

Råd

Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner-TK Geo 13

Dokument-ID TDOK 2013:0668

Version 1.0

Dokumentdatum 2014-05-01

Skapat av (namn och organisatorisk enhet) Lovisa Moritz IV, Magnus Karlsson UH	Dokument-ID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914
Fastställt av Chef VO Investering	Dokumentdatum 2014-05-01	Version 1.0
Dokumenttitel Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner-TR Geo 13		

Innehållsförteckning

Syfte	7
Omfattning	7
Definitioner	7
Förkortningar.....	7
1 Allmänt	8
1.1 Inledning.....	8
1.2 Geoteknisk kategori.....	8
1.3 Geoteknisk utredning	8
1.3.1 Undersökningsprogram	8
1.3.2 Redovisning.....	8
1.3.3 Förvaltning.....	8
1.4 Särskild utredning.....	8
2 Brottgränstillstånd	9
2.1 Säkerhetsklass	9
2.2 Stabilitet hos geokonstruktioner i jord	9
2.2.1 Materialegenskaper	9
2.2.2 Stabilitetsberäkning	9
2.3 Dimensionering med partialkoefficienter	9
2.3.1 Materialparametrar	10
2.3.2 Laster	10
2.3.3 Jordtryck.....	10
2.4 Dimensionering med karakteristiska värden	10
2.5 Geoteknisk bärförmåga för pålar	10
2.5.1 Dimensionering genom beräkning eller provning	10
2.5.2 Dimensionerande bärförmåga genom hävdvunna åtgärder.....	11
2.6 Geoteknisk bärförmåga för plattor.....	11
2.6.1 Stabilitet.....	11
2.6.2 Vertikal bärförmåga	12
2.6.3 Glidning	12
2.6.4 Stjälpning.....	12
2.7 Stabilitet hos geokonstruktioner i berg	12
2.8 Verifiering	12

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

3	Bruksgränstillstånd.....	13
3.1	Sättningar	13
3.1.1	Vägar	13
3.1.2	Järnvägar	13
3.1.3	Sättningsuppföljning	13
3.2	Pålar	14
3.3	Plattor	14
3.3.1	Sättningar	14
3.3.2	Hävning	14
3.3.3	Vibrationer	14
3.4	Spårvibrationer för järnväg	14
3.4.1	Ny järnväg	14
3.4.2	Befintlig järnväg	14
3.5	Verifiering	14
4	Laster.....	15
4.1	Egentyngd	15
4.1.1	Jord	15
4.1.2	Övriga konstruktionsmaterial	15
4.2	Vattentryck	15
4.2.1	Vattenhastighet	15
4.3	Trafiklast.....	16
4.3.1	Vägar.....	16
4.3.2	Järnvägar	16
5	Material.....	17
5.1	Indelning av jord- och bergmaterial	17
5.1.1	Materialtyper.....	17
5.1.2	Bergtyper.....	17
5.2	Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper	18
5.2.1	Inledning.....	18
5.2.2	Bestämning av egenskaper genom empiri	18
5.2.3	Bestämning av egenskaper genom provning	24
5.2.4	Bestämning av karakteristiskt värde.....	29
5.3	Bergs hållfasthets- och deformationsegenskaper	29
5.3.1	Inledning.....	29
5.3.2	Bestämning av egenskaper genom empiri	29
5.3.3	Bestämning av egenskaper genom provning	29
5.4	Övriga materials hållfasthets- och deformationsegenskaper	29
6	Jord- och bergschakt.....	30
6.1	Skärning i jord	30
6.1.1	Skärningsslänt.....	30
6.2	Skärning i berg	30
6.2.1	Skärningsslänt.....	30

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

6.2.2	Utförande.....	30
6.3	Schakt för grundläggning av bro	31
6.3.1	Tjällyftning	31
6.3.2	Tjälskydd av cellplast	31
7	Fyllning.....	32
7.1	Underbyggnad av jord	32
7.2	Underbyggnad av berg	32
7.2.1	Underbyggnad av berg för väg.....	32
7.2.2	Underbyggnad av berg för järnväg.....	33
7.3	Fyllning för grundläggning av bro	33
7.3.1	Fyllningsmaterial	33
7.4	Fyllning mot bro	33
8	Materialskiljande lager	35
8.1	Lager av jord	35
8.2	Lager av geotextil	35
9	Ytskikt i sidoområde och erosionsskydd	36
9.1	Ytskikt av vegetation för väg	36
9.2	Erosionsskydd	36
9.2.1	Skydd mot ytvattenflöde i slänt.....	36
9.2.2	Skydd mot grundvattenflöde i slänt	37
9.2.3	Skydd mot strömmande vatten.....	38
10	Lättfyllning	41
10.1	Cellplast.....	42
10.1.1	Materialegenskaper	42
10.1.2	Dimensionering	43
10.1.3	Konstruktiv utformning.....	43
10.1.4	Redovisning i bygghandling	45
10.1.5	Utförande och kontroll	45
10.2	Lättklinker	46
10.2.1	Materialegenskaper	46
10.2.2	Dimensionering	46
10.2.3	Konstruktiv utformning.....	46
10.2.4	Redovisning i bygghandling	48
10.2.5	Utförande och kontroll	48
10.3	Skumglas.....	48
10.3.1	Materialegenskaper	48
10.3.2	Dimensionering	48
10.3.3	Konstruktiv utformning.....	49
10.3.4	Redovisning i bygghandling	50
10.3.5	Utförande och kontroll	50
11	Massutskiftning	51
11.1	Massutskiftning genom grävning och återfyllning.....	51

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

11.1.1	Dimensionering	51
11.1.2	Material och utförande.....	51
11.1.3	Omgivningspåverkan.....	52
11.1.4	Kontroll och verifiering av resultat	52
11.2	Massutskiftning genom undanpressning	52
11.2.1	Dimensionering	52
11.2.2	Material och utförande.....	53
11.2.3	Omgivningspåverkan.....	53
11.2.4	Kontroll och verifiering av resultat	53
11.3	Utredning och redovisning.....	54
11.3.1	Geoteknisk utredning	54
11.3.2	Redovisning.....	54
12	Vertikaldränering	55
12.1	Dimensionering	55
12.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	55
12.1.2	Materialegenskaper	55
12.1.3	Störningszon	55
12.1.4	Brottgränstillstånd.....	55
12.1.5	Bruksgränstillstånd	56
12.2	Konstruktiv utformning.....	58
12.2.1	Liggtid.....	58
12.2.2	Dränernas utbredning i längdled och tvärled.....	59
12.2.3	Säkerställande av dränering.....	59
12.3	Redovisning i bygghandling	59
12.4	Utförande och kontroll	59
13	Djupstabilisering	60
13.1	Dimensionering	60
13.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	60
13.1.2	Materialegenskaper	60
13.1.3	Brottgränstillstånd.....	61
13.1.4	Bruksgränstillstånd	62
13.2	Konstruktiv utformning.....	66
13.2.1	Val av pelarmönster	66
13.2.2	Singulära pelare	66
13.2.3	Pelare i skivor, gitter eller block.....	66
13.2.4	Säkerställande av dränering.....	67
13.3	Redovisning i bygghandling	67
13.4	Utförande och kontroll	67
14	Bankpålning.....	68
14.1	Dimensionering	68
14.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	68
14.1.2	Materialegenskaper	68

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

14.1.3	Brottgränstillstånd.....	68
14.1.4	Bruksgränstillstånd	71
14.2	Redovisning i bygghandling	71
14.3	Utförande och kontroll	71
15	Lätt bankpålning med träpålar	72
15.1	Dimensionering	72
15.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	72
15.1.2	Materialegenskaper	72
15.1.3	Brottgränstillstånd.....	72
15.1.4	Bruksgränstillstånd	72
15.2	Konstruktiv utformning.....	73
15.3	Redovisning i bygghandling	73
15.4	Utförande och kontroll	73
15.4.1	Kontroll av pålmaterial.....	73
16	Slitsmur och sekantpålevägg.....	74
16.1	Dimensionering	74
16.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	74
16.1.2	Brottgränstillstånd.....	74
16.1.3	Bruksgränstillstånd	74
16.2	Utförande och kontroll	74
17	Armerad jord	75
17.1	Dimensionering	75
17.1.1	Förutsättningar för dimensionering.....	75
17.1.2	Materialegenskaper	75
17.1.3	Dimensionering av jordarmerad stödmur	76
17.1.4	Dimensionering av armering i underkant av bank.....	79
17.1.5	Dimensionering av jordarmering över bankpålning	81
17.1.6	Dimensionering av brant slänt med jordspikning.....	84
17.1.7	Dimensionering av flack slänt med jordspikning	86
17.2	Redovisning i bygghandling	87
17.3	Utförande.....	87
18	Spår vibrationer	88
18.1	Inledande bedömning.....	88
18.1.1	Empiriska samband för utvärdering av skjuvmodul.....	88
18.1.2	Fält- och laboratorieanalyser	88
18.2	Krav på tillåtna vertikala förskjutningar.....	88
18.3	Fördjupad utredning	88
18.3.1	Ny järnväg	88
18.3.2	Befintlig järnväg.....	88
19	Förlastning med väg på låg- och mellanförmltnad torv	90
19.1	Allmänt	90
19.2	Dimensionering	90

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

19.2.1	Geoteknisk utredning	90
19.2.2	Materialegenskaper	90
19.2.3	Brottgränstillstånd	90
19.2.4	Bruksgränstillstånd	91
19.2.5	Överslagsberäkning med diagram	91
19.3	Utförande och kontroll	92
19.3.1	Nybyggnad	92
19.3.2	Breddning av befintlig väg	92
19.3.3	Kontroll och uppföljning	93
20	Bilagor	94
	Bilaga A-1, Allmänna föreskrifter för förstärkning med k/c-pelare	94
	Bilaga A-2, Allmänna föreskrifter vid förstärkning genom masstabilisering	95
	Bilaga B, Exempel på Funktionsbaserade krav avseende bindemedelsförstärkta pelare	96
	Bilaga C, Geoteknisk kategori	97
21	Referenser	102
22	Ändringslogg	103



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Syfte

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

I anslutning till TR Geo 13 finns TDOK 2013:0667 Trafikverkets krav vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner för väg och järnväg - TK Geo 13 som innehåller kraven till de råd som anges i TR Geo 13.

Omfattning

TR Geo 13 är av dokumenttypen råd och är en del av Trafikverkets Anläggningsstyrning.

TR Geo har samma struktur och samma rubriker som TK Geo. Utformningar, dimensioneringsmetoder etc. som anges i TR Geo 13 är enligt Trafikverket accepterade tillämpningar av kraven i TK Geo 13.

TR Geo 13 används vid projektering av geokonstruktioner från och med 1 maj 2014 och ersätter rådstexterna i TK Geo 11 (TRV 2011:047) som därmed upphör att gälla.

Definitioner

Definitioner som används i detta dokument återfinns i systerdokumentet Trafikverkets krav vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner för väg och järnväg - TK Geo, TDOK 2013:0667.

Förkortningar

Förkortningar som används i detta dokument återfinns i systerdokumentet Trafikverkets krav vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner för väg och järnväg - TK Geo, TDOK 2013:0667.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

1 Allmänt

1.1 Inledning

1.2 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori beskriver komplexiteten hos geokonstruktionen.

Val av Geoteknisk kategori görs normalt av ansvarig projektör, och vid behov efter samråd med Trafikverkets geotekniska specialist. Hantering framgår av bilaga C.

Egenkontroll i geoteknisk kategori 3 kan behöva kompletteras med kontroll utförd av en från det aktuella projektet oberoende granskare, se bilaga C. Observera att det kan vara lämplig med kompletterande granskning även i andra fall.

1.3 Geoteknisk utredning

Råd om planering och omfattning av geotekniska undersökningar återfinns i TDOK 2014:0219 (1).

1.3.1 Undersökningsprogram

1.3.2 Redovisning

1.3.3 Förvaltning

1.4 Särskild utredning



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2 Brottgränstillstånd

Statisk jämvikt enligt EQU behöver normalt endast verifieras vid grundläggning med plattor på mycket fast jord och berg.

Partialkoefficienter för laster vid verifiering av bottenuppluckring, inre erosion och erosionskanaler enligt HYD behandlas som för UPL.

2.1 Säkerhetsklass

2.2 Stabilitet hos geokonstruktioner i jord

2.2.1 Materialegenskaper

2.2.2 Stabilitetsberäkning

Med kombinerad analys avses en beräknad glidyta där det för varje del av glidytan väljs det alternativ med lägst värde av dränerad respektive odränerad hållfasthet.

Vid homogen lågpermeabel jord och laster med kort varaktighet är normalt inte kombinerad analys dimensionerande.

Speciellt bör beaktas att man normalt i stabilitetsprogram endast beräknar cirkulärcylindriska glidytor och därför lätt förbiser plana glidytor.

Speciellt bör beaktas att stabilitetsprogram med automatiska optimeringsfunktioner för att få en lägre säkerhetsfaktor kan medföra att glidytan antar orimliga former.

I de fall då den kritiska glidytan helt eller delvis kan löpa längs en gränsyta, t.ex. mellan jord och berg, kan särskilt risken för glidning i gränsytan behöva beaktas.

Vid genomförande av stabilitetsutredningar kan råd i Skredkommissionens rapport ”Anvisningar för släntstabilitetsutredningar” (2) användas. Det gäller exempelvis hantering av 3-dimensionella effekter.

Störst risk för skred i slänt intill vattendrag inträffar ofta i samband med snabb avsänkning av vattennivån i vattendraget.

2.3 Dimensionering med partialkoefficienter

Metoden innebär att delar av osäkerheten beaktas via fasta partialkoefficienter som läggs på materialparametrar (X) eller bärförmåga (R) samt på laster (G, Q).

För att få en praktisk lösning vid nyttjande av stabilitetsprogram utvecklade för totalsäkerhetsanalyser så används partialkoefficienten för SK 2 i ekvation 2.3-2 i TK Geo 13 vid beräkning av laster, även för SK 1 och SK 3. Detta innebär i praktiken att inverkan av säkerhetsklass har omformats till att säkerhetsfaktorn som erhålls med stabilitetsprogrammet beräkningsmässigt ska överstiga faktor F_{EN} enligt Tabell 2.3-1.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 2.3-1. Faktor FEN vid beräkning med stabilitetsprogram utvecklade för totalsäkerhetsanalys.

Säkerhetsklass	F_{EN}
SK 1	0,90
SK 2	1,00
SK 3	1,10

2.3.1 Materialparametrar

Normalt är ett lågt värde dimensionerande. Ett högt dimensionerande värde på materialparametern är aktuellt om det verkar som en gynnsam last, exempelvis då vilojordtryck är mothållande multipliceras friktionsvinkeln med partialkoefficienten, eftersom $K_0 = 1 - \sin \phi$ för en hög friktionsvinkel blir mindre än för en låg.

2.3.2 Laster

2.3.2.1 Geoteknisk last i dimensioneringsätt 3

2.3.2.2 Upplyftning

Skjuvmotstånd bör nyttjas restriktivt.

2.3.3 Jordtryck

Jordtryck kan beräknas enligt bilaga C i SS-EN 1997-1 (3). Vilojordtryck kan uppskattas enligt avsnitt 5.2.2.2.3.

2.4 Dimensionering med karakteristiska värden

Beräkning med karakteristiska värden används främst vid dimensionering med numeriska modeller och vid tillståndsbedömning av stabilitetsförhållanden för befintliga vägar och järnvägar.

