

Krav

Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13

Dokument-ID TDOK 2013:0667

Version 1.0

Dokumentdatum 2014-05-01

Skapat av (namn och organisatorisk enhet) Magnus Karlsson UH, Lovisa Moritz IV	Dokument-ID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914
Fastställt av Chef VO Investering	Dokumentdatum 2014-05-01	Version 1.0
Dokumenttitel Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13		

Innehållsförteckning

1	Allmänt	12
1.1	Inledning	12
1.2	Geoteknisk kategori	12
1.3	Geoteknisk utredning	12
1.3.1	Undersökningsprogram	13
1.3.2	Redovisning	13
1.3.3	Förvaltning	13
1.4	Särskild utredning	13
2	Brottngränstillstånd	15
2.1	Säkerhetsklass	15
2.2	Stabilitet hos geokonstruktioner i jord	15
2.2.1	Materialegenskaper	15
2.2.2	Stabilitetsberäkning	16
2.3	Dimensionering med partialkoefficienter	16
2.3.1	Materialparametrar	16
2.3.2	Laster	17
2.3.3	Jordtryck	18
2.4	Dimensionering med karakteristiska värden	18
2.5	Geoteknisk bärförmåga för pålar	18
2.5.1	Dimensionering genom beräkning eller provning	19
2.5.2	Dimensionerande bärförmåga genom hävdvunna metoder	23
2.6	Geoteknisk bärförmåga för plattor	23
2.6.1	Stabilitet	24
2.6.2	Vertikal bärförmåga	24
2.6.3	Glidning	25
2.6.4	Stjälplning	26
2.7	Stabilitet hos geokonstruktioner i berg	27
2.8	Verifiering	27
3	Bruksgränstillstånd	28
3.1	Sättningar	28
3.1.1	Vägar	28
3.1.2	Järnvägar	30
3.1.3	Sättningsuppföljning	31
3.2	Pålar	31
3.3	Plattor	32

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

3.3.1	Sättningar	32
3.3.2	Hävning	32
3.3.3	Vibrationer	32
3.4	Spårvibrationer för järnväg	32
3.4.1	Ny järnväg	32
3.4.2	Befintlig järnväg	32
3.5	Verifiering	32
4	Laster	33
4.1	Egentyngd	33
4.1.1	Jord	33
4.1.2	Övriga konstruktionsmaterial	33
4.2	Vattentryck	33
4.2.1	Vattenhastighet	33
4.3	Trafiklast	34
4.3.1	Vägar	34
4.3.2	Järnvägar	34
5	Material	37
5.1	Indelning av jord- och bergmaterial	37
5.1.1	Materialtyper	37
5.1.2	Bergtyper	37
5.2	Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper	38
5.2.1	Inledning	38
5.2.2	Bestämning av egenskaper genom empiri	38
5.2.3	Bestämning av egenskaper genom provning	41
5.2.4	Bestämning av karakteristiskt värde	45
5.3	Bergs hållfasthets- och deformationsegenskaper	45
5.3.1	Inledning	46
5.3.2	Bestämning av egenskaper genom empiri	46
5.3.3	Bestämning av egenskaper genom provning	46
5.4	Övriga materials hållfasthets- och deformationsegenskaper	46
6	Jord- och bergschakt	47
6.1	Skärning i jord	47
6.1.1	Skärningsslänt	47
6.2	Skärning i berg	47
6.2.1	Skärningsslänt	47
6.2.2	Utförande	48
6.3	Schakt för grundläggning av bro	48
6.3.1	Tjällyftning	48
6.3.2	Isolering med cellplast	48
7	Fyllning	50
7.1	Underbyggnad av jord	50
7.2	Underbyggnad av berg	50

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

7.2.1	Underbyggnad av berg för väg.....	50
7.2.2	Underbyggnad av berg för järnväg.....	51
7.3	Fyllning för grundläggning av bro	51
7.3.1	Fyllningsmaterial	51
7.4	Fyllning mot bro	52
8	Materialskiljande lager	53
8.1	Lager av jord.....	53
8.2	Lager av geotextil	53
9	Ytskikt i sidoområde och erosionsskydd.....	55
9.1	Ytskikt av vegetation för väg.....	55
9.2	Erosionsskydd	55
9.2.1	Skydd mot ytvattenflöde i slänt.....	55
9.2.2	Skydd mot grundvattenflöde i slänt	57
9.2.3	Skydd mot strömmande vatten.....	57
10	Lättfyllning	59
10.1	Cellplast.....	59
10.1.1	Materialegenskaper	59
10.1.2	Dimensionering	60
10.1.3	Konstruktiv utformning.....	60
10.1.4	Redovisning i bygghandling	62
10.1.5	Utförande och kontroll	62
10.2	Lättklinker	62
10.2.1	Materialegenskaper	62
10.2.2	Dimensionering	63
10.2.3	Konstruktiv utformning.....	64
10.2.4	Redovisning i bygghandling	65
10.2.5	Utförande och kontroll	65
10.3	Skumglas.....	65
10.3.1	Materialegenskaper	66
10.3.2	Dimensionering	66
10.3.3	Konstruktiv utformning.....	67
10.3.4	Redovisning i bygghandling	68
10.3.5	Utförande och kontroll	68
11	Massutskiftning	69
11.1	Massutskiftning genom grävning och återfyllning.....	69
11.1.1	Dimensionering	69
11.1.2	Material och utförande.....	69
11.1.3	Omgivningspåverkan.....	69
11.1.4	Kontroll och verifiering av resultat	69
11.2	Massutskiftning genom undanpressning	69
11.2.1	Dimensionering	69
11.2.2	Material och utförande.....	70

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

11.2.3	Omgivningspåverkan.....	70
11.2.4	Kontroll och verifiering av resultat	70
11.3	Utredning och redovisning.....	70
11.3.1	Geoteknisk utredning	70
11.3.2	Redovisning.....	70
12	Vertikaldränering	72
12.1	Dimensionering.....	72
12.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	72
12.1.2	Materialegenskaper	72
12.1.3	Störningszon	72
12.1.4	Brottgränstillstånd.....	72
12.1.5	Bruksgränstillstånd	73
12.2	Konstruktiv utformning.....	73
12.2.1	Liggtid.....	73
12.2.2	Dränernas utbredning i längdled och tvärled.....	73
12.2.3	Säkerställande av dränering.....	73
12.3	Redovisning i bygghandling.....	74
12.4	Utförande och kontroll	74
13	Djupstabilisering	75
13.1	Dimensionering.....	75
13.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	75
13.1.2	Materialegenskaper	75
13.1.3	Brottgränstillstånd.....	77
13.1.4	Bruksgränstillstånd	77
13.2	Konstruktiv utformning.....	78
13.2.1	Val av pelarmönster	78
13.2.2	Singulära pelare	79
13.2.3	Pelare i skivor, gitter eller block.....	79
13.2.4	Säkerställande av dränering.....	79
13.3	Redovisning i bygghandling.....	79
13.4	Utförande och kontroll	80
14	Bankpålning	81
14.1	Dimensionering.....	81
14.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	81
14.1.2	Materialegenskaper	81
14.1.3	Brottgränstillstånd.....	81
14.1.4	Bruksgränstillstånd	84
14.2	Redovisning i bygghandling.....	84
14.3	Utförande och kontroll	85
15	Lätt bankpålning med träpålar	86
15.1	Dimensionering.....	86
15.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	86

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

15.1.2	Materiallegenskaper	86
15.1.3	Brottgränstillstånd.....	87
15.1.4	Bruksgränstillstånd	87
15.2	Konstruktiv utformning.....	87
15.3	Redovisning i bygghandling.....	87
15.4	Utförande och kontroll	88
15.4.1	Kontroll av påmaterial.....	88
16	Slitsmur och sekantpålevägg.....	89
16.1	Dimensionering.....	89
16.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	89
16.1.2	Brottgränstillstånd.....	89
16.1.3	Bruksgränstillstånd	90
16.2	Utförande och kontroll	90
17	Armerad jord	91
17.1	Dimensionering.....	91
17.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	91
17.1.2	Materiallegenskaper	91
17.1.3	Dimensionering av jordarmerad stödmur	93
17.1.4	Dimensionering av armering i underkant av bank	95
17.1.5	Dimensionering av jordarmering över bankpålning	96
17.1.6	Dimensionering av brant slänt med jordspikning.....	97
17.1.7	Dimensionering av flack slänt med jordspikning	98
17.2	Redovisning i bygghandling.....	98
17.3	Utförande.....	99
18	Spårvibrationer	100
18.1	Inledande bedömning	100
18.1.1	Empiriska samband för utvärdering av skjuvmodul.....	100
18.1.2	Fält- och laboratorieanalyser	100
18.2	Krav på tillåtna vertikala förskjutningar.....	100
18.3	Fördjupad utredning	100
18.3.1	Ny järnväg	101
18.3.2	Befintlig järnväg.....	102
19	Förbelastning av väg på låg- och mellanförmultnad torv.....	103
19.1	Allmänt.....	103
19.2	Dimensionering.....	103
19.2.1	Geoteknisk utredning	103
19.2.2	Materiallegenskaper	103
19.2.3	Brottgränstillstånd.....	103
19.2.4	Bruksgränstillstånd	103
19.3	Utförande och kontroll	103
19.3.1	Nybyggnad	103
19.3.2	Breddning av befintlig väg.....	103

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

19.3.3	Kontroll och uppföljning	104
20	Bilagor	105
	Bilaga A, Verifiering av hållfasthet genom pelarsondering	105
	Bilaga A-1, Allmänna föreskrifter för förstärkning med kalkcementpelare	107
	Bilaga A-2, Allmänna föreskrifter vid förstärkning genom masstabilisering	108
21	Litteraturförteckning	109
22	Ändringslogg	111

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Syfte

TK Geo 13 är en teknisk beskrivning som anger Trafikverkets krav vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner för väg och järnväg.

I anslutning till TK Geo 13 finns TDOK 2013:0668 Trafikverkets råd vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner för väg och järnväg - TR Geo 13 som innehåller råd till de krav som anges i TK Geo 13.

Omfattning

TK Geo 13 är av dokumenttypen krav och är en del av Trafikverkets Anläggningsstyrning.

TK Geo 13 innehåller tekniska krav för dimensionering av geokonstruktioner för väg och järnväg.

Dokumentet ska vid dimensionering av broar användas tillsammans med TRVK Bro 11 (1) och för dimensionering av tunnlar tillsammans med TRVK Tunnel 11 (2), för vägar tillsammans med TRVK Väg (3) och för järnvägar tillsammans med BVS 1585.005 (4). Projektering enligt kapitel 6-19 där krav på material, utförande och kontroll åberopas genom hänvisning till kod i AMA 13 gäller även krav under överordnade koder med tillhörande rubriker. Med hänvisning till AMA 13 avses AMA Anläggning 13 med tillägg och ändringar enligt TRVAMA Anläggning 13.

Geokonstruktioner ska dimensioneras genom hävdvunna åtgärder, beräkning, provning eller observationsmetoden enligt SS-EN 1997-1 (5) med:

- de nationella val som för vägar framgår av Vägverkets föreskrifter, VVFS 2004:43 (6)
- de nationella val som för järnvägar framgår av Boverkets föreskrifter, BFS 2011:10 (7).

Utformningar, dimensioneringsmetoder etc. som anges i TR Geo är accepterade tillämpningar av kraven i TK Geo.

Definitioner

Begrepp	Beteckning	Enhet	Förklaring
Bankpålning			Pålning med syfte att förbättra stabilitet eller minska sättning hos bank genom att överföra last från bank och trafik till bärkraftig jord eller berg.
Bindemedelsförstärkt jord			Jordvolym förstärkt genom inblandning av bindemedel, oftast kalk och cement.
Blockstabilisering			Stabilisering av hel jordvolym genom installation av bindemedelsförstärkta pelare installerade med överlapp i två riktningar.
Cellplast			Cellplast är den gemensamma benämningen på expanderad (EPS) och extruderad (XPS) polystyren. EPS används som lättfyllning i väg- och järnvägsbankar. XPS används främst för isolering mot tjäle.
Dimensionerande medelvattenhastighet	v_{dim}	m/s	HQ (m^3/s) dividerad med vattendragets våta area (m^2).
Dimensioneringssätt			Tre olika sätt att använda partialkoefficientmetoden för geokonstruktioner. I Sverige används enbart dimensioneringssätt 2 och 3.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------

Effektivspänning	σ'_0	kPa	Rådande spänningar i jorden utvärderade genom vertikaltryck och porvattentryck.
Effektiv tyngdet	γ'	kN/m ³	Resulterande kraft av materialets totala tyngd minskat med vattnets tyngd.
Elasticitetsmodul	E	MPa	Beskriver den elastiska deformationen orsakad av en påförd belastning. Elasticitetsmodulen för jord är ofta rent fiktiv. Att man ändå försöker bestämma den beror på elasticitetsteoriens användbarhet och att den, använd med relevanta parametrar, ger god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta deformationer.
Erosion			Nötande och bortförande av berg- eller jordmaterial under inverkan av vatten, vind eller is.
Förkonsolideringstryck	σ'_c	kPa	Den högsta effektivspänning jorden varit varaktigt utsatt för eller uppvisar egenskaper som om den varit varaktigt utsatt för.
Friktionsvinkel	ϕ	°	Friktionen uttryckt som en vinkel, $\tan \phi$ då skjuvning uppstår i materialet.
Geokonstruktion			Stödjande eller bärande konstruktion som antingen helt utgörs av jord eller berg eller vars funktion är beroende av omgivande jords eller bergs hållfasthetsegenskaper.
Geoteknisk bärförmåga	R	kN	Jordens eller bergets förmåga att ta upp laster från konstruktioner utan att det uppstår brott eller oacceptabla rörelser.
Geoteknisk last			Last som överförs till bärverket från mark, fyllnadsmassor eller grundvatten.
Gitter			Bindemedelsförstärkta pelare som installeras med överlapp i ett geometriskt mönster.
Grundvattenerosion			Erosion till följd av transporterande inverkan hos strömmande grundvatten.
Hård pelare			Bindemedelsförstärkt pelare med kritisk skjuvspänning, $c_{krit} > 100$ kPa.
Härlett värde	X		Egenskap utvärderad från geotekniska undersökningar i fält eller laboratorium efter korrigering för systematiska fel och för t.ex. flytgräns och överkonsolideringsgrad.
Hävdvunnen åtgärd			Dimensioneringsmetod för enkla konstruktioner med konservativ utformning som ger betryggande säkerhet mot brott, baserad på erfarenhet.
Inre stabilitet			Stabilitet hos enbart fyllnings- och konstruktionsmaterialet.
Kalkcementpelare			Förstärkning med djupstabilisering i kohesionsjord, där minst 70 % av bindemedlet utgörs av osläckt kalk och cement.
Kohesionsintercept	c'	kPa	Kohesionsandelen av jordens dränerande skjuvhållfasthet.
Kompletterande tillvägagångssätt			Bestämning av geoteknisk bärförmåga för pålar med karakteristiska värden baserad på erfarenhet.
Kompressionsmodul	M	MPa	Beskriver jordens deformation orsakad av belastning, där den elastiska delen betecknas M_0 och den plastiska delen betecknas M.
Konflytgräns	w_L		Jordens vattenkvot vid övergången mellan flytande och plastisk konsistens bestämd med fallkonförsök.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Konstruktionslast			Last som överförs direkt från konstruktionsdel till geokonstruktion.
Kontrollobjekt			Delar av en geokonstruktion med enhetligt utförande och funktion i en jord med samma geotekniska förhållanden.
Korrektionsfaktor	η		Tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion.
Kritisk hastighet	c_{cr}	m/s	Den vågutbredningshastighet i bankropp/undergrund som sammanfaller med tåghastigheten.
Kritisk skjuvspänning	c_{krit}	kPa	Den skjuvspänning en bindemedelsförstärkt jord kan bära utan att plastiska deformationer inträffar.
Kryppparametrar	α , β och r		Parametrar som beskriver den tidsbundna delen av jords deformation.
Kvicklera			Lera med sensitivitet >50 och omrörd odränerad skjuvhållfasthet < 0,4 kPa.
Lastfördelande jordlager			Jordlager som överför lasten till påplattor genom valvverkan
Lättklinker			Lättklinker är lergodsprodukter bestående av bränd och expanderad lera. Materialet består av korn med en största diameter av 30 mm.
Mantelburen påle			Påle där huvuddelen av lasten överförs till omgivande jord genom friktion eller adhesion längs mantelytan.
Masstabilisering			Stabilisering av hel jordvolym, ofta utförd med ett inblandningsverktyg monterat på grävmaskin. Inblandningen sker genom att en definierad mängd bindemedel matas ut samtidigt som verktyget förs genom en definierad volym efter ett visst mönster.
Mjuk pelare			Bindemedelsförstärkt pelare med kritisk skjuvspänning, $c_{krit} \leq 100$ kPa.
Modellfaktor	γ_{Rd}		Faktor som tar hänsyn till osäkerheter och systematiska fel förknippade med analysmodell eller provningsmetod.
Modellpåleanalogi			Bestämning av geoteknisk bärförmåga för pålar som baseras på resultat från geotekniska undersökningar.
Negativa portryck			Negativa portryck uppstår på grund av kapillärkrafter i såväl den vattenmättade som den omättade zonen ovan grundvattenytan.
Normalkonsoliderad jord	NC		Jord som inte utsatts för högre spänningar än sin egentynd, dvs. förkonsolideringstrycket motsvarar rådande effektivspänning.
Odränerad skjuvhållfasthet	c_u	kPa	Odränerad skjuvhållfasthet korrigerad för konflytgräns och överkonsolideringsgrad.
Partiell utskiftning			Utskiftning av jord där en del av den lösa jorden medvetet lämnas kvar. Utskiftning i s.k. ”stödben” är att betrakta som partiell utskiftning.
Platttäckningsgrad			Andel av pålad yta som täcks av påplattor.
Påles konstruktiva bärförmåga			Pålelementets förmåga att motstå laster i alla snitt utan att tillhörande gränstillstånd överskrids före, under och efter installation.
Samtidig undanpressning			Metod där banken fylls ut längs en längre sträcka, och där undanpressningen åstadkommes momentant, vanligen genom sprängning.
Skjuvmodul	G_0	MPa	Förhållandet mellan skjuvspänning och vinkeländring

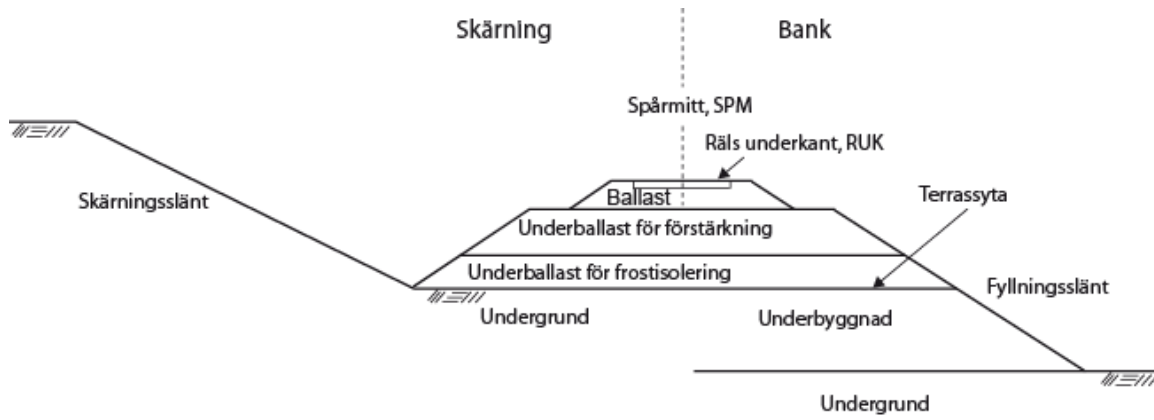
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------

			vid skjuvning. Avser här skjuvmodul vid skjuvtöjningar < 5·10 ⁻⁶ .
Skumglas			Gemensam benämning på bränt, expanderat glaspulver. Materialet består av korn med diameter som varierar mellan 10 och 60 mm.
Spetsburen påle			Påle där huvuddelen av lasten överförs till berg eller bärkraftigt jordlager genom pålspetsen.
Successiv undanpressning			Metod där fyllning och tippfront utformas så att undanpressning sker mer eller mindre kontinuerligt i takt med fyllningens fortskridande.
Sulfidjord			Med sulfidjord avses här jord i Norrlands kustland med sulfidinnehåll och organisk halt > 1 %, förr kallad svartmokka.
Torrdensitet	ρ_d	t/m ³	Skrymdensitet för torrt material.
Totalstabilitet			Avser bedömning av stabilitet där geokonstruktionen ingår som en av flera stabilitetspåverkande faktorer.
Tunghet	γ	kN/m ³	Ett materials totala tyngd per volymenhet.
Vattenkvot	w_N		Jordens naturliga vattenkvot som viktandelen vatten i förhållande till andelen torrs substans.
Viljordtryckskoefficient	K_0		Förhållandet mellan vertikal- och horisontalspänning då ingen rörelse förekommer.
Yttre stabilitet			Totalstabilitet för geokonstruktionen inklusive undergrund.
Ytvattenerosion			Erosion på jords ytskikt till följd av strömmande vatten eller vågrörelse.
Årsdygnstrafik	ÅDT		Medeltrafikflödet per dygn under ett år.
Årsdygnstrafik, tung	ÅDT _{tung}		Medeltrafikflödet per dygn för tung trafik
Överkonsolideringsgrad	OCR		Förhållandet mellan förkonsolideringstryck och rådande effektivspänning.
Överlast			Överhöjning av bank över projekterad nivå.

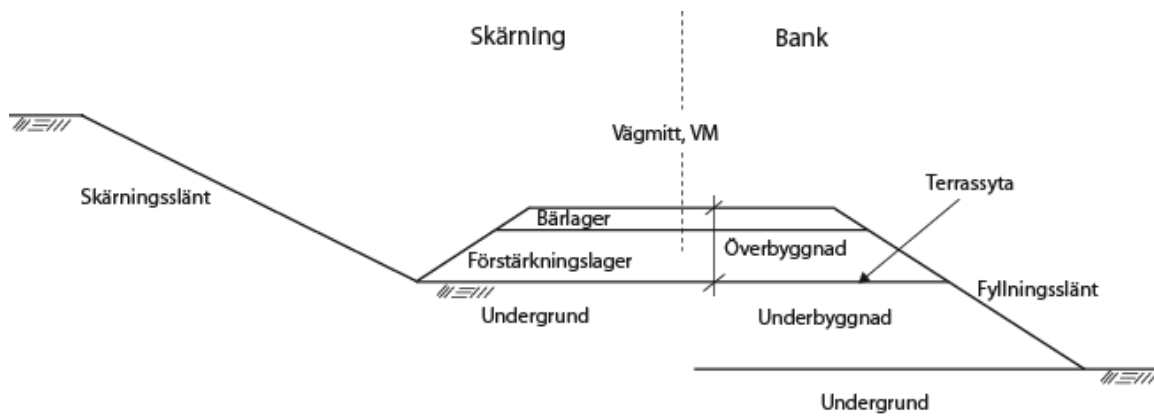
Förkortningar

Begrepp	Enhet	Förklaring
EQU		Gränstillstånd som beaktar förlorad statisk jämvikt för bärverket där hållfastheten hos konstruktionsmaterial eller undergrund i huvudsak inte är avgörande. Vid geoteknisk dimensionering begränsas EQU till sällan förekommande fall såsom styv grundläggning på berg.
GEO		Gränstillstånd som beaktar brott eller stor deformation i undergrunden där hållfastheten hos jord eller berg är av betydelse för bärverkets bärförmåga.
HYD		Gränstillstånd som beaktar bottenuppluckring, inre erosion och erosionskanaler (piping) orsakade av hydrauliska gradienter.
STR		Gränstillstånd som beaktar inre brott eller stor deformation av bärverket eller bärverksdelarna, inklusive grundplattor, pålar etc. där hållfastheten hos bärverkets material är avgörande.
Stax	t	Största tillåten axellast.
Sth	km/tim	Största tillåten hastighet.
Stvm	t/m	Största tillåten vikt per meter.
UPL		Gränstillstånd som beaktar förlorad jämvikt hos byggnadsverk eller mark beroende på hydraulisk upptryckning (flytförmåga) eller andra vertikala krafter.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Benämningar av bankkonstruktionens olika delar.



Benämningar av vägkonstruktionens olika delar.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

1 Allmänt

1.1 Inledning

Väg- och bankonstruktion ska utformas så att den och dess närmaste omgivning får tillfredsställande stabilitet och betryggande säkerhet mot upplyftning under såväl bygg- som bruksskedet och så att konstruktionen inte utsätts för skadliga deformationer.

Övergång mellan olika geokonstruktioner ska planeras och dimensioneras så att ingen del av banken eller konstruktionen blir ofullständigt förstärkt eller utsätts för skadliga deformationer.

1.2 Geoteknisk kategori

Väg- och bankonstruktion ska utformas så att den och dess närmaste omgivning får tillfredsställande stabilitet och betryggande säkerhet mot upplyftning under såväl bygg- som bruksskedet och så att konstruktionen inte utsätts för skadliga deformationer.

Övergång mellan olika geokonstruktioner ska planeras och dimensioneras så att ingen del av banken eller konstruktionen blir ofullständigt förstärkt eller utsätts för skadliga deformationer.

Geoteknisk kategori 2 ska omfatta konventionella typer av byggnadsverk och grundläggning utan exceptionell risk för omgivningspåverkan eller speciella jord- eller belastningsförhållanden.

Geoteknisk kategori 3 ska omfatta byggnadsverk eller delar av byggnadsverk som faller utanför gränserna för geoteknisk kategori 1 och 2.

1.3 Geoteknisk utredning

En geoteknisk utredning ska beakta:

- områdets geologi
- områdets topografi
- jordlagrens materialegenskaper
- jordlagrens mäktigheter
- grundvattenförhållanden

och utgöra underlag för att bedöma:

- stabilitet
- sättningar
- spår vibrationer
- omgivningspåverkan
- geokonstruktionens utformning
- behov av hjälparbeten
- överliggande konstruktions utformning
- materialanvändning.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Vid en geoteknisk utredning ska ett undersökningsprogram tas fram och genomföras.

1.3.1 Undersökningsprogram

Som underlag för undersökningsprogram ska en syn i fält utföras som ska ligga till grund för:

- val av omfattning av undersökningar
- val av undersökningsstrategi
- val av metoder
- bedömning av undersökningsområdets tillgänglighet.

Undersökningsprogrammet ska innehålla:

- en plan över undersökningspunkternas lägen och typ av undersökningar, antaget sonderingsdjup samt typ av sondering i respektive punkt
- typ av provtagningar och laboratorieprovningar samt specifikation av djup och provtagningsnivåer.

1.3.2 Redovisning

Utförda fält- och laboratorieundersökningar redovisas i en Markteknisk undersökningsrapport, MUR enligt SS-EN 1997-2 (8).

I planskedet ska geotekniska förutsättningar och dimensionering av åtgärder redovisas i en Teknisk PM Geoteknik enligt SS-EN 1997-1 (5).

Inför och i byggskedet ska geotekniska förutsättningar och dimensionering av åtgärder redovisas i en Projekterings PM Geoteknik enligt SS-EN 1997-1 (5).

1.3.3 Förvaltning

Samtliga fält- och laboratorieundersökningar ska överföras digitalt till Trafikverkets geotekniska databas via Geosuite Toolbox med koordinatsystemet Sweref 99 TM.

För järnväg ska geotekniska relationshandlingar upprättas enligt BVF 1584.300 Förvaltningsdata järnväg (9).

1.4 Särskild utredning

Föreslås utformning, dimensioneringsmetod, material, utförande eller kontroll som inte beskrivs enligt kapitel 6 till 19 i denna publikation ska en särskild utredning innehållande ett förslag till teknisk lösning upprättas.

En sådan särskild utredning ska i tillämpliga delar omfatta:

- krav och metoder avseende verifiering av bärförmåga, stadga och beständighet
- materialkrav
- miljöpåverkan och krav på åtgärder med avseende på miljöpåverkan
- krav och metoder för utförandet
- krav och metoder för kontroll av utförandet

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

- en redovisning av hur och i vilken omfattning framtida drift och underhåll ska utföras.
- Förslag till teknisk lösning ska vara godtaget av Trafikverket.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2 Brottgränstillstånd

Permanent geokonstruktion i underbyggnad och undergrund ska dimensioneras för samma tekniska livslängd som överliggande konstruktion, dock minst 80 år.

Dimensionering genom beräkning av geokonstruktioner i brottgränstillstånd för GK2 utförs med partialkoefficientmetoden, se avsnitt 2.3. I GK3 och vid tillståndsbedömning av befintliga anläggningar får dimensionering med karakteristiska värden göras enligt avsnitt 2.4.

Det ska verifieras att brottgränstillstånden EQU, STR/GEO, UPL och HYD inte överskrids när dimensionering utförs med partialkoefficientmetoden enligt SS-EN 1997-1 (5). STR/GEO och UPL behandlas i avsnitt 2.3.

Vid dimensionering med hänsyn till bärlighet och stabilitet ska egentygnd av jord och andra konstruktionsmaterial i kombination med vattentryck och andra laster beaktas. De kombinationer av laster som ger den mest ogynnsamma effekten och som kan förekomma samtidigt ska användas vid dimensionering.

2.1 Säkerhetsklass

Val av säkerhetsklass ska ske med hänsyn till risk för personskada i enlighet med VVFS 2004:43 (6) för vägar eller BFS 2011:10 (7) för järnvägar.

Följande säkerhetsklasser tillämpas:

- Säkerhetsklass 2 ska tillämpas om inget annat anges. Säkerhetsklass 2 tillämpas för bestämning av pålars geotekniska bärförmåga samt bärförmåga för plattor på friktionsjord eller på berg även där ovanförbyggande konstruktion hänförs till säkerhetsklass 3.
- Säkerhetsklass 3 tillämpas med avseende på stabilitetsbrott för konstruktion på undergrund av kvicklera samt för järnvägsbankar i bantyp klass 1 och 2.
- Säkerhetsklass 1 tillämpas då vägbana, banvall eller annan konstruktion inte berörs, t.ex. för vissa skärningsslänter och GC-vägar.

Berör stabilitetsbrott eller upplyftning annan anläggnings- eller byggnadsdel ska konstruktionen hänföras till lägst samma säkerhetsklass som denna.

I byggskedet ska val av säkerhetsklass ske på basis av rådande förhållandena i samråd med beställaren.

2.2 Stabilitet hos geokonstruktioner i jord

2.2.1 Materialegenskaper

Beräkningsmetod och hållfasthetsvärden ska väljas med hänsyn till belastningens varaktighet och storlek samt jordens spänningstillstånd och dräneringsegenskaper.

Förändring av jords hållfasthet till följd av deformationer, spänningsändringar och vibrationer ska beaktas.

Förutsätts samverkan mellan jord och övriga material ska hänsyn tas till de olika materialens spännings- och töjningssamband.

