere aanvulmaterialen geldt:

....

TB Controle van de verdichting gebeurt door:

3. Informatie-overdracht

Identificatie

TB De identificatie van het op de bouwplaats aangevoerde materiaal moet eenvoudig en eenduidig zijn. In een ISO-norm (ISO-10320 of EN-ISO-310320) wordt hiertoe de volgende informatie geëist:

- leverancier;
- naam en type van het produkt;
- type geokunststof (vlies, weefsel, folie, geogrid, structuurmat, composiet);
- gewicht van de rol;
- lengte en breedte van de uitgerolde geokunststof;
- gewicht per eenheid van oppervlak;
- type polymeer (polyester, polypropyleen, polyetheen, enz.);
- toepassingsgebied volgens norm ISO-10318 (wapening, scheiding, drainage, enz.);
- rolnummer.

TB Vorenstaande informatie moet op iedere rol worden aangebracht, bij voorkeur zowel op de verpakking als op de geokunststof. Als vermelding op de geokunststof niet mogelijk is (b.v. bij geogrids), moet ervoor worden gezorgd dat de geokunststof eenvoudig kan worden herkend nadat de verpakking is verwijderd.

Legplan

TB Ofwel wordt verwezen naar de Standaard RAW-Bepalingen (art. 17.23.05 "Legplan folie"), ofwel wordt een legplan van de aannemer geëist. Hierin moeten zijn opgenomen:

- de wijze van het leggen (handmatig of mechanisch) en het in te zetten materieel;
- de volgorde van het leggen;
- de methode van koppeling;
- de tijdsplanning.

4. Risicoverdeling en garanties

Hiervoor zijn nog geen bepalingen voorzien.

5. Bijbehorende verplichtingen

Opslag en verpakking van geokunststofprodukten

TB De verpakking moet de geokunststof beschermen tegen onder andere beschadiging, wateropname, vervuiling, blootstelling aan UV-straling. De verpakking mag pas vlak voordat de geokunststof wordt gelegd, worden verwijderd. Wordt een rol niet volledig gebruikt, dan moet om het resterende deel de verpakking weer worden aangebracht. De geokunststoffen moeten zodanig zijn opgeslagen dat:

- de rollenstapel stabiel is;
- het gewicht van bovenliggende rollen geen schade veroorzaakt aan het onderliggende materiaal;
- ze niet worden blootgesteld aan extreme variaties in temperatuur.

TB Na gebruik moet de verpakking worden verzameld en van het werk worden afgevoerd.

Aanbrengen geokunststofprodukten

RB Voordat met het leggen van de geokunststof wordt begonnen, moeten obstakels, puin en andere scherpe voorwerpen die de geokunststof bij het leggen kunnen beschadigen, worden verwijderd.

Het terrein moet worden afgewerkt op het gewenste niveau waarbij gaten en kuilen, die bij voorbeeld zijn ontstaan bij het verwijderen van ongewenste voorwerpen, worden opgevuld met geschikt materiaal dat wordt ver-

dicht tot een graad vergelijkbaar met dat van het omringende materiaal. Scherpe knikken in het terrein moeten worden vermeden, afhankelijk van de flexibiliteit van de geokunststof.

Opmerking:

Vaak moet de grasmat en de begroeiing worden verwijderd; overigens kan hiervan voordeel worden ondervonden (ophoging op slappe ondergrond).

- TB Nadat het terrein op bovengenoemde wijze is geprepareerd, is het rijden met materieel niet meer toegestaan.
- TB Waar nodig moet (tijdelijke) ballast op de uitgelegde geokunststof worden aangebracht om beschadiging door wind of water te voorkomen.

Keuring geokunststofprodukten

- TB De geokunststofprodukten moeten voorafgaand aan de levering door een onafhankelijk onderzoeksbureau worden gekeurd. De resultaten van deze keuring moeten in een keuringsrapport worden vastgelegd.
- TB De desbetreffende keuringscriteria zijn:
- de massa per eenheid van oppervlak;
 - de nominale dikte;
 - het spannings-rekgedrag (stijfheid en sterkte);
- en bij weefsels en vliezen bovendien:
- de permittiviteit of de waterdoorlatendheid;
 - de zanddichtheid;
 - de weerstand tegen beschadiging (doorponsen).