Säkerhetsfaktorn är kvoten mellan medelvärdena av jordens skjuvhållfasthet och mobiliserad skjuvspänning längs den beräknade glidytan.

2.5 Geoteknisk bärförmåga för pålar

För dimensionering av pålars konstruktiva och geotekniska bärförmåga kan TD Pålar (4) användas som stöd.

Vid dimensioneringsätt 2 betraktas alla laster som konstruktionslaster.

Tidsberoende förändringar kan orsakas av förhöjda portryck, konsolidering, spänningsomlagringar eller upprepad dynamisk last.

Påhängslaster kan beräknas enligt Pålkommisionens Rapport 100 (5). Påhängslast behöver normalt inte kombineras med tillfälliga laster.

2.5.1 Dimensionering genom beräkning eller provning

Modeller för beräkning av geoteknisk bärförmåga återfinns i Pålkommisionens Rapport 100 (5) och Rapport 103 (6).



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

2.5.1.1 Karakteristisk bärförmåga, R_k , genom beräkning

Vid användning av Kompletterande tillvägagångssätt bestäms karakteristiskt värde baserat på erfarenhet och empiri.

2.5.1.1.1 Modellpåleanalogi

Modellpåleanalogi avser bestämning av geoteknisk bärförmåga för pålar som baseras på resultat från geotekniska undersökningar.

Normalt kan bottenplattor för broar anses vara styva.

2.5.1.1.2 Kompletterande tillvägagångssätt

Kompletterande tillvägagångssätt avser bestämning av geotekniska bärförmåga för pålar med karakteristiska värden baserade på erfarenhet utan någon statistisk analys.

Slagningssimulering kan göras med endimensionell vågmodell, exempelvis med WEAP-analys.

2.5.1.2 Karakteristisk bärförmåga, R_k , genom provning

2.5.1.2.1 Dynamisk provbelastning

Analysen kan utföras med signalmatchning, t.ex. CAPWAP eller likvärdigt.

Normalt kan bottenplattor för broar anses vara styva.

2.5.1.2.2 Statisk provbelastning

Normalt kan bottenplattor för broar anses vara styva.

2.5.1.3 Reduktionsfaktor för dragbelastade pålar, μ

2.5.1.3.1 Dragbelastad stålkärnepåle injuten i berg

Annan toppvinkel kan väljas vid kunskap om bergets kvalitet: sprickor, sprickriktningar, bergtyp etc., se vidare Pålkommissionens Rapport 97 (7).

2.5.1.4 Modellfaktor, γ_{Rd}

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

Normalt kan bottenplattor för broar anses vara styva.

2.5.2 Dimensionerande bärförmåga genom hävdvunna åtgärder

2.5.2.1 Betongpålar

2.5.2.2 Grävpålar

2.6 Geoteknisk bärförmåga för plattor

2.6.1 Stabilitet



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

2.6.2 Vertikal bärförmåga

2.6.2.1 Analytisk metod

Allmänna bärlighetsformeln kan beskrivas enligt:

$$q_b = c_{ud} \cdot N_c \cdot \xi_c + q_d \cdot N_q \cdot \xi_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad 2.6-1$$

q_b är dimensionerande grundtryck på grundläggningsnivån.

c_{ud} är dimensionerande skjuvhållfasthet.

N_c , N_q och N_γ är bärlighetsfaktorer.

ξ_c , ξ_q och ξ_γ är korrektionsfaktorer.

q_d är överlagringstrycket på grundläggningsnivån.

γ' är jordens effektiva tunghet under grundläggningsnivån.

b_{ef} är plattans effektiva bredd.

Bärlighetsfaktorer och korrektionsfaktorer framgår av kapitel 2.42 i "Plattgrundläggning" (8).

2.6.2.2 Halvempiriska metoder

Beräkningsmetoder enligt kapitel 2.43-2.45 i "Plattgrundläggning" (8) kan användas.

2.6.2.3 Hävdvunnen åtgärd

2.6.3 Glidning

För plansprängd bergyta kan $\tan \delta_d$ sättas till 1,2. För planslipat berg och för kohesionsjord vid dränerade förhållanden kan $\tan \delta_d$ sättas till 0,6.

2.6.4 Stjälpning

Stjälpning kan inträffa vid stora excentriska laster.

2.7 Stabilitet hos geokonstruktioner i berg

2.8 Verifiering



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

3 Bruksgränstillstånd

Hänsyn till krypning behöver normalt inte tas vid:

- fridränerande jord ($d_{10} > 0,01$ mm)
- belastningsnivå högst 80 % av förkonsolideringsspänningen
- lågförmultnad torv med mäktighet högst 3 m på dränerande jord.

Beräkning med metod som tar hänsyn till krypning kan utföras enligt SGI Information 13 (9) eller "Claesson P 2003" (10).

3.1 Sättningar

Kraven på största godtagbara sättningsskillnad i längdled medför att lager av jord för vilka liggtid föreskrivs kan behövas spetsas ut. En sådan utspetsning dimensioneras separat.

3.1.1 Vägar

Kraven i längdled är baserade på maximal vertikalacceleration, som påverkar trafiksäkerhet och komfort. Högre krav kan krävas i speciella fall t.ex. för betongvägar, men också av estetiska och drifttekniska skäl.

I tvärled avser kravet trafiksäkerhet.

3.1.1.1 Sättning i längdled

3.1.1.2 Sättning i tvärled

3.1.2 Järnvägar

Sättningskraven baseras på kraven på spårläge och spårgeometri ur säkerhetssynpunkt.

3.1.2.1 Totalsättning

3.1.2.2 Sättning i tvärled

3.1.2.3 Sättning i längdled

3.1.2.4 Sättningskrav för kontaktledningsfundament

3.1.3 Sättningsuppföljning

Prognostisering av sättningsförloppet kan göras med kurvanpassning av uppmätta sättningar. Något av följande samband kan vara lämpliga:

$$s = a \log t \quad 3.1-1$$

$$s = a\sqrt{t} \quad 3.1-2$$

$$s = \frac{t}{(a + (b \times t))} \quad 3.1-3$$

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

$$s = c + d(t - \Delta t)$$

3.1-4

t är tid.

Δt är tidsintervallet mellan mättillfällena.

a och b är regressionskonstanter.

c och d är variabler.

I ekvation 3.1-4 ska Δt hållas konstant och då plottas sättning för t mot sättning för t - Δt .

Slutsättningen uppnås då c blir 0 och d blir 1.

3.2 Pålar

Sättningen i jorden under pålspetsen för spetsburna pålar av betong kan vanligen försummas.

Metoder för beräkning av sättningar hos pålgrupper återfinns i Pålkommissionens Rapport 100 (5) och Rapport 103 (6).

3.3 Plattor

3.3.1 Sättningar

3.3.2 Hävning

3.3.3 Vibrationer

3.4 Spår vibrationer för järnväg

För bankropp på jord med låg styvhet, lös lera eller organisk jord, kan mycket kraftiga markvibrationer uppkomma vid tågpassage i höga hastigheter. Markvibrationerna beror på förhållandet mellan vågutbredningshastigheten i överbyggnad, underbyggnad samt undergrund och tågets hastighet.

När tågets hastighet närmar sig eller sammanfaller med vågutbredningshastigheten fås en kraftig förstärkning av rörelserna.

3.4.1 Ny järnväg

3.4.2 Befintlig järnväg

Höghastighetsfenomen kan verifieras genom beräkningar eller genom provning enligt kapitel 18.

3.5 Verifiering

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

4 Laster

4.1 Egentyngd

4.1.1 Jord

4.1.2 Övriga konstruktionsmaterial

4.2 Vattentryck

Den teoretiska sannolikheten för att minst ett 50-årsvärde överskrids under en 50 års-period är ca 60 % och under en 100-årsperiod ca 90 %.

Prognostisering av portryck kan utföras genom att jämföra egna observationsmätningar med närbelägna mätpunkter med lång tidsserie, t.ex. referensrör i SGU:s grundvattennät inom samma klimatzon och högst 50 km från observationspunkten, se Figur 4.2-1.

50-årsvärdet i observationspunkten, $Y_{O,max,50}$ beräknas som:

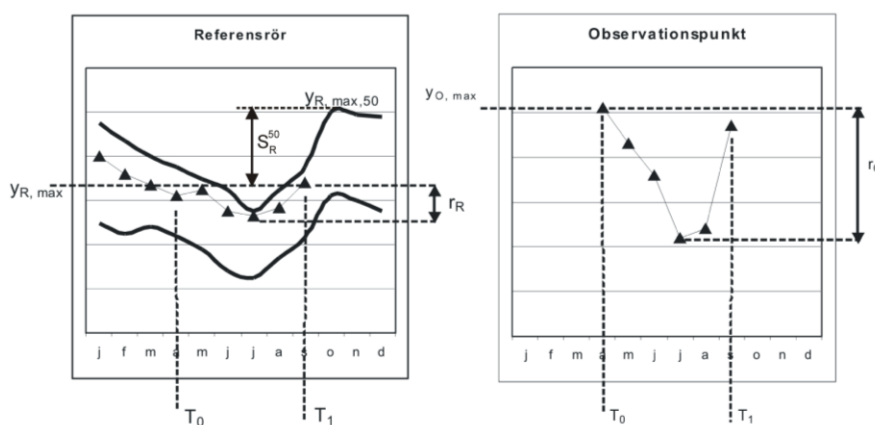
$$Y_{O,max,50} = Y_{O,max} + S_R^{50} \cdot \frac{r_0}{r_R} \quad 4.2-1$$

$Y_{O,max}$ är maximal nivå i observationspunkten under observationstiden, T_0 - T_1

S_R^{50} är skillnaden mellan $Y_{R,max,50}$ (beräknat maxvärde för 50 års återkomsttid för referensröret) och $Y_{R,max}$ (uppmätt maximal nivå i referensröret) under observationstiden T_0 - T_1 .

r_0 är variationsbredden (maxvärde-minvärde) i observationspunkten under observationstiden T_0 - T_1 .

r_R är variationsbredden (maxvärde-minvärde) i referensröret under observationstiden T_0 - T_1 .



Figur 4.2-1. Benämningar för prognostisering av portryck.

Vattennivåer kan beräknas enligt MB 310 (11).

4.2.1 Vattenhastighet

Vattenflöden kan beräknas enligt MB 310 (11).



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

4.3 Trafiklast

Med trafiklast avses trafikens belastning på vägbanan eller bankonstruktionen.

Trafiklasten kan normalt försummas vid kombinerad och dränerad analys om krav enligt avsnitt 4.3 i TK Geo 13 är uppfyllda.

4.3.1 Vägar

Olika ytlaster används för korta och långa glidytor. Om glidytan bedöms som kort eller lång beror på förhållandet mellan utbredningen på trafiklasten och glidytan. I praktiken innebär det att för korta glidytor är trafiklasten begränsad i tvär- och längdled. Trafiklastens utbredning kan antas vara $6 \times 10 \text{ m}^2$ för denna jämförelse.

4.3.1.1 Dimensionering med partialkoefficienter

4.3.1.2 Dimensionering med karakteristiska värden

4.3.2 Järnvägar

Ett dynamiskt lasttillskott ingår i tåglast 1 och 2 för dimensionering med karakteristiska värden. Det dynamiska lasttillskottet får reduceras vid låga hastigheter enligt avsnitt 4.3.2.5 i TK Geo 13.

4.3.2.1 Tåglast 1 – Jämnt fördelad långsträckt ytlast

Tåglast 1 kan anses som standardlast för vanliga dimensioneringssituationer, som exempelvis stabilitetsberäkningar.

4.3.2.2 Tåglast 2 – Boggilast

Boggilast används vid tredimensionell betraktelse där utbredningen av ett skred i plan är begränsad och kan förutses, till exempel vid kraftiga variationer i topografin såsom vid raviner eller schakter. Den används även för konstruktioner där boggilasten kan få inverkan, t.ex. trummor med liten jordtäckning eller spårnära spont.

4.3.2.3 Tåglast 3 – Stoppbock

4.3.2.4 Laster för spårsvibrationer vid tågpassage i höga hastigheter

4.3.2.5 Reduktion av dynamiskt lasttillskott vid låga hastigheter



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5 Material

5.1 Indelning av jord- och bergmaterial

5.1.1 Materialtyper

5.1.2 Bergtyper

Andra undersökningar kan krävas för bestämning av reaktivitet eller ingående delmaterial, exempelvis lera och glimmer, som kan inverka negativt på exempelvis beständigheten hos de produkter materialet ska användas till.

5.1.2.1 Bergtyp 1

Det kan anses vara bergtyp 1 om micro-Devalvärdet är maximalt 13 och Los Angelesvärdet understiger 40.

Bergtyp 1 innebär normalt hårt och hållfast berg, som exempelvis glimmerfattiga graniter och gnejser samt andra hårda och hållfasta bergarter såsom kvartsiter, diabas, porfyr och leptit. Bergtyp 1 ger vid bearbetning och krossning relativt små finmaterialmängder och motstår normalt nedkrossning av byggtrafik.

5.1.2.2 Bergtyp 2

Det kan anses vara bergtyp 2 om micro-Devalvärdet är mellan 13 och 25 och Los Angelesvärdet understiger 40.

Bergtyp 2 innebär normalt berg med måttlig hållfasthet och dålig slitstyrka, som exempelvis homogen kalksten samt glimmerrika gnejser och graniter. Bergtyp 2 krossas relativt lätt ner av byggtrafik.

5.1.2.3 Bergtyp 3

Det kan anses vara bergtyp 3 om micro-Devalvärdet överstiger 25.

Bergtyp 3 innebär normalt löst, vittrat eller lätt nedbrytbart berg, som exempelvis bergarter med höga glimmerhalter, lerskiffer, kritkalksten, leromvandlat berg samt icke klassificerat bergmaterial. Bergtyp 3 ger vid bearbetning och krossning stora finmaterialmängder och mals ned av byggtrafik.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2 Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper

5.2.1 Inledning

5.2.2 Bestämning av egenskaper genom empiri

5.2.2.1 Allmänt

Jordens egenskaper bestäms till stor del av dess bildningssätt och belastningshistoria, samt av rådande spänningstillstånd. Jordens sammansättning framgår i stort av den geotekniska klassificeringen.

5.2.2.2 In situ spänningar

5.2.2.2.1 Tunghet

5.2.2.2.2 Portryck

I siltjord kan portrycken vara negativa ovanför den fria grundvattenytan och effektivspänningarna därmed större än totalspänningarna. Sådana negativa portryck kan bedömas i enlighet med SGI Information 16 (12).

5.2.2.2.3 Horisontalspänningar

För normalkonsoliderad jord kan K_0 antas vara:

Jordart	K_0
Friktionsjord och siltjord	$1 - \sin\phi'$
Lera	$0,31 + 0,71(w_L - 0,2)$
Varvig och skiktad ler- och siltjord	0,5
Gyttja	0,6

För lera beaktas överkonsolideringen genom att $K_0 \cdot OCR^{0,55}$.

5.2.2.3 Deformationsegenskaper i kohesionsjord

5.2.2.3.1 Förkonsolideringstryck

Överkonsolideringsgraden får beaktas utan provning om den är uppenbar, t.ex. för lermoräner. Se vidare SGI Information 3 (13).