Hållfasthet hos jord ska bestämmas enligt avsnitt 5.2.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.2.2 Stabilitetsberäkning

Svaga skikt och deras inverkan på stabiliteten ska beaktas.

Beräkning ska utföras för alla kritiska glidytor, dvs. cirkulär cylindriska, plana och sammansatta, med odränerad och kombinerad analys. Glidyten får inte i någon del anta former som medför orimliga vinklar för skjuvplanet. 3-dimensionella effekter får endast beaktas vid glidyteberäkning i kohesionsjord med odränerad analys.

Vid stabilitetsberäkning ska effektivspänning i jord beräknas på basis av dimensionerande vattentryck enligt avsnitt 4.2 och jordens tunghet enligt avsnitt 5.2.2.2.1 och 5.2.3.2.1.

2.3 Dimensionering med partialkoefficienter

För geokonstruktioner ska dimensioneringsätt 3 användas, vilket innebär att partialkoefficienter läggs på materialparametrar och på laster. Undantaget är geoteknisk bärförmåga för pålar då dimensioneringsätt 2 ska användas, vilket innebär att partialkoefficienter läggs på bärförmåga och på laster.

2.3.1 Materialparametrar

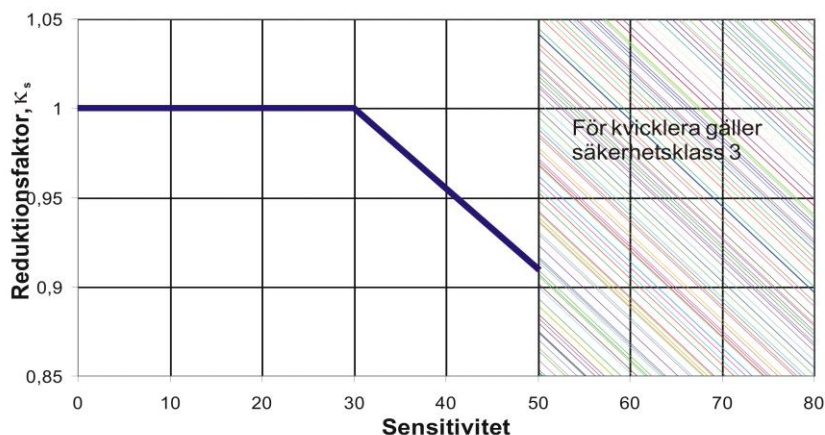
För geokonstruktion där osäkerhet läggs på materialparametrar ska, då ett lågt värde är dimensionerande, värdet på dimensionerande jordparametern, X_{dim} uttryckas som:

$$X_{dim} = X_k / \gamma_M \quad 2.3-1$$

X_k är jordparameterns karakteristiska värde för en given geokonstruktion och väljs enligt avsnitt 5.2.4. γ_M är partialkoefficient för jordparametern och väljs enligt tabell A4(S) i VVFS 2004:43 (6) för vägar och i tabell I-6 i BFS 2011:10 (7) för järnvägar, vilket innebär 1,3 för dränerad skjuvhållfasthet (c' och $\tan \phi'$) och 1,5 för odränerad skjuvhållfasthet (c_u).

Om ett högt värde är dimensionerande ska det karakteristiska värdet X_k istället multipliceras med partialkoefficienten, γ_M .

Vid dimensionering av geokonstruktioner på högsensitiva leror i säkerhetsklass 2 ska den dimensionerande hållfastheten reduceras med faktorn κ_s enligt Figur 2.3-1. För säkerhetsklass 3 gäller $\kappa_s = 1,0$.



Figur 2.3-1. Reduktionsfaktorn κ_s för dimensionering av geokonstruktioner på leror i säkerhetsklass 2.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.3.2 Laster

Det karakteristiska lastvärdet ska multipliceras med en partialkoefficient som beror av säkerhetsklassen. Laster i form av jordtryck ska beräknas med dimensionerande värden.

Vid dimensionering av pålar, plattor och stödmurar ska partialkoefficienter för lasteffekter från konstruktioner väljas enligt tabell A.2.4(B)S, kapitel 7 i VVFS 2004:43 (6) för vägar och enligt tabell B-3, avdelning B i BFS 2011:10 (7) för järnvägar.

2.3.2.1 Geoteknisk last i dimensioneringssätt 3

Följande laster ska betraktas som geotekniska laster:

- egentygnd av jord
- jordtryck inklusive vattentryck förorsakat av egentygnd av jord eller rörelse av konstruktionsdel
- skjuvkrafter orsakade av jords rörelser.

Geoteknisk last vid ogynnsamma lastsituationer uttrycks som:

$$\gamma_{G,g} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q,g} \cdot Q_k \quad 2.3-2$$

$\gamma_{G,g}$ är partialkoefficient för permanent geoteknisk last och sätts till $1,1 \cdot \gamma_d$

$\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficient för variabel geoteknisk last och sätts till $1,4 \cdot \gamma_d$

γ_d är partialkoefficient för säkerhetsklass:

- säkerhetsklass 1: $\gamma_d = 0,83$
- säkerhetsklass 2, $\gamma_d = 0,91$
- säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$.

G_{kj} är permanent ogynnsam last, t.ex. egentygnd.

Q_k är variabel ogynnsam last, t.ex. trafiklast.

För gynnsam last hänvisas till kapitel 7 i VVFS 2004:43 (6) för vägar och enligt avdelning B i BFS 2011:10 (7) för järnvägar.

2.3.2.2 Upplyftning

Vid dimensionering mot upplyftning ska pådrivande laster vara mindre än mothållande laster enligt:

$$1,0 \cdot G_{dst} \leq 0,9 \cdot G_{stb} + R \quad 2.3-3$$

G_{dst} är last på den pådrivande sidan, t.ex. vattentryck.

G_{stb} är egentygnd på den mothållande sidan.

R är skjuvmotstånd.

Om skjuvmotstånd utnyttjas ska dimensionerande parametrar användas.

Ogynnsam inverkan av sättning på egentygnd ska beaktas.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.3.3 Jordtryck

Jordtryck ska beräknas med dimensionerande materialparametrar. Om jordtrycket fungerar som en last ska den betraktas som en permanent geoteknisk last i dimensioneringssätt 3.

2.4 Dimensionering med karakteristiska värden

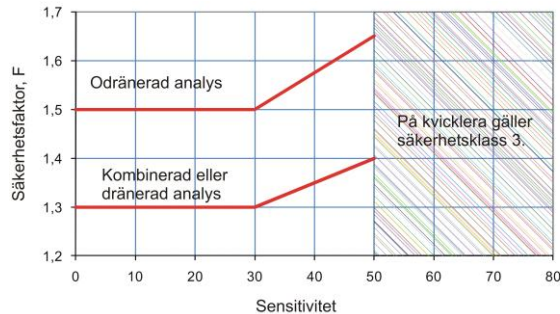
Säkerhetsfaktorn mot stabilitetsbrott för den mest sannolika glidytan i jord vid nybyggnad ska minst uppgå till värden enligt Tabell 2.4-1. Karakteristiska värden ska användas för alla laster och materialparametrar.

Vid tillståndsbedömning för befintliga järnvägar ska BVS 1585.002 (10) användas. Vid tillståndsbedömning för befintliga vägar kan andra värden än de som redovisas i Tabell 2.4-1 användas och dessa ska då godkännas av Trafikverket i varje enskilt fall.

Tabell 2.4-1 Lägsta godtagbara värde på säkerhetsfaktorn.

Säkerhetsklass	Analysmetod	
	Odränerad, F_c	Kombinerad eller dränerad, F_{c0}
1	1,35	1,20
2 ¹⁾	1,50	1,30
3	1,65	1,40

¹⁾ För geokonstruktion på undergrund av högsensitiv lera ska säkerhetsfaktor väljas enligt Figur 2.4-1.



Figur 2.4-1. Lägsta godtagbara värde på säkerhetsfaktor för geokonstruktioner på lera i säkerhetsklass 2.

2.5 Geoteknisk bärförmåga för pålar

Dimensionering av pålars konstruktiva bärförmåga i brott- och bruksgränstillstånd utförs enligt TRVK Bro 11 (1). Material, utförande och kontroll ska utföras enligt SS-EN 12699 (11), SS-EN 1536 (12) SS-EN 14199 (13) och AMA 13 CC med underliggande relevanta koder.

Vid dimensionering av geoteknisk bärförmåga genom beräkning eller provning ska osäkerheten i form av partialkoefficienter läggas på bärförmågan och på laster, dvs. dimensioneringssätt 2.

Vid dimensionering ska hänsyn tas till bärförmågans tidsberoende.

Påhängslast orsakad av negativ mantelfriktion ska vara det högsta värdet som kan genereras genom sättningar i jorden relativt pålen. Påhängslast ska för tryckbelastade pålar betraktas som en ogynnsam, permanent geoteknisk last.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.5.1 Dimensionering genom beräkning eller provning

Dimensionerande geoteknisk bärförmåga erhålls genom beräkning eller provbelastning enligt:

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \quad 2.5-1$$

R_k är karakteristisk geoteknisk bärförmåga som bestäms via beräkning eller provning enligt avsnitt 2.5.1.1. och 2.5.1.2.

μ är reduktionsfaktor för dragbelastade pålar.

γ_R är partialkoefficient för bärförmåga vid pålspets (γ_b), mantel (γ_s), totalt (γ_t) och för dragen påle ($\gamma_{s,t}$) och fås från tabell A.6(S)-A.8(S) i VVFS 2004:43 (6) för vägar och från tabell I-7 – I-9 i BFS 2011:10 (7) för järnvägar för slagna pålar, grävpålar och CFA-pålar.

γ_{Rd} är en modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerheter förknippade med metoden.

$\gamma_{Rd,e}$ är en extra modellfaktor som tar hänsyn till osäkerheter vid tillämpning av Kompletterande tillvägagångssätt.

2.5.1.1 Karakteristisk bärförmåga, R_k , genom beräkning

Dimensionering genom beräkning ska omfatta:

- enskild påles bärförmåga vid tryckbelastning; spets- och mantelmotstånd
- enskild påles bärförmåga vid dragbelastning; mantelmotstånd
- enskild påles bärförmåga vid sidobelastning
- pålgrupps bärförmåga med hänsyn till eventuell gruppverkan av till exempel packning eller blockbrott.

Vid dimensionering genom beräkning på basis av geotekniska undersökningsresultat ska i första hand Modellpåleanalogin användas.

2.5.1.1.1 Modellpåleanalogi

Den karakteristiska bärförmågan bestäms som det minsta värdet av den beräknade medelbärförmågan, R_{medel} , för olika undersökningspunkter och den minsta beräknade bärförmågan, R_{min} , enligt:

$$R_k = R_{medel} / \xi_3 \quad 2.5-2$$

$$R_k = R_{min} / \xi_4 \quad 2.5-3$$

ξ_3 och ξ_4 är korrelationskoefficienter som beror av antalet geotekniska undersökningar enligt tabell A.10 i SS-EN 1997-1 (5).

Om byggnadsverket har tillräcklig styvhet för att överföra laster från svaga till starka pålar får ξ divideras med 1,1. $\xi_3/1,1$ och $\xi_4/1,1$ ska vara minst 1,0.

2.5.1.1.2 Karakteristiskt tillvägagångssätt

Den karakteristiska bärförmågan erhålls ur sambanden:

$$R_k = A_b \cdot q_{bk} \quad 2.5-4$$

$$R_k = \sum A_s \cdot q_{sk} \quad 2.5-5$$

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

q_{bk} är karakteristiskt värde på spetsbärförmågan.

q_{sk} är karakteristiskt värde på mantelbärförmågan i olika lager.

A_b är arean för pålspetsen.

A_s är pålens mantelarea.

Om stoppslagningskriterier för spetsburna pålar bestäms enligt Pålkommisionens Rapport 92 (14) ska följande krav uppfyllas:

- Sjunkningen väljs till högst 20 mm/10 slag. Hejarens vikt ska vara minst fem gånger pålens vikt.
- Hänsyn ska tas till slagningsutrustningens effektivitet, slagdyna, mellanlägg, dynträ etc.

2.5.1.2 Karakteristisk bärförmåga, R_k , genom provning

2.5.1.2.1 Dynamisk provning

Den geotekniska bärförmågan ska bestämmas genom analys av uppmätta accelerations- och töjningsförlopp.

Den karakteristiska geotekniska bärförmågan från dynamiska provbelastningar ska bestämmas som det minsta värdet av den uppmätta medelbärförmågan, R_{medel} , och det minsta uppmätta enskilda värdet, R_{min} , enligt:

$$R_k = R_{medel} / \xi_5 \quad 2.5-6$$

$$R_k = R_{min} / \xi_6 \quad 2.5-7$$

ξ_5 och ξ_6 är korrelationskoefficienter som beror av antal provningar enligt tabell A.11(S) i VVFS 2004:43 (6) för vägar och enligt tabell I-11 i BFS 2011:10 (7) för järnvägar.

Om byggnadsverket har tillräcklig styvhet för att överföra laster från svaga till starka pålar får ξ divideras med 1,1. $\xi_5 \cdot \gamma_{Rd} / 1,1$ och $\xi_6 \cdot \gamma_{Rd} / 1,1$ ska vara minst 1,0.

För spetsburen påle med liten fjädring hos pålspetsen, högst $d/60$, godtas att den karakteristiska bärförmågan bestäms med CASE-metoden. Pålens sjunkning ska vara högst 2 mm för varje enskilt mätslag.

2.5.1.2.2 Statisk provning

Den karakteristiska geotekniska bärförmågan från statiska provbelastningar ska bestämmas som det minsta värdet av den uppmätta medelbärförmågan, R_{medel} , och det minsta uppmätta enskilda värdet, R_{min} , enligt:

$$R_k = R_{medel} / \xi_1 \quad 2.5-8$$

$$R_k = R_{min} / \xi_2 \quad 2.5-9$$

ξ_1 och ξ_2 är korrelationskoefficienter som beror av antal provningar och fås från tabell A.9(S) i VVFS 2004:43 (6) för vägar och från tabell I-10 i BFS 2011:10 (7) för järnvägar.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Om byggnadsverket har tillräcklig styvhet för att överföra laster från svaga till starka pålar får ξ divideras med 1,1. $\xi_1/1,1$ och $\xi_2/1,1$ ska vara minst 1,0.

2.5.1.3 Reduktionsfaktor för dragbelastade pålar, μ

För dragbelastade mantelburna pålar i friktionsjord där bärförmågan baseras på uppmätt eller beräknad bärförmåga vid tryckbelastning, ska en reduktionsfaktor mellan 0,7 och 0,9 användas. $\mu=0,7$ ska användas om ingen analys utförs.

För dragbelastade mantelburna pålar med konstant tvärsnitt i kohesionsjord sätts $\mu = 1,0$.

2.5.1.3.1 Dragbelastad stål- eller stålkärnepåle ingjuten i berg

Dimensionerande geoteknisk bärförmåga för dragkraft för en påle ingjuten i berg ska betraktas som mantelburen där bärförmågan verifieras genom att:

- Med beräkning visa att bergkonens och ovanförliggande jordvolymens dimensionerande effektiva tyngd är större än den dimensionerande dragkraften. Om inga undersökningar finns avseende bergets kvalitet och sprickighet antas bergkonens toppvinkel till 60 grader, där konen har sin bas i bergytan och topp vid den ingjutna pålens topp. Om bergkoner från flera dragna pålar sammanfaller ska detta beaktas.
- Med beräkning visa att bärförmågan för vidhäftning mellan stål och bruk respektive bruk och berg är tillräcklig
- Utföra dragprovning av vidhäftningen mellan stål och bruk respektive bruk och berg.

2.5.1.4 Modellfaktor, γ_{Rd}

Modellfaktorer förutsätter att välbeprövade och väldokumenterade beräkningsmetoder och utvärderingsmetodik används vid dimensioneringen och ska bestämmas i varje enskilt fall.

För vanliga situationer ska modellfaktorer väljas enligt Tabell 2.5-1, Tabell 2.5-2 och Tabell 2.5-3.

Tabell 2.5-1. Modellfaktor för friktionspålar.

Beräkningsmodell/provningsmetod	Modellfaktor, γ_{Rd}	
	tryck	drag
Geostatisk metod för pålar i friktionsjord	1,6	1,6
Dimensionering av pålar baserat på sonderingsresultat från CPT	1,4	1,4
Dimensionering av pålar baserat på övriga sonderingsmetoder, t.ex. HfA, SPT och Tr, med verifiering av jordart genom provtagning	1,5	1,5
Statisk provbelastning	1,0	1,0
Dynamisk provbelastning utvärderad endast med CASE-metoden.	1,2	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning med signalmatchning	0,85	1,3
Pålslagningsformler med och utan fjädringsmätning	Tillåts ej	Tillåts ej
Slagningsmodellering (s.k. WEAP-analys)	Tillåts ej	Tillåts ej

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 2.5-2. Modellfaktor för kohesionspålar.

Beräkningsmodell/provningsmetod	Modellfaktor, γ_{Rd}	
	tryck	drag
Odränerad analys (α -metod) för leror med $OCR < 1,3$	1,1	1,1
Dränerad analys (β -metod)	1,2	1,2
Statisk provbelastning	1,0	1,0
Dynamisk provbelastning utvärderad endast med CASE-metoden	Tillåts ej	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning med signalmatchning. Kalibrering mot statisk provbelastning enligt kapitel 7.5.3(1) i SS-EN 1997-1 (5)	1,0	1,3
Pålslagningsformler med och utan fjädringsmätning.	Tillåts ej	Tillåts ej
Slagningsmodellering (s.k. WEAP-analys)	Tillåts ej	Tillåts ej

Tabell 2.5-3. Modellfaktor för spetsburna pålar.

Beräkningsmodell/provningsmetod	Modellfaktor, γ_{Rd}	
	tryck	drag
Statisk provbelastning med tryckbelastning	1,0	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden	1,0	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden. Spetsbärande pålar på berg/morän med $S \leq 2$ mm för aktuellt mätslag	0,85	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning med signalmatchning	0,85	Tillåts ej
Pålslagningsformler med och utan fjädringsmätning	Tillåts ej	Tillåts ej
Slagningsmodellering (s.k. WEAP-analys)	1,3	Tillåts ej

Högre modellfaktorer än de redovisade ska väljas om beräkningsmodell eller provningsmetod bedöms som mer osäker än normalt under rådande geotekniska förutsättningar.

2.5.1.5 Extra modellfaktor, $\gamma_{Rd,e}$

Extra modellfaktor används enbart vid Kompletterande tillvägagångssätt och ska väljas till 1,4, vilket motsvarar ξ för en undersökningspunkt.

Om byggnadsverket har tillräcklig styvhet för att överföra laster från svaga till starka pålar får $\gamma_{Rd,e}$ divideras med 1,1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.5.2 Dimensionerande bärförmåga genom hävdvunna metoder

2.5.2.1 Betongpålar

Dimensionerande geoteknisk bärförmåga för tryckkraft för spetsburna betongpålar med olika tvärsnittsareor ska bestämmas vid stoppslagning med frifallshejare med hejarvikt och fallhöjd enligt Tabell 2.5-4 under förutsättning att den kvarstående sjunkningen är högst 10 mm per 10 slag.

Vid stoppslagning mot berg ska inmejsling utföras med 300 slag med fallhöjd 20 cm och avslutas med tre serier om 10 slag med 80 % av fallhöjden. Sjunkningen per serie ska vara mindre än 3 mm och då godtas att R_d i Tabell 2.5-4 ökas med 10 %.

Om en påle förlängs med knekt under stoppslagningen ska en 0,1 m högre fallhöjd väljas.

Dimensionerande geoteknisk bärförmåga för dragkraft i friktionsjord ska sättas till 0 kN för pällängd 3 m eller kortare, och till 50 kN för pällängd 12 m och däröver. För mellanliggande längder används rätlinjig interpolering.

Tabell 2.5-4. Dimensionerande geoteknisk bärförmåga R_d (kN), för förtillverkade betongpålar, installerade med frifallshejare.

Hejare	Fallhöjd (m)	Pålens tvärsnittsarea (m ²)	
		0,055	0,073/0,076
3 ton	0,3	480	550
	0,4	575	660
	0,5	655	740
4 ton	0,3	540	640
	0,4	645	755
	0,5	720	850
5 ton	0,3	590	680
	0,4	690	825

2.5.2.2 Grävpålar

Dimensionerande bärförmåga för spetsburna grävpålar som är längre än 3 m och har en diameter större än 0,6 m och är grundlagda på berg ska beräknas med dimensionerande bärförmåga enligt Tabell 2.5-5.

Tabell 2.5-5. Dimensionerande bärförmåga för spetsburna grävpålar på berg.

Bergtyp	Dimensionerande grundtryck	Krav på geoteknisk undersökning
1	10 MPa	Fastställande av bergart och kontroll av bergytan genom besiktning eller bergsondering.
2	4 MPa	
3	2 MPa	

2.6 Geoteknisk bärförmåga för plattor

Dimensioneringen av den geotekniska bärförmågan i brottgränstillstånd ska omfatta:

- stabilitet

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

- vertikal bärförmåga
- glidning
- stjälpning (kombinerat brott i mark och byggnadsverk).

Möjligheten att jorden framför bottenplattan kan avlägsnas genom erosion eller avschaktning ska beaktas vid dimensionering.

2.6.1 Stabilitet

Bottenplattor ska ha betryggande totalstabilitet och säkerhet mot hydraulisk upplyftning.

Då sprickzoner och lösa lager förekommer vid berggrundläggning ska totalstabiliteten kontrolleras.

2.6.2 Vertikal bärförmåga

Vertikal bärförmåga ska bestämmas med någon av följande metoder:

- analytisk metod
- halvempirisk metod
- hävdvunnen åtgärd.

2.6.2.1 Analytisk metod

Allmänna bärighetsformeln eller glidyteberäkning ska användas.

Allmänna bärighetsformeln får inte användas vid beräkning av bärigheten vid dränerad analys för en platta i en slänt med släntlutning större än halva värdet på jordens karakteristiska friktionsvinkel.

Jordens dimensionerande bärförmåga under plattan ska vara större än den dimensionerande last som läggs på plattan enligt:

$$Q_{vd} \leq q_b \cdot A_{ef} \quad 2.6-1$$

A_{ef} är plattans effektiva area som lasten verkar på.

Q_{vd} är dimensionerande last då de enskilda lasterna multiplicerats med aktuella partialkoefficienter enligt:

$$Q_{vd} = \gamma_{G,k} \cdot G_v + \gamma_{Q,k} \cdot Q_v + \gamma_{G,k} \cdot G_{fund} + \gamma_{G,g} \cdot G_{återf} \quad 2.6-2$$

G_v är egenvikt från överliggande konstruktion.

Q_v är variabel last från överliggande konstruktion.

G_{fund} är egenvikt från fundamentet.

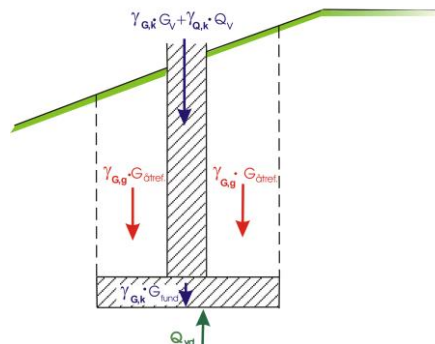
$G_{återf}$ är egenvikten för återfylld jord.

$\gamma_{G,g}$ är partialkoefficient för permanent geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1.

$\gamma_{G,k}$ och $\gamma_{Q,k}$ är partialkoefficienter för de permanenta och variabla konstruktionslasterna, G_v , Q_v och G_{fund} enligt tabell A2.4(B)S i VVFS 2004:43 (6) för vägbroar och enligt tabell B-3 i BFS 2011:10 (7) för järnvägsbroar.

Se även Figur 2.6-1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 2.6-1. Dimensionerande last.

2.6.2.2 Halvempiriska metoder

Metoder för beräkning av dimensionerande bärförmåga ska baseras direkt på resultat från spetstryckssonering, hejarsonering och pressometer.

2.6.2.3 Hävdvunnen åtgärd

Bottenplattor grundlagda på berg ska dimensioneras med erfarenhetsvärden enligt Tabell 2.6-1 då bergytan inte lutar mer än 1:2.

 Tabell 2.6-1. Dimensionerande grundtryck, q_b , för plattor på berg.

Bergtyp	Enkel undersökning ¹	Avancerad undersökning ²
1	3 MPa	10 MPa
2	1 MPa	4 MPa
3	0,5 MPa	2 MPa

1) Omfattar fastställande av bergart och kontroll av bergyta genom besiktning eller bergsonering.
2) Innebär att bergets kvalitet verifieras av bergmekaniskt sakkunnig person genom inspektion av grundläggningsytan samt vid behov bedömning av representativa borrhärdar och resultat av vattenförlustmätning.

För fast lagrad bottenmorän ska dimensionerande grundtryck, q_b , sättas till högst 0,6 MPa.

2.6.3 Glidning

Glidning ska kontrolleras då horisontella laster verkar på plattan, se Figur 2.6-2.

Den dimensionerande horisontallasten ska vara mindre än bärförmågan enligt:

$$\gamma_{G,g} \cdot H_j + \gamma_{G,k} \cdot H_{k;G} + \gamma_{Q,k} \cdot H_{k;Q} \leq R_d + R_{p;d} \quad 2.6-3$$

H_j är horisontallast från aktivt jordtryck.

$H_{k;G}$ är permanent horisontallast från konstruktionen.

$H_{k;Q}$ är variabel horisontallast från konstruktionen.

$\gamma_{G,g}$ är partialkoefficient för permanent geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1.

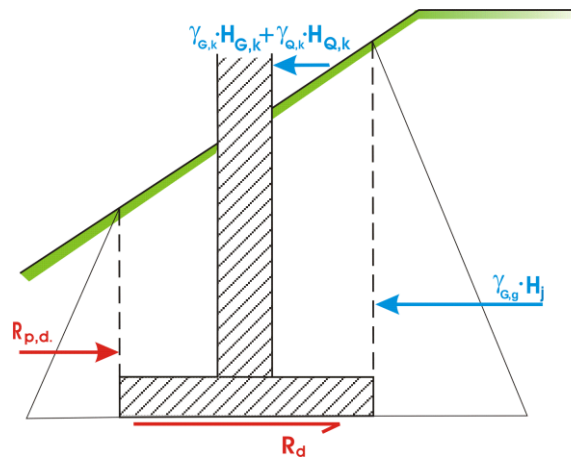
$\gamma_{G,k}$ och $\gamma_{Q,k}$ är partialkoefficienter för konstruktionslasterna, $H_{k;G}$ och $H_{k;Q}$ enligt uppsättning B i VVFS 2004:43 (6) för vägbroar och i BFS 2011:10 (7) för järnvägsbroar.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

R_d är glidmotstånd baserat på friktion eller kohesion.

$R_{p,d}$ är mothållande jordtryck i form av vilojordtryck.

R_d och $R_{p,d}$ är gynnsamma laster och därför är partialkoefficienten för dessa alltid 1,0.



Figur 2.6-2. Kontroll av glidning.

Bärförmåga i friktionsjord ska beräknas enligt:

$$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d \quad 2.6-4$$

V'_d är den permanenta vertikala lasten vid gynnsam lastsituation enligt:

$$V'_d = G_v + G_{fund} + G_{återf} \quad 2.6-5$$

δ_d är dimensionerande friktion, $\tan \delta_d = \tan \delta_k / \gamma_M$ med $\gamma_M = 1,3$.

δ_k är karakteristisk friktion som motsvarar fyllningens karakteristiska friktionsvinkel, ϕ_k . Vid användning av förtillverkade plattor får högst 2/3 av fyllningens friktionsvinkel tillgodoräknas.

Bärförmåga i kohesionsjord vid odränerade förhållanden ska beräknas enligt:

$$R_d = A_c \cdot c_{ud} \quad 2.6-6$$

A_c är den yta på plattan som den dimensionerande skjuvhållfastheten, c_{ud} , verkar på.

c_{ud} är dimensionerande skjuvhållfasthet enligt $c_{ud} = c_{uk} / \gamma_M$.

c_{uk} är karakteristisk skjuvhållfasthet.

$\gamma_M = 1,5$ för odränerad skjuvhållfasthet.

2.6.4 Stjälpning

För att undvika stjälpning ska lastresultantens minsta avstånd till plattkanten vara:

- 0,1 m vid grundläggning på berg
- 0,3 m vid grundläggning på jord.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.7 Stabilitet hos geokonstruktioner i berg

Stabilitet hos bergkonstruktioner ska bedömas på basis av bergkonstruktionens geometri, bergets struktur och hållfasthetsegenskaper, lastens storlek samt inverkan av vatten, frost och vald sprängmetod.

För dimensionering av bergtunnlar och bergrum gäller TRVK Tunnel 11 (2).

2.8 Verifiering

Verifiering av att krav i brottgränstillstånd uppnås ska göras med provbelastning eller med analytisk eller numerisk beräkning med dimensioneringsförutsättningar enligt kapitel 4 och 5 och genom utformning med godtagbara lösningar enligt kapitel 6 - 19 eller genom en särskild utredning enligt avsnitt 1.4.

Utförda beräkningar ska sammanställas i en separat Projekterings-PM enligt avsnitt 1.3.2.

Verifiering av grundläggning för ett byggnadsverk ska ingå i konstruktionsredovisningen för byggnadsverket enligt TRVK Bro 11 (1).

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

3 Bruksgränstillstånd

Vid dimensionering med hänsyn till sättning ska egentygnd av jord och andra konstruktionsmaterial samt inverkan av grundvatten- och portrycksförändringar i form av medelvärde beaktas. Lastspridning ska beaktas med en elasticitetsteoretiskt baserad metod. Trafiklast beaktas inte vid sättningsberäkningar, dock ska risken för omlagringar till följd av vibrationer beaktas. Beräknad sättning ska vid nybyggnad avse tiden från vägens eller järnvägens idrifttagande.

Sättningar och differenssättningar inklusive deras tidsförlopp ska beräknas med förutsättningar enligt avsnitt 5.2 och 5.4. För bruksgränstillstånd gäller att γ_M och γ_F är 1,0, dvs. karakteristiska parametrar ska användas.

Då krypning kan antas utgöra en väsentlig del av sättningen ska en beräkningsmetod som tar hänsyn till detta användas.

3.1 Sättningar

Dimensionerande sättningar ska beräknas för en dimensioneringsperiod av 40 år och hänsyn ska tas till sättning både i undergrund och i underbyggnad.

Nivåjustering under dimensioneringsperioden ska tillämpas om totalkostnaden, inklusive kostnader för nivåjustering, minskar. Stabilitetskrav ska uppfyllas även efter justeringar av väggyta eller spår.

3.1.1 Vägar

Den beräknade sättningskillnaden hos vägbanan i vägens längdled och tvärled får inte överstiga de i avsnitt 3.1.1.1 och 3.1.1.2 angivna värdena.

Vägkonstruktion ska utformas med hänsyn till sättning så att förutsatta dräneringsförhållanden för överbyggnaden bibehålls.