Opmerking:

De keuringscriteria zijn afhankelijk van de functie van de geokunststof en zijn derhalve projectafhankelijk.

6. Bouwstoffen

Eisen aan de bouwstof

- TB De geokunststof is in tabel II.7 voor ieder toepassingsgebied gegeven.
- TB Voor de verschillende toepassingsgebieden zijn in tabel II.8 de volgende gecertificeerde produkten gegeven.

Tabel II.7 Geokunststof (voorbeeld).

eigenschap	indexwaarde	eenheid	toepassing		
			A *	B *	C *
					n.v.t.
			n.v.t.	n.v.t.	

* A is de wapening in vak I

B is de wapening in vak II

C is de drainage in vak III

Tabel II.8 Gecertificeerde produkten.

toepassing	produkt
A	
B	
C	

Eisen aan het aanvulmateriaal dat contact maakt met de geokunststof

Samenstelling

TB Het aanvulmateriaal moet vrij zijn van bacteriologische en chemische stoffen die de geokunststof kunnen aantasten. De volgende waarden mogen niet worden overschreden:

- pH niet groter dan en niet kleiner dan;
- sulfaatgehalte maximaal;
- chloridegehalte maximaal;
-

Korrelverdeling

TB De grenzen waarbinnen de korrelverdelingskromme van het aanvulmateriaal moet liggen zijn:

-

Het aanvulmateriaal moet bestaan uit ronde korrels.

7. Meet-en verrekenmethoden

TB Voor de testprocedure wordt verwezen naar de volgende normen:

- ISO-2859 voor het aantal monsters per zending;
- ISO-2602 voor het aantal testen per monster;
- ISO-9862 voor de monsternamprocedure;
- zie verder tabel II.3 van dit handboek.

Opmerking:

In Duitsland [28] wordt een andere werkwijze voorgesteld, namelijk:

- aantal tests: voor een oppervlak tussen 2.000 en 10.000 m² zijn ten minste 2 tests vereist; voor iedere volgende 10.000 m² is een extra test vereist;
- lengte van het monster: ten minste 1,2 maal de rolbreedte.

TB De hoeveelheid aangebrachte geokunststof wordt gemeten en verrekend in m², zoals is aangegeven op de tekeningen. Koppelingen worden hierbij niet meegeteld.

II.7.3 Zand/garencomposiet

1. Begrippen

Algemeen

Zand/garencomposiet is een stabiel composiet materiaal, in het werk gebracht door in-situ menging van zand en garen.

Wanneer zand/garencomposiet moet worden voorzien van een inzaaislurry, moet deze slurry bestaan uit een op het oppervlak van het zand/garencomposiet gespoten mengsel van onder andere zaad, meststoffen, hechtmiddel en water.

Bouwstoffen

Wanneer een eis en een toegestane afwijking van die eis in percentages worden uitgedrukt, hebben deze percentages telkens betrekking op hetzelfde totaal.

Het specifieke gewicht van het garen wordt uitgedrukt in decitex (dtex), 1 dtex komt overeen met 0,1 gram per kilometer draadlengte.

Bij de bepaling van de taaiheid van het garen wordt het specifieke gewicht uitgedrukt in tex; 1 tex komt overeen met 1 gram per kilometer draadlengte.

De taaiheid (in feite een specifieke treksterkte) van het garen wordt uitgedrukt in cN/tex en is gelijk aan de bezwijkkracht (in cN) tijdens een trekproef, gedeeld door het specifieke gewicht (in tex) van de betreffende draad.

2. Eisen en uitvoering

Eisen gesteld aan het resultaat

Het bepaalde in de navolgende leden is van toepassing op het aangebrachte en afgewerkte zand/garencomposiet.