En grov uppskattning av överkonsolideringsgraden kan göras ur Hansbos relation $OCR = \tau / \sigma'_0 \cdot 0,45 \cdot w_L$, där τ är odränerad, okorrigerad skjuvhållfasthet direkt från kon- eller vingförsök.

5.2.2.3.2 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen under odränerade förhållanden kan uppskattas på basis av jordtyp och odränerad skjuvhållfasthet.

Sekantmodulen, E_{50} , för påkänningar upp till halva brottpåkänningen, kan antas vara:

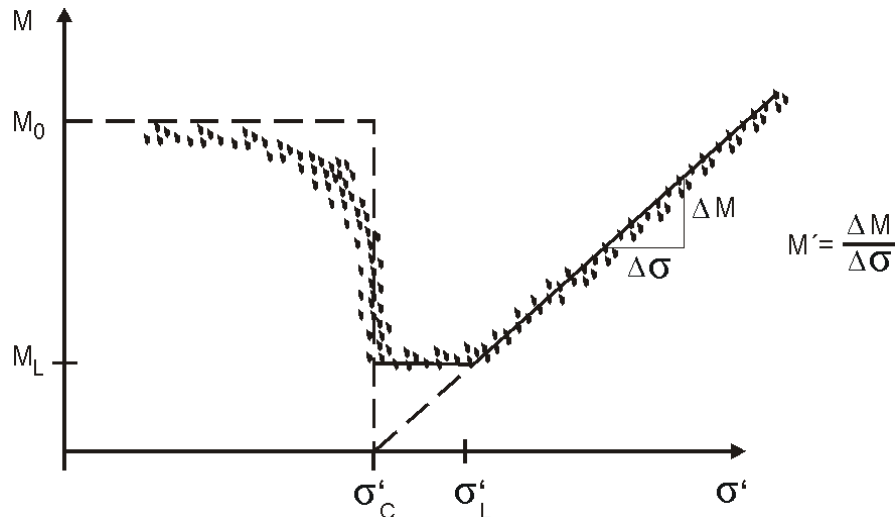
$1000 \cdot c_u$	för siltig lera
$500 \cdot c_u$	för lågplastisk lera
$250 \cdot c_u$	för högplastisk och gyttjig lera
$150 \cdot c_u$	för gyttja.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.2.3.3 Kompressionsmodul (ödometermodul)

I de fall horisontaltöjningarna kan anses försumbara, t.ex. då lastens utbredning är stor i förhållande till jorddjup, beskriver kompressionsmodulen de vertikala töjningarna.

Kompressionsmodulens spänningsberoende kan antas vara enligt Figur 5.2-1.



Figur 5.2-1. Kompressionsmodulens variation med spänningen.

Sekantmodulen för spänningar under förkonsolideringstrycket, M_0 , kan uppskattas med samma relationer som för E_{50} . Mellan elasticitetsmodulen E och kompressionsmodulen (ödometermodulen) M , råder under dränerade förhållanden sambandet:

$$M = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad 5.2-1$$

ν är tvärkontraktionstalet, som har ett initialt värde av cirka 0,1 och som ökar med ökad töjning. För ett inkompressibelt material, t.ex. vattenmättad lera under odränerade förhållanden är tvärkontraktionstalet strax under 0,5.

5.2.2.3.4 Skjuvmodul

För normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad kohesionsjord ($OCR < 1,5$) kan den initiella skjuvmodulen, G_0 , uppskattas ur:

$$G_0 = 504 \cdot c_u / w_L \quad 5.2-2$$

5.2.2.3.5 Avlastningsmodul

För svagt överkonsoliderad lera kan avlastningsmodulen, M_{ul} , bestämmas som:

$$M_{ul} = 10 \cdot \sigma'_c \cdot e^{5(\sigma'_o/\sigma'_c)} \quad 5.2-3$$

e är naturliga logaritmen. Se även "Persson 2004" (14).

5.2.2.3.6 Kryppparametrar

Krypningen i ödometerfallet kan beräknas med hjälp av parametrarna $\alpha_{s \max}$ och β_{os} . Empiriska erfarenhetsvärden framgår av Tabell 5.2-1, se även SGI Information 13 (9).

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

 Tabell 5.2-1. I Empiriska riktvärden för kryppparametrarna $\alpha_{s \max}$ och $\beta_{\alpha s}$ vid olika vattenkvot.

Lera			Gyttjig lera, Gyttja, Sulfidlera, Mycket kalkhaltig lera		
w_N (%)	$\alpha_{s \max}$	$\beta_{\alpha s}$	w_N (%)	$\alpha_{s \max}$	$\beta_{\alpha s}$
25	0,000	0,000	25	0,000	0,000
30	0,002	0,027	50	0,007	0,030
40	0,006	0,031	75	0,016	0,033
50	0,010	0,035	100	0,021	0,035
60	0,014	0,039	125	0,026	0,038
70	0,018	0,043	150	0,030	0,040
80	0,021	0,046	200	0,036	0,046
90	0,025	0,049	250	0,040	0,051
100	0,029	0,053	300	0,044	0,055
110	0,033	0,057	350	0,047	0,058
120	0,037	0,061	400	0,050	0,061

Alternativt kan krypningen beräknas med hjälp av kryptalet r_s , se "Olsson, Alén 2009" (15).

Mellan sekundära konsolideringskoefficienten α_s och r_s råder sambandet $r_s = \ln 10 / \alpha_s$.

5.2.2.4 Deformationsegenskaper i torv

5.2.2.4.1 Förkonsolideringstryck

För torvmark som endast i mindre grad påverkats av utdikning eller fyllning kan förkonsolideringstrycket sättas lika med in situ spänningen.

5.2.2.4.2 Elasticitetsmodul

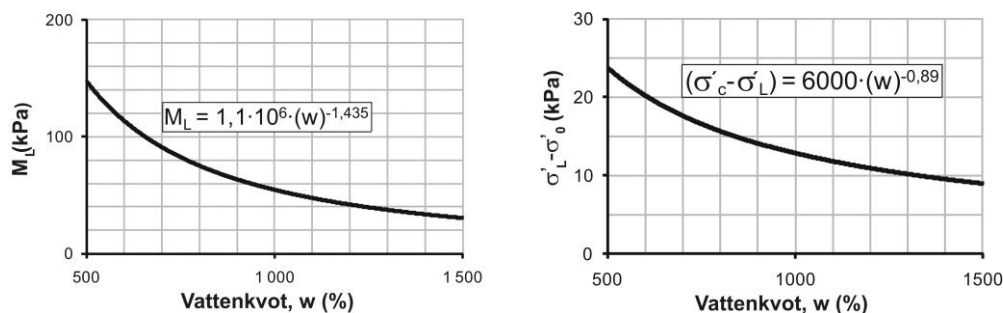
Elasticitetsmodulen kan uppskattas till:

300 kPa för lågförmultnad torv och mellantorv

$150 \cdot c_u$ för högförmultnad torv.

5.2.2.4.3 Kompressionsmodul

Kompressionsmodulens spänningsberoende och samband mellan kompressions-parametrar och torvens vattenkvot kan uppskattas enligt Figur 5.2-2. Sambanden avser lågförmultnad torv och mellantorv med vattenkvot i intervallet $500 \% < w < 1500 \%$.


 Figur 5.2-2. Samband mellan M_L och vattenkvot samt $(\sigma'_c - \sigma'_L)$ och vattenkvot.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

M' i torv kan oberoende av vattenkvoten sättas till 7.

5.2.2.4.4 Skjuvmodul

Bestämning av den initiella skjuvmodulen, G_0 , i torv kan uppskattas ur:

$$G_0 = 13800 w_N^{-0,67} \sigma'_0{}^{0,55} \quad 5.2-4$$

Skjuvmodulen reduceras beroende på deformationsstorleken enligt Figur 5.2-6.

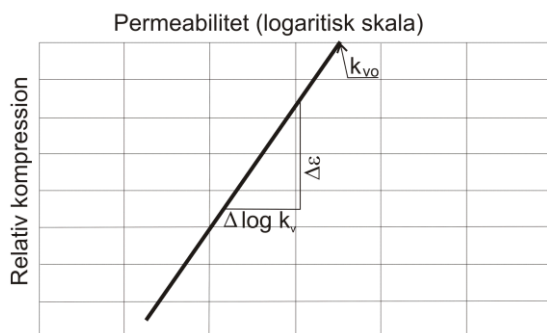
5.2.2.4.5 Kryppparametrar

För torv kan kryppparametern antas till, $\alpha_{s \max} = 0,025$. β_{as} kan sättas till 0.

5.2.2.4.6 Permeabilitet

Torvjordar har i naturligt tillstånd relativt hög permeabilitet, $10^{-7} < k_{v0} < 10^{-5}$ m/s. Då torven komprimeras minskar permeabiliteten drastiskt, vilket beskrivs av Figur 5.2-3 och sambandet:

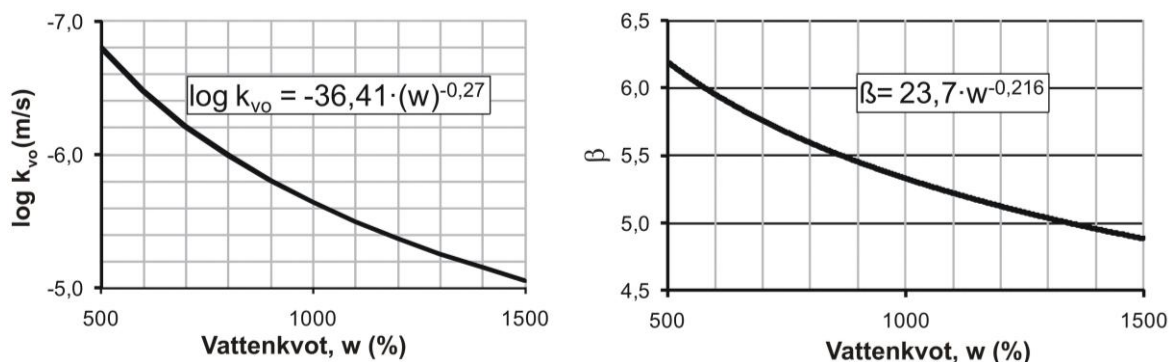
$$k_v = k_{v0} \cdot 10^{-\beta \varepsilon} \quad 5.2-5$$



Figur 5.2-3. Beskrivning av permeabilitetens beroende av kompressionen.

För torvjordar är det inte ovanligt att permeabiliteten är en tusendel av den ursprungliga vid 50 % komprimering (motsvarar $\beta=6$). k_{v0} och β kan väljas enligt Figur 5.2-4.

Sambanden avser lågförmultnad och mellantorv med vattenkvot i intervallet $500 \% < w < 1500 \%$.



Figur 5.2-4. Samband mellan k_{v0} och vattenkvot samt β och vattenkvot.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.2.5 Deformationsegenskaper i silt och friktionsjord

5.2.2.5.1 Kompressionsmodul

För friktionsjord kan kompressionsmodulen beskrivas som:

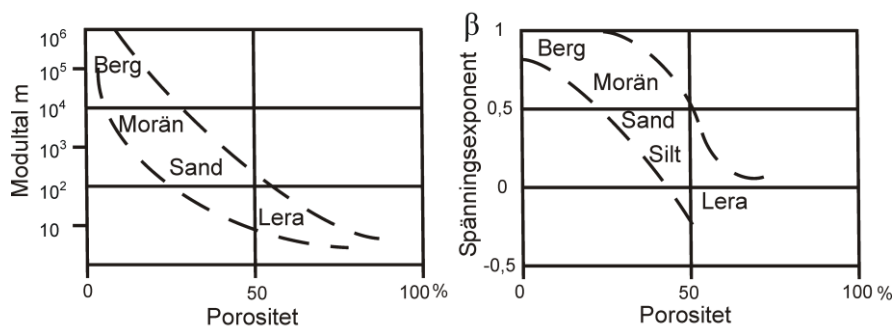
$$M = m \cdot \sigma_j \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad 5.2-6$$

m är kompressionsmodultalet.

β är spänningsexponent.

σ_j är ett jämförelsetryck som sätts till 100 kPa.

Empirisk bestämning av kompressionsmodulen kan göras med hjälp av värden på m och β som återfinns i Figur 5.2-5.



Figur 5.2-5. Parametrarna m och β för olika jordar som funktion av porositet. (16)

5.2.2.5.2 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen kan bedömas med hjälp av kompressionsmodulen. För friktionsjord är $E \approx 0,74 \cdot M$.

5.2.2.5.3 Skjuvmodul

Ett förenklat uttryck för den initiella skjuvmodulen G_0 (kPa) är:

$$G_0 = K_1 \cdot (\sigma'_m)^{0,5} \quad 5.2-7$$

K_1 kan antas variera mellan 15 000 och 30 000 beroende på material och packningsgrad. Det lägre värdet används för sand och det högre för krossmaterial.

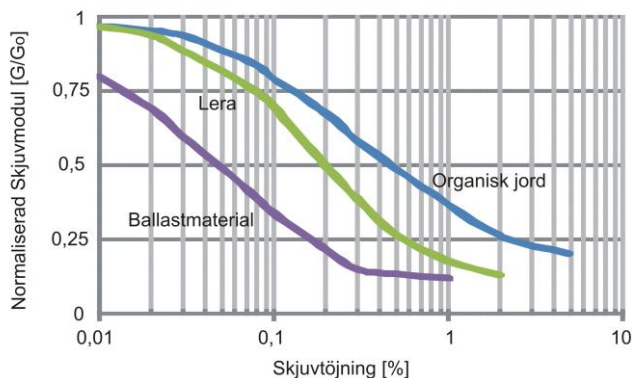
σ'_m är medeleffektivspänningen (kPa).

Skjuvmodulen, G , hos friktionsjord är starkt beroende av storleken på deformationen. För att bedöma skjuvmodulen vid aktuell skjuvtöjning reduceras den initiella skjuvmodulen, G_0 , enligt Figur 5.2-6.

I en konstruktion med måttliga deformationer är skjuvtöjningarna i storleksordningen 0,03 – 0,1 %. I en bankropp med stora deformationer kan skjuvtöjningarna uppgå till ca 0,5 %.

Den initiella skjuvmodulen, G_0 , samt dämpningen kan även uppskattas enligt SGI Information 17 (17).

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 5.2-6. Skjuvmodulens beroende av skjuvtöjning för olika jordmaterial. (18)

5.2.2.6 Hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord

5.2.2.6.1 Odränerad skjuvhållfasthet

5.2.2.6.1.1 Inverkan av belastningsriktning

Normalt indelas den odränerade skjuvhållfastheten med hänsyn till belastningsriktning i aktiv, direkt och passiv skjuvning, enligt Figur 5.2-7.

Den odränerade skjuvhållfastheten kan empiriskt bestämmas på basis av jordens förkonsolideringstryck genom sambandet:

$$c_u = a \cdot \sigma'_c \quad 5.2-8$$

a är en konstant som beror av jordart.