Vid plankorsningar fastställs godtagbara sättningskillnader efter särskild utredning.

3.1.1.1 Sättning i längdled

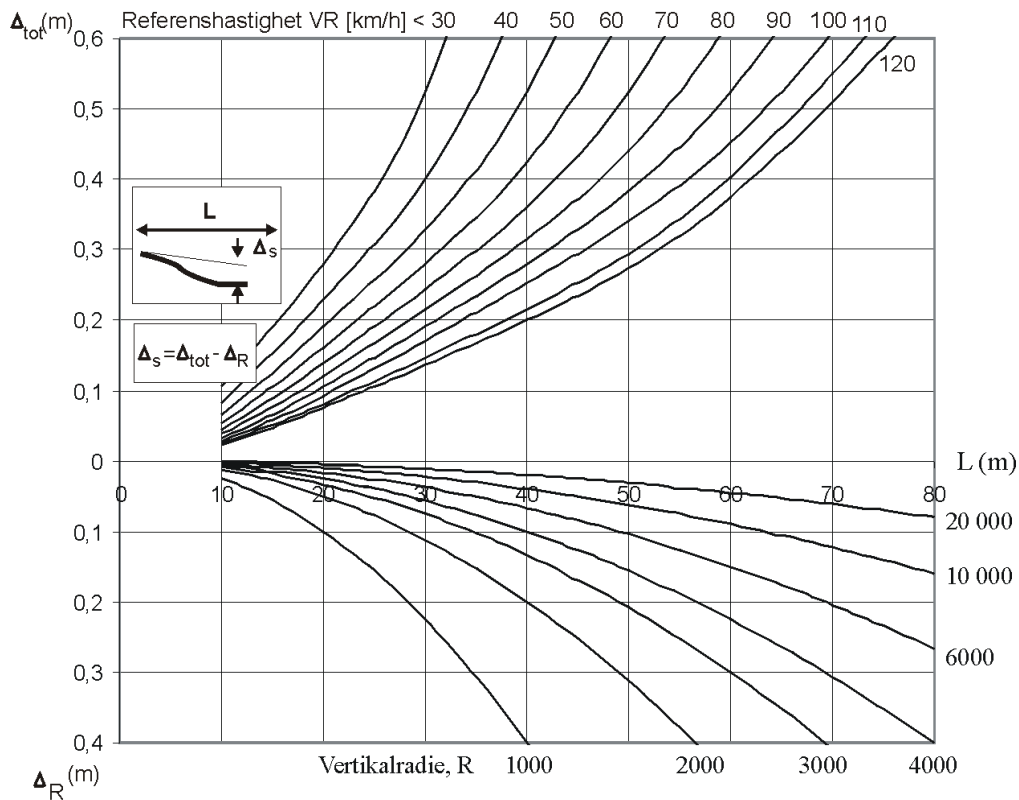
Största godtagbara sättningskillnad Δ_S hos väggyta på sträckan L, är:

$$\Delta_S = \Delta_{tot} - \Delta_R \quad 3.1-1$$

$$\Delta_R = \frac{L^2}{4R} \quad 3.1-2$$

Storlek på Δ_{tot} och Δ_R redovisas grafiskt i Figur 3.1-1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 3.1-1 Δ_{tot} och Δ_R på sträckan L .

För referenshastighet, VR mellan 30 och 100 km/h gäller:

Då $L < (VR+30)/2$ är:

$$\Delta_{tot} = \frac{L^2}{(VR + 30)^2} \left[2,1 + 3,8 \cdot \left(\frac{VR + 30 - 2L}{VR + 30} \right)^2 \right] \quad (m) \quad 3.1-3$$

Då $L \geq (VR+30)/2$ är:

$$\Delta_{tot} = 2,1 \frac{L^2}{(VR + 30)^2} \quad (m) \quad 3.1-4$$

L är avståndet i längdled över vilken sättningskillnaden mäts, (m).

R är vertikalradie, (m).

För vägar med referenshastigheten, $VR > 100$ km/h gäller att:

$$\Delta_{tot} = \frac{\Delta_{tot, VR90}}{m} \quad 3.1-5$$

$m=1,3$ för $VR = 110$ km/h.

$m=1,4$ för $VR = 120$ km/h.

$\Delta_{tot, VR 90}$ är tillåten sättningskillnad vid referenshastigheten vid 90 km/h.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

3.1.1.2 Sättning i tvärled

Största tillåtna tvärfallsavvikelse till följd av sättning anges i Tabell 3.1-1.

Tabell 3.1-1. Största tillåtna tvärfallsavvikelse hos vägbanan till följd av sättning.

Referenshastighet (km/h)	30-40	50 – 80	90 - 120
Tvärfallsavvikelse (%)	1,2	1,1	1,0

Vid bro är tillåten tvärfallsavvikelse noll (0) i direkt anslutning till bron och ökar sedan linjärt till värdena i Tabell 3.1-1 inom en övergångssträcka enligt Tabell 3.1-2

Tabell 3.1-2. Minsta övergångssträcka för tvärfallsavvikelse vid bro.

Referenshastighet (km/h)	Minsta övergångssträcka (m)
30 – 40	20
50 – 80	30
90 – 120	50

3.1.2 Järnvägar

Beräknad totalsättning och sättningskillnad i spårmitt i järnvägens längdled och sättningskillnad i tvärled får inte överstiga de i avsnitt 3.1.2.1, 3.1.2.2 och 3.1.2.3 angivna värdena.

Kraven ska tillämpas vid projektering av nya järnvägar med ballasterade spår, samt vid större upprustning av befintliga järnvägar.

För ballastfria spårlösningar ska sättningskraven bestämmas i varje enskilt fall av Trafikverket.

3.1.2.1 Totalsättning

Största tillåten totalsättning i enskild sektion för järnvägar med olika största tillåten hastighet (sth) anges i Tabell 3.1-3.

Tabell 3.1-3. Tillåten totalsättning, s vid olika sth.

sth (km/h)	Tillåten totalsättning, s (cm)
100	30
160	20
200	20
250	20
350	10

3.1.2.2 Sättning i tvärled

Största tillåten snedsättning i tvärled anges i Tabell 3.1-4. Tillåten sättning i tvärled ska beräknas som lutningen mellan beräknad sättning i två punkter belägna på ömse sidor om spåret.

Tabell 3.1-4. Tillåten snedsättning vid olika sth.

sth (km/h)	Tillåten snedsättning i enskild sektion (%)
100	1,9
160	1,6
200	1,4

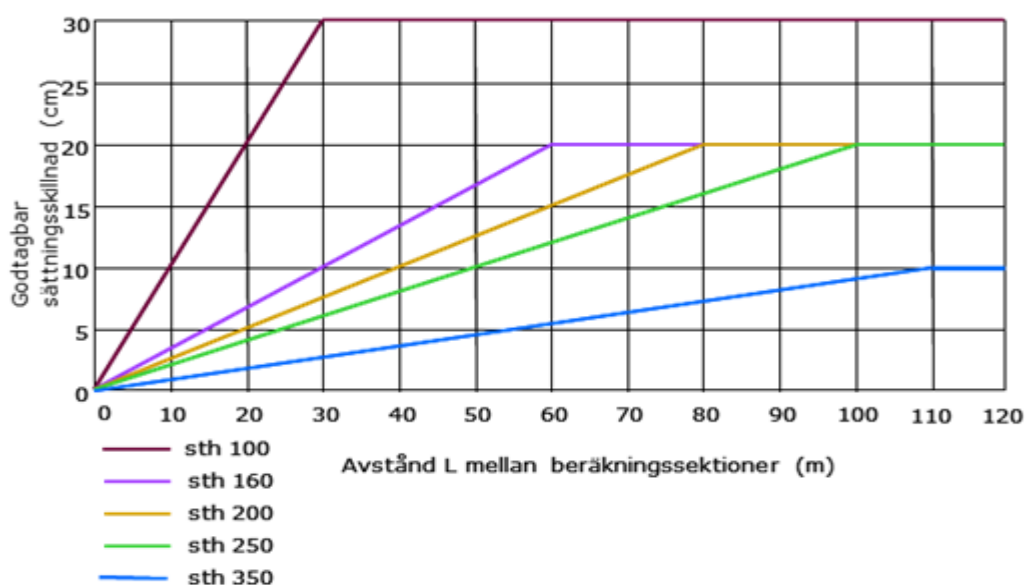
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

250	1,4
350	1,4

Vid bro är tillåten snedsättning noll (0) i direkt anslutning till bron och ökar linjärt till värdena i Tabell 3.1-4 inom en övergångssträcka på 50 m.

3.1.2.3 Sättning i längdled

Största godtagbara sättningsskillnad beräknas som differensen mellan sättning i spårmittpunkt mellan två sektioner på avståndet L. Godtagbar sättningsskillnad anges i Figur 3.1-2.



Figur 3.1-2. Godtagbar sättningsskillnad i längdled.

3.1.2.4 Sättningskrav för kontaktledningsfundament

Största tillåten differenssättning mellan fundament och närliggande spår är 0,10 m.

3.1.3 Sättningsuppföljning

Sättningsmätningar ska göras med sådan mätnoggrannhet, frekvens och under så lång tid att hela sättningsförloppet, inklusive kvarvarande sättningar, kan bestämmas så att lämpliga åtgärder kan vidtas. Samtliga förhållanden som påverkar sättningsförloppet, som belastning, tjäle m.m. ska dokumenteras.

3.2 Pålar

Dimensionerande sättningar ska beräknas för konstruktionens tekniska livslängd.

Gränsvärden för dimensionerande sättningsskillnad framgår av TRVK Bro 11 (1).

Vid beräkning av sättningen för ett stöd grundlagt på pålar ska hänsyn tas till pålmaterialets kompression och sättning i jorden under pålspetsarna.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

3.3 Plattor

Dimensionerande sättningar ska beräknas för konstruktionens tekniska livslängd.

Dimensioneringen för plattor ska omfatta:

- sättningar
- hävning på grund av svällning eller andra orsaker
- oacceptabla vibrationer.

3.3.1 Sättningar

Gränsvärden för dimensionerande sättningsskillnad gäller enligt TRVK Bro 11 (1).

3.3.2 Hävning

Hävning ska beaktas, t.ex. då volymökning kan ske på grund av minskad vertikalspänning.

3.3.3 Vibrationer

Sättningar som orsakas av vibrationer som medför omlagringar i jorden ska beaktas.

3.4 Spår vibrationer för järnväg

3.4.1 Ny järnväg

Ny järnväg ska dimensioneras så att följande villkor uppfylls:

- största tillåtna vertikala förskjutningar av ballast vid underkant sliper bestäms i varje enskilt fall av Trafikverket.
- största tillåtna hastighet ska vara mindre än produkten av faktorn C_d som tar hänsyn till detaljeringsgraden i utredningen och den kritiska hastigheten, c_{cr} , se avsnitt 18.3.

3.4.2 Befintlig järnväg

För befintlig järnväg där största tillåtna hastighet överstiger 160 km/h ska en utredning av den kritiska hastigheten utföras om undergrunden består av lös lera eller organisk jord.

Utredningen ska visa om det finns risk för höghastighetsproblem vid rådande eller planerad hastighet. Storleken på godtagbara vertikala förskjutningar avgörs i varje enskilt fall av Trafikverket.

3.5 Verifiering

Verifiering av att krav i bruksgränstillstånd är uppfyllda ska ske genom beräkning med dimensioneringsförutsättningar enligt kapitel 4 och 5, genom sättningssuppföljning eller en kombination av dessa eller genom utformning med godtagbara lösningar enligt kapitel 6 - 19 eller genom en särskild utredning enligt avsnitt 1.4. Dokumentation av verifiering ska även innehålla en totalkostnadsanalys där eventuella kostnader för underhåll t.ex. nivåjustering beaktas.

Utförda beräkningar ska sammanställas i en separat Projekterings-PM enligt avsnitt 1.3.2.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

4 Laster

4.1 Egentyngd

4.1.1 Jord

Tunghet hos undergrund och underbyggnad av jord ska bestämmas enligt avsnitt 5.2.2.2.1 och 5.2.3.2.1.

Saknas uppgift om material i underbyggnad ska jord med mest ogynnsamma tunghet förutsättas.

4.1.2 Övriga konstruktionsmaterial

Tungheten för övriga material ska väljas enligt:

- avsnitt 10.1 för cellplast
- avsnitt 10.2 för lättklinker
- avsnitt 10.3 för skumglas.

Tunghet hos övriga speciella material ska bestämmas efter särskild utredning där korndensitet alternativt skrymdensitet samt densitet över grundvattenytan, och densitet under grundvattenytan på kort och lång sikt ska framgå.

4.2 Vattentryck

Dimensionerande vattentryck ska bestämmas utifrån mest ogynnsamma vattennivå eller portryck med minst 50 års återkomsttid. I de fall konsekvenserna är betydande ska längre återkomsttid användas.

Grundvattennivå och portryck ska mätas enligt avsnitt 5.2.3.2.2. I de fall utförda mätningar inte har sådan omfattning att bestämning av extremvärden kan göras får dimensionerande vattennivåer bestämmas med ledning av närliggande referensrör eller på basis av områdets topografi och hydrogeologi. Om åtgärder vidtas för att reglera grundvattentryck ska detta beaktas vid val av dimensionerande tryck. Vid bestämning av lägsta grundvattenyta ska framtida grundvattensänkningar beaktas.

Nivå hos ytvatten ska bestämmas på grundval av observationer på platsen eller i närliggande observationspunkter i samma vattensystem.

Torrskorpa ska förutsättas vara uppsprucken i sådan omfattning att vattentryck kan bildas i de fall detta är ogynnsamt.

4.2.1 Vattenhastighet

Dimensionerande vattenhastighet ska vara medelvattenhastighet vid flöden med minst 50 års återkomsttid.

Är flödesfördelningen ojämn i vattendraget räknas med mest ogynnsamma medelvattenhastighet på aktuell del av vattendraget. I de fall konsekvenserna av hög vattenhastighet är betydande ska flöden med längre återkomsttid användas.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

4.3 Trafiklast

I fall med lågpermeabla jordar ska trafiklasten reduceras vid dränerad och kombinerad analys.

Lastspridning ska beaktas med en elasticitetsteoretiskt baserad metod.

I utförandeskede ska hänsyn tas till de fordon och andra utrustningar som används.

4.3.1 Vägar

Trafiklast placeras på hela vägytan, dvs. på både körbanor och vägren med oändlig utbredning i längdled.

Trafiklast på GC-väg är 5 kN/m^2 på hela bredden med oändlig utbredning i längdled.

4.3.1.1 Dimensionering med partialkoefficienter

Den karakteristiska ytlasten för trafik ska vara:

15 kN/m^2 för dimensioneringssituationer där de kritiska glidytorerna är korta

10 kN/m^2 för dimensioneringssituationer där de kritiska glidytorerna är långa.

Geokonstruktioner som ligger närmare vägens överyta än 1,5 m ska dessutom dimensioneras för 3/4 av enstaka last enligt avsnitt 2.1 eller 2.2 i TRVK Väg (3).

4.3.1.2 Dimensionering med karakteristiska värden

Den karakteristiska ytlasten för trafik ska vara:

20 kN/m^2 för dimensioneringssituationer där de kritiska glidytorerna är korta

13 kN/m^2 för dimensioneringssituationer där de kritiska glidytorerna är långa

Geokonstruktioner som ligger närmare vägens överyta än 1,5 m ska dessutom dimensioneras för enstaka last enligt avsnitt 2.1 eller 2.2 TRVK Väg (3).

4.3.2 Järnvägar

Vid dimensionering av geokonstruktioner används den högsta trafiklasten för aktuell järnvägssträcka, uttryckt som stax/stvm (största axellast/största vikt per meter), som kan förväntas under geokonstruktionens tekniska livslängd. Om högre laster ska användas än vad som anges i Tabell 4.3-1 och Tabell 4.3-2 ska dessa bestämmas efter särskild utredning.

Vid dubbelspår ska ett spår belastas med full trafiklast och på ett spår reduceras lasten med 25 %. Vid tre spår eller fler antas ett spår belastas med full trafiklast, ett spår med 25 % reduktion och för övriga spår sätts trafiklasten till 0. Lasterna ska placeras på de spår där de har mest gynnsam effekt.

Mötesspår eller uppställningsspår ska alltid belastas med trafiklast utan dynamiskt tillskott.

4.3.2.1 Tåglast 1 – Jämt fördelat långsträckt ytlast

Lasten ska fördelas på 2,5 m bredd och antas ha oändlig utsträckning i längdled. Lasten angriper i nivå med underkant sliper. Storleken på tåglast 1 framgår av Tabell 4.3-1.

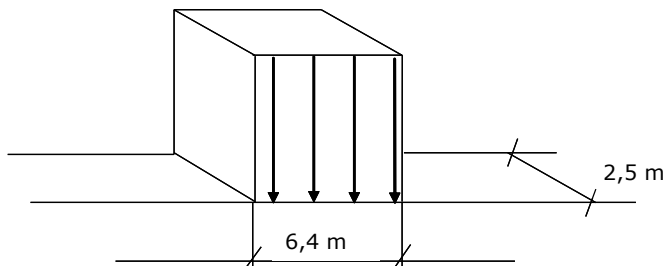
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 4.3-1. Tåglast 1.

Trafiklast stax/stvm	Trafiklast kN/m ²	
	Dimensionering med karaktäristiska värden	Dimensionering med partialkoefficienter
22,5/6,4 och 25/6,4	34	26
22,5/8 och 25/8	44	32
30/10	53	40
30/12	64	48

4.3.2.2 Tåglast 2 - Boggilast

Lasten fördelas på 2,5 m bredd och 6,4 m längd enligt Figur 4.3-1. Lasten angriper i nivå med underkant sliper. Storleken på tåglast 2 anges i Tabell 4.3-2.



Figur 4.3-1. Lastfördelning enligt Tåglast 2.

Tabell 4.3-2. Tåglast 2.

Trafiklast stax	Trafiklast kN/m ²	
	Dimensionering med karaktäristiska värden	Dimensionering med partialkoefficienter
22,5	74	56
25	83	62
30	99	75

4.3.2.3 Tåglast 3 – Stoppbock

Vid dimensionering av en stoppbocks grundläggning ska den karaktäristiska tåglasten förutsättas vara en horisontell last på 2000 kN som angriper 1,04 m över rälsens överkant.

4.3.2.4 Laster för spårvibrationer vid tågpassage i höga hastigheter

Vid tillståndsbedömning ska den aktuella karaktäristiska axellasten eller boggilasten användas. Lasten ska antas angripa vid rälsens överkant.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

4.3.2.5 Reduktion av dynamiskt lasttillskott vid låga hastigheter

Vid dimensionering på järnvägar med hastigheter < 70 km/h ska inverkan av dynamiskt tillskott reduceras med en reduktionsfaktor, enligt Tabell 4.3-3, som multipliceras med den dimensionerande lasten för tåglast 1 eller tåglast 2.

Tabell 4.3-3. Reduktionsfaktorer för inverkan av dynamiskt tillskott.

Hastighet v (km/h)	Tåglast 1 och 2
$v > 70$	1,0
$40 < v \leq 70$	0,92
$0 < v \leq 40$	0,83
0	0,83

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5 Material

5.1 Indelning av jord- och bergmaterial

Jord- och bergmaterial ska klassificeras.

5.1.1 Materialtyper

Jordarter ska indelas med avseende på kornstorleksfördelning. De ska beskrivas och betecknas enligt SS-EN ISO 14 688-1 (15) och SS-EN ISO 14 688-2 (16) inklusive bilaga A och B. Morän ska benämnas enligt T21:1982 (17). Då jorden innehåller stora block (> 630 mm) ska halten stora block anges om denna bedöms överstiga 1 %.

Jord och berg i underbyggnad och undergrund ska för dimensionering av överbyggnad delas in i materialtyper enligt Tabell 5.1-1. Samtliga jordar ska alltid klassas som materialtyp 6 tills dess att undersökning visar att de tillhör annan materialtyp.

Tabell 5.1-1. Indelning av berg och jord i materialtyp.

Materialtyp	Bergtyp	Kul- kvarns- värde	Halten av (vikts-%) x/y			Exempel på jordarter	Tjäl- farlig- hets- klass
			Finjord 0,063/63 mm	Ler 0,002/ 0,063 mm	Organisk jord % / 63 mm		
1	1 2	≤ 18 19-30	< 10		≤ 2		1
2			≤ 15		≤ 2	Bo, Co, Gr, Sa, saGr, grSa, GrTi, SaTi	1
3A	3	>30	≤ 30		≤ 2		2
3B			16-30		≤ 2	siSa, siGr, Ti	2
4A			31-40		≤ 2	clTi, siTi	3
4B			> 40	> 40	≤ 2	Cl, CITi,	3
5A			> 40	≤ 40	≤ 2	Si, clSi, siCl, SiTi	4
5B					3-6	gyCl, gySi	4
6A					7-20	clGy, siDy	1-4
6B					> 20	Pt, Gy	1
7	Övriga material Enligt särskild utredning					Restprodukter återvunna material mm	

Halterna (x/y) som anges i tabellen gäller för den mängd material som passerat sikten x mm i förhållande till den totala mängd material som passerat sikten y mm.
Tabellens exempel på jordarter är inte heltäckande. IEG:s översättningsblad kan användas.
Organisk halt ska bestämmas enligt SS 271 07 (18)

För klassificering av syntetiska material, restmaterial, slagger etc. ska en särskild utredning för bestämning av tunghet, hållfasthet, deformationsegenskaper, hydrauliska egenskaper, beständighet och miljöpåverkan utföras.

5.1.2 Bergtyper

Bergmaterial för väg- och järnvägsändamål indelas i tre bergtyper med hänsyn till beständighet och hållfasthet. Bergtyp ska bestämmas på basis av kulkvarnsvärde.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

Om värdet inte är representativt ska en kompletterande petrografisk undersökning utföras, för att verifiera bergtypen.

Kulkvarnsvärde ska bestämmas enligt SS-EN 1097-9 (19) och VVMB 612 (20). micro-Devalvärdet ska bestämmas enligt SS-EN 1097-1 (21) och Los Angelesvärde ska bestämmas enligt SS-EN 1097-2 (22).

5.1.2.1 Bergtyp 1

Kulkvarnsvärdet ska vara maximalt 18.

5.1.2.2 Bergtyp 2

Kulkvarnsvärdet ska ligga mellan 18 och 30

5.1.2.3 Bergtyp 3

Kulkvarnsvärdet ska överstiga 30.

5.2 Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper

5.2.1 Inledning

Jordens egenskaper ska bestämmas genom undersökningar i fält, laboratorium och med empiri i lämplig omfattning.

Oavsett vilken detaljeringsgrad som krävs när det gäller undersökningarna ska empiri beaktas, se avsnitt 5.2.2. Detta innebär att man i förväg ska göra en bedömning av egenskaperna och skapa en förväntansmodell. En sådan modell ska baseras på:

- geologisk kunskap
- egen erfarenhet från området
- resultat från tidigare geotekniska undersökningar i området.

Utgående från den aktuella dimensioneringssituationen görs därefter en bedömning av vilka parametrar som ska bestämmas med större noggrannhet, se avsnitt 5.2.3.

Successivt som jordlagerföljden blir mer väldefinierad, ska de aktuella parametrarna uppdateras. Avvikelser i förhållande till förväntansmodellen ska utredas noga.

Därefter ska en teoretisk jordmodell fastställas. Denna ska vara geometriskt definierad. Härledda värden ska bestämmas för relevanta parametrar. Slutligen ska karakteristiska värden för de aktuella jordparametrarna bestämmas, se avsnitt 5.2.4.

5.2.2 Bestämning av egenskaper genom empiri

5.2.2.1 Allmänt

Empiriska samband enligt nedanstående avsnitt får endast tillämpas för jord med samma bildningssätt och sammansättning.

Områdets geologi och geohydrologi, samt dess belastningshistoria ska klarläggas så noggrant som möjligt, se SGI Information 3 (23).

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.2.2 In situ spänningar

5.2.2.2.1 Tunghet

I naturlig jord ska tungheten i första hand bestämmas genom provning.

För grövre jord och fyllning eller då provning inte utförts ska empiriska riktvärden med ledning av sammansättning och fasthet enligt Tabell 5.2-1 användas.

Tabell 5.2-1. Karakteristiska värden på jords tunghet för vanliga krossmaterial och naturliga material.

Material/Jordart	Tunghet, kN/m ³		För friktionsjord motsvarar värdena empiriska medelvärden för naturligt lagrad jord med minst mellanfast lagringstäthet samt utfylld jord som packats enligt AMA 13.
	Naturfuktig jord över GVY	Effektiv tunghet under GVY	
Förstärkningslagermaterial*	22	-	Om sten- och blockhalten i friktionsjord överstiger 15 % ökas tungheten med: 1 kN/m ³ ö GVY 0,5 kN/m ³ u GVY.
Makadamballast	17	-	
Underballast	19	-	För jord med mycket lös och lös lagringstäthet görs avdrag med: 2 kN/m ³ ö GVY 1 kN/m ³ u GVY
Grovkrossad sprängsten	20	13	
Sorterad sprängsten	18	11	
Sprängsten	18	11	Värden för lera, gyttja och torv avser vattenmättad jord. *Vid dimensionering mot upplyftning används 20 kN/m ³
Grovkornig mineraljord	20	13	
Grus	19	12	
Grusig morän	20	13	
Sand	18	10	
Sandig morän	20	12	
Silt	17	9	
Siltig morän	20	11	
Lera	17	7	
Lermorän	22	12	
Gyttja	14	4	
Torv	11-13	1-3	

5.2.2.2.1.1 Portryck

Empirisk bestämning av portryck får endast göras om ett uppenbart rimligt antagande kan göras.

5.2.2.2.1.2 Horisontalspänningar

Horisontalspänningar i jord, σ'_{H0} , ska bestämmas genom utnyttjande av vilojordtryckskoefficienten K_0 , ($K_0 = \sigma'_{H0} / \sigma'_{v0}$).

5.2.2.3 Deformationsegenskaper i kohesionsjord

5.2.2.3.1 Förkonsolideringstryck

Förkonsolideringstrycket, σ'_c , för kohesionsjordar ska beaktas.

5.2.2.3.2 Elasticitetsmodul

5.2.2.3.3 Kompressionsmodul (ödometermodul)

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.2.3.4 Skjuvmodul**5.2.2.3.5 Avlastningsmodul****5.2.2.3.6 Kryppparametrar****5.2.2.4 Deformationsegenskaper i torv**

5.2.2.4.1 Förkonsolideringstryck

Förkonsolideringstrycket, σ'_c , för torvjordar ska beaktas.

5.2.2.4.2 Elasticitetsmodul**5.2.2.4.3 Kompressionsmodul****5.2.2.4.4 Skjuvmodul****5.2.2.4.5 Kryppparametrar****5.2.2.4.6 Permeabilitet****5.2.2.5 Deformationsegenskaper i silt och friktionsjord**

Förkonsolideringstryck i friktionsjord ska inte beaktas utan återspeglas av modulen. Modulens töjningsberoende ska beaktas.

5.2.2.5.1 Kompressionsmodul**5.2.2.5.2 Elasticitetsmodul**

Vid nyttjande av empiri ska värden på elasticitetsmodulen för friktionsjord användas enligt Tabell 5.2-2. Karakteristiska värden på elasticitetsmoduler för vanliga krossmaterial och naturliga material.

Tabell 5.2-2. Karakteristiska värden på elasticitetsmoduler för vanliga krossmaterial och naturliga material.

Material/Jordart	Elasticitetsmodul, MPa	
	Löst lagrad ²	Fast lagrad ^{1,2}
Förstärkningslagermaterial	-	50
Makadamballast	-	50
Underballast	-	50
Krossad sprängsten	-	50
Sorterad sprängsten	-	50
Sprängsten	-	50
Grovkornig mineraljord	10	30
Grus	10	40
Grusig morän	10	40
Sand	5	20
Sandig morän	5	20
Silt	2	10
Siltig morän	2	10

¹Fyllningsmaterial som packats enligt AMA 13 kan förutsättas vara fast lagrad.
²Lagringstäthet kan beskrivas med resultat från fältundersökningar enligt Figur 5.2-9 i TR Geo 13.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.2.5.3 Skjuvmodul

5.2.2.6 Hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord

5.2.2.6.1 Odränerad skjuvhållfasthet

Odränerad skjuvhållfasthet beror av typ av jord, belastningsriktning och överkonsolideringsgrad, vilket ska beaktas.

5.2.2.6.1.1 Inverkan av belastningsriktning

5.2.2.6.1.2 Inverkan av överkonsolideringsgrad

5.2.2.6.2 Dränerad skjuvhållfasthet

Den dränerade skjuvhållfastheten i finjord ska beskrivas med de effektiva hållfasthetsparametrarna c' och ϕ' .

5.2.2.7 Hållfasthetsegenskaper i torv

5.2.2.8 Hållfasthetsegenskaper i friktionsjord

I grovkornig jord sätts $c' = 0$.

Vid användning av empiri ska karakteristiska värden för olika jordars friktionsvinkel användas enligt Tabell 5.2-3.

Tabell 5.2-3. Karakteristiska värden för friktionsvinkel som funktion av lagringstäthet för vanliga krossmaterial och naturliga material.

Material/Jordart	Friktionsvinkel °	
	Löst lagrad ²	Fast lagrad ^{1, 2}
Förstärkningslagermaterial	-	45
Makadamballast	-	42
Underballast	-	45
Grovkrossad sprängsten	-	45
Sorterad sprängsten	-	45
Sprängsten	-	45
Grovkornig mineraljord	30	37
Grus	30	37
Grusig morän	38	45
Sand	28	35
Sandig morän	35	42
Silt	26	33
Siltig morän	33	40

¹Fyllningsmaterial som packats enligt AMA 13 kan förutsättas vara fast lagrad.
²Lagringstäthet kan beskrivas med resultat från fältundersökningar enligt Figur 5.2-9 i TR Geo 13.

5.2.3 Bestämning av egenskaper genom provning

5.2.3.1 Allmänt

Fält- och laboriearbeten ska utföras enligt svensk standard. Saknas svensk standard ska SGF:s metodbeskrivningar användas. Provgropar ska utföras enligt VV Publ. 2006:59 (24).



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Provningmetod ska anpassas till typ av jord, jordlagerföljd, samt vilken egenskap som ska bestämmas.

Bestämning av hållfasthets- och deformationsegenskaper i laboratorium ska ske med prover som uppfyller kraven i SS-EN 1997-2 (8).

Vid bestämning av härledda värden ska de uppmätta värdena utvärderas och korrigeras enligt avsnitt 5.2.3.2-5.2.3.8.

5.2.3.2 In situ spänningar

5.2.3.2.1 Tunghet

Trycket från ovanliggande jord ska beräknas med hjälp av den tunghet som uppmätts hos upptagna jordprover.

5.2.3.2.2 Porvattentryck

Porvattentrycket ska mätas i fält med grundvattenrör i grövre permeabel jord och med slutna portrycksspetsar i finkornig jord, se VV Publ. 1990:41 (25).