Bij de bepaling van de hoeveelheid garen in het zand/garencomposiet mag het gevonden gewichtspercentage maximaal 0,07 % hoger zijn dan het voorgeschreven percentage en maximaal 0,03 % lager zijn dan het voorgeschreven percentage.

De droge dichtheid van zand/garencomposiet moet minimaal overeenkomen met 95 % van de maximale proctordichtheid van het toegepaste zand.

Aanbrengen van zand/garencomposiet

Het aanbrengen van zand/garencomposiet moet machinaal gebeuren, met dien verstande dat het garen met behulp van een spuitmechanisme, volgens een bepaald gelijkmatig patroon, met een zandstroom moet worden gemengd en daarna op de gewenste plaats in het werk moet komen.

Het spuitmechanisme moet bestaan uit een samenstelsel van spuitmonden waaruit het garen, met behulp van een hogedruk waterstraal als transportmedium, met een hoge snelheid in de juiste hoeveelheid moet worden gedoseerd. Het samenstelsel van spuitmonden moet tijdens het verspuiten van het garen zodanig worden bewogen dat het garen op een sinusachtige wijze wordt gespreid.

Het zand moet gelijkmatig worden gedoseerd met behulp van een zandpomp of een transportband.

Het zand moet op de aangebrachte garenlussen vallen.

Verdichten van zand/garencomposiet

Het materiaal moet worden aangebracht in lagen van maximaal 0,3 m dikte.

Elke laag moet trillend worden verdicht.

Het aantal verdichtingsgangen moet voldoende zijn om te waarborgen dat de vereiste verdichting wordt bereikt.

Zonodig moet water worden toegevoegd voor de bevordering van de verdichting.

Inzaaien van zand/garencomposiet

Bij toepassing als een grondkerende constructie of als afdekking daarvan, moet op het oppervlak van het materiaal binnen 2 weken na het aanbrengen een inzaaislurry worden aangebracht.

3. Informatie-overdracht

Productie en verwerking

De aannemer verstrekt de directie desgevraagd gegevens omtrent het bij het aanbrengen van het zand/garencomposiet toe te passen materiaal.

Tevens verstrekt de aannemer de directie desgevraagd gegevens omtrent het verdichtingsmaterieel.

De in dit lid genoemde gegevens moeten desgevraagd door de aannemer worden opgenomen in het gedetailleerde werkplan.

Bewijs van oorsprong

De aannemer verstrekt de directie een bewijs van oorsprong van het door hem geleverde zand, afgegeven door de producent of de leverancier ervan.

Op het bewijs van oorsprong moet zijn vermeld:

- de naam van de producent of de leverancier;
- de aard en de herkomst van het zand.

De aannemer verstrekt de directie een bewijs van oorsprong van het door hem geleverde garen, afgegeven door de producent of de leverancier ervan.

Op het bewijs van oorsprong moet zijn vermeld:

- de naam van de producent of de leverancier;
- de aard en de herkomst van het garen;
- het specifieke gewicht van het garen;
- de specifieke treksterkte van het garen.

De aannemer verstrekt de directie een bewijs van oorsprong van de door hem geleverde inzaaislurry, afgegeven door de producent of de leverancier ervan.

Op het bewijs van oorsprong moet zijn vermeld:

- de naam van de producent of de leverancier;
- de aard en de herkomst van de inzaaislurry;
- de samenstelling van de inzaaislurry, zo mogelijk met inbegrip van de hoeveelheden en de eigenschappen van de samenstellende bestanddelen van de inzaaislurry;
- voor zover mogelijk en van toepassing: de verwerkingsvoorschriften voor de inzaaislurry.

Iedere aflevering van bouwstoffen, overeenkomstig een bewijs van oorsprong, moet zijn vergezeld van een schriftelijke verwijzing hiernaar.

4. Risicoverdeling en garanties

Bouwstoffen

Met inachtnaam van het bepaalde in de volgende leden mogen bouwstoffen, in afwijking van het bepaalde in paragraaf 17 lid 2 en paragraaf 18 lid 1 van de Uniforme Administratieve Voorwaarden voor de Uitvoering van Werken (U.A.V. 1989), door de aannemer worden verwerkt zonder dat daarvan een goedkeuring door de directie is voorafgegaan.