För lera och lerig silt kan a sättas till:

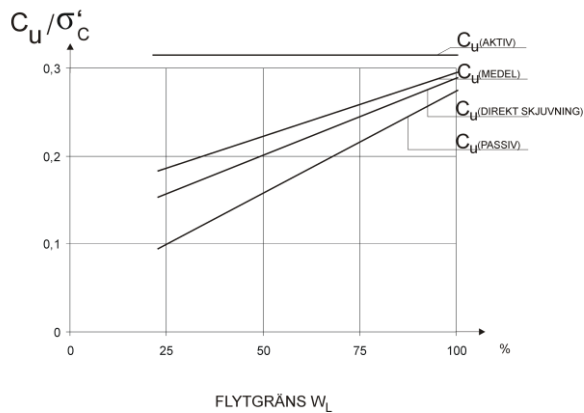
0,33	vid aktiv skjuvning
$0,13 + 0,17 w_L$	vid direkt skjuvning
$0,06 + 0,23 w_L$	vid passiv skjuvning.

För gyttjig och dyig jord sker en förändring av parametern a då den organiska halten överstiger cirka 2 %. Vid aktiv skjuvning kan a antas öka linjärt från 0,33 till 0,5 då den organiska halten ökar från 2 till 6 %, för att därefter vara konstant. Vid direkt skjuvning och passiv skjuvning kan a antas öka linjärt från 0,33 till 0,4 då den organiska halten ökar från 2 till 20 %, för att därefter vara konstant. Se vidare SGI Rapport 38 (19).

Den uppmätta skjuvhållfastheten från vingförsök eller CPT representerar skjuvhållfastheten vid direkt skjuvning. Normalt kan den också antas utgöra ett medelvärde av jordens skjuvhållfasthet i olika riktningar.

För lermorän kan för samtliga belastningsfall antas att $a = 0,4$, se även SGI Rapport 59 (20).

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------



Figur 5.2-7. Indelning av skjuvhållfasthet i huvudtyper. Relation mellan skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck som funktion av konflytgräns.

5.2.2.6.1.2 Inverkan av överkonsolideringsgrad

Hänsyn till inverkan av överkonsolideringsgrad kan göras med uttrycket:

$$c_u = a \cdot \sigma'_c / OCR^{1-b} \quad 5.2-9$$

där materialparametern b varierar mellan 0,7 och 0,9 och kan antas till 0,8. För lermorän antas $b=0,85$.

5.2.2.6.2 Dränerad skjuvhållfasthet

I lera, lerig silt och gyttjig lera kan antas att:

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0,1 \cdot c_u \text{ alternativt } 0,03 \cdot \sigma'_c$$

För ”baltisk lermorän” kan värden enligt ovan antas, medan friktionsvinkeln i den grövre lermoränen ”nordostmorän” kan antas vara 32° .

5.2.2.7 Hållfasthetsegenskaper i torv

Skjuvhållfastheten för normalkonsoliderad torv, dvs. lågförmultnad torv och mellantorv, som skjuvas för första gången kan beskrivas med $c' = 2$ kPa och $\phi' = 28^\circ$. Vid normalspänning under 13 kPa medför fibernas drag- och förankringsstyrka att den skenbara kohesionen ökar till 5 kPa medan friktionsvinkeln sjunker mot noll.

För högförmultnad torv kan den dränerade hållfastheten antas till samma värden som för gyttja.

5.2.2.8 Hållfasthetsegenskaper i friktionsjord

Friktionsvinkeln ϕ' varierar med lagringstäthet och spänningsnivå, se SGI information 3 (13).

5.2.3 Bestämning av egenskaper genom provning

5.2.3.1 Allmänt

Kvalitet hos ostörda prover av finkornig jord kan bedömas enligt SGI Information 3 (13).

5.2.3.2 In situ spänningar

De rådande spänningarna i jorden utvärderas normalt med trycket från jordmassor och porvatten.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

5.2.3.2.1 Tunghet

5.2.3.2.2 Porvattentryck

Negativa portryck kan mätas med slutna portrycksspetsar, se SGI Information 16 (12).

5.2.3.2.3 Horisontaltryck

Horisontaltrycket i jorden kan utvärderas ur resultaten från dilatometerförsök, se SGI Information 10 (21).

5.2.3.3 Deformationsegenskaper i kohesionsjord

5.2.3.3.1 Förkonsolideringstryck

I normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad jord kan bestämning av förkonsolideringstrycket även göras ur resultat från dränerade och odränerade triaxialförsök.

En grov uppskattning av förkonsolideringstrycket kan erhållas ur resultat från CPT-sondering och dilatometerförsök.

5.2.3.3.2 Moduler

5.2.3.3.2.1 Skjuvmodul

Initiell skjuvmodul, G_0 [Pa] kan beräknas ur resultat från ytvågsseismik, genom mätning av skjuvstångshastigheten, c_s [m/s].

$$G_0 = \rho \cdot c_s^2 \quad 5.2-10$$

ρ är jordmaterialets skrymdensitet [kg/m^3].

Bestämning av initiell skjuvmodul i laboratoriet kan utföras med bender elements.

I fasta leror ($c_u > 50$ kPa) och grövre jord kan skjuvmodulens variation med töjnings- och spänningsnivå mätas genom pressometerförsök med på- och avlastningscykler.

5.2.3.3.2.2 Kompressionsmodul under förkonsolideringstrycket

Pålastningsmodul

För överkonsoliderad jord kan pålastningsmodulen uppskattas från dilatometerförsök.

Avlastningsmodul

På grund av störning kan jordens deformationsegenskaper vid spänningar under förkonsolideringstrycket inte korrekt simuleras med laboratorieförsök på upptagna prover. De i laboratoriet bestämda på- och avlastningsmodulerna är normalt för låga.

5.2.3.3.2.1 Kompressionsmodul över förkonsolideringstrycket

5.2.3.3.3 Kryppparametrar

5.2.3.3.4 Permeabilitet

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.3.4 Deformationsegenskaper i torv

Ett kompressometerförsök på torv utförs normalt med stegvis lastökning. Eftersom torven oftast är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad och in-situ utsatt för endast mycket små effektivtryck, bör det första laststeget vara lågt, vanligtvis 2,5 kPa.

Från kompressometerförsöken utvärderas även konsolideringskoefficienten c_v . Med kännedom om kompressionsmodulen M och c_v beräknas permeabiliteten för varje laststeg.

5.2.3.5 Deformationsegenskaper i silt och friktionsjord

5.2.3.5.1 Förkonsolideringstryck

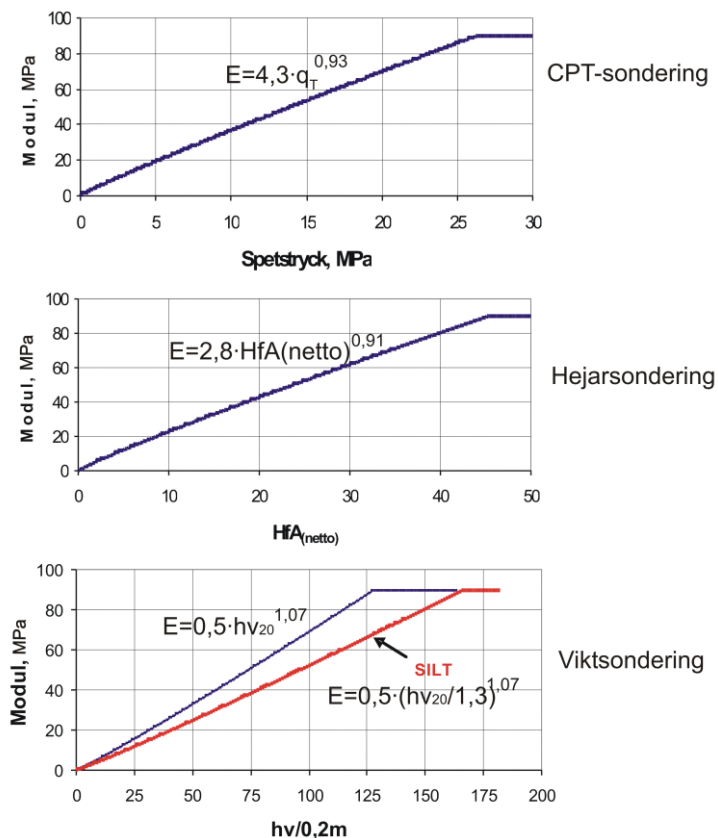
För grövre jord bestäms normalt inte förkonsolideringstryck.

5.2.3.5.2 Moduler

Kompressionsmodulen i sand och silt kan bestämmas genom dilatometerförsök där utvärderingen utförs enligt SGI Information 10 (21).

Skjuvmodul kan mätas på samma sätt som för kohesionsjord.

Utvärdering av elasticitetsmodul ur sonderingsresultat för sättningsberäkning med vertikala spänningsökningar kan göras enligt Figur 5.2-8. Den säkraste utvärderingen av resultaten fås från CPT-sondering. Viktsondering ger den mest osäkra utvärderingen.



Figur 5.2-8. Elasticitetsmodul ur sonderingsresultat för sand.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

5.2.3.6 Hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord

5.2.3.6.1 Odränerad skjuvhållfasthet

5.2.3.6.1.1 Vingförsök

I mycket fast lermorän kan s.k. dansk vinge användas. Försöken utförs då enligt DGF Feltkomité (22). I denna jord görs normalt ingen korrigering för konflytgräns eller överkonsolideringsgrad. Däremot beaktas hållfasthetens volymberoende, se vidare SGI Varia 480 (23).

5.2.3.6.1.2 CPT-sondering

5.2.3.6.1.3 Dilatometerförsök

I kohesionsjord kan en uppskattning av skjuvhållfasthet erhållas ur dilatometerförsök, se vidare SGI Rapport 61_(24).

5.2.3.6.1.4 Fallkonförsök

5.2.3.6.1.5 Direkta skjuvförsök

5.2.3.6.1.6 Triaxialförsök

5.2.3.6.2 Dränerad skjuvhållfasthet

5.2.3.6.2.1 Direkta skjuvförsök

5.2.3.6.2.2 Triaxialförsök

Dränerade triaxialförsök utförs oftast som aktiva försök med axiell kompression. Effektiva hållfasthetsparametrar som motsvarar den dränerade hållfastheten vid konstant volym kan utvärderas ur spänningsvägar i odränerade försök.

5.2.3.7 Hållfasthetsegenskaper i torv

Vid direkta skjuvförsök uppkommer brott i torven ofta först efter vinkeländringar större än 1 radian.

5.2.3.7.1 Direkta skjuvförsök

Direkta skjuvförsök kan utföras på prover med diametern 100 mm och höjden ca 45 mm. Proverna konsolideras för olika normalspänningar inom aktuellt spänningsintervall och utförs som dränerade eller odränerade.

5.2.3.7.2 Vingförsök

Eftersom brottet sker en bit utanför vingens periferi måste skjuvhållfastheten reduceras och hållfastheter större än 40 % av uppmätta vingvärden bör inte utnyttjas.

Vingförsök i torvjordar kan användas för att verifiera hållfasthetstillväxt under järnvägs- och vägbankar.

5.2.3.7.3 Triaxialförsök

Aktiva dränerade triaxialförsök kan normalt inte utvärderas på traditionellt sätt för bestämning av dränerade hållfasthetsparametrar i torvjord, eftersom fiberinnehållet i jorden medför att det inte uppstår något egentligt skjuvbrott.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

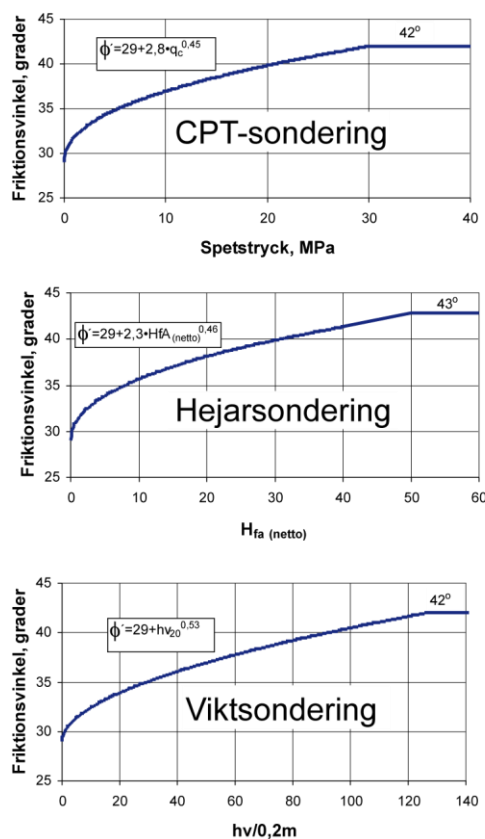
5.2.3.8 Hållfasthet i silt och friktionsjord

5.2.3.8.1 Fältmetoder

Om jorden bedöms vara delvis dränerad får de effektiva hållfasthetsparametrarna utvärderas enligt SGI Information 15 (25).

5.2.3.8.1.1 Friktionsvinklar vid bärighetsberäkning

Empiriska erfarenhetsvärden för detta utvärderas med ledning av jordart och uppmätt sonderingsmotstånd, se Figur 5.2-9.



Lagringstäthet:

Lagrings-täthet	CPT MPa	Hejare H_{fa} (netto)	Vikt Hv/0,2m
Mycket lös	0-2,5	0-4	0-10
Lös	2,5-5	4-8	10-25
Medelfast	5-10	8-12	25-45
Fast	10-20	12-25	45-80
Mycket fast	>20	>25	

Anmärkning:

För grus görs ett tillägg med 2° och för silt görs ett avdrag med 3°. Vid utfylld eller packad jord divideras sonderingsmotstånden med 1,2 före utvärdering av friktionsvinkeln. I siltig jord divideras viktsonderingsmotståndet med 1,3 före utvärdering av friktionsvinkeln.

Figur 5.2-9. Utvärdering av friktionsvinkel och lagringstäthet ur sonderingsresultat.

5.2.3.8.2 Laboratorieprovning

5.2.3.8.2.1 Direkta skjuvförsök

Direkta skjuvförsök är lämpliga att utföra på ostörda prover av skiktad jord med omväxlande silt och lera. Såväl odränerad skjuvhållfasthet som effektiva hållfasthetsparametrar kan bestämmas.

5.2.3.8.2.2 Triaxialförsök

Triaxialförsök kan användas för bestämning av hållfasthetsegenskaperna i homogen jord. I silt kan såväl odränerad skjuvhållfasthet som effektiva hållfasthetsparametrar bestämmas. I grövre jord bestäms friktionsvinkeln, se vidare SGI Information 8 (26) och Information 16 (12).

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

5.2.4 Bestämning av karakteristiskt värde

Ett statistiskt synsätt kan anses uppfyllt om det karakteristiska värdet för en given geokonstruktion, X_k , sätts till:

$$X_k = \eta \cdot \bar{X} \quad 5.2-11$$

\bar{X} är medelvärde på egenskapen.

η är en omräkningsfaktor som beaktar värdenas relevans, se strecksatser i TK Geo 13, avsnitt 5.2.4.

Medelvärde

Medelvärdet, \bar{X} , beräknas på härledda värden från geotekniska undersökningar. När medelvärdet utvärderas baserat på resultat från olika typer av försök är det viktigt att en värdering av de olika försökens relevans görs. Större vikt bör ges mer kvalificerade försök, såsom CRS-försök, direkta skjuvförsök och triaxialförsök. Uppenbart orrealistiska mätresultat förkastas. Det är också viktigt att de härledda värdena är belägna inom område med samma geologiska bildningssätt och geologiska historia.

Omräkningsfaktor

Omräkningsfaktorn η för hållfasthet väljs med avseende på strecksatserna i TK Geo 13, avsnitt 5.2.4. För övriga parametrar, exempelvis förkonsolideringstryck, modul och densitet sätts $\eta=1,0$.