5.2.3.2.3 Horisontaltryck

5.2.3.3 Deformationsegenskaper i kohesionsjord

5.2.3.3.1 Förkonsolideringstryck

Förkonsolideringstrycket ska bestämmas med ödometerförsök utförda som CRS-försök eller stegvisa ödometerförsök.

Försök på lermorän ska utvärderas enligt SGI Varia 480 (26).

5.2.3.3.2 Moduler

5.2.3.3.2.1 Skjuvmodul

I normalkonsoliderad jord ska i första hand seismisk CPT-sondering användas.

I överkonsoliderad jord är skjuvmodulen mer anisotrop och ska bestämmas med seismisk CPT-sondering eller mellanhålsseismik och med horisontell eller vertikal vågrörelse beroende på vad som är relevant för det aktuella fallet, se vidare SGI Information 17 (27).

Skjuvmodulen vid större töjningar ska bestämmas med direkta skjuvförsök eller triaxialförsök.

5.2.3.3.2.2 Kompressionsmodul under förkonsolideringstrycket

Pålastningsmodul

Pålastningsmodul för spänningar under förkonsolideringstrycket ska bestämmas genom ett rekonsoliderat pålastningsförsök i ödometer alternativt med triaxialutrustning.

Avlastningsmodul

Avlastningsmodul ska bestämmas genom på- och avlastningscykler i ödometerförsök alternativt med triaxialutrustning.

5.2.3.3.2.3 Kompressionsmodul över förkonsolideringstrycket

Kompressionsmodul för spänningar över förkonsolideringstrycket ska bestämmas med hjälp av ödometerförsök. Utvärdering av försök på lermorän ska ske enligt SGI Varia 480 (26).

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.3.3.3 Kryppparametrar

Kryppparametrar ska bestämmas genom stegvisa ödometerförsök.

5.2.3.3.4 Permeabilitet

Permeabiliteten ska bestämmas genom CRS-försök eller genom permeabilitetsförsök.

5.2.3.4 Deformationsegenskaper i torv

Kompressionsegenskaperna hos torv ska bestämmas med hjälp av kompressometer, se SGI Information 6 (28). Prover som testas ska vara tillräckligt stora för att representera torvens inhomogena struktur. Utrustningen som används ska tillåta stora deformationer (>50%).

5.2.3.5 Deformationsegenskaper i silt och friktionsjord

Bestämning av deformationsegenskaper i silt och friktionsjord görs med samma metoder som för lerjord om ostörda prover kan tas och jorden är så lågpermeabel att odränerade förhållanden råder.

5.2.3.5.1 Förkonsolideringstryck

5.2.3.5.2 Moduler

5.2.3.6 Hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord

Hållfasthetsegenskaper ska bestämmas enligt SGI Information 3 (23).

5.2.3.6.1 Odränerad skjuvhållfasthet

5.2.3.6.1.1 Vingförsök

Skjuvhållfastheten bestämd genom vingförsök ska korrigeras med ledning av flytgränsen upp till 200% och överkonsolideringsgraden enligt:

$$c_u = \tau_v \left(\frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \left(\frac{OCR}{1,3} \right)^{-0,15} \quad 5.2-1$$

τ_v är hållfasthetsvärde beräknat ur moment vid brott och vingens geometri.

Då OCR är <1,3 sätts OCR till 1,3.

Högre värden på c_u än 1,2 τ_v ska inte användas utan stöd från andra provningar.

För sulfidjord ska skjuvhållfastheten utvärderas som $c_u = 0,65 \tau_v$, se vidare SGI Rapport 69 (29).

5.2.3.6.1.2 CPT-sondering

Skjuvhållfastheten för lera ska vid CPT-sondering utvärderas enligt:

$$c_u = \frac{q_T - \sigma_0}{13,4 + 6,65w_L} \left(\frac{OCR}{1,3} \right)^{-0,20} \quad 5.2-2$$

q_T är det totala spetsmotståndet.

σ_0 är det vertikala totaltrycket.

Då OCR är <1,3 sätts OCR till 1,3.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

För lermorän, gyttja och sulfidjord, se SGI Information 3 (23).

5.2.3.6.1.3 Dilatometerförsök

5.2.3.6.1.4 Fallkonförsök

Skjuvhållfastheten bestämd med fallkonförsök ska korrigeras med hänsyn till flytgränsen upp till 200 %.

$$c_u = \tau_{kon} \left(\frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \quad 5.2-3$$

τ_{kon} är hållfasthetsvärdet utvärderat ur konvikt, spetsvinkel och uppmätt konintryck.

Högre värden på c_u än $1,2 \cdot \tau_{kon}$ ska inte användas utan stöd från andra provningar.

För sulfidjord ska skjuvhållfastheten utvärderas som:

$$c_u = 0,65 \cdot \tau_{kon} \quad 5.2-4$$

5.2.3.6.1.5 Direkta skjuvförsök

Direkta skjuvförsök ska utföras och utvärderas enligt SGF Notat 2:2004 (30).

5.2.3.6.1.6 Triaxialförsök

Utförande och utvärdering av triaxialförsök ska för normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad lera göras i enlighet med CTH kurs i triaxialförsök (31) för gyttja enligt SGI Rapport 38 (32) och för lermorän enligt SGI Rapport 59 (33).

5.2.3.6.2 Dränerad skjuvhållfasthet

5.2.3.6.2.1 Direkta skjuvförsök

Direkta skjuvförsök ska utföras och utvärderas enligt SGF Notat 2:2004 (30) på prover vilka fått rekonsolidera till in-situ spänningarna.

5.2.3.6.2.2 Triaxialförsök

Utförande och utvärdering av triaxialförsök på normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad lera ska göras enligt CTH kurs i triaxialförsök (31) och på lermorän enligt SGI Rapport 59 (33).

5.2.3.7 Hållfasthetsegenskaper i torv

Hållfasthet hos lågförmultnad torv och mellantorv ska normalt bestämmas med hjälp av direkta skjuvförsök eller genom vingförsök. Försöksutrustning som används för att bestämma hållfasthetsegenskaper i torvjord ska tillåta stora deformationer.

5.2.3.7.1 Direkta skjuvförsök

5.2.3.7.2 Vingförsök

Vid utvärdering av vingförsök i torvjordar ska beaktas att brottet inte inträffar längs vingens periferi.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

5.2.3.7.3 Triaxialförsök

5.2.3.8 Hållfasthet i silt och friktionsjord

Hållfasthetsegenskaper ska bestämmas enligt SGI Information 8 (34) och 16 (35).

5.2.3.8.1 Fältmetoder

Hållfastheten i naturlig silt och friktionsjord ska bestämmas ur sonderingsresultat i fält. CPT-sondering ska utföras i första hand.

För dränerad jord ska friktionsvinkeln utvärderas.

5.2.3.8.1.1 Friktionsvinklar vid bärighetsberäkning

I fall med kraftigt ökande belastning, t.ex. bärförmåga hos plattor och fundament, ska lägre värden användas, speciellt för lös och finkornig jord.

5.2.3.8.2 Laboratorieprovning

5.2.3.8.2.1 Direkta skjuvförsök

Försöken ska utföras och utvärderas i enlighet med SGF Notat 2:2004 (30).

5.2.3.8.2.2 Triaxialförsök

5.2.4 Bestämning av karakteristiskt värde

En sammanställning av härledda värden ska jämföras med empiriskt framtagna värden, se även SGI Information 3 (23).

Vid val av karakteristiska värden för en given geokonstruktion ska följande beaktas:

- geologisk och annan bakgrundsinformation, t.ex. data från tidigare projekt
- spridningen hos de uppmätta egenskapsvärdena och annan relevant information, t.ex. empiri
- omfattningen av fält- och laboratorieundersökningar
- hur stor del av den aktuella jordvolymen som påverkar beteendet hos geokonstruktionen i det betraktade gränstillståndet
- geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken.

Ovanstående strecksatser ska antingen beaktas med ett statistiskt synsätt där man utgår från ett medelvärde som multipliceras med en omräkningsfaktor η eller så ska strecksatserna beaktas genom att en grafisk sammanställning och en ingenjörsmässig värdering görs och därefter väljs det karakteristiska värdet.

Då empiriskt framtagna värden enligt avsnitt 5.2.2 eller värden framtagna via sondering enligt avsnitt 5.2.3.5.2 och 5.2.3.8.1.1 används ska dessa antas utgöra det karakteristiska värdet på jordparametern.

5.3 Bergs hållfasthets- och deformationsegenskaper

Bergmassans hållfasthetsegenskaper ska bedömas utifrån bergkvalitet och förekomst, riktning och typ av:



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

- sprickor
- krosszoner
- leromvandlat berg.

5.3.1 Inledning

Karakterisering av berg ska utföras enligt SS-EN ISO 14 689-1 (36).

5.3.2 Bestämning av egenskaper genom empiri

5.3.3 Bestämning av egenskaper genom provning

5.4 Övriga materials hållfasthets- och deformationsegenskaper

Hållfasthets- och deformationsegenskaper för övriga material ska väljas enligt:

- avsnitt 10.1 för cellplast
- avsnitt 10.2 för lättklinker
- avsnitt 10.3 för skumglas
- avsnitt 17.1.2 för geosynteter

Hållfasthets- och deformationsegenskaper hos andra material ska bestämmas enligt särskild utredning där egenskaperna tas fram med relevanta provningsmetoder och under förhållanden som är representativa för väg- eller bankonstruktionen under dess dimensioneringsperiod.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

6 Jord- och bergschakt

6.1 Skärning i jord

Jordmaterialet ner till utskiftningsdjupet, d , ska klassificeras med avseende på materialtyp och tjälfarlighet och utgöra underlag för dimensionering av bärighet och tjällyftning. Utskiftningsdjupet ska beräknas enligt TRVK Väg kap 3.1 (3) för vägar och enligt AMA 13 bilaga DCH.1 för järnvägar. Jordschakt ska utföras enligt AMA 13 CBB.111 för vägar och AMA 13 CBB.4 för järnvägar.

Skärningsmassors förväntade bärighetsegenskaper och väderkänslighet ska bedömas om de kommer att användas som bankfyllning.

Behov av dränering av terrassytor i skärningar med jord som har hög vattenkvot och är vattenkänslig ska beaktas.

6.1.1 Skärningsslänt

Skärningsslänt i jord ska skyddas mot erosion enligt kapitel 9.

Släntlutning hos en skärningsslänt ska bestämmas så att slänten blir stabil.

6.2 Skärning i berg

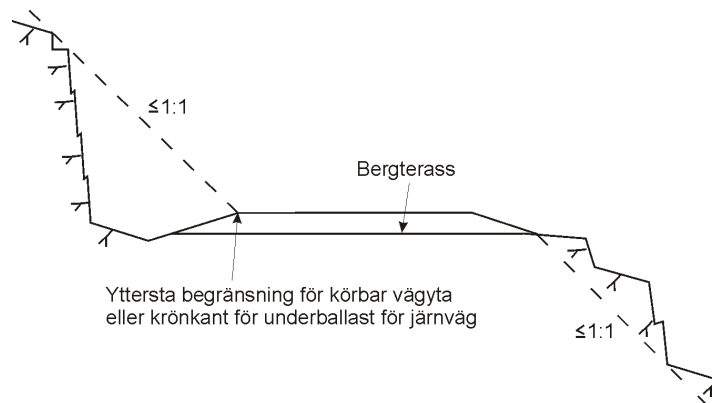
Bergmaterialet ska klassificeras med avseende på bergtyp samt dess användbarhet i väg- och bankonstruktion.

Stabilitet i bergskärning ska kontrolleras för:

- glidning av block eller bergskilar
- stjälpning av block eller skivor
- en kombination av stjälpning och glidning.

6.2.1 Skärningsslänt

Avtäckning av berg ska ske enligt AMA 13 CBB.71.



Figur 6.2-1. Tillåten släntlutning hos bergslänt med gynnsamt spricksystem utan särskild stabilitetsbedömning.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Stabilitetsbedömning av bergslänt med gynnsamt spricksystem erfordras inte om släntlutningen är 1:1 eller flackare enligt Figur 6.2-1.

Vid bestämning av väg- och järnvägsområde ska hänsyn tas till skillnaden mellan förutsatt och verklig bergnivå och släntlutning. Vid projektering av bergskärning brantare än 1:1 ska den frilagda bergytan förutsättas vara minst 1,5 m bred för skärningsdjup mindre än eller lika med 6 m och minst 3,0 m för skärningsdjup större än 6 m.

6.2.2 Utförande

Avtäckning vid bergslänt ska utföras enligt AMA 13 CBB.71. Borrning, sprängning och utlastning ska utföras enligt AMA 13 CBC.111 för väg och enligt AMA 13 CBC.4 för järnväg.

Utlastningsförfarandet ska anpassas till vald konstruktion.

6.3 Schakt för grundläggning av bro

Grundläggning av bro ska utföras i geoteknisk kategori 2 eller 3. Jordschakt för grundläggning av bro ska utföras enligt AMA 13 CBB.51 och CBB.7251. Grundvattensänkning ska utföras enligt AMA 13 BCB.112. Bergschakt för grundläggning av bro ska utföras enligt AMA 13 CBC.512 och om packad fyllning förekommer på berg ska den utföras enligt AMA 13 CBC.5121.

6.3.1 Tjällyftning

En bottenplatta ska grundläggas på ett sådant sätt att tjällyftning undviks. Kan inte detta uppfyllas krävs isolering med cellplast. Grundläggning på ett tjälskydd av cellplast är endast tillåtet för slutna rambroar, slutna rörbroar och pålgrundlagda bottenplattor.

6.3.1.1 Vägbroar

I tjällyftande jord ska grundläggningsnivån läggas på minsta avstånd enligt Tabell 6.3-1 under blivande markyta eller högst MLW, alternativt används isolering enligt avsnitt 6.3.2.

Tabell 6.3-1. Minsta avstånd till tjällyftande jord från blivande markyta eller högst MLW för bestämning av grundläggningsnivå (m).

Klimatzon enligt VVFS 2004:31	1	2	3	4	5
Tjälfarlighetsklass 2-3 i undergrunden	1,0	1,4	1,6	1,8	1,9
Tjälfarlighetsklass 4 i undergrunden	1,2	1,6	1,9	2,1	2,3

6.3.1.2 Järnvägsbroar

I tjällyftande jord ska grundläggningsnivån läggas på minsta avstånd enligt AMA 13 Figur RA CEB.42/1 under blivande markyta eller högst MLW, alternativt används isolering enligt avsnitt 6.3.2.

6.3.2 Isolering med cellplast

Isolering med cellplast ska utformas så att den kortaste vägen från blivande markyta eller högst MLW till tjällyftande jord under bottenplattan, mätt runt isoleringen, är större än avståndet enligt avsnitt 6.3.1.1 för vägbroar och avsnitt 6.3.1.2 för järnvägsbroar.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

Isoleringen ska utformas med material och utförandekrav enligt AMA 13 DBG.11 där erforderligt värmemotstånd bedöms via referenshastighet
VR \geq 70 km/h.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

7 Fyllning

Materialtyp och tjälfarlighetsklass ska bestämmas för bankmaterialet.

För underbyggnad som kräver liggtid och utförs enligt detta kapitel och AMA 13 ska förutsättas att återstående sättning efter liggtiden blir högst 1 % av fyllningshöjden.

För låga bankar ska undergrunden bedömas med avseende på materialtyp och tjälfarlighetsklass ner till minst utskiftningsdjupet, d, under terrassytan.

Bankfyllning av jord ska skyddas mot erosion enligt kapitel 9.

Släntlutning hos en fyllningsslänt ska bestämmas så att slänten blir stabil. Dessutom ska deformationerna begränsas så att skjuvrörelser i form av krypning inte uppstår.

7.1 Underbyggnad av jord

För höga bankar ska val av fyllningsmaterial beaktas med hänsyn till extrema vattenflöden på grund av bl.a. klimatförändringar.

Fyllning ska utföras med mineraljord, med krav på material och utförande enligt AMA 13 CEB.11 för väg, AMA 13 CEB.3 för järnväg och AMA 13 CEB.4 för bro samt underliggande relevanta koder. Blockrensning ska föreskrivas enligt AMA 13 CBB.13 för väg och CBB.43 för järnväg. Utskiftningsdjupet beräknas enligt TRVK Väg avsnitt 3.1 (3) för väg och enligt AMA 13 bilaga DCH.1 för järnväg.

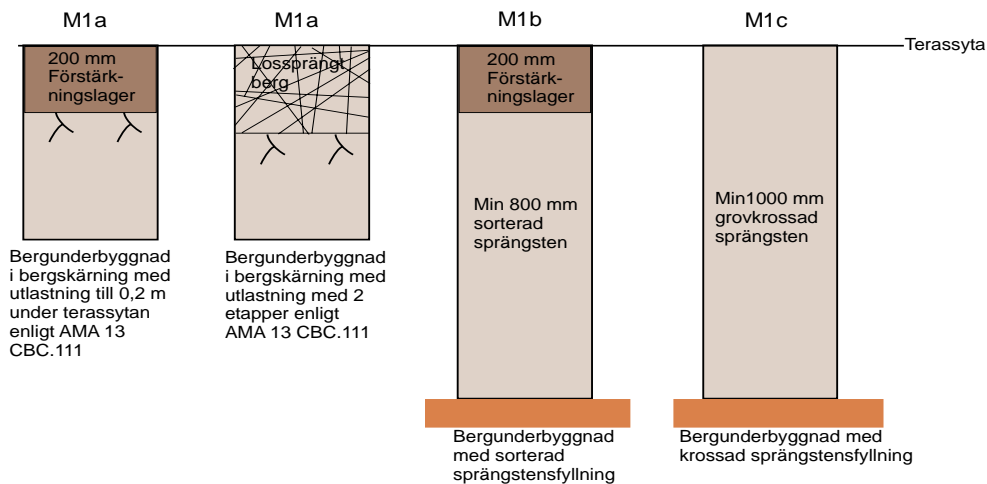
Dränerande lager i underbyggnaden för att ta ut konsolideringssättningar utförs enligt AMA 13 CEF.1112 för vägar eller AMA 13 CEF.142 för järnvägar.

Dränerande lager under underbyggnaden utförs enligt AMA 13 CEF.1111 för vägar och AMA 13 CEF.141 för järnvägar.

7.2 Underbyggnad av berg

7.2.1 Underbyggnad av berg för väg

Bergmaterial för underbyggnad enligt Figur 7.2-1 ska bestå av bergtyp 1 eller 2.



Figur 7.2-1. Principskiss för bergunderbyggnad för väg (M1a, M1b och M1c är benämningar för typkonstruktioner enligt TRVK Väg (3)).

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

7.2.1.1 Underbyggnad i bergskärning

Bergkvaliteten i skärningen ska uppfylla bergtyp 1 eller 2. Om utlastning till 0,2 m under terrassytan enligt AMA 13 CBC.111 används ska bergytan tätas och avjämnas enligt AMA 13 CEE.1112.

7.2.1.2 Underbyggnad med sorterad sprängsten

Sorterad sprängsten ska utgöras av material enligt AMA 13 CEB.11112.

Lager av sorterad sprängsten ska tätas och avjämnas med ett 0,2 m tjockt lager enligt AMA 13 CEE.1112.

7.2.1.3 Underbyggnad med grovkrossad sprängsten

Grovkrossad sprängsten ska utgöras av material enligt AMA 13 CEB.11113.

Material av grovkrossad sprängsten ska vid behov tätas med förstärkningslager enligt AMA 13 CEE.1111.

7.2.2 Underbyggnad av berg för järnväg

7.2.2.1 Underbyggnad i bergskärning

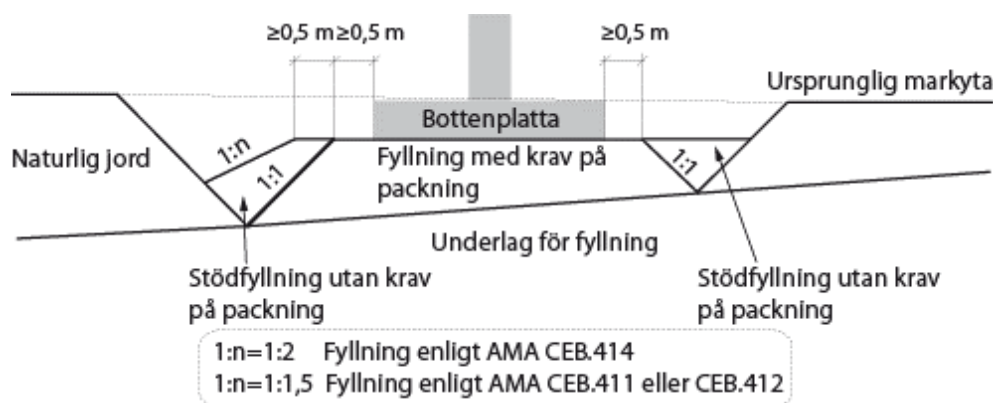
Underballast för förstärkning av järnväg ska utföras enligt AMA 13 DCH.15 och DCH.16.

7.2.2.2 Underbyggnad av sprängsten

Fyllning med sprängsten för järnväg ska utföras enligt AMA 13 CEB.31.

7.3 Fyllning för grundläggning av bro

Konstruktiv utformning av fyllning för grundläggning av bro framgår av Figur 7.3-1. Packad fyllning ska ha minst 0,3 m total tjocklek.



Figur 7.3-1. Packad fyllning för brostöd.

7.3.1 Fyllningsmaterial

Material för fyllning och stödfyllning vid grundläggning av bro ska utgöras av sprängsten enligt AMA 13 CEB.411, sorterad sprängsten enligt AMA 13 CEB.412 eller gruskrossmaterial enligt AMA 13 CEB.414. Fyllningsmaterial av sprängsten eller sorterad sprängsten ska tätas enligt AMA 13 CEE.124. Släntlutningen på stödfyllningen ska anpassas till valt material enligt Figur 7.3-1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Fyllningsmaterial vid grundläggning av rörbro ska utgöras av bergkrossmaterial enligt AMA 13 CEB.413 eller gruskrossmaterial enligt AMA 13 CEB.414.

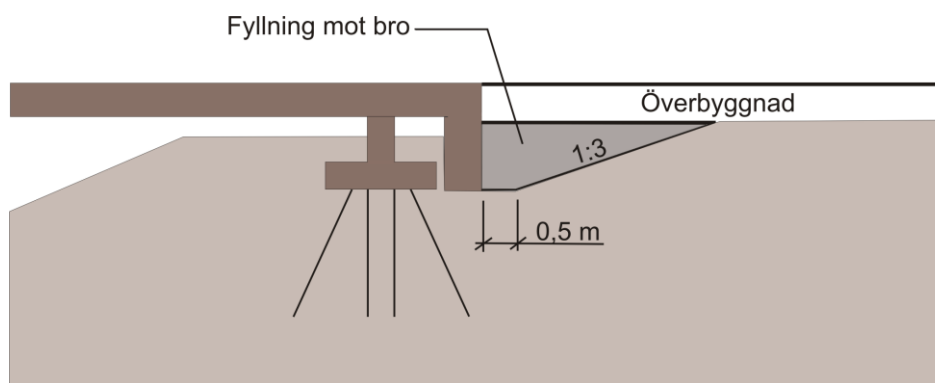
7.4 Fyllning mot bro

Vid val av material till fyllning mot bro ska utförandet beaktas så att sättningar och materialvandring inte uppstår.

Materialskiljande lager under fyllning ska utformas enligt Kapitel 8.

Fyllning mot bro ska utföras med förstärkningslagermaterial enligt AMA 13 DCB.211, grovkrossad sprängsten enligt AMA 13 CEB.11113, lättklinker enligt AMA 13 CED.111 och cellplast enligt AMA 13 DBG.31. Om packning endast kan ske med vibratorplatta ska förstärkningslagermaterial enligt AMA 13 DCB.211 väljas. Övrigt utförande ska göras enligt AMA 13 CEB.52.

Fyllning mot ändskärm ska betraktas som fyllning mot bro enligt Figur 7.4-1.



Figur 7.4-1. Fyllning mot ändskärm.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

8 Materialskiljande lager

Jordlager i väg- och bankonstruktion med olika kornstorlek ska åtskiljas med materialskiljande lager så att oönskad materialvandring inte uppkommer med hänsyn till sättningar, bärighet och tjäle.

Materialskiljande lager ska:

- förhindra finmaterial att passera genom lagret
- vara så vattengenomsläppligt att portryck inte byggs upp intill lagret
- ha sådan kornstorleksfördelning och lagertjocklek att lagret inte blandas med intilliggande jord och ha sådan styrka och töjningsegenskap att brott inte inträffar i lagret.

8.1 Lager av jord

Då underliggande jordlager består av silt ska materialskiljande lager av jord vara av typ 2 enligt AMA 13 CEG.312, tabell CEG/2. För övriga finkorniga och blandkorniga jordar ska materialskiljande lager av jord vara av typ 1 enligt AMA 13 CEG.1, tabell CE/1. Vid grövre jord krävs speciell utredning.

För vägar ska materialskiljande lager som uppfyller kravet på skyddslager antas ingå i överbyggnaden.

8.2 Lager av geotextil

Materialskiljande lager av geotextil ska uppfylla de allmänna kraven i SS-EN 13249 (37) eller SS-EN 13250 (38).

Krav på geotextil för respektive bruksklass anges i AMA 13 DBB.31.

Lägsta tillåtna bruksklass för användning i väg- och bankonstruktion anges i Tabell 8.2-1 och för grundläggning av bro i Tabell 8.2-2.

Tabell 8.2-1. Bruksklass för geotextil som materialskiljande lager i väg- och bankonstruktion.

Underliggande jord	Mekanisk påverkan ¹⁾	Fyllnadsmaterialets maximala kornstorlek, d_{max} (mm)			
		< 60	60 – 200	200 - 500	> 500
Pt, Gy och Cl, $c_u < 20$ kPa	Normala	N3	N4	N5	N5
	Gynnsamma	N3	N3	-	-
Cl, $c_u > 20$ kPa, Si, Sa, Gr	Normala	N3	N3	N3	N4
	Gynnsamma	N2	N2	-	-

¹⁾Normala: När minst två av följande förhållanden uppfylls:
a) tung trafik under byggtiden
b) krossat fyllnadsmaterial med skarpa kanter
c) packning med tung vibrationsutrustning.
Gynnsamma: Om endast ett av ovan nämnda förhållanden uppfylls och då fyllnadsmaterialets maximala kornstorlek är 200 mm.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------

Tabell 8.2-2. Bruksklass för geotextil som materialskiljande lager under fyllning vid grundläggning av bro.

Underliggande jord	Fyllnadsmaterial			
	Sprängsten enligt AMA 13 CEB.411	Sorterad sprängsten enligt AMA 13 CEB.412	Bergkross enligt AMA 13 CEB.413	Gruskross enligt AMA 13 CEB.414.
Cl, c _u <20 kPa	Ej aktuellt	Ej aktuellt	N3*	N4
Cl, c _u >20 kPa, Si, Sa, Gr	N4	N4	N2*	N3

*Aktuellt enbart vid grundläggning av rörbroar.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

9 Ytskikt i sidoområde och erosionsskydd

9.1 Ytskikt av vegetation för väg

Ytskikt av vegetation ska etableras genom grässådd eller återetablering av växtlighet. Rotsystemet ska ha sådan omfattning att det genom att binda ytjorden motverkar erosion. Återetablering av växtlighet ska utföras enligt AMA 13 DDB.5 och grässådd enligt AMA 13 DDB.6.

9.2 Erosionsskydd

Bankfyllnings- och skärningsslänter ska utformas så att de inte skadas av erosion.

Slänter utanför väg- och järnvägsområdet ska skyddas mot erosion, om slänten kan påverka väg- eller järnvägsstrukturen.

9.2.1 Skydd mot ytvattenflöde i slänt

För att förhindra erosionsskador ska erosionskänsliga bank- och skärningsslänter skyddas med krossmaterial, vegetation eller genom att vatten leds bort från slänten genom diken.

Erosionsskydd av vegetation får inte användas i överbyggnadsslänter.

Skydd ska utformas med hänsyn till jordart, släntlutning, slänthöjd, ytvattenflödets storlek, grundvattennivå och klimatzon.

9.2.1.1 Erosionsskydd av vegetation

Erosionsskydd med vegetation genom återetablering av växtlighet ska utföras enligt AMA 13 DCK.2111 och DCK.23, genom grässådd enligt AMA 13 DDB.13 eller plantering enligt AMA 13 DDB.2 och AMA 13 DDB.3. Mark som ska sås eller planteras ska förberedas enligt AMA 13 DCL med underliggande relevanta koder. Vid användning av avbaningsmassor ska dessa hanteras enligt AMA 13 BFF.3, BFF.4 och DDB.5.

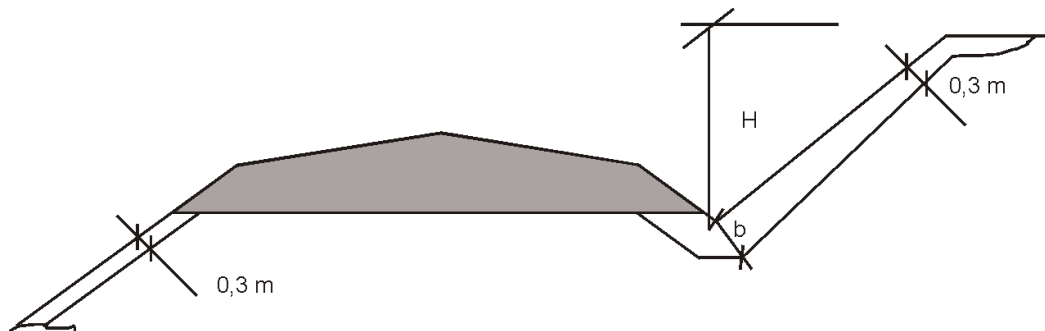
Vid val av växtmaterial ska hänsyn tas till faktorer såsom växtförhållanden, krav på tillväxthastighet, slitstyrka och estetik. Enbart vegetation som erosionsskydd får inte tillämpas på jord tillhörande tjälfarlighetsklass 4 eller i slänter brantare än 1:1,5.

Erosionsmatta ska väljas så att den bibehåller sin skyddande funktion tills dess att vegetationsskiktet är fullt utvecklat och binder jorden med sitt rotsystem.

9.2.1.2 Erosionsskydd av jord- och krossmaterial för väg

Erosionsskydd ska utformas enligt Figur 9.2-1 och Tabell 9.2-1. Erosionsskydd av jord- och krossmaterial ska utföras enligt AMA 13 DCK.21.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 9.2-1. Minsta tjocklek hos erosionsskydd av jord- och krossmaterial på skärnings- och fyllningsslänt.