Bouwstoffen als bedoeld in lid 01 mogen slechts worden verwerkt nadat de aannemer uit eigen onderzoek of uit door derden verstrekte onderzoekresultaten heeft vastgesteld dat de bouwstoffen aan de gestelde eisen voldoen.

De directie is bevoegd om monsters van de in lid 01 bedoelde bouwstoffen te nemen en deze te onderzoeken. Het gestelde in de leden 2 tot en met 13 van paragraaf 18 van de U.A.V. 1989 is hierop van toepassing, mits de betreffende onderzoekresultaten schriftelijk aan de aannemer zijn medegedeeld binnen vier weken nadat de betreffende bouwstof op het werk is aangevoerd.

Vooronderzoek, bedrijfscontrole en te bewaren gegevens

De aannemer verricht zonodig vooronderzoek en bedrijfscontrole. Hij is daarvoor verantwoordelijk. Hij stelt de directie desgewenst in de gelegenheid beide te volgen. Hij stelt de resultaten van het vooronderzoek en de resultaten van de bedrijfscontrole desgevraagd ter beschikking van de directie.

De aannemer bewaart ten minste de resultaten van het vooronderzoek en de bedrijfscontrole, waaronder de gegevens bedoeld in artikel 3 en artikel 4.

De opdrachtgever bewaart ten minste de constructieberekeningen, waaronder de grondmechanische rapporten, de resultaten van de door of vanwege haar gedane onderzoeken ten behoeve van de kwaliteitsbepalingen, alsmede de in artikel 3 bedoelde bewijzen van oorsprong.

De bovengenoemde gegevens bewaren tot de oplevering, of in het geval van een onderhoudstermijn, tot het einde van de onderhoudstermijn.

Garantie

De aannemer garandeert de deugdelijkheid van de constructie van zand/garencomposiet gedurende een periode van 3 jaar na datum van oplevering. Deze garantie houdt in dat de aannemer voor zijn rekening alle voorkomende gebreken aan de constructie van zand/garencomposiet, die kennelijk zijn te wijten aan minder goede hoedanigheid of gebrekkige uitvoering, op eerste aanzegging van de opdrachtgever zo spoedig mogelijk moet herstellen.

5. Bijbehorende verplichtingen

Vooronderzoek

De aannemer moet vóór de aanvang van de produktie van zand/garencomposiet en vóór een essentiële wijziging in de loop van het werk van de te gebruiken bouwstoffen een vooronderzoek verrichten op basis van de te gebruiken bouwstoffen.

Het vooronderzoek bestaat uit een geschiktheidsonderzoek van het te verwerken zand en het, op basis van de gewenste eigenschappen van het eindprodukt alsmede de eigenschappen van het zand, vast stellen van het gewenste type garen en het gewenste percentage garen.

De aannemer moet de bij het vooronderzoek bepaalde samenstelling van het aan te brengen zand/garencomposiet schriftelijk vastleggen.

Bedrijfscontrole

Tijdens het aanbrengen van zand/garencomposiet moet bedrijfscontrole worden verricht aangaande:

- de geschiktheid van het toegepaste zand;
- de samenstelling van het zand/garencomposiet;
- de verdichting van het aangebrachte zand/garencomposiet.

De samenstelling van het zand/garencomposiet moet worden bepaald door een monster van minstens 20 kg met behulp van een zeef of volgens een andere geschikte methode te splitsen in zand en garen.

Na droging tot een constant gewicht wordt, door middel van weging van beide componenten, het gewichtspercentage garen vastgesteld.

De verdichting wordt gecontroleerd door de dichtheid in-situ van het zand/garencomposiet te meten met behulp van een nucleair meetapparaat of volgens een andere geschikte methode, waarmee zowel de natte dichtheid als het vochtgehalte wordt gemeten. De berekende droge dichtheid wordt gerelateerd aan de bij het vooronderzoek bepaalde maximale proctordichtheid van het toegepaste zand.