Vid dimensionering med hållfasthet kan omräkningsfaktorn η beräknas som produkten av flera delfaktorer. Vid val av värden på delfaktorer kan IEG:s tillämpningsdokument (27) (28) (29) (30) användas som råd.

5.3 Bergs hållfasthets- och deformationsegenskaper

Undersökningsmetod och omfattning väljs med beaktande av geoteknisk kategori och säkerhetsklass.

5.3.1 Inledning

5.3.2 Bestämning av egenskaper genom empiri

Exempel på metodik för uppskattning av bergmassors och sprickors egenskaper med hjälp av karakterisering av bergmassan och empiriska brottvillkor framgår av BVH 1585.36 (31).

5.3.3 Bestämning av egenskaper genom provning

Lämpliga metoder kan vara okulärbesiktning (hällkartering), geofysiska metoder (refraktionsseismik, magnetisk mätning, resistivitetmätning, elektromagnetisk mätning eller georadar), borrhning (jordbergsondering, kärnborrhning eller hammarborrhning) och vattenförlustmätning (spinnerflödesloggning, vattenförlustmätning eller provpumpning).

5.4 Övriga materials hållfasthets- och deformationsegenskaper

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

6 Jord- och bergschakt

6.1 Skärning i jord

För att tjälproblem ska uppstå krävs jord av tjälfarligt material, tillgång till vatten samt tillräcklig köldmängd.

Dränering av skärningar kan utföras med hjälp av fördikning.

Lämpliga åtgärder för att förhindra bottenuppluckring anges i "Länshållning vid schaktningsarbeten" (32).

6.1.1 Skärningsslänt

I säkerhetsklass 1 kan kraven på släntstabilitet och krypning anses uppfylla om skärningsslänt utan grundvattenutflöde utformas med brantaste släntlutning enligt Tabell 6.1-1.

Tabell 6.1-1. Brantaste släntlutning hos skärning i mineraljordart i säkerhetsklass 1.

Material	Brantaste släntlutning
Grov- och mycket grovkornig jord och blandkornig jord.	1:2
Finkornig jordart med lerhalt < 40 %	1:2,5
Finkornig jordart: lerhalt > 40 %, skärningsdjup < 5 m och skjuvhållfasthet > 25 kPa.	1:2

Jordskärning med djup större än 10 m bör utformas med hylla för underhållsfordon.

6.2 Skärning i berg

Glidning av enstaka block och bergskilar kan förhindras genom minskning av släntlutningen med hjälp av banketter och genom installation av förankringar, bultar och inre dränering.

För att förhindra stjälpningsbrott bör förankring eller bultning och inre dränering tillämpas.

I fall där tillförlitliga åtgärder för att förhindra utfall av block inte är genomförbara bör utfall tillåtas inträffa om åtgärder med nät, barriärer eller andra åtgärder vidtas för att fånga upp nedfallande block.

Vid uttag av slänter kan glidning förhindras genom att välja riktning och orientering av släntytan så att rörelser hos enskilda block omöjliggörs.

Praktiska råd om sprängteknik återfinns i VV Publ. 2003:2 (33).

6.2.1 Skärningsslänt

Vid skärningar kortare än 50 m och djup mindre än 6 m bör släntlutning utformas med lutning 1:1,5 och avjämnas med lämpligt material.

Högre skärningsslänt än 15 m bör utformas med hylla för underhållsfordon, hyllbredd minst 7 m.

6.2.2 Utförande

Vid dålig bergkvalitet eller dåliga dräneringsförhållanden kan djupsprängning övervägas.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

6.3 Schakt för grundläggning av bro

6.3.1 Tjällyftning

6.3.1.1 Vägbroar

För mindre vattendrag som riskerar att gå torra under vinterhalvåret bör avståndet till grundläggningsnivån räknas från LLW.

6.3.1.2 Järnvägsbroar

För mindre vattendrag som riskerar att gå torra under vinterhalvåret bör avståndet till grundläggningsnivån räknas från LLW.

6.3.2 Tjälskydd av cellplast

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

7 Fyllning

7.1 Underbyggnad av jord

Vid vattendrag bör finkorniga material och sandmaterial undvikas som bankmaterial då bortspolning kan förekomma.

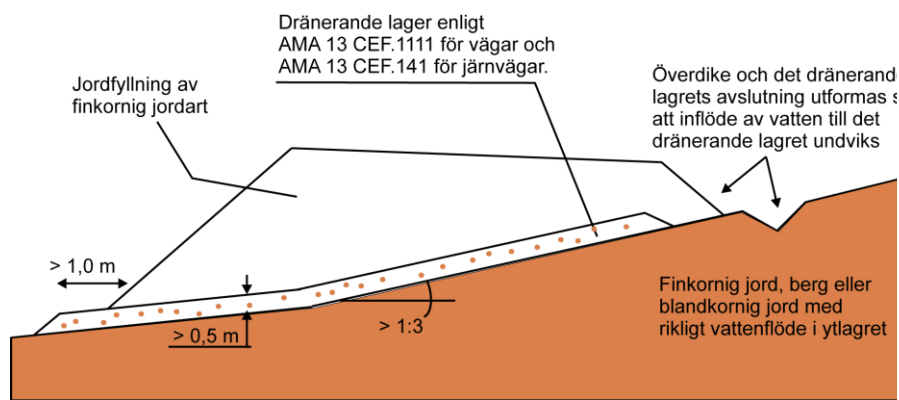
I säkerhetsklass 2 kan kraven på släntstabilitet och krypning anses uppfyllda om fyllningen utformas med brantaste släntlutning enligt Tabell 7.1-1.

Tabell 7.1-1. Brantaste släntlutning hos fyllning av mineraljordart i säkerhetsklass 2.

Material	Brantaste släntlutning
Sprängsten	1:1,5
Grovkornig jordart och mycket grovkornig jordart	1:2 ¹⁾
Blandkornig jordart	1:2,5
Finkornig jordart med lerhalt < 40%	1:3 ²⁾
Finkornig jordart med lerhalt: > 40%, fyllningshöjd < 5 m och skjuvhållfasthet > 25 kPa.	1:2 ²⁾

¹⁾ Alternativt 1:1,5 om slänten påförs minst 0,7 m krossat material med $d_{50} > 50$ mm.

²⁾ Förutsätter utförande enligt Figur 7.1-1 om undergrunden lutar brantare än 1:3 i tvärled och består av finkornig jordart, berg eller blandkornig jord med rikligt vattenflöde i ytskiktet.



Figur 7.1-1. Dränerande lager av jord under fyllning.

7.2 Underbyggnad av berg

7.2.1 Underbyggnad av berg för väg

7.2.1.1 Underbyggnad i bergskärning

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

7.2.1.2 Underbyggnad med sorterad sprängsten

7.2.1.3 Underbyggnad med grovkrossad sprängsten

7.2.2 Underbyggnad av berg för järnväg

7.2.2.1 Underbyggnad i bergskärning

7.2.2.2 Underbyggnad av sprängsten

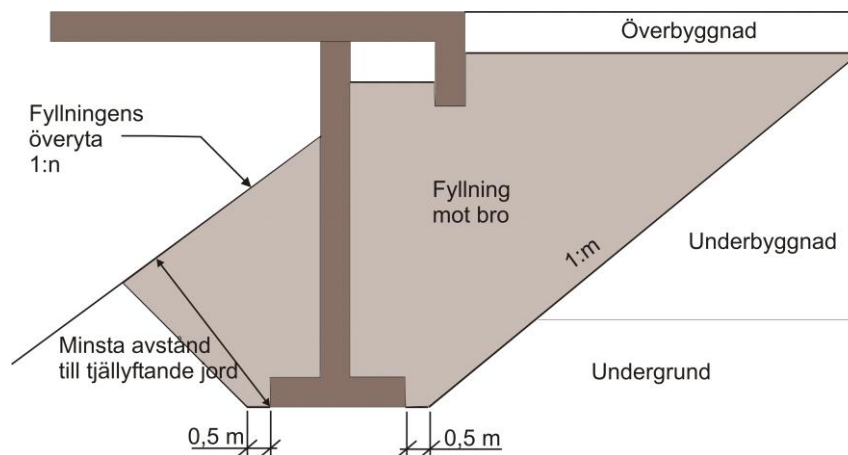
7.3 Fyllning för grundläggning av bro

7.3.1 Fyllningsmaterial

Stödfyllningen utgörs av samma material som den packade fyllningen under brostödet och har minsta lutning enligt Tabell 7.1-1.

7.4 Fyllning mot bro

I säkerhetsklass 2 kan kraven på släntstabilitet och krypning anses uppfyllda om fyllningen utformas med brantaste släntlutning se Figur 7.4-1 och Tabell 7.4-1.



Minsta avstånd till tjällyftande jord väljs enligt avsnitt 6.3.1.1 för vägbroar och avsnitt 6.3.1.2 för järnvägsbroar. För lättklinker och cellplast väljs avståndet enligt särskild utredning.

Figur 7.4-1. Fyllning mot bro.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Tabell 7.4-1. Brantaste släntlutning enligt Figur 7.4-1.

Material	Brantaste släntlutning, 1:n	Brantaste släntlutning, 1:m
<i>Fyllningens överyta:</i>		
Krossad sprängsten och förstärkningslager	1:1,7*	
Lättklinker och cellplast	enligt särskild utredning	
<i>Undergrund:</i>		
Berg		1:1,0
Grov- och blandkornig jord		1:1,5
Finkornig jord		enligt särskild utredning
<i>Underbyggnad:</i>		
- som kräver liggtid enligt AMA 13 CEB.11212 och CEB.322		1:3,0
- i övriga fall		1:1,5
*Släntlutning en är vald för att underlätta inspektion. Släntlutning 1:1,5 kan användas vid brist på utrymme.		

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

8 Materialskiljande lager

Materialskiljande lager används vanligen på terrassytan och kan bestå av jord eller geotextil för att skilja mellan ett grövre och ett finare material.

Materialskiljande lager bör övervägas då

$$\frac{d_{15}(\text{grövre material})}{d_{85}(\text{finare material})} > 4$$

Speciellt bör beaktas situationer då vatten kan förväntas bidra till materialtransport t.ex. vid fluktuerande grundvattenyta. När jorden närmast under terrassytan består av grovkorniga jordarter behövs normalt inget materialskiljande lager.

8.1 Lager av jord

Godtagbara utformningar av materialskiljande lager av jord anges i Tabell 8.1-1.

Tabell 8.1-1. Utformning av materialskiljande lager av jord. C_U är graderingstalet d_{60} / d_{10} .

Övre material	Undre material	Läge	Materialskiljande lager av jord
Överbyggnad med $d_{30} > 1$ mm	Finkornig jordart med lerhalt $\leq 40\%$ och ensgraderad ($C_U < 6$)	Skärning samt låga bankar med nivåskillnad högst 1 m mellan terrassyta och omgivande markyta alt högsta högvattenyta	$\geq 0,3$ m materialskiljande lager av typ 2 enligt AMA 13 CEG.312
Överbyggnad med $d_{30} > 1$ mm	Övrig finkornig jordart eller blandkornig jordart med $C_U \leq 15$	Skärning samt låga bankar med nivåskillnad högst 1 m mellan terrassyta och omgivande markyta alt högsta högvattenyta	$\geq 0,2$ m materialskiljande lager av typ 1 enligt AMA 13 CEG.1
Underbyggnad av sprängsten eller mycket grovkornig jord, $d_{100} < 200$ mm	Finkornig jordart med $C_U \leq 15$	Närmare än 1,5 m från vägyta eller underkant slipers	$\geq 0,2$ m materialskiljande lager av typ 1 enligt AMA 13 CEG.1
Underbyggnad av sprängsten eller mycket grovkornig jord, $d_{100} > 200$ mm	Finkornig jordart med $C_U \leq 15$	Närmare än 2,5 m från vägyta eller underkant slipers	$\geq 0,3$ m materialskiljande lager av typ 1 enligt AMA 13 CEG.1
Underbyggnad med $d_{50} \geq 100$ mm	Blandkornig jordart eller finkornig jordart med lerhalt $< 40\%$	Brantare lutning än 1:2 och under högsta högvattenyta	$\geq 0,4$ m materialskiljande lager av typ 1 enligt AMA 13 CEG.1

8.2 Lager av geotextil

Kraven avser geotextilier för separations- och filtreringsändamål. Givna krav är således inte avsedda för geotextilier vars huvudsakliga uppgift är att ta upp last.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

9 Ytskikt i sidoområde och erosionsskydd

9.1 Ytskikt av vegetation för väg

9.2 Erosionsskydd

Erosionsskydd bör väljas i harmoni med omgivande landskap.

Det effektivaste sättet att minska erosion är att undvika exponering och att kontrollera vattenflöden. Detta görs genom att slänter täcks med vegetation eller mindre erosionsbenägna material eller att vatten leds bort.

Där det är svårt att komplettera erosionsskydd bör framtida klimatförändringar beaktas vid dimensionering av erosionsskydd.

9.2.1 Skydd mot ytvattenflöde i slänt

Släntytan kan skyddas med olika ingenjörsbio-logiska metoder, erosionsmattor, erosionsnät och jord- och krossmaterial.

Rekommendation för skydd av slänter i olika jordar ges i Tabell 9.2-1.

Tabell 9.2-1. Bedömd minsta omfattning på erosionsskydd för skärnings- och fyllningslänter och naturliga slänter.

Materialtyp	Lutning och typ av skydd			
	Brantare än 1:1,7*	Brantare än eller lika med 1:2, dock flackare än 1:1,7*	Brantare än 1:3, dock flackare än 1:2 för skärning och 1:1,5 för bank	Flackare än 1:3
2 Grovkorniga jordarter (ej med sand som huvudord).	Erosionsskydd behövs inte.	Erosionsskydd behövs inte.	Erosionsskydd behövs inte.	Erosionsskydd behövs inte.
2 Grovkorniga jordarter (med huvudord sand) 3B Blandkorniga jordarter med låg finjordshalt.	Vegetation med kombinerad metod** alt. 3-dimensionell erosionsmatta med grässådd.	Krossmaterial alt. vegetation med stabiliserande eller kombinerad metod**.	Grässådd alt. vegetation med stabiliserande metod.	Grässådd.
4A, 5A Blandkorniga jordarter med låg finjordshalt.	Val av erosionsskydd baseras på en separat utredning där hänsyn tas till klimatzon.	Krossmaterial alt. 3-dimensionell erosionsmatta.	Låg grundvattenyta: - Klimatzon 1-2: grässådd - Klimatzon 3-5: vegetation med stabiliserande metod*** Hög grundvattenyta: Klimatzon 1-2: dräneringssystem med grässådd	Klimatzon 1-2: grässådd Klimatzon 3-5: vegetation med stabiliserande metod***.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

			Klimatzon 3-5: krossmaterial.	
4B Finkorniga jordarter med hög lerhalt.	Alla lutningar: Separat utredning av skredrisk utförs. Grässådd, ev. i kombination med erosionsmatta av naturfiber.			
*Gäller enbart naturliga slänter				
**Kombinerad metod innebär att vegetation kombineras med exempelvis gabioner eller stödmurar.				
***Stabiliserad metod innebär att man använder orotade grenar eller plantor av vedartade växter för att få en mer djupverkande effekt.				
<ul style="list-style-type: none">- En platspecifik bedömning måste alltid göras.- Släntlutning för bank- och skärningsslänter kan väljas enligt avsnitt 6.1.1 och 7.1.- Vid tillrinning a vatten från bakomliggande terräng och/eller utströmningsområde i eller nära slänten krävs att föreslaget erosionskydd kompletteras med lämplig dränering, t.ex. överdike.- Om slänten är mer än 15 m lång och/eller slänthöjd mer än 7 m kan avskärande diken eller dräneringssystem som avleder ytvatten i slänten behövas, oaktat andra villkor.				