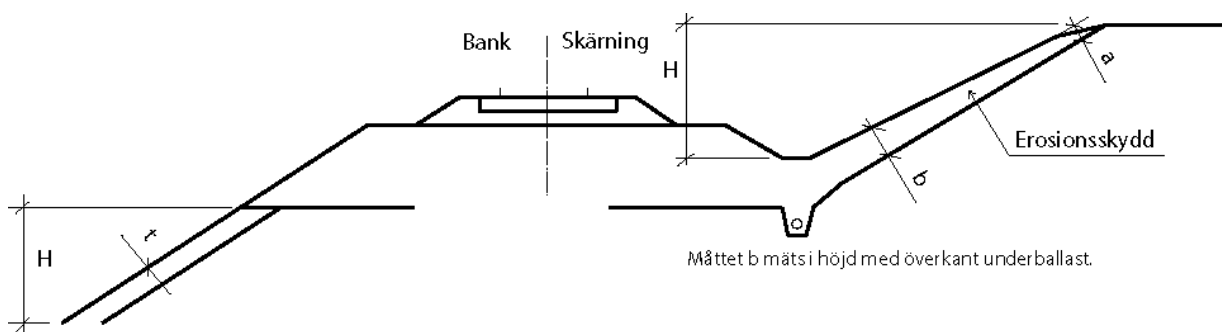
Tabell 9.2-1. Erosionsskyddets tjocklek vid slänthöjd, b (m) enligt Figur 9.2-1.

Slänthöjd, H (m)	Klimatzon		
	1 – 2	3 – 4	5
< 4	0,3	0,4	0,4
4 – 7	0,4	0,5	0,6
7 – 10	0,5	0,7	0,9
> 10	Särskild utredning av tjocklek		

9.2.1.3 Erosionsskydd av jord- och krossmaterial för järnväg

Erosionsskydd på bank- och skärningsslänt ska utformas enligt Figur 9.2-2 och Tabell 9.2-2.

Erosionsskydd av jord- och krossmaterial ska utföras enligt AMA 13 DCK.21.



Figur 9.2-2. Minsta tjocklek hos erosionsskydd av jord- och krossmaterial på skärnings- och fyllningsslänt.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 9.2-2. Erosionsskyddets tjocklek på skärnings- och bankslänt.

Riktvärden på a, b och t						
Slänt- och bankhöjd, H (m)		Klimatzon				
		1	2	3	4	5
0-3	a	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	b	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5
	t	0,2	0,4	0,6	0,7	0,7
3-6	a	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3
	b	0,4	0,5	0,8	0,8	0,9
	t	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9
6-9	a	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3
	b	0,5	0,7	0,9	1,0	1,1
	t	0,4	0,6	0,8	0,9	1,0
>9	a	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4
	b	0,6	0,9	1,1	1,2	1,3
	t	0,5	0,7	0,9	1,0	1,1

9.2.2 Skydd mot grundvattenflöde i slänt

Skydd ska utformas efter särskild utredning där vattenflödets storlek, utloppsområde samt materialets filterförmåga och dräneringsförmåga bedöms.

9.2.3 Skydd mot strömmande vatten

Erosionsskydd ska dimensioneras enligt detta avsnitt om:

- släntlutningar över medelvattenytan flackare än 1:1,5, släntlutning under vatten flackare än 1:2 och medelvattenhastighet $v_{dim} \leq 3,0$ m/s
- släntlutningar är mellan 1:2 och 1:1,5 och medelvattenhastigheten $\leq 2,0$ m/s
- medelvattenvattenhastigheten ≤ 2 m/s vid brogrundläggning
- vinkeln mellan brostödet längdaxel och strömningsriktningen är ≤ 15 grader vid brogrundläggning.

I annat fall ska erosionsskydd dimensioneras efter en särskild utredning enligt avsnitt 1.4.

9.2.3.1 Konsekvensklass

Konsekvensen av en skada ska bedömas med avseende på personskada, återställningskostnad, miljöskada och påverkan på transportförsörjningen. Konstruktionen ska hänföras till någon av konsekvensklasserna KKL1, KKL2 eller KKL3.

9.2.3.2 Kornstorlek och tjocklek hos erosionsskydd av krossmaterial

I KKL1 ska största stenstorlek, d_{100} [m], bestämmas enligt:

$$d_{100} = 0,03 \cdot (1,35 \cdot v_{dim} / r_{\phi})^2$$

I KKL2 ska d_{100} bestämmas enligt: $d_{100} = 0,03 \cdot (1,5 \cdot v_{dim} / r_{\phi})^2$



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

I KKL3 ska d_{100} bestämmas enligt: $d_{100} = 0,03 \cdot (1,65 \cdot v_{\text{dim}} / r_{\phi})^2$

v_{dim} är dimensionerande medelvattenhastighet i vattendraget (m/s) enligt avsnitt 4.2.1.

r_{ϕ} är en justeringsfaktor enligt Tabell 9.2-3 för erosionsskydd av krossmaterial som funktion av släntlutning och friktionsvinkel hos erosionsskyddet.

Tabell 9.2-3. r_{ϕ} som funktion av släntlutning.

Släntlutning	ϕ'_{35°	ϕ'_{40°	ϕ'_{45°
Plan botten	1,0	1,0	1,0
1:3	0,8	0,85	0,9
1:2	0,65	0,7	0,8
1:1,5	-	0,5	0,6

Vid skydd mot lokal erosion vid brostöd ska d_{100} fördubblas om erosionsskyddets överyta ligger över vattendragets botten.

Om naturmaterial används ska d_{100} ökas med 10 %.

Material, utförande och kontroll ska ske enligt AMA 13, DCK.21.

9.2.3.3 Utbredning

Erosionsskyddet ska utsträckas till 0,3 m över HHW, där HHW bestäms med 10, 50 respektive 100 års återkomsttid för KKL1, KKL2 respektive KKL3. Erosionsskyddet ska utsträckas till 3 m utanför släntföt.

9.2.3.4 Filterkriterier

För att höga portryck inte ska byggas upp mellan materialet som ska skyddas och erosionsskyddet ska erosionsskyddet ha minst 10 gånger bättre permeabilitet. Därför ska $D_{15}/d_{15} > 5$.

Erosionsskyddet ska inte tillåta att finmaterial transporteras igenom detta. Därför ska $D_{15}/d_{85} \leq 5$.

D avser erosionsskyddet och d materialet som ska skyddas.

Om de finkornigaste fraktionerna i erosionsskyddet, upp till 63 mm, ersätts med geotextil ska bruksklass N3 enligt AMA 13 DBB.31 väljas och risken för att erosionsskyddet kan komma att glida på geotextilen ska beaktas.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10 Lättfyllning

Dimensionering av cellplast, lättklinker och skumglas som lättfyllnadsmaterial i väg- och bankonstruktioner ska utformas enligt detta kapitel. För övriga lätta material krävs särskild utredning.

10.1 Cellplast

Deformationer hos cellplasten ska begränsas genom att säkerställa att tillåtna tryckspänningar inte överskrids.

Cellplasten ska skyddas mot negativ inverkan från kemiska ämnen, negativ inverkan av klimat och mekanisk inverkan som kan försämra egenskaperna.

Vid val av kvalitet på cellplasten ska även hänsyn tas till skevning och bombering samt normala byggtoleranser vid beräkning av dimensionerande last på cellplasten.

10.1.1 Materialegenskaper

10.1.1.1 Hållfasthet

10.1.1.1.1 Tryckhållfasthet

Erforderlig tryckhållfasthet hos cellplast ska beräknas för permanent last och variabel last i form av trafik, inklusive enstaka last för vägar. Vid beräkning av tillskottsspänning ska elasticitetsmodulen högst antas vara 150 MPa i de överliggande lagren.

Tillåten spänningsnivå för permanent last:

$$\sigma^{permanent} = 0,3 \cdot \sigma_5 \quad 10.1-1$$

σ_5 är spänning vid 5 % deformation.

Tillåten spänningsnivå för permanent och variabel last:

$$\sigma^{permanent+trafik} = 0,5 \cdot \sigma_5 \quad 10.1-2$$

Vid dimensionering ska tryckhållfastheten, σ_5 , för cellplast minst uppgå till 100 kPa för väg och 200 kPa för järnväg.

10.1.1.1.2 Skjuvhållfasthet

Eftersom skarvar förekommer mellan blocken ska den dimensionerande skjuvhållfastheten ansättas till en tredjedel av den som uppmätts i laboratorium

10.1.1.2 Elasticitetsmodul

10.1.1.3 Beständighet och miljö

10.1.1.3.1 Dynamisk last för järnväg

Deformationen mellan den 10:e och den 2 000 000:e lastväxlingen bestämd vid dynamiska belastningsförsök enligt SP-metod 2687 (39) där belastningen ska variera mellan 10 och 120 kPa, ska inte överstiga 2 %.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Kompressionsmodulen bestämd vid den 10:e lastväxlingen, vid 80 % av den största belastningen vid dynamiska belastningsförsök enligt SP-metod 2687 (39), ska vara ≥ 20 MPa.

10.1.1.4 Återanvänd cellplast för vägar

Enbart block med sidomått $\geq 0,45$ m ska återanvändas. Egenskaper hos cellplasten ska verifieras. Krav på kvalitet och kontroll enligt AMA 13 DBG.31 gäller i tillämpliga delar. Omfattning av kontroll och provning ska baseras på volym, ursprung, ålder och bestäms genom särskild utredning.

10.1.2 Dimensionering

10.1.2.1 Egentyngd

Ett dimensionerande värde på cellplastens densitet ska baseras på väg- och bankkonstruktionens livslängd. Värden framgår av Tabell 10.1-1.

Tabell 10.1-1. Dimensionerande värden på cellplastens densitet.

Cellplastens placering	Dimensionerande densitet
Dränerat läge (över grundvattennivån)	$\rho = 50 \text{ kg/m}^3$
Under vatten (dim.period 80 år)	$\rho = 100 \text{ kg/m}^3$ (alternativt 0) ¹⁾

¹⁾ Mest gynnsamma värde av 100 alt. 0 kg/m^3 väljs.

10.1.2.2 Stabilitet och sättningar

Skjuvhållfasthet hos cellplast får endast utnyttjas vid beräkning av inre stabilitet för en cellplastbank.

Vid brantare medelslänthlutning i cellplasten än 1:1 ska en separat kontroll av bankens inre stabilitet utföras. Betongplattans stabiliserande effekt får inte tillgodoräknas vid beräkning av totalstabilitet och inre stabilitet hos cellplastbanken.

10.1.2.3 Tjäle

Cellplast tillhör tjälfarlighetsklass 1 och är isolerande, vilket ska beaktas vid utformning i vägens längd- och tvärlägen, så att homogent tjällyftande egenskaper erhålls.

10.1.2.4 Horisontaltryck

För fyllning av cellplast mot bro ska koefficienterna för vilo- och aktivt jordtryck väljas till 0,1 respektive 0,05. Om andra värden ska användas krävs särskild utredning.

Friktionskoefficienten mellan cellplastblock och avjämningslager ska sättas till $\mu = 0,5$.

10.1.2.5 Betongplatta för väg

Betongplatta ska dimensioneras så att den kan ta upp dimensionerande lasteffekter.

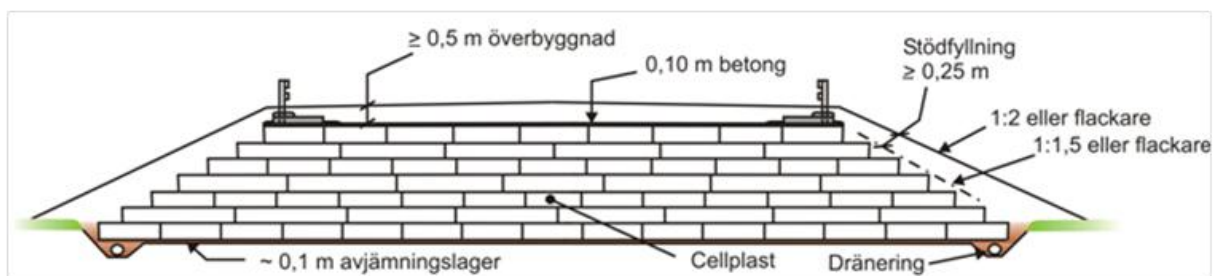
10.1.3 Konstruktiv utformning

10.1.3.1 Överbyggnad för väg

Cellplasten får inte placeras närmare överytan än 0,5 m för att undvika frosthalka, se Figur 10.1-1. Minsta tjocklek för obundet överbyggnadsmaterial vid $\text{ÅDT} > 2000$ eller $\text{ÅDT}_{\text{tung}} > 200$ ska vara 0,5 m då armerad betongplatta används och 0,7 m utan betongplatta.

För att säkerställa god vattenavrinning ska betongplattan ha en lutning större än 1,5 %.

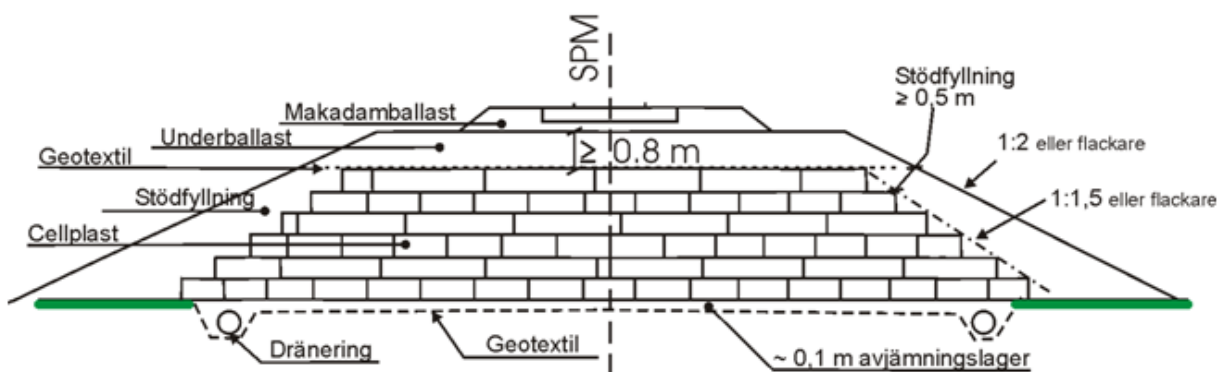
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 10.1-1. Användning av cellplast i vägkonstruktion.

10.1.3.2 Överbyggnad för järnväg

Över cellplast ska finnas minst 0,8 m underballast enligt AMA 13 DCH.15 och 0,5 m makadamballast enligt AMA 13 DCH.31, se Figur 10.1-2.



Figur 10.1-2. Användning av cellplast i järnvägskonstruktion.

Om tunnare underballast erfordras utförs en särskild utredning enligt avsnitt 1.4. Makadamballastens och underballastens totala tjocklek mätt från underkant sliper får aldrig underskrida 0,8 m.

10.1.3.3 Stödfyllning

Stödfyllningen ska utformas enligt AMA 13 DBG.31 och ska läggas med släntlutning 1:2 eller flackare enligt Figur 10.1-1 och Figur 10.1-2.

10.1.3.4 Fundament för vägutrustning

Fundament inom sträckor med lättfyllning av cellplast ska utformas med hänsyn till uppkommande belastningar.

Fundament till linräcken och portaler ska utföras efter en särskild utredning enligt avsnitt 1.4.

10.1.3.5 Fundament för järnvägsutrustning

Innan kontaktledningsfundament får placeras i en cellplastfyllning ska en särskild utredning enligt avsnitt 1.4 visa att föreslagen utformning uppfyller alla krav i brotgräns och bruksgränstillstånd. Föreslagen utformning ska godkännas av Trafikverket.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

10.1.3.6 Länkplatta

Länkplattans upplag på cellplastfyllningen inklusive betongplatta ska utformas så att tillåten spänningsnivå inte överskrids. Rörelser mellan länkplatta och upplag ska möjliggöras. Länkplattan ska dimensioneras enligt TRVK Bro 11 (1).

10.1.3.7 Membran

Om membran används för att skydda cellplastfyllningen mot skadliga kemikalier, så ska membranet skyddas om krossat material används i direkt anslutning till membranet, se vidare SGF Rapport 1:99 (40).

10.1.4 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankonstruktioner med cellplast ska följande visas:

- plan där alla cellplastlager redovisas med koordinatlistor, mått och nivåer för brytpunkter
- längdsektion
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning och utförande av underbyggnad, överbyggnad och släntskydd
- utformning av stolpfundament och andra konstruktioner
- dimensionerande materialegenskaper med beteckningar enligt SS-EN 14933 (41)
- restriktioner för belastningar på cellplast och eventuell betongplatta
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

10.1.5 Utförande och kontroll

Utläggning och kontroll av cellplastblock ska ske enligt AMA 13 DBG.31. Överbyggnad på betongplatta utförs och packas enligt AMA 13 DCB.2. Överbyggnad direkt på cellplastfyllning utförs enligt AMA 13 DCB.2.

10.2 Lättklinker

10.2.1 Materialelegenskaper

10.2.1.1 Densitet

Lättklinker ska ha en torrdensitet mellan 0,2 och 0,3 t/m³.

10.2.1.2 Skjuvhållfasthet

Karakteristisk friktionsvinkel ska vara minst 35°.

10.2.1.3 Beständighet

Lättklinker ska vara beständigt mot kemiska ämnen som härrör från trafik, exempelvis petroleumprodukter och vägsalt.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Lättklinker ska ha god beständighet mot upprepade frysningar och tiningar.

10.2.1.3.1 Dynamisk last för järnväg

Deformationen mellan den 10:e och den 2 000 000:e lastväxlingen bestämd vid dynamiska belastningsförsök enligt SP-metod 2563 (42) där belastningen ska variera mellan 10 och 120 kPa, ska inte överstiga 2 %.

Kompressionsmodulen bestämd vid den 10:e lastväxlingen, vid 80 % av den största belastningen vid dynamiska belastningsförsök enligt SP-metod 2563 (42), ska vara ≥ 20 MPa.

10.2.2 Dimensionering

10.2.2.1 Överbyggnad för väg

Elasticitetsmodulen för lättklinker ska vid dimensionering av överbyggnadstjocklek med PMS objekt sättas till 40 MPa. För cementstabiliserad lättklinker ska annan elasticitetsmodul användas efter särskild utredning enligt avsnitt 1.4.

10.2.2.2 Egentyngd

Vid dimensionering ska lättklinkerns densitet bestämmas där hänsyn tas till om lättklinkern är nytlagd eller om det är ett långtidsfall samt lättklinkerns placering i konstruktionen.

För beräkning av lättklinkerns densitet över och under vatten ska VVMB 305 (43) tillämpas.

10.2.2.3 Tjäle

Lättklinker tillhör tjälfarlighetsklass 1 och är isolerande, vilket ska beaktas vid utformning i vägens längd- och tvärled.

10.2.2.4 Stabilitet och sättningar

Vid brantare medelslänthlutning i den lätta fyllningen än 1:1,5 utförs separat kontroll av bankens inre stabilitet.

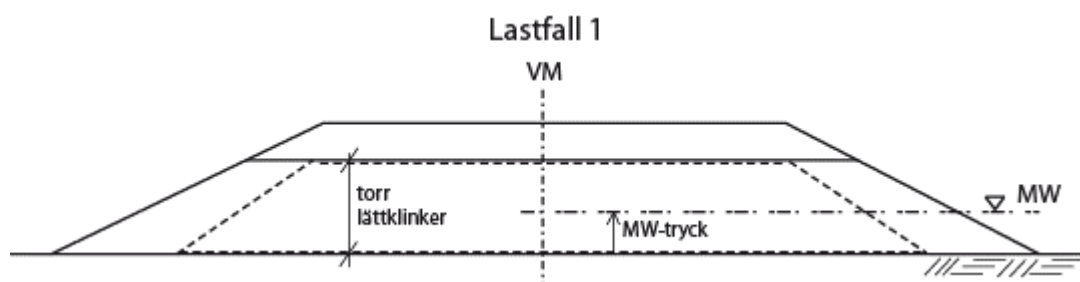
Saknas deklarerat värde från typprovning ska karakteristisk friktionsvinkel sättas till 35°.

Finns inga värden att tillgå ska tungheten vid dimensionering av stabilitet och sättningar sättas till 4,5 kN/m³ över GVY och en effektiv tunghet 1,0 kN/m³ under GVY.

10.2.2.5 Upplyftning

Upplyftning ska kontrolleras för följande lastfall:

Lastfall 1: Tunghet för torr lättklinker i kombination med medelvattennivån enligt Figur 10.2-1.

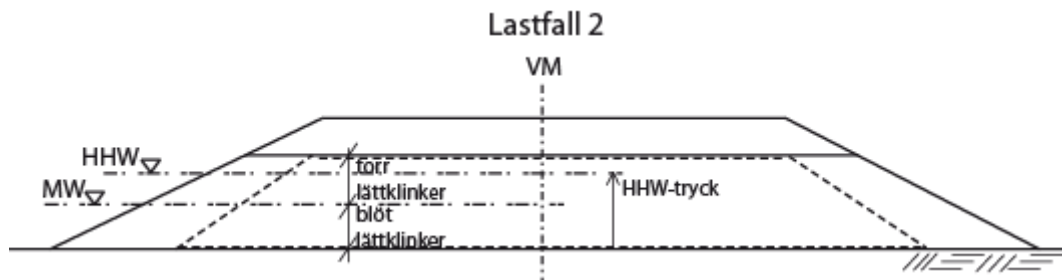


Figur 10.2-1. Lastfall 1 motsvarar nytlagd lättklinker.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Saknas värden på tungheten ska effektiv tunghet sättas till $-4,5 \text{ kN/m}^3$ för torrt material under MW och tungheten $2,2 \text{ kN/m}^3$ för torrt material över MW.

Lastfall 2: Tunghet för torr lättklinker ovan medelvattennivån i kombination med högsta högvattennivån enligt Figur 10.2-2. Under medelvattennivån används tungheten för lättklinker som legat i konstruktionen under lång tid.



Figur 10.2-2. Lastfall 2 motsvarar lättklinker som legat i konstruktionen under lång tid.

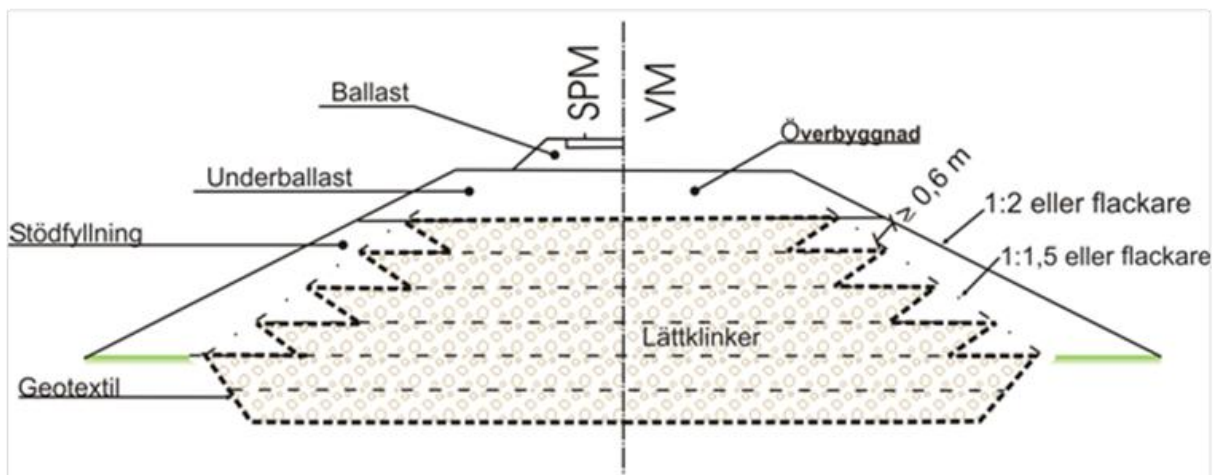
Saknas värden på tungheten ska effektiv tunghet sättas till $-2,5 \text{ kN/m}^3$ för blött material under MW och tungheten $4,5 \text{ kN/m}^3$ för torrt material över MW.

10.2.2.6 Materialskiljande lager

Bruksklass hos materialskiljande lager av geotextil ska väljas med hänsyn till omgivande material.

10.2.3 Konstruktiv utformning

Materialskiljande lager av geotextil ska användas runt lättklinkerfyllningen enligt Figur 10.2-3.



Figur 10.2-3. Lättklinker i väg- och järnvägskonstruktion.

10.2.3.1 Stödfyllning

Stödfyllningen ska utföras enligt AMA 13 CED.111 och läggas med släntlutning 1:2 eller flackare enligt Figur 10.2-3.

10.2.3.2 Överbyggnad för väg

Lättklinker ska inte placeras närmare överytan än 0,5 m för att undvika frosthalka. Detta gäller även cementstabiliserad lättklinker om $\lambda_{ofruset} < 0,3 \text{ W/mK}$.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

Minsta obunden överbyggnadstjocklek med $\dot{A}DT > 2\ 000$ ska vara 0,7 m.

10.2.3.3 Överbyggnad för järnväg

Över lättklinker ska finnas minst 0,8 m underballast enligt AMA 13 DCH.15 och 0,5 m makadamballast enligt AMA 13 DCH.31. Om tunnare underballast erfordras utförs en särskild utredning enligt avsnitt 1.4. Makadamballastens och underballastens totala tjocklek mätt från underkant sliper får aldrig underskrida 0,8 m.

10.2.3.4 Fundament för vägutrustning

Fundament inom sträckor med lättfyllning med lättklinker ska utformas med hänsyn till uppkommande belastningar.

10.2.3.5 Fundament för järnvägsutrustning

Innan kontaktledningsfundament får placeras i en lättklinkerfyllning ska en särskild utredning enligt avsnitt 1.4 visa att föreslagen utformning uppfyller alla krav i brott- och bruksgränstillstånd. Utformning av fundament placerade i lättklinkerfyllning ska godkännas av Trafikverket.

10.2.4 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankonstruktion med lättklinker ska följande visas:

- plan
- längdsektion
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning och utförande av underbyggnad, överbyggnad och släntskydd
- utformning av stolpfundament och andra konstruktioner
- dimensionerande materialegenskaper
- restriktioner för belastningar
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

10.2.5 Utförande och kontroll

Utläggning och kontroll av lättklinker utförs enligt AMA 13 CED.111 och mot byggnadsverk enligt AMA 13 CED.1122. Utförande av överbyggnadsmaterial på lättklinker utförs enligt AMA 13 DCB.2.

10.3 Skumglas

Innan skumglas får användas i järnvägs konstruktioner ska en särskild utredning enligt avsnitt 1.4 visa att materialet klarar de spänningsnivåer och dynamiska belastningar som uppkommer vid olika lastfall. Denna utredning ska innefatta godkända dynamiska belastningsprov motsvarande de som görs för lättklinker, se avsnitt 10.2.1.3.1.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.3.1 Materialegenskaper

Skumglas ska tillverkas av återvunnet glas. Kornstorleken innan utläggning ska vara mellan 10 och 60 mm.

10.3.1.1 Densitet

Skumglas ska vid tillverkning ha en korndensitet för torrt material mellan 0,2 och 0,3 t/m³.

10.3.1.2 Skjuvhållfasthet

Karakteristisk friktionsvinkel ska vara minst 45°.

10.3.1.3 Beständighet

Skumglas ska vara beständigt mot kemiska ämnen som härrör från trafik, exempelvis petroleumprodukter och vägsalt.

10.3.2 Dimensionering

Spänningsnivåer, inklusive trafiklast, får inte överstiga 75 kPa, eftersom det medför risk för krossning av materialet.

10.3.2.1 Överbyggnadsdimensionering för väg

Elasticitetsmodulen för skumglas ska vid dimensionering av överbyggnadstjocklek i PMS-objekt sättas till 300 MPa.

10.3.2.2 Tjäle

Skumglas tillhör tjälfarlighetsklass 1 och är tjälisolerande, vilket ska beaktas vid utformning i vägens längd- och tvärlängd.

10.3.2.3 Egentyngd

Vid dimensionering ska skumglasets tyngd bestämmas med hänsyn till konstruktionens livslängd samt lättfyllningens placering i konstruktionen.

För beräkning av densitet över och under vatten ska MB 306 (44), tillämpas.

10.3.2.4 Stabilitet och sättningar

Vid brantare medelslänthlutning i den lätta fyllningen än 1:1 ska en separat kontroll av bankens inre stabilitet utföras.

Saknas deklarerat värde från typprovning ska karakteristisk friktionsvinkel sättas till 45°.

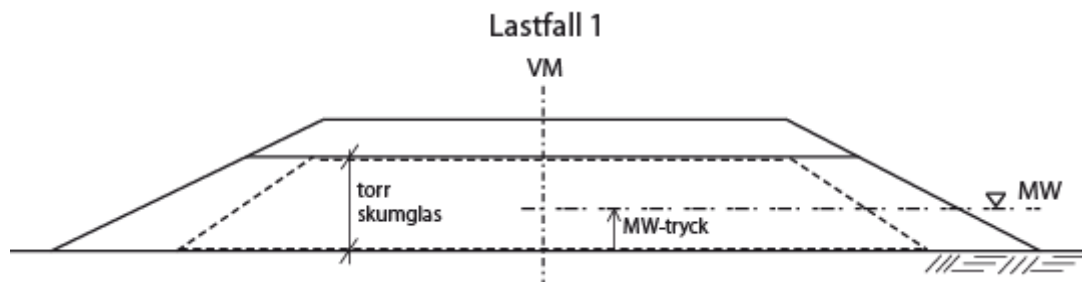
Vid dimensionering av stabilitet och sättningar ska tyngden 3,5 kN/m³ över GVV och en effektiv tyngd på 1,0 kN/m³, under GVV användas.

10.3.2.5 Upplyftning

Upplyftning ska kontrolleras för följande lastfall:

Lastfall 1: Tunghet för torrt skumglas i kombination med medelvattennivån enligt Figur 10.3-1.

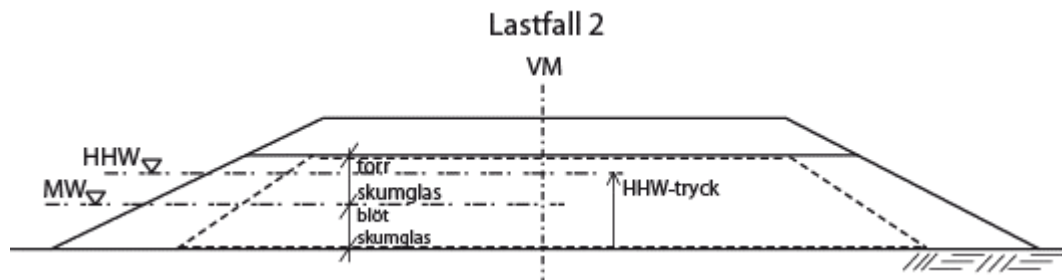
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 10.3-1. Lastfall 1 motsvarar nyutlagt skumglas.

Saknas värden på tungheten ska effektiv tunghet sättas till $-5,5 \text{ kN/m}^3$ för torrt material under MW och tunghet $1,9 \text{ kN/m}^3$ för torrt material över MW.

Lastfall 2: Tunghet för torrt skumglas ovan medelvattennivån i kombination med högsta högvattennivån enligt Figur 10.3-2. Under medelvattennivån används tungheten för skumglas som legat i konstruktionen under lång tid.