De bedoelde onderzoeken moeten worden uitgevoerd op de eerste dag van het aanbrengen van het zand/garencomposiet en vervolgens telkens als de omstandigheden zich wijzigen.

6. Bouwstoffen

Zand voor zand/garencomposiet

Het zand moet zijn mineraal materiaal, waarvan het gehalte aan minerale deeltjes door zeef 63 μm van de fractie door zeef 2 mm ten hoogste 15 % (*m/m*) bedraagt.

Bedraagt dit gehalte 10 tot 15 % (*m/m*) dan mag bovendien het gehalte aan minerale deeltjes door zeef 20 μm van de fractie door zeef 2 mm ten hoogste 3 % (*m/m*) bedragen.

Van het materiaal door zeef 2 mm mag het gloeiverlies, gecorrigeerd voor het gehalte aan calciumcarbonaat, ten hoogste 3 % (*m/m*) bedragen.

Het zand moet zodanig vrij zijn van verontreinigingen in de vorm van plantenresten, leem en dergelijke dat de machinale verwerking geen problemen geeft.

Garen voor zand/garencomposiet

Het garen moet bestaan uit getrokken filamenten van synthetisch polyester.

Het garen moet als een multifilamentdraad op klossen zijn gewikkeld. Elke draad moet bestaan uit ten minste 20 monofilamenten als garen met een specifiek gewicht van 167 dtex wordt gebruikt en uit ten minste 40 monofilamenten als garen met een specifiek gewicht van 330 dtex wordt gebruikt.

De specifieke treksterkte moet minstens 35 cN/tex zijn.

Zand/garencomposiet

Zand/garencomposiet moet zijn een, in-situ vervaardigd, homogeen mengsel van zand en garen.

De hoeveelheid garen in het zand/garencomposiet moet ten minste gelijk zijn aan 0,15 % *m/m* (t.o.v. 100 % *m/m* droog zand).

7. Meet- en verrekenmethode

Samenstelling

Als, volgens het in artikel 5 genoemde vooronderzoek, het gewenste percentage garen afwijkt van het in artikel 6 genoemde percentage, heeft verrekening plaats als en voorzover dit in het bestek is vastgelegd.

Hoeveelheden

De bepaling van de verwerkte hoeveelheden zand/garencomposiet gebeurt aan de hand van profielmetingen in het werk.

Als binnen 7 dagen na het gereedkomen van een dagproduktie geen profielmetingen zijn uitgevoerd, moet het theoretisch profiel worden aangehouden.

LITERATUUR

1. CUR-rapport 151, Geokunststoffen in de civiele techniek. CUR, Gouda, 1991.
2. C.R.O.W-publikatie 27, Geotextiel in de aardebaan. Stichting C.R.O.W, Ede, 1989.
3. LEFLAIVE, E., Teksol: Already more than 50 successful applications. International Symposium on Theory and Practise of Earth Reinforcements, Fukuoka, Japan, 1988.
4. Toepasbaarheid van Teksol in de wegenbouw. Grondmechanica Delft, CO-308040/11, Delft, 1989.
5. Toepassing van Teksol. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg-en Waterbouwkunde, Delft, 1990.
6. NEN 6740, Technische Grondslagen voor Bouwconstructies TGB 1990. Geotechniek. Basiseisen en belastingen. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 1991.
7. CUR-uitgave 162, Construeren met grond. Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CUR, Gouda, 1992.
8. NEN 6744, Technische Grondslagen voor Bouwconstructies TGB 1990. Geotechniek. Berekeningsmethode voor funderingen op staal. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 1991.
9. Handleiding Wegenbouw, Ontwerp Onderbouw. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, 1991.
10. SHERCLIFF, D.A., Reinforced embankments, theory and practice. Thomas Telford, Londen, 1990.
11. JEWELL, R.A., Theory of reinforced walls: Revised design charts for steep reinforced slopes. Opgenomen in [10], p. 1, 1990.
12. JEWELL, R.A. en D. LESHCHINSKY, North American design guide for steep reinforced slopes. Report No. OUEL 1879/91, University of Oxford, 1991.
13. CAQUOT, A., J. KERISEL en E. ABSI, Tables de butee et de pousse. Gauthier-Villars, Parijs, 1973.
14. JEWELL, R.A., G.W.E. MILLIGAN, R.W. SARSBY en D. DUBOIS, Interaction between soil and geogrids. Polymer grid reinforcement p. 18 - 30, Thomas Telford, Londen, 1985.
15. JEWELL, R.A., Application of the revised design charts for steep reinforced slopes. Geotextiles and Geomembranes, 1990.
16. JEWELL, R.A., N. PAINE en R.I. WOODS, Design methods for steep reinforced embankments. Polymer grid reinforcement p. 70 - 81, Thomas Telford, Londen, 1985.