9.2.1.1 Erosionsskydd av vegetation

Befintlig vegetation bör bevaras i största möjliga mån, eftersom återetablering är kostsam och tidskrävande.

För att befintlig vegetation ska utgöra ett gott skydd bör:

- plantor ha stor biomassa
- markvegetationen vara heltäckande
- trädbestånd vara glest för att gynna buskar.

För att skydda en släntyta tills frösådd eller plantering har etablerats kan erosionsmattor av naturfibrer eller syntetiska material användas.

En inspektion bör göras efter första växtsäsongen för att bedöma om utslagen växlighet behöver ersättas.

Information för att välja lämpliga växter hänvisas till ”Slå rot-och väx upp” (34).

Beakta att ingenjörbiologiska metoder ofta kräver mycket skötsel.

9.2.1.2 Erosionsskydd av jord- och krossmaterial för väg

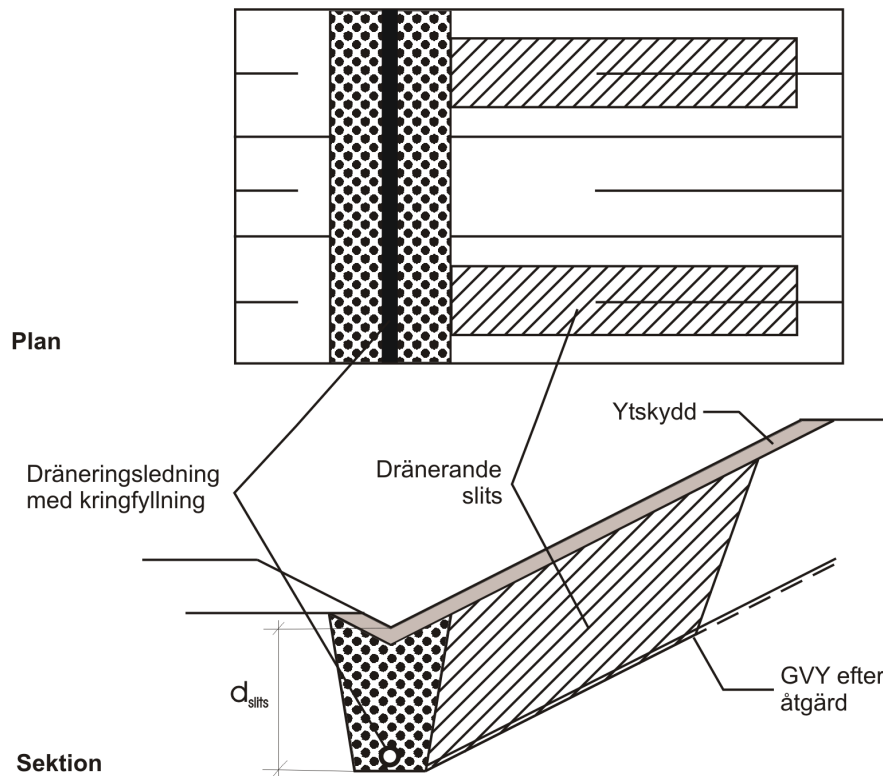
9.2.1.3 Erosionsskydd av jord- och krossmaterial för järnväg

9.2.2 Skydd mot grundvattenflöde i slänt

Skydd kan utformas som ett ytskydd med filterverkan, vilket kombineras med tvärgående dränerande slitsar. Vid långa och branta slänter kan slitsarna placeras i ett fiskbensmönster.

För att undvika erosionsproblem kopplade till tjäle kan vatteninnehållet i jorden minskas genom dräneringsåtgärder eller genom etablering av växtlighet. Tjälproblem motverkas också genom utläggning av ytskydd med filterverkan som kan kombineras med dräneringsåtgärder, se Figur 9.2-1. Materialet hos dränerande slitsar bör uppfylla krav angivna i AMA 13 CEC.3112. Material hos ytskydd kan väljas enligt avsnitt 9.2.1. Slitsarnas djup, d_{slits} , bör inte understiga 1 m. Fria avståndet mellan slitsarna bör inte understiga $3 \cdot d_{slits}$. Slitsar bör inte läggas i brantare lutning än 1:1,5.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 9.2-1. Skydd mot grundvattenflöde i skärningsslänt.

9.2.3 Skydd mot strömmande vatten

Erosionsskydd utförs vanligen med krossmaterial med sådan sammansättning att transport av bottenmaterial förhindras.

Alternativt kan betong- eller gabionmadrasser användas.

9.2.3.1 Konsekvensklass KKL

Förenklat innebär olika konsekvensklasser att KKL3 tillämpas då brott på grund av erosion medför:

- Uppenbar risk för allvarliga personskador.
- Mycket stor återställningskostnad.
- Allvarlig och bestående miljöskada.
- Allvarliga störningar av transportförsörjningen.

KKL1 tillämpas på motsvarande sätt vid:

- Mycket låg risk för personskada.
- Mycket liten återställningskostnad.
- Tillfällig och lindrig miljöskada.
- Små störningar av transportförsörjningen.

KKL 2 tillämpas i övriga fall.

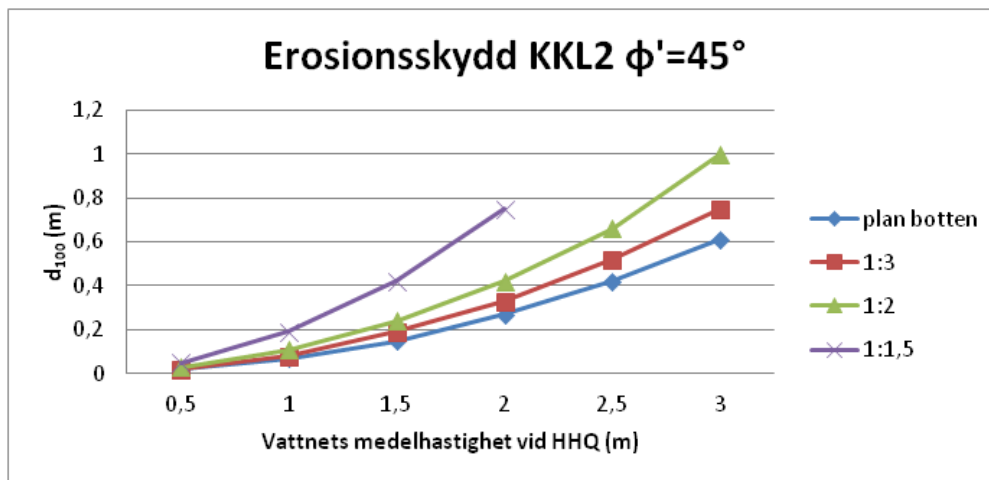
DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

9.2.3.2 Kornstorlek och tjocklek hos erosionsskydd av krossmaterial

Nedan framgår största kornstorlek för olika medelvattenhastigheter, släntlutningar och konsekvensklasser.

Erosionsskydd av krossmaterial kan antas ha friktionsvinkel 45 grader ovan vattenytan och 40 grader under vattenytan.

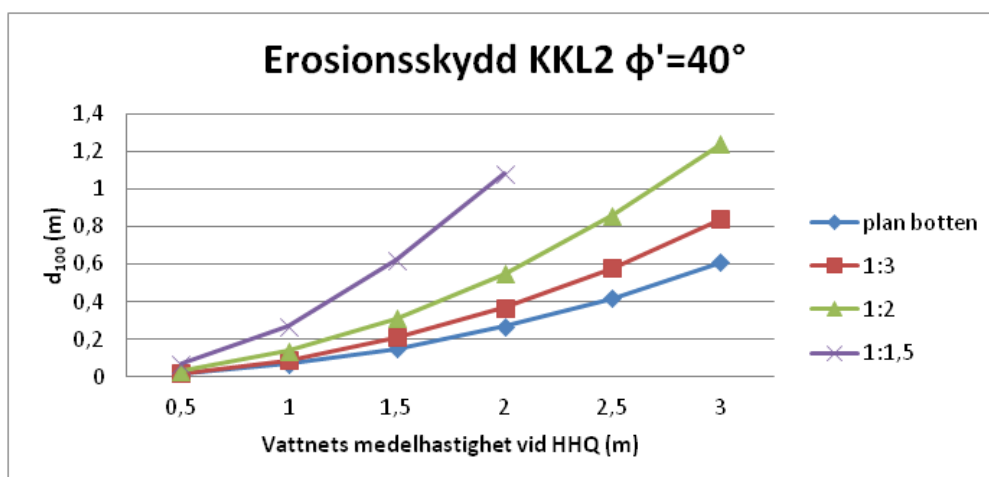
Erosionsskydd med friktionsvinkel 45 grader i KKL2 framgår av Figur 9.2-2.



Figur 9.2-2. d_{100} som funktion av medelvattenhastighet och släntlutning för erosionsskydd med 45 graders friktionsvinkel i KKL2.

Erosionsskydd med friktionsvinkel 40 grader i KKL2 framgår av Figur 9.2-3.

Tjocklek hos erosionsskydd framgår av AMA 13 DCK.21.



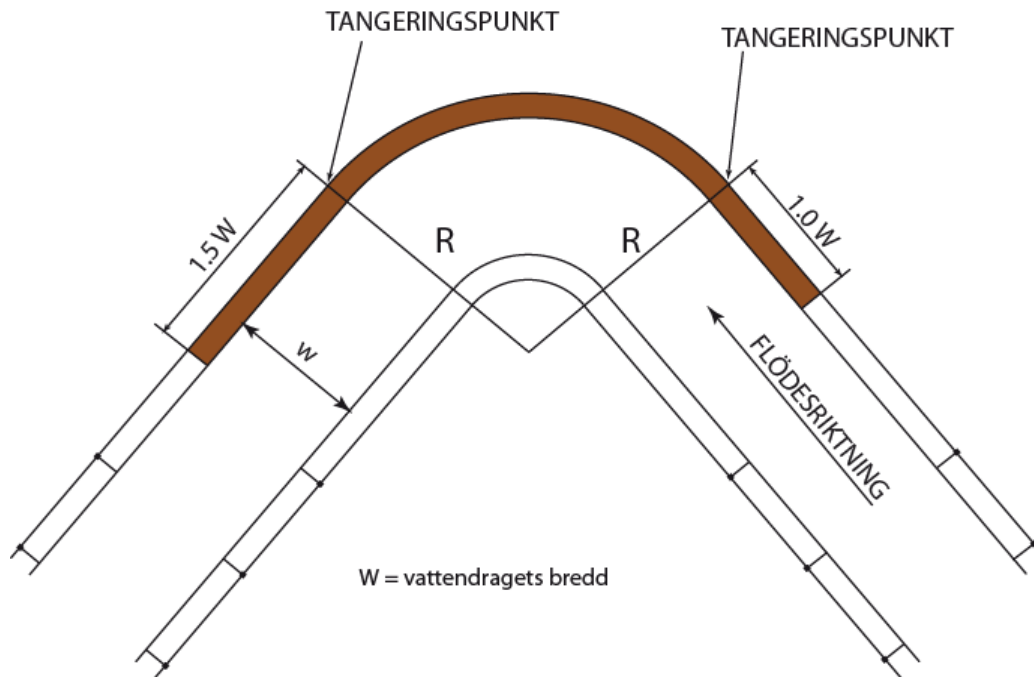
Figur 9.2-3. d_{100} som funktion av medelvattenhastighet och släntlutning för erosionsskydd med 40 graders friktionsvinkel i KKL2.

Om erosionsskyddet kommer utsättas för mycket stora iskrafter i klimatzon 5 kan detta beaktas genom att d_{100} ökas med 20 – 50 %.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

9.2.3.3 Utbredning

Utsträckning av erosionsskydd i en kurva framgår av Figur 9.2-4.



Figur 9.2-4. Utsträckning av erosionsskydd i kurva (35).

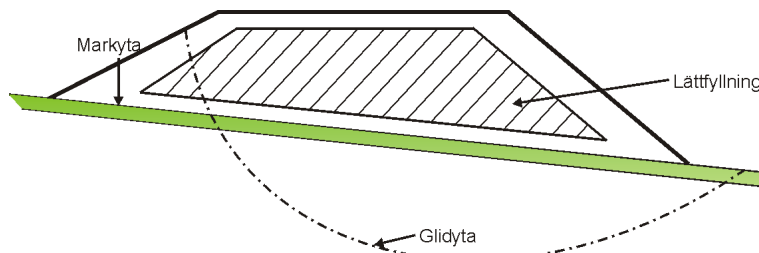
9.2.3.4 Filterkriterier

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

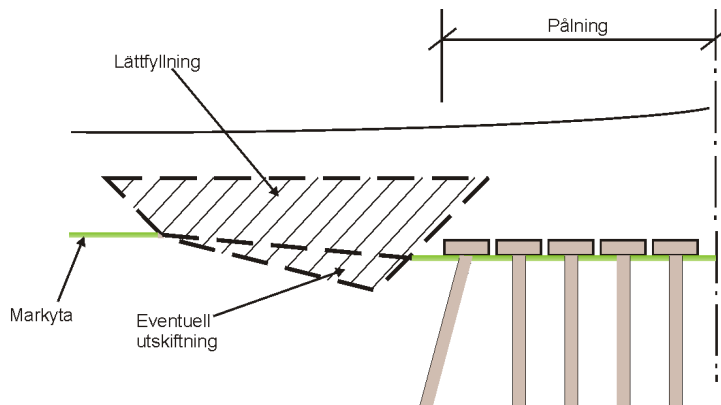
10 Lättyllning

För användning av skumbetong hänvisas till SGI Vägledning 6 (36) och för användning av masugnsslugg hänvisas till VV publ. 2005:39 (37).

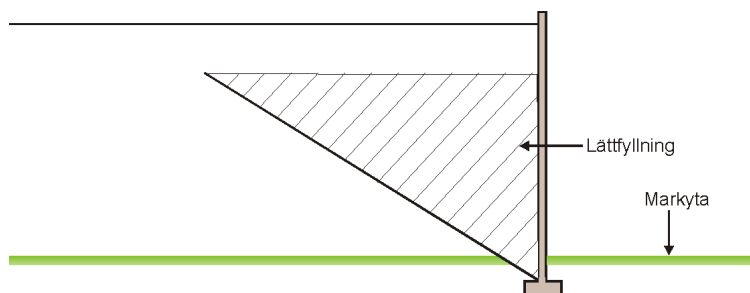
Lättyllning används i bankfyllningar för att begränsa bankens tyngd. Lättyllning används exempelvis när stabiliteten behöver förbättras eller när sättningarna eller jordtryck behöver begränsas, se Figur 10-1 – 10-3.



Figur 10-1. Reduktion av banklasten för att öka väg- och bankkonstruktionens stabilitet.



Figur 10-2. Övergång från förstärkt till oförstärkt sektion.



Figur 10-3. Reduktion av jordtryck mot stödkonstruktion.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.1 Cellplast

I detta avsnitt behandlas enbart EPS.