Figur 10.3-2. Lastfall 2 motsvarar skumglas som legat i konstruktionen under lång tid.

Saknas värden på tungheten ska effektiv tunghet sättas till $-3,0 \text{ kN/m}^3$ för blött material under MW och tungheten $3,5 \text{ kN/m}^3$ för torrt material över MW.

10.3.2.6 Materialskiljande lager

Bruksklass hos materialskiljande lager av geotextil ska väljas med hänsyn till omgivande material.

10.3.3 Konstruktiv utformning

Materialskiljande lager av geotextil ska användas över skumglasfyllningen. Behovet av materialskiljande lager under och på slänterna ska utredas i varje enskilt fall.

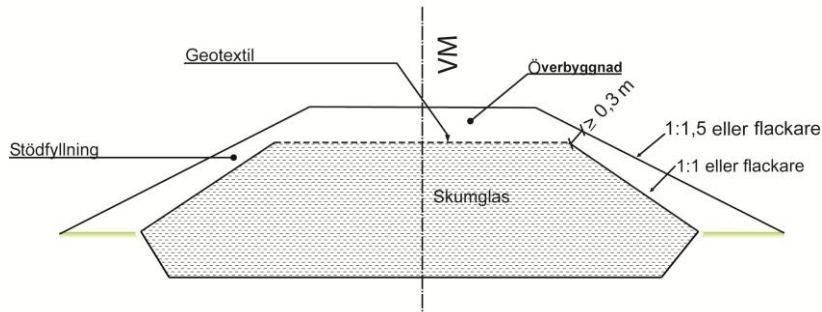
10.3.3.1 Stödfyllning

Stödfyllningen ska vara minst 0,3 m och läggs med släntlutning 1:1,5 eller flackare enligt Figur 10.3-3.

Vid utläggning får nivåskillnaden mellan skumglas och stödfyllning inte överstiga 1,6 m om lutningen på skumglaset är 1:1.

Hänsyn ska tas till att packningseffekten vid släntkrön försämras utan stödfyllning.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 10.3-3. Skumglas i vägkonstruktion.

10.3.3.2 Överbyggnad för väg

Skumglas får inte placeras närmare överytan än 0,5 m för att undvika frosthalka. Minsta obunden överbyggnadstjocklek för vägar med ÅDT > 2 000 ska vara 0,6 m.

10.3.3.3 Fundament för vägutrustning

Fundament inom sträckor med lättfyllning med skumglas ska utformas med hänsyn till uppkommande belastningar. Fundament inom sträckor med skumglas ska utformas så att de uppfyller krav i brott- och bruksgränstillstånd. Föreslagen utformning ska godkännas av Trafikverket.

10.3.4 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankonstruktion med skumglas ska visas följande:

- plan
- längdsektion
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning och utförande av underbyggnad, överbyggnad och släntskydd
- utformning av stolpfundament och andra konstruktioner
- dimensionerande materialegenskaper
- restriktioner för belastningar
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

10.3.5 Utförande och kontroll

Utläggning och kontroll av skumglas utförs enligt AMA 13 CED.13. Utförande av överbyggnadsmaterial på skumglas utförs enligt AMA 13 DCB.2.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

11 Massutskiftning

Vid förstärkning med massutskiftning ska stabiliteten säkerställas genom utnyttjande av jordtryck från omgivande jordlager eller genom att utskiftningen ges sådan utformning att återfyllnadsmassorna är stabila i sig. Behov av överlast ska utredas.

11.1 Massutskiftning genom grävning och återfyllning

Utskiftning genom grävning ska i första hand utföras ner till fasta jordlager.

Om utskiftningen inte når ner till fasta jordlager ska extra uppmärksamhet ägnas åt prognostiserade sättningar, ev. överlast och sättningsuppföljning och kontroll av stabiliteten.

11.1.1 Dimensionering

Deformationer i sidled på grund av krypning och skjuvrörelser i såväl jorden utanför schaktväggen som i återfyllnadsmaterialet ska beaktas.

11.1.2 Material och utförande

Återfyllnadsmassor ska väljas så att erforderlig packning kan åstadkommas och att separation av materialet inte sker under den tekniska livslängden. Vid val av material ska grundvattennivån beaktas.

Återfyllning och packning ska utföras enligt AMA 13 CEB.71.

11.1.3 Omgivningspåverkan

I utförandeskedet får inte rörelser till följd av schakten skada omgivningen. Inverkan av grundvattensänkning på grund av att återfyllningen kan fungera som ett drändike ska beaktas.

11.1.4 Kontroll och verifiering av resultat

Där packning under vatten inte kan utföras och vid partiell utskiftning ska sättningar verifieras genom sättningsuppföljning enligt avsnitt 3.1.3.

Kontroll vid schaktning ska utföras enligt AMA 13 CBB.72 och kontroll av återfyllning ska utföras enligt AMA 13 CEB.71

11.2 Massutskiftning genom undanpressning

11.2.1 Dimensionering

Dimensionering ska säkerställa att stabilitet och sättningar i återfyllnadsmaterialet och i kvarvarande kompressibel jord blir acceptabla. Hänsyn ska tas till deformationer i sidled på grund av krypning och skjuvrörelser.

Utfyllning ska utformas så att ett kontrollerat skred genereras.

Överhöjningens storlek ska bestämmas.

Överlast efter undanpressning och dess liggtid ska bestämmas.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

11.2.2 Material och utförande

Material och utförande ska ske enligt AMA 13 CEB.72.

Pressningsförfarandet förutsätter att markgenombrott framkallas genom en rullande överhöjning av banken. Styrningen av detta ska beslutas i samråd med Trafikverkets geotekniker.

11.2.3 Omgivningspåverkan

Rörelser på grund av undanpressning får inte skada omgivningen. Ändrade avrinningsförhållanden ska beaktas.

Gyttja och lera som pressas undan ska betraktas som inkompressibla under pressningsfasen. Volymen vid hävningen ska därför antas att motsvara de massor som pressats ner under ursprunglig markyta. Torv ska betraktas som ett kompressibelt material.

11.2.4 Kontroll och verifiering av resultat

Kontroll och verifiering ska utföras enligt AMA 13 CEB.72.

11.3 Utredning och redovisning

11.3.1 Geoteknisk utredning

I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- bankens höjd och släntlutning
- krav på återfyllnadsmaterialets egenskaper
- schaktslänternas stabilitet
- deformation i kvarvarande jord under återfyllnadsmassor.

Utredningen ska även klargöra förutsättningarna i byggskedet såsom:

- schaktvolym och massåtgång för återfyllning
- schaktmassornas beskaffenhet
- bärighet och framkomlighet för arbetsmaskiner
- möjlig grundvattensänkning
- styrning av undanpressning.

11.3.2 Redovisning

11.3.2.1 Vägplan och järnvägsplan

En teknisk beskrivning för vägplan och järnvägsplan ska innehålla:

- kortfattad beskrivning av utskiftningsområdena och ungefärlig volym för återfyllnadsmassor
- behov av vägområde eller järnvägsområde
- krav på återfyllnadsmassor
- restriktioner med hänsyn till påverkan på omgivningen inklusive grundvatten



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

- faktorer som påverkar markbehov, kostnader eller arbetsteknik, t.ex. transportvägar.

11.3.2.2 Bygghandling

Teknisk beskrivning i bygghandling ska innehålla förutsättningar för planering, kostnadsberäkning, genomförande och kontroll av arbetet.

I beskrivningen anges för respektive utskiftningsavsnitt:

- förutsättningar för bedömning av schaktstabilitet
- restriktioner vid arbetsutföranden med avseende på stabiliteten
- krav på tillåten tjocklek av kvarvarande lös jord
- behov av materialskiljande lager
- alternativ användning av utskiftade massor
- restriktioner med hänsyn till omgivningen
- kontrollåtgärder
- behov av överlast och liggtid.

På arbetsritning för väg- och bankonstruktion med massutskiftning ska följande visas:

- plan
- längdsektion
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning och utförande av schaktslänter, återfyllnadsmaterial, överhöjning och överlast med liggtid
- dimensionerande materialegenskaper hos återfyllnadsmaterialet
- restriktioner för belastningar, framkomlighet och omgivningspåverkan
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

11.3.2.3 Byggskede

En teknisk beredning av utförandet ska innehålla en detaljerad beskrivning av arbetsutförandet och stabilitetsberäkningar som verifierar det valda utförandet.

All kontroll ska dokumenteras.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

12 Vertikaldränering

12.1 Dimensionering

12.1.1 Förutsättningar för dimensionering

12.1.1.1 Säkerhetsklass

Dimensionering ska utföras i lägst säkerhetsklass 2 i både byggskedet och i bruksskedet.

12.1.1.2 Geoteknisk kategori

Vertikaldränering ska utföras i lägst geoteknisk kategori 2.

12.1.1.3 Geoteknisk utredning

I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- konsolideringsegenskaper i de olika jordlagren
- stabilitet under och efter byggtiden
- bedömning av förekomst av hinder i form av hårda lager, rötter, ledningar etc.

12.1.2 Materialegenskaper

12.1.2.1 Dräner

Dränerna ska uppfylla kraven enligt SS-EN 15237 (45). Avbördningsförmågan ska väljas så att sättningshastigheten inte begränsas på grund av dränernas kapacitet.

12.1.2.2 Dräneringsbädd

Dränbädden ska bestå av material enligt AMA 13 CEF.16.

12.1.2.3 Temporär överhöjning

Överhöjningen ska bestå av material med känd tunghet.

Då överhöjningen utförs med annat material än resterande överbyggnad ska materialskiljande lager användas för att undvika inblandning i överbyggnaden.

12.1.3 Störningszon

Hänsyn ska tas till att installation av dräner ger en störningszon i ett inledande skede.

12.1.4 Brottgränstillstånd

12.1.4.1 Hållfasthet

Inom den störda zonen

Hållfastheten i den störda zonen reduceras kraftigt direkt efter installation, vilket ska beaktas om den störda zonen utbredning är betydande.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Under liggtiden

I takt med att jorden konsolideras för bankens tyngd får hänsyn tas till att markens bärförmåga ökar, förutsatt att detta kan verifieras med beräkningar eller provning. Vid verifiering enbart med beräkning ska hållfasthetsökningen maximalt motsvara 10 % av den effektivspänningsökning som åstadkommit över det ursprungliga förkonsolideringstrycket.

12.1.5 Bruksgränstillstånd

En realistisk prognos över sättningarna ska göras för att bedöma erforderlig överhöjning.

12.1.5.1 Permeabilitet

I takt med att jorden konsolideras för bankens tyngd ska hänsyn tas till att jordens permeabilitet minskar.

12.1.5.2 Tidsförlopp

Konsolideringsgraden i den aktuella jordvolymen ska bedömas vid projekteringen och ska sedan verifieras genom mätning under utförandet, se avsnitt 12.4. Konsolideringsgraden är till största delen beroende av den horisontella strömningen mellan dränerna men vid djup mindre än 10 m ska även den vertikala strömningen beaktas.

12.1.5.3 Kompression i vertikaldränerad volym

Efter avlastning ska den totala lasten (bankhöjd inklusive sättningkompensation) inte överstiga 90 % av den effektivspänning som jorden konsoliderats för under liggtiden antaget att lastspridning beaktats med en elasticitetsteoretiskt baserad metod.

Vid lastberäkning ska kompensation göras för jordmassor som hamnar under grundvattenytan på grund av sättningar.

12.2 Konstruktiv utformning

12.2.1 Liggtid

Liggtiden för bankfyllningen ska beräknas.

12.2.2 Dränernas utbredning i längdled och tvärled

I bankens tvärled utsträcks vertikaldräneringen under slänterna så att inga besvärande sättningar uppkommer.

I bankens längdled utsträcks vertikaldräneringen så långt att övergången till odränerat område blir jämn.

12.2.3 Säkerställande av dränering

Dränlagret ska ha tillräcklig kapacitet så att det utpressade porvattnet från vertikaldränerna kan avbördas.

Vid beräkning av liggtid och lastetapper ska hänsyn tas till att dränlagret kan frysa och därmed försämra dräneringsfunktionen.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

12.3 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankonstruktion med vertikaldränerad jord ska följande visas:

- plan med läge för dräner
- längdsektion
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning av temporär överhöjning, inklusive tjocklek och sättningskompensation och tryckbankar
- typ av dräner
- liggtid för temporär överhöjning samt prognostiserat sättningsförlopp
- restriktioner för belastningar, framkomlighet och omgivningspåverkan
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

12.4 Utförande och kontroll

Installation av dräner ska ske enligt AMA 13 CDB.11 och SS-EN 15237.

Sättningsuppföljning utförs enligt avsnitt 3.1.3 och ska ge underlag för att avlastning sker vid rätt tidpunkt och om eventuell modifiering av överhöjningen på grund av avvikelser krävs.

Kontroll av vertikaldräneringar omfattar dels arbetet med dränernas installation och utfyllning av bankmassor och dels uppföljning och analys av rörelser. Kontrollen omfattar i tillämpliga delar följande moment:

- Dränbäddens material samt att vattnet kan avbördas ur dränbädden.
- Deklaration av dränerna enligt SS-EN 15237 (45).
- Installation av utrustning för uppföljning.
- Mätning av utgångsvärden (nollmätning) för uppföljningen.
- Dränavstånd, dränlängder samt dränavskärningsplan.
- Tidpunkter för utfyllning av bankmassor och fyllningsnivåer.
- Mätning och redovisning av rörelser, portryck och skjuvhållfasthet.
- Vid arbete under den kalla årstiden kontrolleras att dränbädden är otjälad när bankmassorna fylls ut.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

13 Djupstabilisering

Dimensionering av djupstabilisering med mjuka kalkcementpelare för grundläggning av väg- och järnvägsbankar samt byggnadsverk ska utformas enligt detta kapitel.

Dokumenterad erfarenhet ska finnas för valda bindemedel ifrån provning i laboratorium och i fält.

13.1 Dimensionering

13.1.1 Förutsättningar för dimensionering

13.1.1.1 Säkerhetsklass

Dimensionering i permanentskedet ska utföras i lägst säkerhetsklass 2. Då förstärkningen avser grundläggning av byggnadsverk ska dimensionering utföras i säkerhetsklass 3.

13.1.1.2 Geoteknisk kategori

Djupstabilisering ska lägst utföras i geoteknisk kategori 2.

13.1.1.3 Geoteknisk utredning

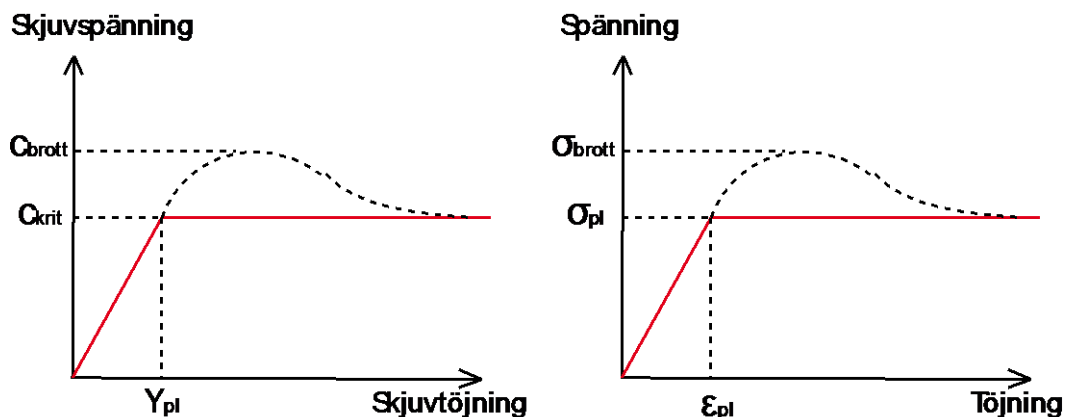
I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- preliminär bestämning av inblandningsmedel, -mängd och -förfarande
- bedömning av förekomst av hinder i form av hårda lager, rötter, ledningar etc.

Inblandningsförsök ska utföras enligt Appendix B i SD Rapport 17 (46).

13.1.2 Materialegenskaper

Den förstärkta jorden som har en kritisk skjuvspänning lägre än 100 kPa får antas ha ett ideal-elastoplastiskt spännings-töjningssamband enligt Figur 13.1-1, vilket gäller såväl brotts- som bruksgränstillstånd.



Figur 13.1-1. Spännings-töjningssamband med $c_{krit} < 100$ kPa. Kritisk skjuvspänning c_{krit} ska antas motsvara 70% av brotthastigheten C_{brott} .

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

13.1.2.1 Hållfasthetsegenskaper

Vid dimensionering ska en preliminär bedömning av c_{krit} göras, vilken sedan ska verifieras genom provning enligt Bilaga A.

13.1.2.1.1 Odränerad hållfasthet

Den karakteristiska odränerade skjuvhållfastheten, τ_{fuk} , ska bestämmas enligt:

$$\tau_{fuk} = c_{krit} \quad 13.1-1$$

För mjuka pelare får kritisk skjuvspänning, c_{krit} , sättas till maximalt 100 kPa, vilket innebär att brothållfastheten i pelarna ska verifieras i fält för $1,4 \cdot c_{krit}$.

13.1.2.1.2 Dränerad hållfasthet

Den karakteristiska dränerade skjuvhållfastheten, τ_{fdk} , ska bestämmas enligt:

$$\tau_{fdk} = c' + \sigma' \tan \phi' \quad 13.1-2$$

Den bindemedelsförstärkta jordens kohesionsandel, c' , ska antas vara:

0,40 · c_{krit} i aktivzonen

0,15 · c_{krit} i direkt skjuvzon

0 i passivzonen.

Den bindemedelsförstärkta jordens friktionsvinkel, ϕ' , ska oberoende av bindemedel sättas till:

32° då jorden utgörs av lera eller torv

29° då jorden utgörs av gyttja

35° då jorden utgörs av silt.

13.1.2.2 Deformationsegenskaper

Krypning i den förstärkta jorden får försummas.

13.1.2.2.1 Elasticitetsmodul

Vid beräkning av deformationer ska antas att plana tvärsnitt förblir plana, dvs. att kompressionen av jord och pelare är lika stora, vilket medför att elasticitetsmodulen är lika stor som kompressionsmodulen.

13.1.2.2.2 Permeabilitet

13.1.2.3 Beständighet

Den bindemedelsförstärkta jorden ska minst ha samma tekniska livslängd som överliggande konstruktion.

Jord med hög organisk halt eller högt sulfidinnehåll kan medföra att reaktionsprodukter med sämre beständighetsegenskaper bildas, vilket ska beaktas.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

13.1.3 Brottgränstillstånd

Förstärkningen ska utformas så att tillfredsställande stabilitet uppnås.

Då pelare förs ner till fast jord eller berg ska glidytor som löper längs pelarnas underkant beaktas.

Hållfastheten hos pelarförstärkt jord i direkt skjuvzon och passivzon får endast medräknas då pelarna installeras i skivor, gitter eller block.

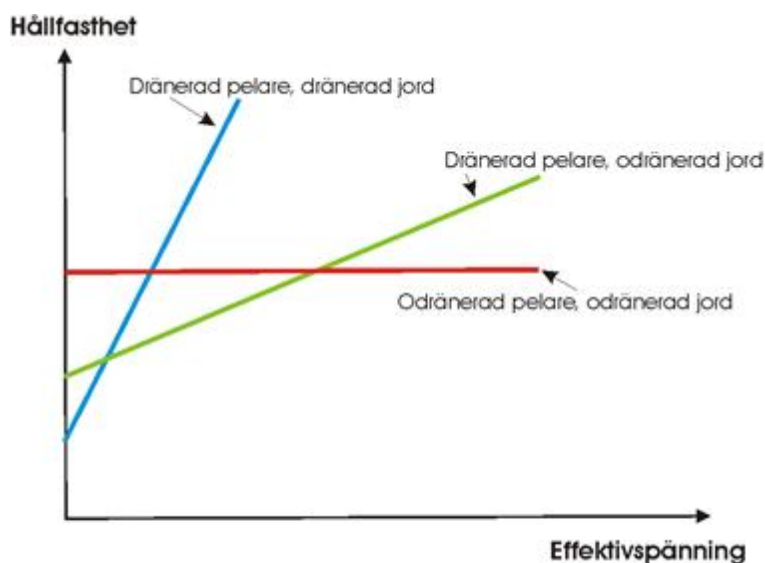
13.1.3.1 Samverkan mellan pelare och omgivande jord

Vid dimensionering ska samverkan av oförstärkt och förstärkt jord beaktas. Om inte samverkan beaktas ska pelare dimensioneras så att de ensamma kan bära hela lasten.

Följande dräneringssituationer ska beaktas:

- odränerad hållfasthet i pelare och ostabiliserad jord
- dränerad hållfasthet i pelare och odränerad hållfasthet i ostabiliserad jord
- dränerad hållfasthet i såväl pelare som ostabiliserad jord.

Den lägsta hållfastheten i varje dräneringssituation ska väljas vid dimensionering, se Figur 13.1-2.



Figur 13.1-2. Förhållandet mellan effektivspänning och hållfasthet för bindemedelsförstärkt jordvolym vid olika dräneringssituationer.

Den förstärkta jordvolymens hållfasthet, τ_f , ska representeras av ett viktat medelvärde av hållfasthet hos pelare och omgivande jord, enligt:

$$\tau_f = a \cdot \tau_{f, pel} + (1-a) \tau_{f, jord} \quad 13.1-3$$

$\tau_{f, pel}$ är odränerad eller dränerad skjuvhållfasthet i pelaren.

$\tau_{f, jord}$ är odränerad eller dränerad skjuvhållfasthet i jorden.

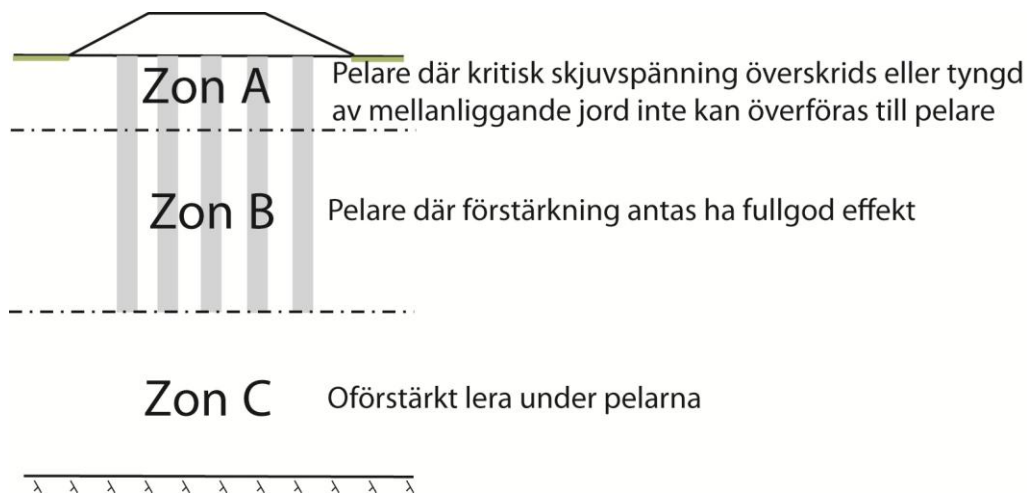
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

13.1.4 Bruksgränstillstånd

Den bindemedelsförstärkta jorden ska dimensioneras så att varken oacceptabla deformationer eller vibrationer uppkommer. Vid beräkning av deformationer hos pelare ska såväl den förstärkta som den oförstärkta jordens spännings-töjningsegenskaper beaktas.

Baserat på jordens uppträdande delas undergrunden in i zonerna, A, B och C enligt Figur 13.1-3. Om pelarna förs ner till fast botten ska zon C utgå.

Vid beräkning av deformationer i zon C ska beaktas att pelarnas underkant inte är fridränerande.



Figur 13.1-3. Förstärkt jord indelad i zonerna, A, B och C.

13.1.4.1 Bestämning av zon A

Då kompressionen i zon A förväntas bli stor ska sättningförloppet följas genom mätningar.

13.1.4.2 Beräkning av tillskottspänningar i zon A, B och C

Tillskottspänningen, $\Delta\sigma$, ska beräknas så att hänsyn tas till lastspridning inom den förstärkta jorden.

13.1.4.3 Kompression i pelarförstärkt jordvolym

13.1.4.4 Tidsförlopp i pelarförstärkt jordvolym

Sättningarnas utveckling med tiden ska beräknas.

Valet av pelarmönster påverkar tidsutveckling i den underliggande jorden, vilket ska beaktas.

13.2 Konstruktiv utformning

Pelare med diameter mindre än 0,5 m och större än 0,8 m får användas efter särskild utredning.

13.2.1 Val av pelarmönster

Pelarmönstret ska baseras bl. a. på säkerheten hos den oförstärkta banken, se Tabell 13.2-1. Kontroll för oförstärkt bank ska alltid utföras med laster i SK 2.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 13.2-1. Pelarmönster vid olika dimensioneringssituationer.

Dimensioneringssituation	Acceptabla pelarmönster			
	singulär a	skivo r	gitter	block
Stabilisering under bankar i aktivzonen där $F_{c,ostab} \geq 0,67$	X	X	X	X
Stabilisering under bankar i aktivzonen där $F_{c,ostab} < 0,67^1$		X	X	X
Stabilisering i passivzon och direkt skjuvzon		X	X	X
Skärningsslänter $F_{komb,ostab} > 0,60$		X	X	X
Pelare vilka installeras mot kraftigt lutande fast botten, ($> 45^\circ$), där $F_{ostab} < 1,0$		X	X	X
Stabilisering av järnvägsbankar där s.k. höghastighetsfenomen kan uppkomma			X	X

- F_c Säkerhetsfaktor vid stabilitetsberäkning med odränerad analys
 F_{komb} Säkerhetsfaktor vid stabilitetsberäkning med kombinerad analys
 F_{ostab} Säkerhet mot stabilitetsbrott för ostabiliserad konstruktion inklusive tryckbankar eller lättfyllning
¹ Restriktionen avser att minska risken för brott i pelarna till följd av stora skjuvdeformationer i jorden, vilket exempelvis kan uppstå vid sluttande terräng, eller om pelarna i den övre delen inte har fullgod hållfasthet.

I torv tillåts endast masstabilisering eller blockstabilisering.

13.2.2 Singulära pelare

Singulära pelare ska installeras med sådana avstånd att inte oönskade ojämnheter uppkommer i överytan.

Vid pelarmönster med växelvis långa och korta pelare ska de korta pelarnas förmåga att överföra banklasten till undergrunden via de långa pelarna analyseras då de korta pelarna är kortare än 10 m.

13.2.3 Pelare i skivor, gitter eller block

Skivor ska placeras med sådana avstånd att stabiliteten hos den mellanliggande jorden blir tillfredsställande och så att oönskade ojämnheter inte uppkommer i överytan.

Enskilda pelare i skivor, gitter eller block ska installeras med tillräcklig överlappning.

13.2.4 Säkerställande av dränering

I de fall bankfyllningen utgörs av materialtyp 4 och 5A ska ett dränerande lager, enligt AMA 13 CEF.111 med tjocklek $> 0,15$ m, läggas under bankfyllningen.

13.3 Redovisning i bygghandling

plan med läge för pelare eller gräns för På arbetsritning för väg- och bankkonstruktion med bindemedelsförstärkt jord ska följande visas:

- masstabilisering
- längdsektion



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning av överlast och liggtid
- inblandningsmedel (typ, mängd, inkl. toleranser)
- installationsförfarande (verktyg, blandningsarbete, installationsordning etc.)
- dimensionerande materialegenskaper i pelarna
- restriktioner för belastningar, framkomlighet och omgivningspåverkan
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

I den mån provpelare ingår som en del av projekteringen ska resultaten från dessa försök redovisas i en separat rapport.

13.4 Utförande och kontroll

Inblandning ska utföras enligt AMA 13 CDB.23.

Djupstabiliseringen ska delas in i kontrollobjekt som omfattar:

- en homogen geologi
- en och samma typ av stabilisering, typ av och mängd bindemedel, pelardiameter med mera.

Kontroll utförs enligt AMA 13 CDB.23 och Bilaga A. Kontroll och verifiering av c_{krit} utförs enligt AMA13 CDB.23.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

14 Bankpålning

14.1 Dimensionering

14.1.1 Förutsättningar för dimensionering

14.1.1.1 Säkerhetsklass

Dimensionering av bankpålning ska utföras i lägst säkerhetsklass 2.

14.1.1.2 Geoteknisk kategori

Bankpålning ska utföras i lägst geoteknisk kategori 2.

14.1.1.3 Pålelement

Pålelement ska utformas och dimensioneras enligt TRVK Bro 11 (1).

14.1.1.4 Pålplatta

Pålplattor ska utformas och dimensioneras enligt TRVK Bro 11 (1).

14.1.1.5 Geoteknisk utredning

I tillägg till geotekniska utredningar enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- påltyp och pällängd
- ytjordens beskaffenhet med hänsyn till plattäckningsgrad
- pålens konstruktiva och geotekniska bärförmåga
- jordens inverkan på pålens beständighet.

14.1.1.6 Teknisk livslängd

Bankpålning för järnvägar ska dimensioneras för en teknisk livslängd av 120 år. Bankpålning i anslutning till vägbroar dimensioneras för samma tekniska livslängd som för bron. Övrig bankpålning ska dimensioneras för en teknisk livslängd av 80 år.

14.1.2 Materialegenskaper

Materialet i det lastfördelande jordlagret närmast över pålplattorna ska utföras enligt AMA 13 CEB.6112 eller CEB. 6111. Bankfyllningen ska utföras enligt AMA 13 CEB.6121 eller CEB.6122.

Geosyntetisk armering ska utföras enligt AMA 13 DBB.4121.

14.1.3 Brottgränstillstånd

14.1.3.1 Allmänt

Bankpålning ska utformas så att all last utöver jordlast under eventuell armeringen och mellan pålplattor bärs av pålarna.

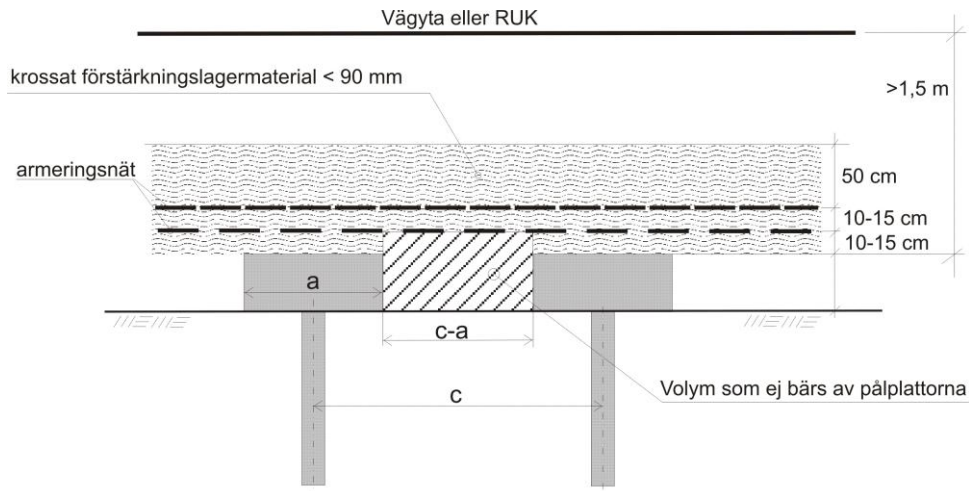
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

14.1.3.5 Lastfördelande lager med geosyntetisk armering

Bankpålningar ska utformas med fritt avstånd mellan pålplattor och plattäckningsgrad i kombination med vald armering så att inga oacceptabla deformationer uppkommer mellan pålplattorna. Bankhöjd ovan pålplattorna ska överstiga 1,5 m.