17. JEWELL, R.A., Strength and deformation in reinforced soil design. Opgenomen in Geotextiles, geomembranes and related products. G. den Hoedt, 4th International Conference The Hague, Balkema, Rotterdam, 1990.
18. KHAY, M et al, Textsol; State of knowledge and knowhow. Centre d'Experimentation Routière (CER), Rouen, 1987.
19. LEFLAIVE, E. en Ph. Liausu, Le renforcement des sols par fils continus. Third International Conference on Geotextiles, pp 523 - 528, Vienna, Oostenrijk, 1986.
20. MARCHAL, M., Soutènement en Textsol - Propriétés mécaniques dimensionnement. Bulletin d'Information Route, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Lyon, 1987.
21. HIRD, C.C. en R.A. JEWELL, The theory of reinforced embankments. Opgenomen in [10], p. 117, 1990.
22. KOERNER, R.M., Designing with geosynthetics. Prentice Hall, 1990.
23. HAMILTON-HUISMAN, M.J., Design guideline for reinforced embankments on soft ground using Stablenka reinforcing mats. AKZO, Civil Engineering & Industrial Systems, 1990.
24. JEWELL, R.A. en J.H. GREENWOOD, Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials. Geotextiles and Geomembranes 7, p. 81 - 118, 1988.
25. GREENWOOD, J.H. en R.A. JEWELL, Strength and safety: the use of mechanical property data. Opgenomen in [10], p. 83, 1990.
26. KHAY M. et al, Textsol: Essai de cisaillement direct des éprouvettes de 450 x 450 x 180 mm³. Centre d'Experimentation Routière (CER), Rouen, 1988.
27. Standaard RAW-Bepalingen. Stichting C.R.O.W, Ede, 1990.
28. Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau. Forschungsgesellschaft für die Strasse-und Verkehrswesen, Keulen, 1987.
29. Geotextielen, Eigenschappen en testmethoden. Stichting C.R.O.W, Ede, 1991.
30. Ground engineering applications of geotextiles in road construction and maintenance. Report of an OECD Expert Group I8, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1991.

Algemeen te raadplegen literatuur:

- VELDHUIJZEN VAN ZANTEN, R., Geotextiles and geomembranes in civil engineering. Balkema, Rotterdam, 1986.
- HOEDT, G. DEN, Geotextiles, geomembranes and related products. 4th International Conference The Hague, Balkema, Rotterdam, 1990.
- Grundbau-Taschenbuch, 1980.

- LUONG, M.P., E. LEFLAIVE en M. KHAY, Propriétés parasismiques du Texsol. 1er Colloque National de Génie Parasismique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1986.
- LEFLAIVE, E., M. KHAY en J.C. BLIVET, Un nouveau matériau: le Texsol. Bulletin de liaisons des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n125, 1983.
- LEFLAIVE, E. et al, Texsol. Une nouvelle voie pour la conception et la construction des ouvrages en terre. Prix de l'innovation 1985, société d'application du Texsol, 1985.
- Schuifproeven op Texsol. Grondmechanica Delft, CO-308041/4, Delft, 1990.
- VOSKAMP, W., Determination of allowable design strength of polyester reinforcing mats. Opgenomen in [10], p. 67, 1990.

Civiltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving

CUR houdt zich, als onafhankelijke non-profit organisatie, bezig met ontwikkeling, vergaring en overdracht van kennis en ervaring op het brede gebied van de civiele techniek. Karakteristiek is dat de programmering en uitvoering van deze activiteiten worden aangestuurd door de marktpartijen die om kennis vragen. Kennis die van belang is voor de bouw, zowel voor het bedrijfsleven als voor de bij de bouw betrokken overheden, als ook voor onderwijs, onderzoek en wetenschap.

De CUR-produkten zijn concreet van aard, gericht op de technische, milieukundige en economische aspecten van het gehele bouwproces, met inbegrip van de toeleverende industrie. Zij worden in een op de bouwpraktijk toegesneden vorm gepresenteerd en vormen de basis voor kennisoverdracht.

CUR-projecten voor onderzoek en regelgeving hebben een grote technische, maatschappelijke en economische relevantie. De projecten worden begeleid door commissies, bestaande uit deskundigen. Mede met het oog op een zo groot mogelijke effectiviteit en efficiency van de onderzoeksinspanningen wordt een sterke koppeling tussen onderzoek en (technische) regelgeving nagestreefd.

Postbus 420, 2800 AK Gouda
Tel.: 01820 - 39600, Fax: 01820 - 30046

De Nederlandse Geotextielorganisatie

De **NGO** is een vereniging voor allen die zich bezighouden met geokunststoffen in Nederland of daarin geïnteresseerd zijn. Geokunststoffen werden voor het eerst op grote schaal als bouw materiaal toegepast in de Deltawerken. Sindsdien zijn er vele nieuwe geokunststoffen en toepassingen ontwikkeld, niet alleen voor de waterbouw maar ook voor de grond- en wegenbouw en de milieutechniek.

De doelstelling van de NGO is de verantwoorde toepassing van geokunststoffen te stimuleren en kennis over deze materialen te vergroten en te verspreiden. Dat gebeurt op vele manieren, door activiteiten op vele gebieden. Het organiseren van themadagen en het leveren van een bijdrage aan voorlichting die door anderen wordt georganiseerd, is daarvan een belangrijk onderdeel.

Hoofdstraat 2, 2351 AJ Leiderdorp
Tel.: 071 - 419168, Fax: 071 - 896663

Stichting Centrum voor Regelgeving en Onderzoek in de Grond-, Water- en Wegenbouw en de Verkeerstechniek

Regelgeving

De taak van de afdeling Regelgeving omvat:

- het ontwikkelen en bijhouden van systemen voor de keuze, voorbereiding, uitgifte en begeleiding van werken in de grond-, water- en wegenbouw;
- het opstellen en bijhouden van richtlijnen en voorschriften;
- het ontwikkelen en bijhouden van automatiseringssystemen.

De werkzaamheden resulteren onder meer in de Standaard RAW Bepalingen, die tot stand komen op basis van paritair overleg tussen partners in het bouwproces. Het standaardbestek voor de grond-, water- en wegenbouw en de wijzigingen en aanpassingen daarop dragen het RAW-keurmerk.

Onderzoek

De taak van de afdeling Onderzoek omvat:

- het coördineren en (doen) verrichten van studies en onderzoek in de grond- en wegenbouw en op het gebied van verkeer en vervoer;
- het formuleren van aanbevelingen voor normen, richtlijnen en voorschriften.

C.R.O.W
Postbus 37, 6710 BA Ede
Tel.: 08380 - 20410, Fax: 08380 - 21112

DWW

De Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat adviseert over de veiligheid, het beheer en de landschappelijke inpassing van de natte en droge infrastructuur, en verricht het daartoe benodigde onderzoek.

Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Postbus 5044, 2600 GA Delft
Tel.: 015 - 699111, Fax: 015 - 611361

ISBN 90 376 0046 8