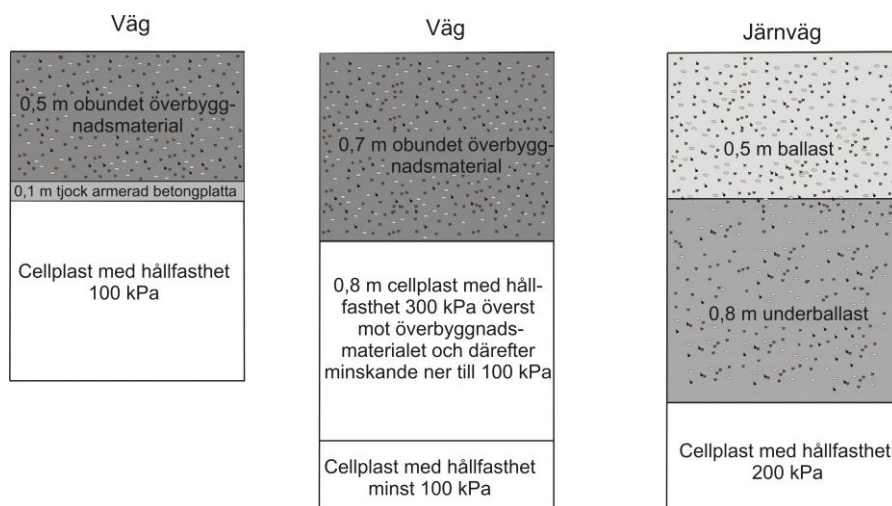
10.1.1 Materialegenskaper

10.1.1.1 Hållfasthet

10.1.1.1.1 Tryckhållfasthet

För dimensionering av vägöverbyggnad kan om inget annat anges $E=\sigma_2/0,02$ väljas, där σ_2 är spänning vid 2 % deformation.

Exempel på godtagbara konstruktioner för olika typer av cellplastkvalitet visas i Figur 10.1-1. Lastspridning medför att cellplastkvaliteten kan minska vid tjockare överbyggnad.



Figur 10.1-1. Exempel på konstruktioner som uppfyller tillåten spänningsnivå på cellplasten.

10.1.1.1.2 Skjuvhållfasthet

Värden på cellplastens skjuvhållfasthet anges i avsnitt E.3 i SS-EN 14933 (38), som funktion av materialets böjhållfasthet.

10.1.1.2 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen anges av respektive materialleverantör och ligger normalt i intervallet 2-10 MPa.

Produkter som belastas med högst en tredjedel av tryckhållfastheten, σ_{10} , förväntas ha en krypning på mindre än 2 % under 50 års livslängd. σ_{10} definieras som spänning vid 10 % deformation.

10.1.1.3 Beständighet och miljö

Cellplast är känslig för inverkan av petroleumprodukter, organiska lösningsmedel (metan, etan m.fl.) och är brännbar.

Cellplasten har god beständighet mot olika typer av humussyror, vatten, svaga syror, alkalier, alkohol samt vegetabiliska oljor. Den är också resistent mot svamp och mikroorganismer.

Åldringsbeständigheten är god men cellplasten missfärgas och bryts ner om den utsätts för långvarig UV-strålning.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

10.1.1.3.1 Dynamisk last för järnväg

10.1.1.4 Återanvänd cellplast för vägar

10.1.2 Dimensionering

10.1.2.1 Egentyngd

10.1.2.2 Stabilitet och sättningar

Krypdeformationer under driftsskedet kan försummas för en cellplastfyllning som är dimensionerad enligt Figur 10.1-2 för väg och Figur 10.1-3 för järnväg.

För normala laster kan kompressionen i cellplastfyllningen antas vara ca 1 % under byggskedet efter det att lasten påförts.

10.1.2.3 Tjäle

10.1.2.4 Horisontaltryck

På sträckor där det kan väntas horisontella belastningar måste mothåll för dessa krafter utredas.

10.1.2.5 Betongplatta för väg

Betongplattan kan förutsättas klara dimensionerande lasteffekter om den:

- uppfyller kraven för exponeringsklass XC3/XF3
- armeras centriskt med armeringsnät Nps500 ϕ 8s120 alternativt fiberarmering med 50 kg/m³
- ha en tjocklek på minst 100 mm.

Med hänsyn till risk för spårbildning bör betongens överyta göras skrovlig. Detta kan göras genom borstning alternativt utläggning av ett tunt lager krossmaterial 16-32 mm på den färska betongytan.

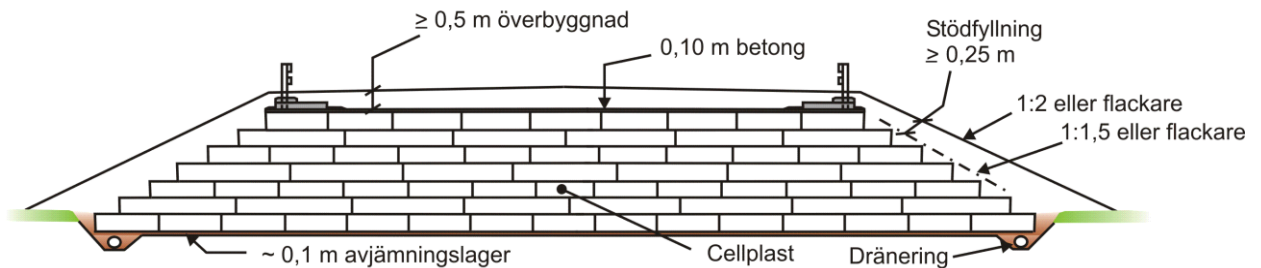
Som alternativ till en betongplatta kan en styvare cellplast väljas.

10.1.3 Konstruktiv utformning

10.1.3.1 Överbyggnad för väg

Då konstruktionen utförs i enlighet med Figur 10.1-1 eller Figur 10.1-2 uppfylls kraven på begränsning av tryckspänning från trafiklast i cellplast med tryckhållfastheten $\sigma_5 \geq 100$ kPa.

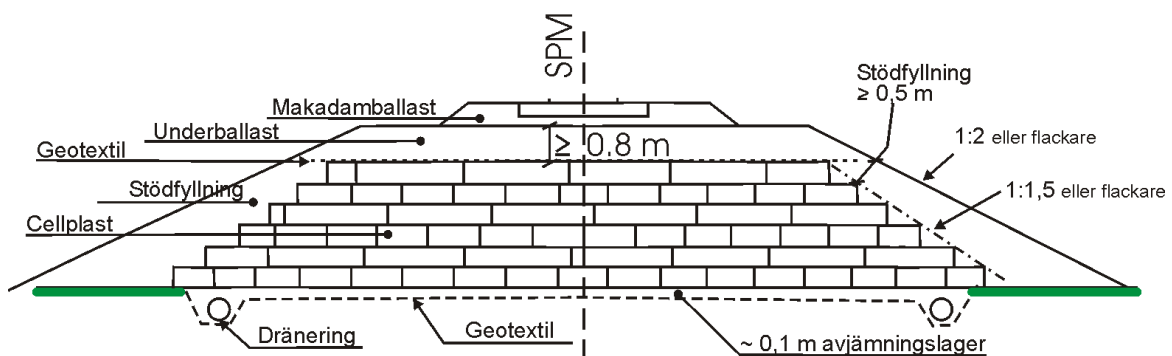
DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 10.1-2. Användning av cellplast i vägkonstruktion.

10.1.3.2 Överbyggnad för järnväg

Då konstruktionen utförs enligt Figur 10.1-1 eller Figur 10.1-3 uppfylls kraven på begränsning av tryckspänning av trafiklast i cellplast med tryckhållfastheten $\sigma_5 \geq 200$ kPa.

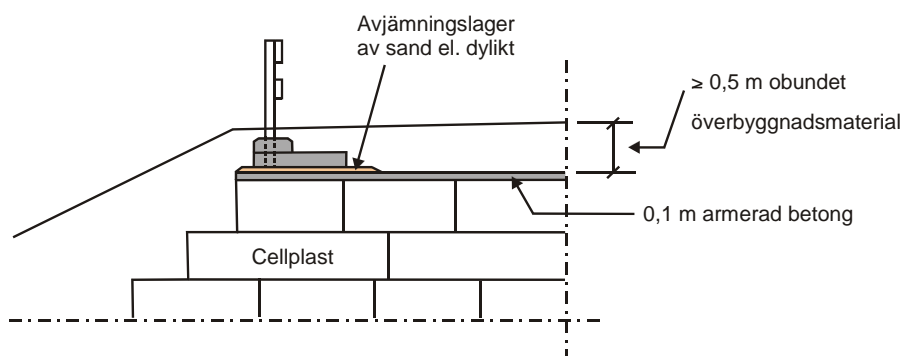


Figur 10.1-3 Användning av cellplast i bankonstruktion.

10.1.3.3 Stödfyllning

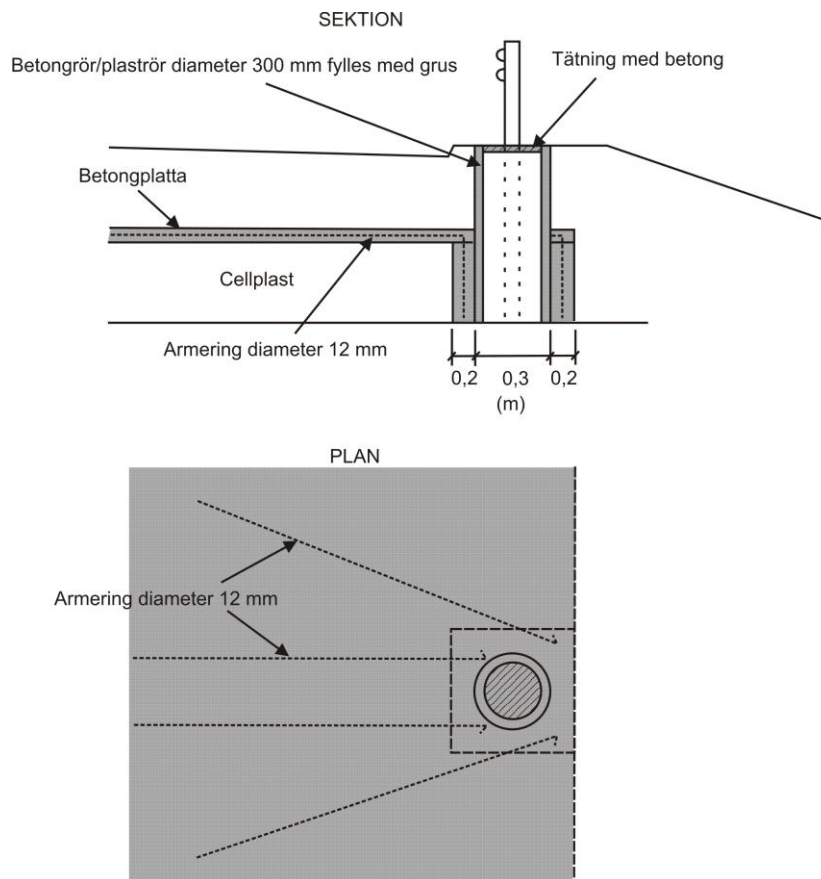
10.1.3.4 Fundament för vägutrustning

Utförning med hänsyn till uppkommande belastningar kan anses uppfyllt vid utförande enligt Figur 10.1-4 och Figur 10.1-5.



Figur 10.1-4. Räckesstolpfundament på cellplastfyllning.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
-------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------



Figur 10.1-5. Räckesfundament med ursparning i cellplastfyllningen för betong- eller plaströr som fyllts med förstärkningslager.

10.1.3.5 Fundament för järnvägsutrustning

Stolpfundament inom sträckor med cellplastbankar bör helst undvikas.

10.1.3.6 Länkplatta

Länkplatta kan användas för att utjämna förväntade sättningsskillnader vid exempelvis brolandfästen och kulvertar.

10.1.3.7 Membran

Membran kan användas för att skydda cellplastfyllningen mot skadliga kemikalier, exempelvis då konstruktionen saknar betongplatta.

10.1.4 Redovisning i bygghandling

10.1.5 Utförande och kontroll



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.2 Lättklinker

10.2.1 Materialegenskaper

10.2.1.1 Densitet

10.2.1.2 Skjuvhållfasthet

10.2.1.3 Beständighet

Lättklinker som ligger i väg- eller bankkonstruktioner fryser inte sönder under normala förhållanden.

10.2.1.3.1 Dynamisk last för järnväg

10.2.2 Dimensionering

10.2.2.1 Överbyggnad för väg

För andra tillämpningar än bestämning av överbyggnadstjocklek för väg kan elasticitetsmodul väljas baserad på rekommenderade värden från tillverkaren.

10.2.2.2 Egentyngd

Lättklinkerns densitet ökar med tiden från utläggning eftersom vatten absorberas såväl på som inuti kornen. Vattenupptagningen i kornen skiljer sig mellan olika lättklinkerprodukter.

10.2.2.3 Tjäle

Lättklinker är ett värmeisolerande material med låg värmeledningsförmåga. Detta gör att lättklinker kan användas som tjälskydd.

Vid beräkning av tjäldjup krävs kännedom om vattenkvot och torrdensitet alternativt vattenmättnadsgrad och porositet. Vattenkvot kan antas till 50 %. För torrdensitet används deklarerat värde. Om värde saknas väljs $\rho_d = 0,40 \text{ t/m}^3$. Värmeledningsförmåga för fruset material kan sättas till $\lambda_{\text{fruset}} = 0,22 \text{ W/mK}$. För värmeledningsförmåga för ofruset material används deklarerat värde från typprovningen, alternativt $\lambda_{\text{ofruset}} = 0,18 \text{ W/mK}$.

10.2.2.4 Stabilitet och sättningar

Utförs banken enligt avsnitt 10.2.3 förväntas sättning i lättklinkern bli maximalt 2 % av fyllningens tjocklek efter packning.

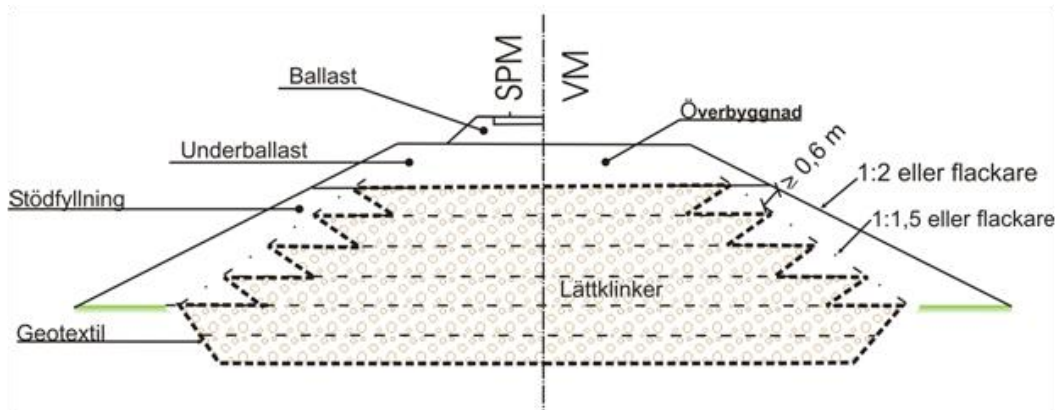
10.2.2.5 Upplyftning

10.2.2.6 Materialskiljande lager

10.2.3 Konstruktiv utformning

Den konstruktiva utformningen framgår av Figur 10.2-1.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 10.2-1. Användning av lättklinker i väg- och bankonstruktion.