Jordmaterial på och kring armeringen ska bestå av krossat förstärkningslager med max stenstorlek 90 mm. Materialet ska fyllas från pålplattans överkant upp till 0,5 m över det översta nätet, se Figur 14.1-2.

Armeringen ska dimensioneras enligt avsnitt 17.1.5.



Figur 14.1-2. Jordmaterialets utbredning kring armering.

Geosyntetens dimensionerande draghållfasthet ska beräknas enligt avsnitt 17.1.2.1.2.

14.1.3.6 Stabilitet

Bankpålningens ska utsträckas i tvärlid så att minsta avståndet från krönkant underballast eller vägbana till yttersta pålplattan ska överstiga bankhöjden, h_1 , dvs. med lutning minst 1:1 från krönkant.

Kontroll av horisontellt jordtryck

Det resulterande horisontella jordtrycket som bildas i slänterna ska tas upp av lutande pålar, armering eller en kombination av detta där följande kraftjämviktsvillkor ska uppfyllas, se Figur 14.1-3:

$$\gamma_F \cdot E_{ajd} \leq R_{pd} + T_d + R_{pid} \quad 14.1-1$$

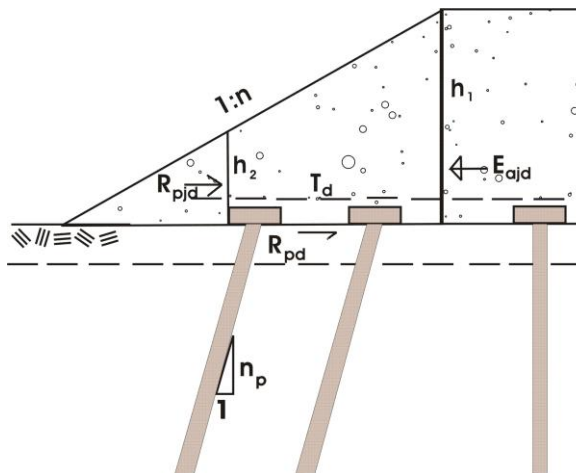
E_{ajd} är dimensionerande aktivt jordtryck som orsakas av konstruktionens egentygnd och trafiklast. γ_F är lastfaktor för permanent och variabel geoteknisk last som delas upp i $\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ beroende på last.

R_{pd} är lutande pålars dimensionerande horisontalkomponent av axiellast av jordens egentygnd exklusive trafiklast.

T_d är geosyntetens dimensionerande draghållfasthet enligt avsnitt 17.1.2.1.2.

R_{pid} är dimensionerande passivt jordtrycket av jordkilen utanför sista pålplattan.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 14.1-3. Kontroll av jämviktsvillkor.

Kontroll av stabilitet för jordkil

Stabiliteten för jordkilen utanför yttersta pålraden ska kontrolleras separat med glidyteberäkning.

Kontroll av stabilitet in mot bankpålning

Då omgivande nivåer i tvär- eller längdled ligger högre än pålavskärningsplanet ska stabiliteten in mot bankpålningen kontrolleras separat med glidyteberäkning.

14.1.4 Bruksgränstillstånd

Undergrunden ska vara konsoliderad för sin egetyngd och eventuell fyllning under pålplattor.

Sättningar under opålad slänt ska begränsas med hänsyn till påles sidoförskjutning och konstruktiva bärförmåga. Bankpålning ska sträckas ut så långt att sättningarna inte skadar bankpålarna eller påverkar bankkrönet.

14.2 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankonstruktion med bankpålning ska följande visas:

- plan där läge för pålar och plattor framgår
- längdsektion med nivå på pålavskärningsplan
- normalsektion
- tvärsektioner i erforderlig omfattning
- utformning av lastfördelande jordlager
- metod för verifiering av geoteknisk bärförmåga
- installationsordning
- val av bankmaterial, lastfördelande lager och geosyntet
- restriktioner för belastningar, framkomlighet och omgivningspåverkan
- arbetsbeskrivning och kontrollplan.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

14.3 Utförande och kontroll

Pålning av slagna betongpålar, stålplålar eller träpålar utförs enligt AMA 13 CCB.1, CCB.2 eller CCB.3 med underliggande koder avsedda för bank-pålning. Kontroll av konstruktionshandlingar ska utföras enligt TK Bro (1).

Platsgjutna pålplattor ska utföras enligt AMA 13 EBE.11521 och prefabricerade pålplattor enligt AMA 13 GBC.1531. Kontroll av fyllning utförs enligt AMA 13 CEB.61 med underliggande koder.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

15 Lätt bankpålning med träpålar

Lätt bankpålning med träpålar ska utföras utan pålplattor och banklasten ska föras över till pålarna via ett lastfördelande jordlager med geosyntetisk armering. Geonäten ska vara styva och förankras så att horisontella rörelser minimeras.

15.1 Dimensionering

15.1.1 Förutsättningar för dimensionering

Om någon av följande förutsättningar är rådande ska dimensionering ske efter särskild utredning enligt avsnitt 1.4:

- artesiskt portryck
- träpålar i hållfasthetsklass C14 för bankhöjder högre än 6 och av träpålar i hållfasthetsklass C30 för bankar högre än 10 m
- den ostörda jordens karakteristiska skjuvhållfasthet är < 7 kPa
- $F_c < 1,0$ vid stabilitetsberäkning med karakteristiska värden för oförstärkt bank.

15.1.1.1 Säkerhetsklass

Dimensionering av lätt bankpålning med träpålar ska utföras i lägst säkerhetsklass 2.

15.1.1.2 Geoteknisk kategori

Lätt bankpålning med träpålar ska utföras i lägst geoteknisk kategori 2.

15.1.1.3 Geoteknisk utredning

I tillägg till geotekniska utredningar enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- pällängd
- stabilitet under och efter byggtiden
- förekomst av hinder i form av hårda lager, rötter, ledningar etc.
- grundvattennivå för skydd av pålar.

15.1.2 Materialegenskaper

Pålmaterial ska vara av oskadat virke av fur eller gran med hållfasthetsklass C14 enligt SS-EN 338 (47). För att få använda pålar i hållfasthetsklass C30 ska alla pålar inspekteras och godkännas av en oberoende virkesmätare.

Lastfördelande jordlager ska utföras enligt AMA 13 CEB.6112. Bankfyllning ska utföras enligt AMA 13 CEB.6121 eller CEB.6122.

Stenstorleken i nedre delen av det lastfördelande lagret på och kring armeringen ska begränsas till max stenstorlek 90 mm.

Geosyntetisk armering ska utföras enligt AMA 13 DBB.4121.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Armeringen ska bestå av polypropen-nät som dimensioneras enligt avsnitt 17.1.2.1.2 för en dimensionerande draghållfasthet på 3 kN/m.

15.1.3 Brottgränstillstånd

Vid dimensionering av lätt bankpållning med träpållar ska följande kontrolleras:

- Pållarnas konstruktiva och geotekniska bärförmåga.
- Stabiliteten i fyllningsslänten i tvär- och längdled.

Tyngden av bankfyllning och trafiklast ska behandlas som en geoteknisk last.

För vägbankar som är lägre än 3 m ska trafiklasten för korta glidytor användas.

15.1.4 Bruksgränstillstånd

Prognos över förväntade sättningar ska göras för att bestämma erforderlig liggtid och behov av överlast.

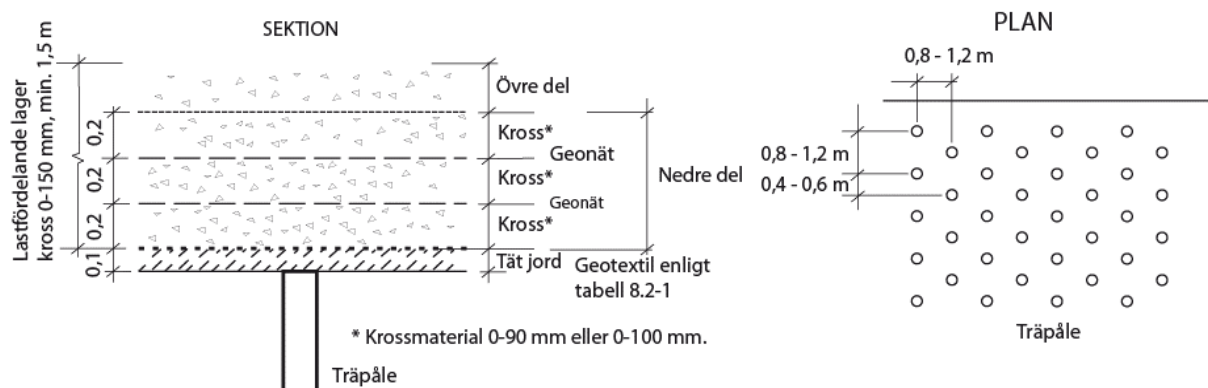
Krypning i konstruktionen ska beaktas.

Konsolideringsgraden i den aktuella jordvolymen ska bedömas vid projekteringen och ska sedan verifieras genom mätning under utförandet, se avsnitt 15.4.

15.2 Konstruktiv utformning

Pållar ska installeras i ett triangulärt mönster med c-c avstånd mellan 0,8 och 1,2 m. Pållarna ska installeras så att de inte torkar eller utsätts för rötangepp. Ett utjämnande tätningslager bestående av tät vattenmättad finkornig jord av materialtyp 4 eller 5A ska läggas ut med en tjocklek 0,1 m ovan pållavskärningsplanet.

Lägsta tillåtna bankhöjd ovan utjämningslagret ska vara 1,5 m, se Figur 15.2-1.



Figur 15.2-1. Jordmaterialets utbredning kring armering.

15.3 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för väg- och bankkonstruktion med lätt bankpållning med träpållar visas följande:

- Plan där läge och numrering av alla pållar framgår.
- Längdprofil med väntade pållängder i profil i förhållande till utförda sonderingar.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

- Påltoppnivå.
- Arbetsbeskrivning och kontrollplan, med bl.a. stoppslagningskriterium.
- Tvärsektioner i erforderlig omfattning.
- Utformning av ev. temporär överhöjning och tryckbankar.

15.4 Utförande och kontroll

Pålning med tryckta träpålar utförs enligt AMA 13 CCC.3.

Sättningsuppföljning utförs enligt avsnitt 3.1.3 och ska bland annat ge underlag för att avlastning sker vid rätt tidpunkt och om eventuell modifiering av överhöjningen på grund av avvikelser krävs.

15.4.1 Kontroll av pålmaterial

Pålmaterial som används i konstruktionen ska vid kontroll uppfylla följande krav:

- Pålar ska utgöras av hela trädstammar av friskt virke. Sågat virke får inte förekomma.
- Pålarna får inte innehålla utpräglad tjurved eller stora kvistanhopningar.
- Lös röta i virket eller djupgående gångar efter insekter får inte förekomma.
- Genomgående röta får inte förekomma.
- Lös ytbark ska avlägsnas.
- Pålarna får inte torka ut.
- Pålarnas centrumlinje ska maximalt avvika 1 % mellan två godtyckligt valda punkter på 3 m avstånd.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

16 Slitsmur och sekantpålevägg

16.1 Dimensionering

Konstruktionen ska dimensioneras för laster från ovanliggande konstruktion samt uppkommande jord- och vattentryck.

16.1.1 Förutsättningar för dimensionering

16.1.1.1 Säkerhetsklass

Vid dimensionering av permanent slitsmur eller sekantpålevägg ska säkerhetsklass tillämpas enligt TRVK Bro 11 (1).

16.1.1.2 Geoteknisk kategori

Slitsmur eller sekantpålevägg ska utföras i lägst geoteknisk kategori 2.

16.1.1.3 Utformning

Slitsmur och sekantpålevägg ska utformas och dimensioneras enligt TRVK Bro 11 (1).

16.1.1.4 Geoteknisk utredning

I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- schaktbarhet, exempelvis förekomst av block
- stabilitet hos schaktad slits eller schakt för sekantpåle utan foderrör, t.ex. permeabla lager eller svaga skikt
- jordens inverkan på slitsmurens eller sekantpålens beständighet.

16.1.2 Brottgränstillstånd

Vid beräkning av aktuellt jordtryck mot konstruktionen i olika skeden ska hänsyn tas till inverkan av förskjutningarnas storlek och riktning. Inverkan av tjäle ska beaktas.

Vid dimensionering ska minst följande kontrolleras:

- stabiliteten för schakten i alla riktningar under schaktning och gjutning
- totalstabiliteten för konstruktionen under såväl utförande som permanent skede
- lastöverföring mellan stödkonstruktion och undergrund.

Kontroll av stabiliteten för schakt vid installation ska minst omfatta dimensioneringsfallen:

- utglidning av jordkil i schaktvägg
- inträngning av stödvätska i omgivande friktionsjord
- utfall av jordmaterial i friktionsjord.

Stabiliteten för schakt vid installation av slitsmur eller sekantpålevägg utan foderrör ska verifieras genom beräkning följt av provschakt.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Vid utnyttjande av vidhäftningen mellan jord och stödkonstruktion ska inverkan av stödvätska beaktas.

Råheten hos en slitsmur eller sekantpålevägg som utförs med en stödvätska innehållande bentonit eller annat lermineral ska i lera högst uppgå till 0,5 om inte annat kan påvisas.

Konstruktionen ska utformas så att progressiva brott undviks.

16.1.2.1 Dimensionering med partialkoefficientmetoden

Vid dimensionering ska utöver partialkoefficienter på jordparametrarna även partialkoefficienter för laster ansättas på resulterande jordtryck (pådrivande – mothållande). Partialkoefficienterna väljs till:

- $\gamma_{G,g} = 1,1 \cdot \gamma_d$ då resultanten av pådrivande och mothållande jordtryck är > 0 . Lasten betraktas som en permanent ogynnsam geoteknisk last.
- $\gamma_{G,g} = 1,0$ då resultanten av pådrivande och mothållande jordtryck är < 0 . Lasten betraktas som permanent gynnsam geoteknisk last.

Andra laster än jordtryck som verkar direkt på konstruktionen ska betraktas som konstruktionslaster och multipliceras med partialkoefficienter enligt uppsättning B i VVFS 2004:43 (6) för vägbroar och i BFS 2011:10 (7) för järnvägsbroar.

16.1.2.2 Dimensionering med karakteristiska värden

Vid dimensionering med karakteristiska värden med en FE-analys som tar hänsyn till samverkan mellan jord och betong ska snittkrafterna multipliceras med en modellfaktor som är lägst 1,3 i säkerhetsklass 2 och lägst 1,4 i säkerhetsklass 3. Vid känslighetsstudie får andra värden på modellfaktorer väljas.

Typ av brott ska beaktas vid val av modellfaktor.

16.1.3 Bruksgränstillstånd

En dimensionering i bruksgränstillstånd som visar att tillåtna rörelser eller andra bruksgränskrav inte överskrids ska utföras.

I geoteknisk kategori 3 ska rörelserna beräknas med beaktande av jordens och konstruktionens styvhet. Beräkningarna ska dessutom verifieras med observationer.

16.2 Utförande och kontroll

Utförande och kontroll ska utföras enligt AMA 13 CCE.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17 Armerad jord

17.1 Dimensionering

17.1.1 Förutsättningar för dimensionering

17.1.1.1 Geoteknisk kategori

Dimensionering av armerad jord ska utföras i lägst geoteknisk kategori 2.

17.1.1.2 Livslängd

17.1.1.3 Geoteknisk utredning

I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- utdragskapacitet hos jordspik
- drivbarhet för jordspik, t.ex. genom förekomst av hinder i form av hårda lager, rötter, ledningar m.m.
- grundvattensituation vid jordspikning av branta slänter
- korrosion hos jordspikar och stålarmring, t.ex. vid saltinträngning i konstruktionen
- kemisk eller mikrobiologisk nedbrytning av geosynteter, t.ex. genom mätning av pH.

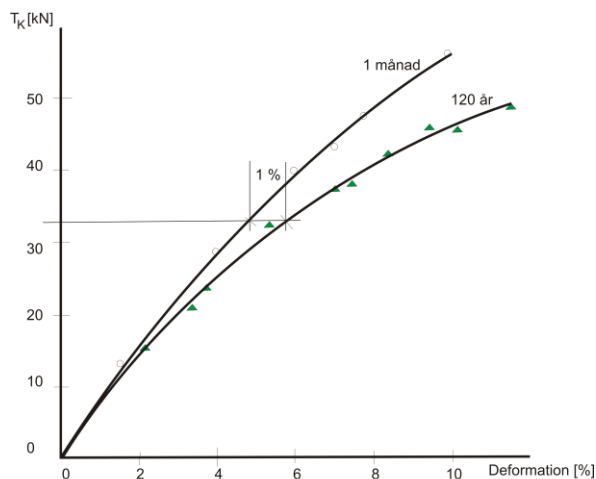
17.1.2 Materialegenskaper

17.1.2.1 Geosynteter

Geosynteter för armering ska deklarerars enligt SS-EN 13251 (48) för stödmurar, SS-EN 13249 (37) för vägbankar och SS-EN 13250 (38) för järnvägsbankar samt uppfylla krav på material enligt DBB.4.

17.1.2.1.1 Karakteristisk draghållfasthet

Vid bestämning av karakteristisk draghållfasthet ska hänsyn tas till krypning. Utvärdering sker ur isochronkurva för aktuell deformation, se Figur 17.1-1. Vid bestämningen ska hänsyn tas till konstruktionens livslängd.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------

Figur 17.1-1. Exempel på isochronkurva som utvärderats för 1 % deformation under geosyntetens livslängd och ca 5 % under byggtiden.

Beräkning av karakteristisk draghållfasthet med hänsyn till krypning görs med hjälp av korrektionsfaktor enligt:

$$T_k = T_b / RF_{CR} \quad 17.1-1$$

RF_{CR} ska bestämmas enligt SS-EN ISO 13431 (49).

T_b är draghållfasthet vid brott som erhålls genom korttidsförsök enligt SS-EN ISO 10319 (50).

17.1.2.1.2 Dimensionerande draghållfasthet

Vid bestämning av dimensionerade draghållfasthet ska den karakteristiska hållfastheten korrigeras för installationsskador och beständighet enligt:

$$T_d = T_k / RF_W \cdot RF_{CH} \cdot RF_{ID} \cdot \gamma_M \quad 17.1-2$$

γ_M är partialkoefficient för geosynteter som sätts till 1,1.

RF_W , RF_{CH} och RF_{ID} är korrektionsfaktorer enligt avsnitt 17.1.2.1.2.1 och 17.1.2.1.2.2.

Då dimensionerande draghållfasthet fördelas mellan flera geosynteter ska arbetskurvorna för de valda produkterna harmoniera med varandra. I annat fall ska en numerisk beräkning visa att det fungerar.

17.1.2.1.2.1 Installationsskador

Korrektionsfaktor för skada vid installation, RF_{ID} ska baseras på fältprovning med för projektet representativa förhållanden avseende packning och fyllning enligt Annex I i NorGeoSpec 2012 (51).

17.1.2.1.2.2 Beständighet

Geosynteter ska uppfylla kraven på beständighet för resistens mot bakterier i mer än 25 år enligt SS-EN 12225 (52).

Korrektionsfaktorer för hårdighet mot väder, RF_W , ska bestämmas enligt SS-EN 12224 (53) och kemisk resistens, RF_{CH} , enligt SS-EN 12447 (54), SS-EN ISO 13438 (55) eller SS-EN 14030 (56) beroende på vilket råmaterial geosynteten består av. Korrektionsfaktorerna ska bestämmas för aktuell livslängd.

17.1.2.1.3 Friktion

För att ta hänsyn till begränsad friktion mellan jord och armering ska en reduktionsfaktor, α , användas. Friktionen mot armeringen blir då $\alpha \cdot \tan \phi'$, där ϕ' är jordens friktionsvinkel. Faktorn α ska väljas enligt Tabell 17.1-1 alternativt används värden från skjuv- eller utdragsförsök.

Tabell 17.1-1. Reduktionsfaktor, α , för friktion mellan armering och jord (skarv avser glidning mellan två geosynteter).

Armeringstyp	Jordart			
	Lera/Silt	Sand	Morän	Krossmaterial
Geonät	0,8	0,9	0,95	1,0
Geotextil	0,7	0,7	0,7	0,8
Nätskarv	0,5	0,6	0,6	0,7
Textilskarv	0,3	0,4	0,4	0,5



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17.1.2.1.4 Fyllnadsmaterial

Fyllnadsmaterial närmast över geosynteten, med tjocklek av minst 0,3 m, ska bestå av ett välgraderat friktionsmaterial och anpassas till vald produkt. Största stenstorlek får inte överstiga 125 mm.

17.1.2.2 Stålarmering

17.1.2.2.1 Karakteristisk draghållfasthet

Stål med en brottöjning $\geq 5\%$ och sträckgräns, $F_{yk} \leq 600$ MPa ska användas.

17.1.2.2.2 Dimensionerande draghållfasthet

Den dimensionerande draghållfastheten ska sättas till 50 % av sträckgränsen enligt:

$$T_d = 0,5 \cdot F_{yk} / \gamma_M \quad 17.1-3$$

γ_M är partialkoefficient för stål som sätts till 1,0.

17.1.2.2.3 Beständighet

För att uppfylla krav på beständighet ska stålarmering skyddas genom avrostningsmån, korrosionsskydd eller en kombination av dessa. Korrosionsskyddande beläggning ska utformas så att den inte skadas under installationen och därigenom förlorar sin funktion.

17.1.2.2.4 Friktion

För att ta hänsyn till begränsad friktion mellan stål och jordmaterial ska en reduktionsfaktor, α , användas vilken ska baseras på värden från utdragsförsök.

17.1.3 Dimensionering av jordarmerad stödmur

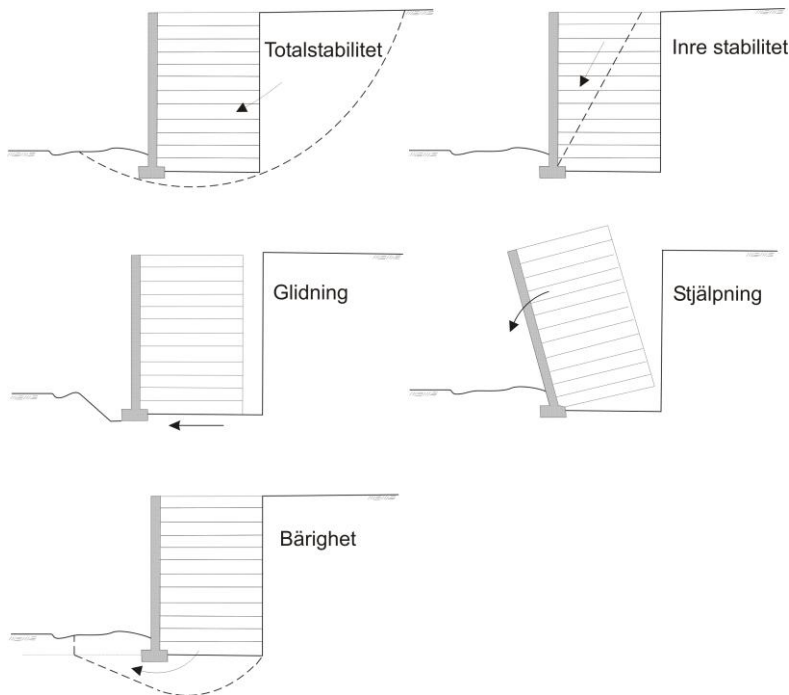
17.1.3.1 Brottgränstillstånd

Påverkas konstruktionen av vattentryck ska särskild utredning göras som visar att vattentrycket inte påverkar konstruktionens stadga, bärighet och beständighet.

Dimensionering i brottgränstillstånd, se Figur 17.1-2, ska utöver betryggande totalstabilitet omfatta:

- inre stabilitet enligt avsnitt 17.1.3.1.1
- glidning, beräknas på samma sätt som för plattor enligt avsnitt 2.6.3
- stjälpning, beräknas enligt avsnitt 17.1.3.1.2
- bärighet, beräknas på samma sätt som för plattor enligt avsnitt 2.6.2.1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 17.1-2. Brottgränstillstånd vilka ska kontrolleras för jordarmerad stödmur.

17.1.3.1.1 Inre stabilitet

I brottgränstillstånd ska dimensionering av inre stabilitet ske med hänsyn till:

- brott i armeringen
- utdragsbrott/förankringslängd
- brott i fasad.

17.1.3.1.1.1 Brott i armeringen

Armeringen ska väljas så att dimensionerande draghållfasthet, T_d , blir större än eller lika med lasteffekten i armeringen för varje lager i , $F_{arm,i}$.

17.1.3.1.1.2 Utdragsbrott

Dimensioneringen ska utföras för samtliga lager och så att utdragsbrott inte sker.

Förankringslängden i den passiva zonen ska vara minst 1,0 m.

17.1.3.1.1.3 Fasad

Fasaden ska dimensioneras för de krafter som verkar på denna så att bärförmågan i fasaden, T_{fasad} , är större än den beräknade kraften, F_{fasad} .

17.1.3.1.2 Stjälpling

Den jordarmerade konstruktionen ska dimensioneras mot stjälpling.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17.1.3.2 Bruksgränstillstånd

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd ska hänsyn tas till att armeringens hållfasthet är tidsberoende.

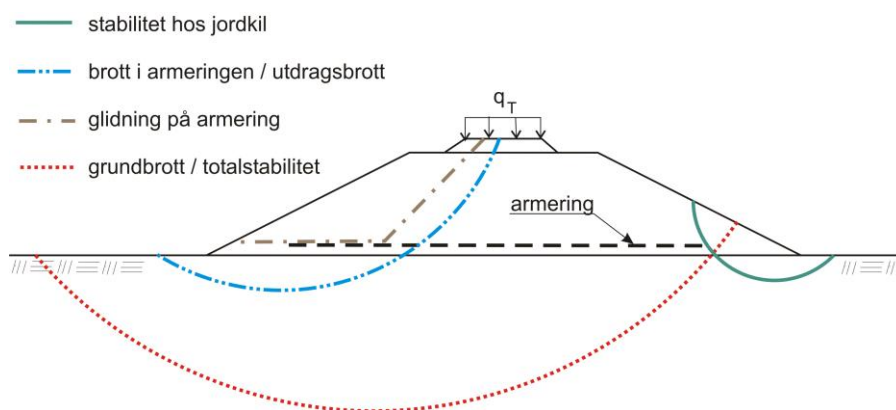
Krypningen i geosynteten under konstruktionens livslängd efter färdigställande får maximalt uppgå till 1 % för väg- och järnvägsbankar och till 0,5 % intill brostöd.

17.1.4 Dimensionering av armering i underkant av bank

17.1.4.1 Brottgränstillstånd

Dimensionering i brottgränstillstånd ska omfatta kontroll av:

- brott i armering enligt avsnitt 17.1.4.1.1
- utdragsbrott enligt avsnitt 17.1.4.1.2
- glidning på armeringen enligt avsnitt 17.1.4.1.1
- grundbrott/totalstabilitet, beräknas på samma sätt som för oförstärkt bank
- stabilitet hos jordkil utanför armeringen, kontrolleras separat med glidyteberäkning, se Figur 17.1-3.



Figur 17.1-3. Kontroll av olika brottgränstillstånd.

17.1.4.1.1 Brott i armeringen

Armeringen ska dimensioneras så att den maximala lasteffekten i armeringen, F_{arm} , inte överskrider armeringens dragkapacitet, T_d .

17.1.4.1.2 Utdragsbrott i armering

17.1.4.1.3 Glidning av slänt på armering

17.1.4.2 Bruksgränstillstånd

Krypningen i geosynteten under konstruktionens livslängd efter färdigställande får maximalt uppgå till 2 % för väg- och järnvägsbankar på oförstärkt undergrund.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17.1.5 Dimensionering av jordarmering över bankpålning

Dimensioneringen ska utföras så att kraften i armeringen, F_a , inte överstiger armeringens dragkapacitet, T_d .

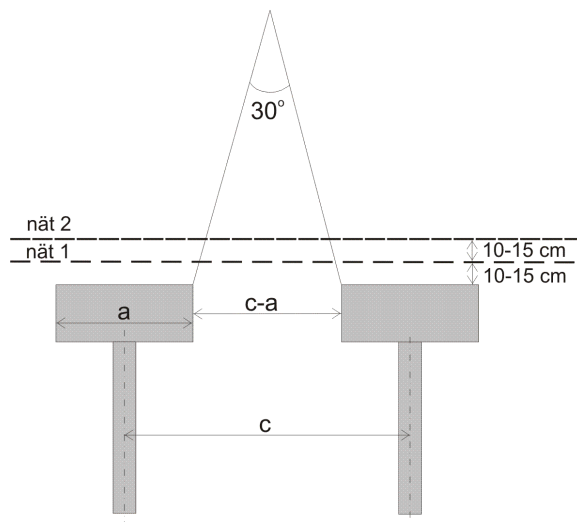
Om flera lager med armering används ska avståndet mellan varje lager vara mellan 10 och 15 cm för att man ska kunna tillgodoräkna sig full dragkapacitet i bägge näten. Skarvarna ska förskjutas i förhållande till varandra. Skarv ska placeras över pålplatta.

Dimensionering av bankpålningen utförs enligt kapitel 14.

17.1.5.1 Jordarmering för att minska platttäckningsgrad

17.1.5.1.1 Brottgränstillstånd

Biaxiell armering ska användas, dvs. geonät eller geotextiler som kan ta upp lika stor last i bägge riktningarna. Jordarmeringen ska dimensioneras så att den kan ta upp hela lasten av jordkilen enligt Figur 17.1-4.



Figur 17.1-4. Jordkil som bärs av armering.

17.1.5.1.1.1 Utdragskapacitet

Överlappningen vid skarv ska beräknas och ska minst uppgå till 0,5 m.

17.1.5.1.2 Bruksgränstillstånd

Jordarmeringen ska utformas så att:

- total töjning inklusive krypning $\leq 7\%$
- nedböjningen, d , mellan plattorna blir ≤ 15 cm.

17.1.5.2 Jordarmering för att ta hand om horisontallaster

17.1.5.2.1 Brottgränstillstånd

Den totala belastningen på armeringen ska beräknas enligt:

$$F_a + F_{arm} \leq T_d$$

17.1-4

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

F_a är kraft i armeringen pga. nedböjning mellan pålplattor.

F_{arm} är kraft i armeringen som tar upp horisontalkraft från aktivt jordtryck då denna inte kan tas av pålarna, beräknas enligt avsnitt 17.1.4.1.1.

T_d är armeringens dimensionerande draghållfasthet.

17.1.5.2.2 Bruksgränstillstånd

Töjning hos nätet ger upphov till sidorörelser hos pålarna, vilket ska beaktas.

17.1.6 Dimensionering av brant slänt med jordspikning

17.1.6.1 Brottgränstillstånd

Dimensionering i brottgränstillstånd ska utöver betryggande totalstabilitet omfatta:

- inre stabilitet, enligt avsnitt 17.1.6.1.1
- glidning, beräknas på samma sätt som för plattor enligt avsnitt 2.6.3
- stjälpning, enligt avsnitt 17.1.3.1.2
- fasad enligt avsnitt 17.1.6.1.3
- grundbrott, beräknas på samma sätt som för plattor enligt avsnitt 2.6.2.1.

17.1.6.1.1 Inre stabilitet

Jordspikning ska dimensioneras för brott i jordspik och utdragning av jordspik.

Jordspikars utdragskapacitet, ska verifieras genom provdragning enligt avsnitt 17.1.6.1.2.

17.1.6.1.2 Verifiering av utdragskapacitet

Beräknade värden på bärförmågan, t_n , ska verifieras genom provbelastning av jordspikar, vilka dras till brott.

Karakteristisk utdragskapacitet från provning är:

$$r_k = R_k / L_f \quad 17.1-5$$

L_f är förankringslängden hos provspiken.

R_k är karakteristiska bärförmågan hos provspiken.

Den karakteristiska bärförmågan, R_k , från provbelastningarna ska bestämmas som det minsta värdet av den uppmätta medelbärförmågan, R_{medel} , och det minsta uppmätta enskilda värdet, R_{min} , enligt:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} R_k = R_{medel} / \xi_1 \\ R_k = R_{min} / \xi_2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 17.1-6 \\ 17.1-7 \end{array}$$

ξ_1 och ξ_2 är korrelationskoefficienter som beror av antal provningar enligt Tabell 17.1-2.

Tabell 17.1-2 Korrelationskoefficienter för bestämning av karakteristiska värden från provbelastning av jordspik.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

ξ för n=	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

n avser antal provade spikar inom kontrollobjektet.

Dimensionerande utdragskapacitet erhålls genom:

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad 17.1-8$$

γ_R är partialkoefficient för utdragskapacitet och sätts till 1,0.

γ_{Rd} är en modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerheter förknippade med metoden och kan väljas till 1,5 för krypförsök (ML-test) och 2,0 för korttidsförsök.

Den genom provning erhållna dimensionerande utdragskapaciteten ska vara större än den antagna utdragskapaciteten enligt:

$$t_n \leq r_d \quad 17.1-9$$

17.1.6.1.3 Fasad

Fasaden ska dimensioneras för de laster som verkar på den.

17.1.6.2 Bruksgränstillstånd

Den jordspikade konstruktionen ska dimensioneras så att inga skadliga deformationerna uppkommer.

17.1.7 Dimensionering av flack slänt med jordspikning

17.1.7.1 Brottgränstillstånd

En jordspikad flack slänt ska dimensioneras så att de krafter som uppkommer i spikarna inte överskrider spikarnas utdragskapacitet eller deras dragkapacitet. Jordspikars utdragskapacitet, t_n , ska verifieras genom provdragning enligt avsnitt 17.1.6.1.2. Fasaden ska dimensioneras för att klara den kraft, F_y , som verkar på den.

17.1.7.2 Bruksgränstillstånd

En jordspikad konstruktion ska dimensioneras så att inga skadliga deformationer uppkommer. Vid naturliga slänter utan fasad ska säkerställas att erosion och ytliga glidytor inte kan uppkomma.

17.2 Redovisning i bygghandling

På arbetsritning för konstruktion med armerad jord ska följande visas:

- armeringens läge



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

- armering (typ av material, dimensionerande draghållfasthet, längd inklusive toleranser)
- armeringens utläggningsriktning
- krav på skarvar
- krav på fyllnadsmaterial inklusive packning
- installationsförfarande för jordspikar (verktyg, injekteringsmedel, installationsordning etc.)
- restriktioner för belastningar, framkomlighet och omgivningspåverkan
- arbetsbeskrivning och kontrollplan
- krav på kontroller.

17.3 Utförande

Utförandet ska ske enligt SS-EN 14 475 (57) för armerad jord och enligt SS-EN 14 490 (58) för jordspikning.

Armerad jord med geonät utförs enligt AMA 13 DBB.41, med geotextil enligt AMA 13 DBB.42 och armering av jord genom jordspikning utförs enligt AMA 13 CDB.41.

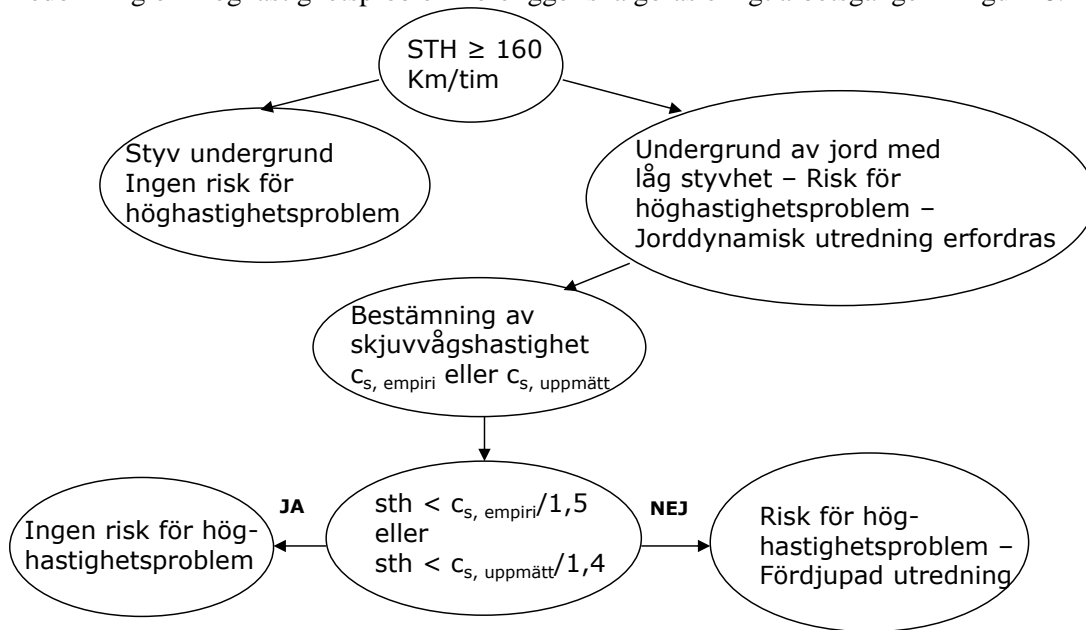
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

18 Spårvibrationer

18.1 Inledande bedömning

Vid byggnation av ny järnväg med $sth > 160$ km/tim eller uppgradering av befintlig järnväg till $sth > 160$ km/tim ska risken för höghastighetsproblem bedömas med hjälp av jordens skjuvvågshastighet.

Bedömning om höghastighetsproblem föreligger ska göras enligt arbetsgången i Figur 18.1-1.



Figur 18.1-1. Arbetsgång för att bedöma om risk för höghastighetsfenomen föreligger där c_s är skjuvvågshastigheten.

18.1.1 Empiriska samband för utvärdering av skjuvmodul

Skjuvmodulen ska bestämmas för kohesionsjord enligt avsnitt 5.2.2.3.4, för torv enligt avsnitt 5.2.2.4.4 och för friktionsjord enligt avsnitt 5.2.2.5.3.

18.1.2 Fält- och laboratorieanalyser

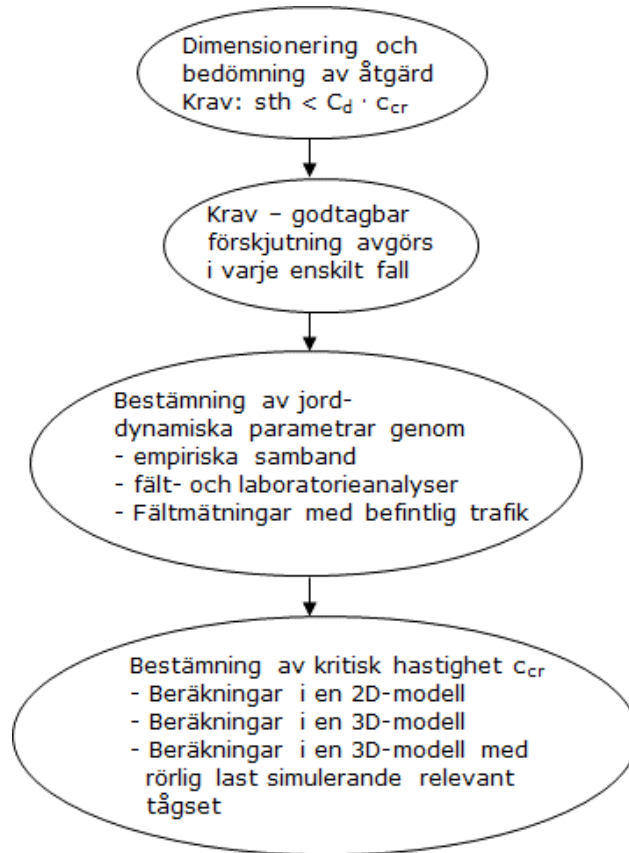
18.2 Krav på tillåtna vertikala förskjutningar

Om den inledande undersökningen visar att det finns risk för höghastighetsproblem ska krav på tillåtna vertikala förskjutningar vid underkant sliper tas fram innan en fördjupad utredning påbörjas.

18.3 Fördjupad utredning

Om det föreligger risk för höghastighetsproblem ska en fördjupad jorddynamisk utredning genomföras enligt Figur 18.3-1.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 18.3-1 Arbetsgång vid fördjupad utredning.

Vid en fördjupad analys ska följande egenskaper bestämmas:

- banöverbyggnadens egenskaper i form av spårläge, styvhet och tunghet
- banunderbyggnadens egenskaper i form av styvhet, geometri, tunghet och materialdämpning
- undergrundens egenskaper i form av styvhet, geometri, tunghet och materialdämpning som funktion av djupet.

18.3.1 Ny järnväg

Den kritiska hastigheten c_{cr} och resulterande dimensionerande vertikala förskjutningar ska utredas.

Vid simulering av rörlig tåglast ska ett tågset med en last enligt avsnitt 4.3.2.4 användas. Järnvägen ska dimensioneras så att villkoren i avsnitt 3.4.1 uppfylls.

Den kritiska hastigheten beror på utredningens detaljeringsgrad och ska bestämmas av faktorn C_d enligt Tabell 18.3-1, Tabell 18.3-2 och Tabell 18.3-3.

Tabell 18.3-1. Utredningsnivåer för bestämning av jorddynamiska parametrar.

Utredningsnivå	Bestämning av jorddynamiska parametrar (skjuvvågshastighet c_s , initiell skjuvmodul G_0 , skjuvmodul G)
----------------	---

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

A1	Jorddynamiska parametrar bestäms utgående från konventionella geotekniska undersökningar och empiriska samband enligt avsnitt 5.2.2.5.3.
A2	Skjuvvågshastigheten i undergrunden bestäms genom mätningar in situ. I övrigt enligt A1.
A3	Skjuvvågshastigheten i undergrunden bestäms genom mätningar in situ och skjuvmodulens deformationsberoende bestäms i laboratorium.

Tabell 18.3-2. Utredningsnivåer för bestämning av kritisk hastighet.

Utredningsnivå	Bestämning av kritisk hastighet
B1	Kritisk hastighet bestäms utgående från etablerade parametrar genom beräkning av vågutbredningshastigheten i en 2D-modell.
B2	Kritisk hastighet bestäms utgående från etablerade parametrar genom beräkning av vågutbredningshastigheten i en 3D-modell.
B3	Kritisk hastighet bestäms utgående från etablerade parametrar genom beräkning av vågutbredningshastigheten i en 3D-modell samt med rörlig last simulerande relevanta tågset.

Tabell 18.3-3. C_d enligt avsnitt 3.4.1.

Utredningsnivå	A1	A2	A3
B1	0,50	0,55	0,60
B2	0,55	0,60	0,65
B3	0,60	0,65	0,70

Faktorn C_d får ökas om en detaljerad 3D-analys med relevanta tågset visar begränsade deformationer < 2 mm. Bestämning av C_d ska utföras i samråd med Trafikverket.

18.3.2 Befintlig järnväg

Inventering/utredning ska visa om höghastighetsfenomen erhålls med rådande eller planerad hastighet och om de vertikala förskjutningarna vid underkant sliper begränsas till tillåtna nivåer enligt avsnitt 18.2.

Detta ska verifieras genom

- Beräkning/krav enligt avsnitt 18.3.1
- Vibrationsmätningar i fält under befintlig trafik.

18.3.2.1 Mätningar av vibrationer



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

19 Förbelastning av väg på låg- och mellanförmultnad torv

19.1 Allmänt

19.2 Dimensionering

En realistisk prognos över sättningar ska göras för att bedöma erforderlig överhöjning.

19.2.1 Geoteknisk utredning

I tillägg till geoteknisk utredning enligt avsnitt 1.3 ska tillräcklig information erhållas för att bedöma:

- torvens mäktighet, torvtyp, torvens kompressions- och hållfasthetsegenskaper
- förekomst av kompressibla lager under torven
- befintlig vägs uppbyggnad (material, mäktighet och variation) då breddning ska utföras.

19.2.2 Materialegenskaper

19.2.2.1 Fyllnadsmaterial

För låga vägbankar ska materialet i förbelastningen väljas så att det uppfyller krav för krossat förstärkningslager respektive bärlager enligt AMA 13 DCB.3 eller DCB.2 med underliggande relevanta koder.

19.2.2.2 Geotextil

När geotextil används ska den läggas ut i våder vinkelrätt mot vägen. Den dimensionerande draghållfastheten för geotextilen ska vara minst 35 kN/m.

19.2.3 Brottgränstillstånd

Förbelastningens storlek, pålastningsetapper och liggtid ska dimensioneras så att brott i torven inte uppkommer. Om pålastning utförs i flera steg ska konsolidering tillåtas ske mellan varje laststeg.

19.2.4 Bruksgränstillstånd

Beräkningar av förbelastningens storlek och liggtid ska utföras.

För att reducera eftersättningarna ska pålastningen dimensioneras så att en avlastning är möjlig vid tidpunkten för primär konsolidering. Överslagsberäkning med diagram

19.3 Utförande och kontroll

19.3.1 Nybyggnad

19.3.2 Breddning av befintlig väg

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

19.3.2.1 Verifiering av bärighet

Bärigheten på bärlagrets överyta i den breddade delen ska verifieras. Målsättningen ska vara att befintlig väg och breddning ska ha samma bärighet.

19.3.3 Kontroll och uppföljning

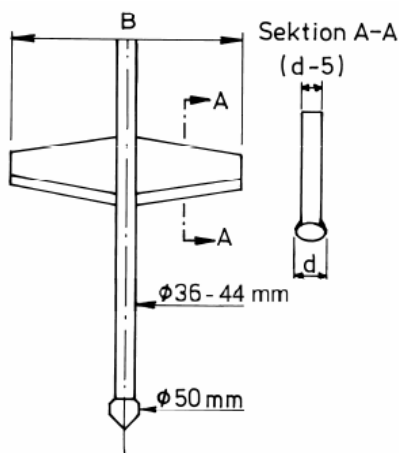
DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

20 Bilagor

Bilaga A, Verifiering av hållfasthet genom pelarsondering

Sonderingen ska utföras i enlighet med Svensk Djupstabilisering, Rapport nr 17, Appendix C, avsnitt 1 (46), och med nedan angivna avvikelser och förtydliganden. Sondering ska utföras med kalkpelarsond utformad i enlighet med figur nedan.

Vingens bredd, B, samt tvärmått, d, ska väljas enligt följande:



Pelardiameter (mm)	Bredd, B (mm)	Tvärmått, d (mm)	Tvärsnittsarea (mm ²)
500	400	20	8963
600	500	15	8713
800	600	15	10213
Massstab.	400	20	8963

Sondstångens diameter, $\phi_{\text{stång}}$, ska vara:

$$36 \text{ mm} \leq \phi_{\text{stång}} \leq 50 \text{ mm}.$$

Sonderingen ska utföras med en konstant penetrationshastighet 20 mm/s, ± 4 mm/s.

Innan sondering av pelare påbörjas ska pelarens överyta friläggas för att säkerställa att sondering sker mitt i pelaren (dock inte krav vid OPS/FOPS).

Vid svävande pelare ska sondering utföras till ett djup minst 2 m under pelarspets.

Misslyckad sondering ska ersättas med ny sondering i samma pelare, men vriden 90°, eller i närliggande pelare.

Pelaren ska sonderas i hela sin längd. Vid sondering i pelare med längd större än 6 m ska förborring ske. Förborring ska ske vertikalt, utan slag eller vattenspolning.

Vid pelarlängder större än 8 m ska pelarsond vara försedd med lutningsmätare (gäller inte OPS/FOPS).

Nedtrycknings-/uppdragningskraften ska registreras kontinuerligt.

Sondering ska som jämförelse också utföras i oförstärkt jord.

Detta ska utföras i ett antal punkter minst motsvarande 5 % av de sonderingar som utförs i förstärkt jord, (dock minst 4 stycken).

Då sondering utförs med OPS/FOPS:

- Ska minst 25 % av de sonderade pelarna framschaktas till ett djup minst 1 m under underkant torrskorpa. Okulär kontroll av att bindemedlet spridits jämnt över pelarens tvärsnittsytta ska göras. Kontrollen ska dokumenteras genom foto eller anteckning.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

- Ska kontroll göras av om bitar av den förstärkta jorden häftat vid wiren. Detta kan indikera koncentration av bindemedel i pelarens centrala delar.
- Ska sondering även utföras med konventionell sondering (KPS) i minst 10 % och totalt minst 4 av de pelare som sonderats med OPS/FOPS.

Sondering med OPS/FOPS får dock inte nyttjas utan beställarens godkännande i det specifika fallet. Hållfasthetsbestämning med FOPS får endast användas om det finns en objektspecifik kalibrering med FKPS.

Utvärdering

Pelarens skjuvhållfasthet, $c_{u,pel}$, ska utvärderas som:

$$c_{u,pel} = 0,1 Q_{spets} / A_{sond}$$

där

Q_{spets} är den kraft i sondspetsen som erfordras för att penetrera pelaren¹⁾

A_{sond} är sondens tvärsnittsarea, vilken kan sättas till värden enligt tabell ovan.

¹⁾ Då endast totalkraften mäts ska friktionen mot stång eller wire uppskattas/mätas.



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Bilaga A-1, Allmänna föreskrifter för förstärkning med kalkcementpelare

Planläge, nivå och pelarlängd

Enligt ritning.

Lutning

Vertikal eller enligt ritning.

Stabiliseringsmedel (alla produkter ska vara arbetsmiljö- och miljögranskade av Trafikverkets Kemikaliegranskningsfunktion enligt TDOK 2010:310)

Total mängd stabiliseringsmedel > 80 kg/m³

Minst 70 % av total mängd ska utgöras av bränd kalk och cement

	Kalk	Cement	Övriga bindemedel
Kornstorlek:	< 0,2 mm	< 0,2 mm	< 0,2 mm
CaO-aktiv halt:	>80 % enl. ASTM C25	---	---
Flytbarhet:	>70 enl. SS 134005	>40 enl. SS 134005	>40
Andel kalciumsulfat:	---	---	<5 %
Sammansättning:	---	Cementinnehåll lägst CEM II/A enligt SS-EN 197-1	---

Inblandningsarbete

Inblandningsverktyget ska ha beprövad utformning, exempelvis bygelverktyg eller pinnverktyg.

Vid installation av pelare ska alternativ A eller B gälla:

Installationskrav:	A	B	Anmärkning
Rotationshastighet:	Max 200 varv/min	Max 200 varv/min	Rekommenderad rotationshastighet 175 varv/min
Stigning och Blade rotation number:	Max 15 mm/varv	BRN ¹ > 320	vid inblandning av enbart cement i alla typer av jordar vid inblandning i gyttjig lera eller organisk jord
(BRN)¹	Max 20 mm/varv	BRN ¹ > 250	vid inblandning av kalkcement i övriga jordar
	Max 25 mm/varv	BRN ¹ > 200	vid inblandning av enbart kalk

Toleranser

Geometri	Inblandningsmängd	Bindemedelsandel	Inblandningsarbete
Planläge: ± 0,1 m	-20/+30% av nominell mängd inom varje flytande 1-meters intervall av enskild pelare	± 10 procentenheter, (dvs. exempelvis 60/40 vid nominell mängd 50/50 eller 30/30/40 vid nominell mängd 35/35/30)	Stigningshastighet:
Nivå _{pelartopp} : +0,3 m			± 2 mm/varv
Nivå _{pelarbotten} : -0,2 m	-10/+15 % av nominell mängd för varje pelare		Rotationshastighet:
Lutning enskilda pelare: 0,02 m/m	-1/+3 % av total nominell mängd för varje kontrollobjekt		+ 20 varv/min

¹BRN=Blade rotation number = T [antal/m] enligt SS-EN 14679 (59).

$$T = \Sigma M \cdot (N_u / V_u) \cdot 1000$$

ΣM =totala antalet blad på verktyget som sträcker sig ut över hela pelarens radie (bygelverktyg $\Sigma M=4,8$ och pinnverktyg $\Sigma M=6$)

N_u =rotationshastighet [varv/min]

V_u =stigningshastighet [mm/min]

Stigning= V_u / N_u [mm/varv]



DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Bilaga A-2, Allmänna föreskrifter vid förstärkning genom masstabilisering

Planläge, nivå och stabiliseringsdjup

Enligt ritning.

Bindemedel (godtagna enligt Trafikverkets kemikaliehanteringssystem)

	Granulär masugnsslagg	Cement
Kornstorlek:	< 0,2 mm	< 0,2 mm
CaO –aktiv halt:	--	--
Flytbarhet:	>40 enl. SS134005	>40 enl. SS134005
Sammansättning:	Specifik yta $\geq 450 \text{ m}^2/\text{kg}$ Glashalt $\geq 95\%$ $\text{CaO} + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{MgO} \geq 1,5$ SiO_2	CEM I eller CEM II/A-LL enligt SS-EN 197-1 .

Inblandningsverktyg

Inblandningsverktyget ska ha beprövad och dokumenterad utformning, med referenser från genomförda masstabiliseringar.

Inblandningsarbete

Inblandning ska ske inom väl definierade och på platsen markerade delområden. Dessa ska inte göras större än att god kontroll erhålls över inblandad mängd bindemedel inom delområdet. Delområden får aldrig överstiga 25 m^2 eller 125 m^3 .

Inblandningen ska ske på ett systematiskt sätt, så att hela delområdets volym erhåller en så homogen inblandning som möjligt. En beskrivning av den tillämpade metodiken ska finnas och vara tillgänglig i maskinen.

Toleranser

Geometri	Inblandningsmängd	Bindemedelsandel	Inblandningsarbete
Planläge: $\pm 0,2 \text{ m}$ Nivå _{underkant} : $-0,3 \text{ m}$	-10/+15 % av nominell mängd för varje delyta -1/+3 % av total nominell mängd för varje delområde	± 10 procentenheter, (dvs. exempelvis 60/40 vid nominell mängd 50/50)	--

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

21 Litteraturförteckning

1. **Trafikverket.** Publikation 2011:085. *TRVK Bro 11 - Tekniska krav för brobyggnad.*
2. **Trafikverket.** Publikation 2011:087. *TRVK Tunnel 11 - Tekniska krav för bergtunnlar.*
3. **Trafikverket.** Publikation 2011:072. *TRVK VÄG 11 - Tekniska krav vid dimensionering och utformning av Vägkonstruktion och Avvattnig.*
4. **Trafikverket.** BVS 1585.005. *Typsektioner för banan.* 2012.
5. **SIS.** SS-EN 1997-1. *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler.*
6. **Vägverket.** VVFS 2004:43. *Vägverkets föreskrifter om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder.*
7. **Boverket.** BFS 2011:10. *EKS 9. Boverkets regler om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder (föreskrifter och allmänna råd).* 2011.
8. **SIS.** SS-EN 1997-2. *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 2: Markundersökning och provning.*
9. **Trafikverket.** BVF 1584.300. *Förvaltningsdata järnväg.* 2013.
10. **Banverket.** BVS 1585.002. *Stabilitet för befintliga järnvägar .* 2009.
11. **SIS.** SS-EN 12699. *Utförande av geokonstruktioner - Massundanträngande pålar.*
12. **SIS.** SS-EN 1536. *Utförande av geokonstruktioner - Grävpålar .*
13. **SIS.** SS-EN 14199. *Utförande av geokonstruktioner - Mikropålar .*
14. **Pålkommisionen.** Rapport 92. *Datorsimulering av påslagning.*
15. **SIS.** SS-EN ISO 14 688-1. *Geoteknisk undersökning och provning-Benämning och indelning av jord, dell: Benämning och beskrivning .*
16. **SIS.** SS-EN ISO 14 688-2. *Geoteknisk undersökning och provning-Benämning och indelning av jord, de2: Klassificeringsprinciper .*
17. **Byggforskningsrådet.** T21:1982. *Jordarternas indelning och benämning, Geotekniska laboratorieanvisningar del 2.* 1984.
18. **SIS.** SS 271 07. *Geotekniska provningsmetoder - Organisk halt i jord - Kolorimetermätning .*
19. **SIS.** SS-EN 1097-9. *Ballast - Mekaniska och fysikaliska egenskaper - Del 9: Bestämning av motstånd mot nötning av dubbdäck (Nordiska kulkvarnsmetoden) .*
20. **Vägverket.** VVMB 612. *Provtagning och provberedning för bestämning av bergtyp.* 2000.
21. **SIS.** SS-EN 1097-1. *Ballast - Mekaniska och fysikaliska egenskaper - Del 1: Bestämning av nötningsmotstånd (micro-Deval) .*
22. **SIS.** SS-EN 1097-2. *Ballast - Mekaniska och fysikaliska egenskaper - Del 2: Metoder för bestämning av motstånd mot fragmentering .*
23. **SGI.** Information 3. *Skjuvhållfasthet-utvärdering i kohesionsjord.* 2007.
24. **Vägverket.** Publikation 2006:59 . *Provgropsundersökning.*
25. **Vägverket.** Publikation 1990:41. *Mätning av grundvattennivå och portryck.*
26. **SGI.** Varia 480. *Lermorän - en litteraturstudie. Förekomst och geotekniska egenskaper.* 2000.
27. **SGI.** Information 17. *Geodynamik i praktiken.* 2000.
28. **SGI.** Information 6. *Torv - geotekniska egenskaper och byggmetoder.* 1988.
29. **SGI.** Rapport 69. *Sulfidjord - geoteknisk klassificering och odränerad skjuvhållfasthet.* 2007.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0667	TRV 2014/13914	1.0

30. **SGF**. Notat 2:2004. *Direkta skjuvförsök - en vägledning*.
31. **Kurs i triaxialförsök**. *Kompetenscentrum Infrastruktur*. [Online] <http://www.kcentrum-infra.chalmers.se/>.
32. **SGI**. Rapport 38. *Organic Clay and Gyttja*. 1990.
33. **SGI**. Rapport 59. *Investigations and load tests in clay till. Results from a series of investigations and load tests in the test field at Tornhill outside Lund in southern Sweden*. Linköping : SGI, 2001.
34. **SGI**. Information 8. *Hållfasthet i friktionsjord*. 1989.
35. **SGI**. Information 16. *Siltjordars egenskaper*. 1998.
36. **SIS**. SS-EN ISO 14 689-1. *Geoteknisk undersökning och provning-Benämning och indelning av berg*. 2003.
37. **SIS**. SS-EN 13249. *Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i vägkonstruktioner och andra trafikerade ytor (ej järnvägar och asfaltöverbyggnader)*.
38. **SIS**. SS-EN 13250. *Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning vid konstruktion av järnvägar*.
39. **SP**. Metod 2687. *Resistance to cyclic compressive loading with square-wave load*.
40. **SGF**. Rapport 1:99. *Tätskikt i mark*.
41. **SIS**. SS-EN 14933. *Värmeisolering och lättfyllning för anläggningskonstruktioner – Fabrikstillverkade produkter av expanderad styrencellplast (EPS) - Egenskapsredovisning*.
42. **SP**. Metod 2563. *Determination of the resistance to cyclic compressive loading*.
43. **Vägverket**. VVMB 305. *Beräkning av densitet samt bestämning av friktionsvinkel hos lättklinker*.
44. **TRV**. MB 306. *Beräkning av densitet hos skumglas*. 2014.
45. **SIS**. SS-EN 15237. *Utförande av geokonstruktioner - Vertikaldränering*.
46. **SD**. Rapport 17. *Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering-En vägledning*. 2006.
47. **SIS**. SS-EN 338. *Träkonstruktioner-Konstruktionsvirke-Hållfasthetsklasser*.
48. **SIS**. SS-EN 13251. *Geotextiler och liknande produkter - Egenskapskrav för användning i markarbeten samt grund- och stödkonstruktioner*.
49. **SIS**. SS-EN ISO 13431. *Geotextilier och liknande produkter - Bestämning av spänningskrypning och krypningsbrottets beteende*.
50. **SIS**. SS-EN ISO 10319. *Geosynteter - Draghållfasthetsprovning med breda provkroppar*.
51. **NorGeoSpec 2012**. *Nordic system for the certification and specification of geosynthetics and geosynthetic-related products*. [Online] <http://www.norgeospec.org/>.
52. **SIS**. SS-EN 12225. *Geotextilier och liknande produkter - Metod för att bestämma mikrobiologisk hårdighet genom provning där provet begravs i jord*.
53. **SIS**. SS-EN 12224. *Geotextilier och liknande produkter - Bestämning av hårdighet mot väderexponering*.
54. **SIS**. SS-EN 12447. *Geotextilier och geotextilliknande produkter - Gallringsmetod för bestämning av hårdighet mot hydrolys i vatten*.
55. **SIS**. SS-EN ISO 13438. *Geotextilier och geotextilliknande produkter - Provningsförfarande för att bestämma hårdighet mot oxidation*.
56. **SIS**. SS-EN 14030. *Geotextilier och liknande produkter - Gallringsmetod för bestämning av hårdighet mot sura och alkaliska vätskor*.
57. **SIS**. SS-EN 14475. *Utförande av geokonstruktioner - Armerad jord*.
58. **SIS**. SS-EN 14490. *Utförande av geokonstruktioner - Jordspikning*.

DokumentID TDOK 2013:0667	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

59. **SIS.** SS-EN 14679. *Utförande av geokonstruktioner-djupstabilisering med bindemedel.*

22 Ändringslogg

Fastställd version	Dokumentdatum	Ändring	Namn
1.0	2014-05-01	Första utgåvan	Lovisa Moritz, IV Magnus Karlsson, UH