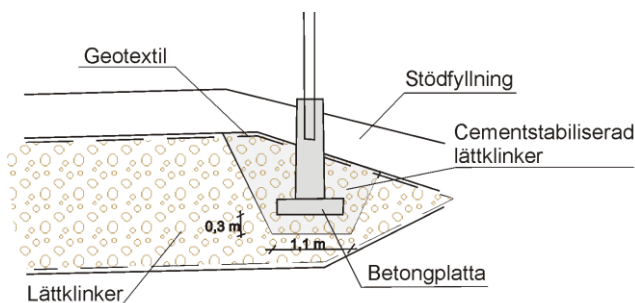
10.2.3.1 Stödfyllning

10.2.3.2 Överbyggnad för väg

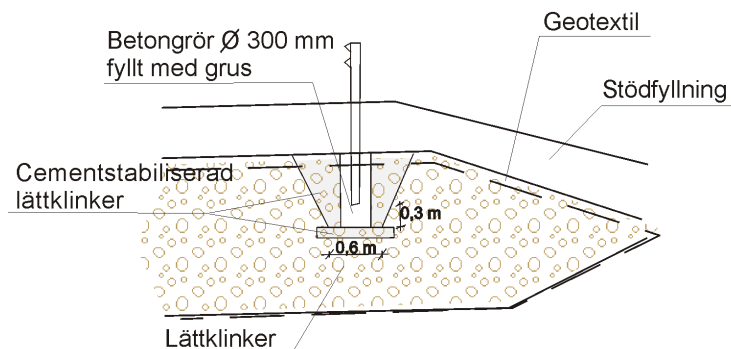
10.2.3.3 Överbyggnad för järnväg

10.2.3.4 Fundament för vägutrustning

Fyllningen kring stolpfundament och räckesinfästning kan utformas med cementstabiliserad lättklinker enligt Figur 10.2-2 respektive Figur 10.2-3, alternativt används krossmaterial.



Figur 10.2-2. Stolpfundament i lättklinker.



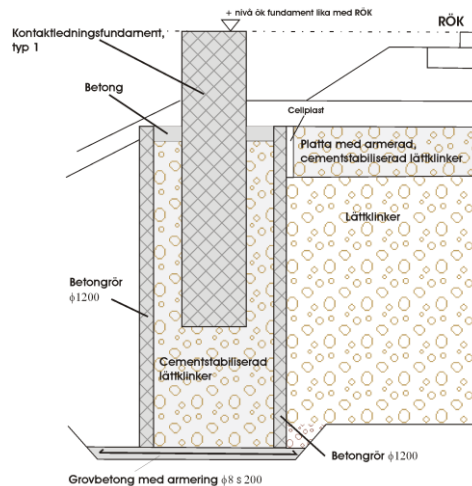
Figur 10.2-3. Räckesinfästning i lättklinker.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.2.3.5 Fundament för järnvägsutrustning

Stolpfundament inom sträckor med lättklinker bör om möjligt undvikas.

Brunnsringar kombinerade med spontplank eller armerad cementstabiliserad lättklinker användas, se Figur 10.2-4.



Figur 10.2-4 Stolfundament i lättklinker.

10.2.4 Redovisning i bygghandling

10.2.5 Utförande och kontroll

10.3 Skumglas

Avsnitt 10.3 behandlar enbart dimensionering av skumglas för vägkonstruktioner.

10.3.1 Materialegenskaper

10.3.1.1 Densitet

10.3.1.2 Skjuvhållfasthet

10.3.1.3 Beständighet

Skumglas är vanligen kemiskt neutral eller har en svag basisk reaktion.

10.3.2 Dimensionering

Skumglas ser ut och uppför sig som ett vanligt krossmaterial, men skumglas har lägre kornhållfasthet. Vid hård mekanisk påfrestning riskeras nedkrossning av materialet.

10.3.2.1 Överbyggnad för väg

Elasticitetsmodulen till PMS-objekt grundar sig på laboratorieförsök utförda i Norge, som visat att modulen för skumglas är i paritet med förstärkningslager av berg.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.3.2.2 Tjäle

Skumglas är ett värmeisolerande material med låg värmeledningsförmåga. Detta gör att skumglas kan användas som tjälskydd.

Vid beräkning av tjäldjup krävs kännedom om vattenkvot och torrdensitet alternativt vattenmättnadsgrad och porositet. Vattenkvot kan antas till 50 %. För torrdensitet används deklarerat värde. Om värde saknas väljs $\rho_d = 0,35 \text{ t/m}^3$. Värmeledningsförmåga för fruset material ska sättas till $\lambda_{\text{fruset}} = 0,15 \text{ W/mK}$. För värmeledningsförmåga för ofruset material ska deklarerat värde från typprovningen användas. Saknas deklarerat värde från typprovning ska värmeledningsförmågan för ofruset material sättas till $\lambda_{\text{ofruset}} = 0,13 \text{ W/mK}$.

10.3.2.3 Egentyngd

Tyngden hos skumglas ökar med tiden från utläggning, eftersom vatten absorberas såväl på som inuti kornen.

10.3.2.4 Stabilitet och sättningar

Vid beräkningar av deformationer kan styvhetsmodulen baseras på deklarerade värden från tillverkaren. Saknas deklarerat värde från typprovning kan modulen sättas till 150 MPa.

Utförs banken enligt avsnitt 10.2.3 förväntas sättning inklusive omlagring i skumglas bli maximalt 0,5 % efter packning.

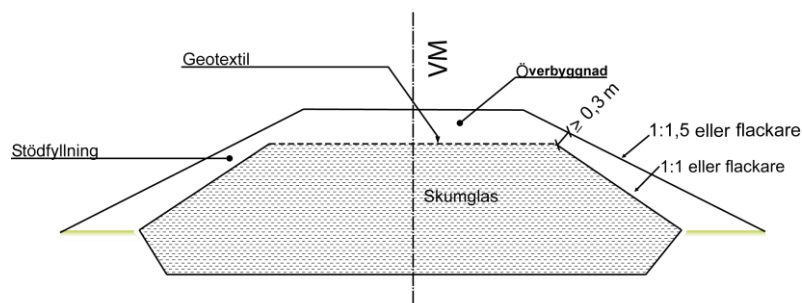
10.3.2.5 Upplyftning

10.3.2.6 Materialskiljande lager

10.3.3 Konstruktiv utformning

Konstruktiv utformning framgår av Figur 10.3-1.

Vid bedömning av geotextil under och på slänterna tas hänsyn till risk för materialvandring med avseende på underlagets beskaffenhet, stödfyllning, grundvattenflöden etc. I de flesta fall är det lämpligt med materialskiljande lager även under skumglas.



Figur 10.3-1. Skumglas i vägkonstruktion.

Om lutningen på skumglasen är 1:1,5 eller flackare behövs ingen stödfyllning för den inre stabilitetens skull.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

10.3.3.1 Stödfyllning

Vid utläggning av höga bankar beaktas stabiliteten hos lättfyllningen och all onödig trafik undviks innan stödfyllningen är utlagd.

10.3.3.2 Överbyggnad för väg

10.3.3.3 Fundament för vägutrustning

Fyllningen kring stolpfundament och räckesinfästningar kan utformas med skumglas som kringfyllning. Vid behov kan skumglaset cementstabiliseras alternativt ersättas med krossmaterial.

10.3.4 Redovisning i bygghandling

10.3.5 Utförande och kontroll

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

11 Massutskiftning

Massutskiftning är en av de vanligaste metoderna för grundläggning av väg- och järnvägsbankar i områden med lös lera, torv eller gyttja med begränsad mäktighet. Metoden innebär att den icke bärkraftiga jorden ersätts med friktionsjord eller sprängsten. Detta kan ske genom grävning och återfyllning eller genom undanpressning.

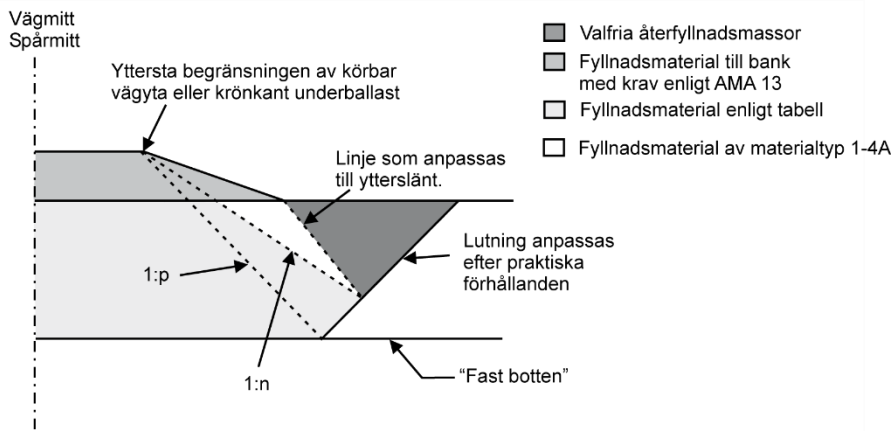
11.1 Massutskiftning genom grävning och återfyllning

Då ett utskiftningsområde innehåller jord med negativ miljöpåverkan, t.ex. högt sulfidinnehåll, kan utskiftning vara olämplig. I dessa fall bör alternativa åtgärder övervägas, exempelvis stabilisering eller lätt bankpålning med träpålar.

Schakt under vatten möjliggör utskiftning till större djup.

11.1.1 Dimensionering

Deformationer i sidled på grund av krypning och skjuvrörelser kan antas vara beaktade om säkerheten beräknas i säkerhetsklass 1, utan hjälp av omgivande jordtryck. En godtagbar lösning visas i Figur 11.1-1.



Fyllnadsmaterial	lutning, p	lutning, n
Sprängsten	1,0	1,3
Grovkorniga jordarter	1,2	1,5
Blandkorniga jordarter	1,3	1,7

Figur 11.1-1. Tillåten släntlutning för olika fyllnadsmaterial.

11.1.2 Material och utförande

Risken för sättningsskador på grund av urspolning och materialtransport är stor när fyllning utförs med avsänkt vattenyta eller när vattennivån i bruksskedet står högre än eller fluktuerar omkring gränssytan mellan ett finkornigare och ett grövre material.

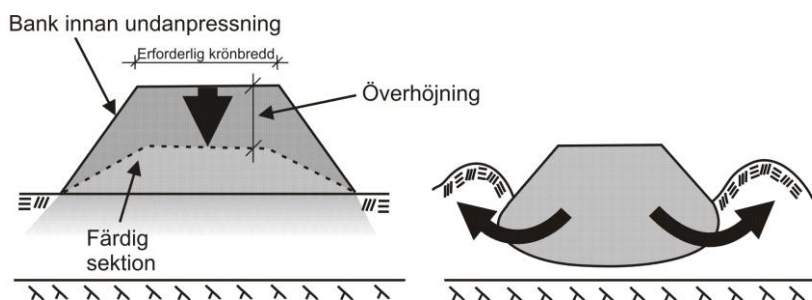
DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

11.1.3 Omgivningspåverkan

11.1.4 Kontroll och verifiering av resultat

11.2 Massutskiftning genom undanpressning

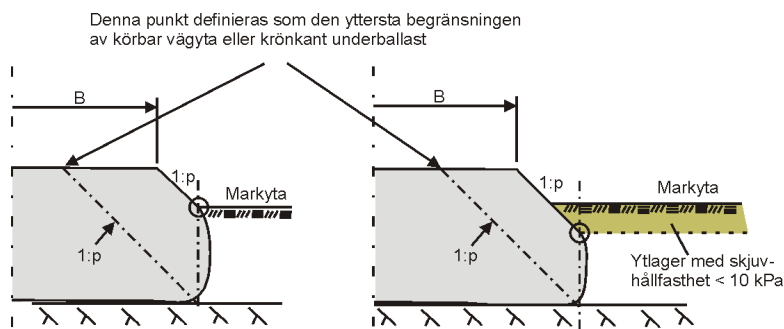
Metoden innebär att en bank fylls ut med så stor överhöjning att befintliga underliggande lösa jordlager pressas undan så att jorden under banken ersätts med fyllningsmassor, se Figur 11.2-1.



Figur 11.2-1. Utskiftning genom undanpressning – principskiss.

11.2.1 Dimensionering

Kravet på att stabilitet och sättningar i återfyllnadsmaterialet och i kvarvarande kompressibel jord blir acceptabla kan anses uppfyllt genom att säkerheten beräknas i säkerhetsklass 1, utan hjälp av omgivande jordtryck. En godtagbar lösning för undanpressning visas i Figur 11.2-2.



B = erforderlig krönbredd för att begränsa deformationer i sidled.

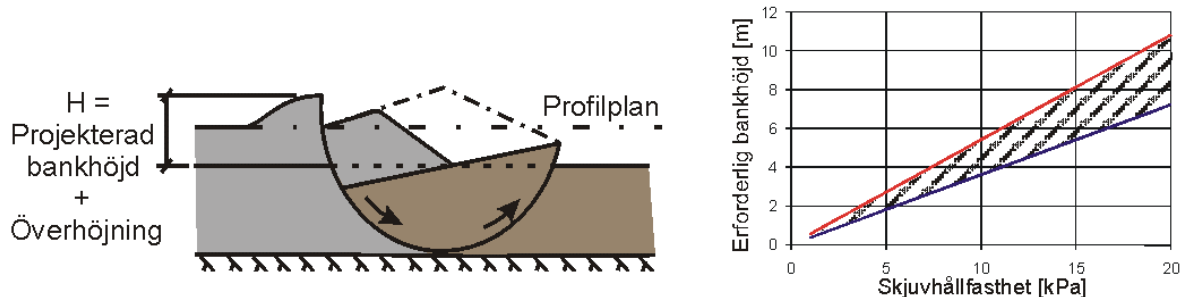
Fyllnadsmaterial	lutning, p
Sprängsten	1,0
Grovkorniga jordarter	1,2
Blandkorniga jordarter	1,3

Figur 11.2-2. Erforderlig krönbredd vid undanpressning.

Det krävs en noggrann planering och uppföljning eftersom det är svårt att beräkna när och hur ett skred kommer att ske.

Storleken på den överhöjning som behövs för att generera skred erhålls vanligen då totalsäkerhetsfaktorn ligger mellan 0,6 och 0,9, se Figur 11.2-3. Överhöjningen bör inte understiga 2 meter.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 11.2-3. Grov uppskattning av bankhöjd för att generera skred vid undanpressning.

11.2.2 Material och utförande

Undanpressningsförfarandet kan behöva underlättas genom förberedande åtgärder.

Dessa kan utgöras av t.ex. förberedande schaktning framför fyllningsfronten för att ta bort rötter och bryta igenom de fasta ytlagren eller genom sprängning framför fyllningsfronten.

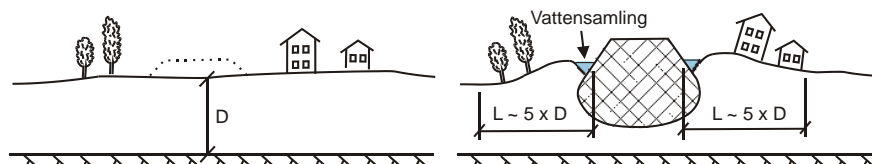
I fall där högsensitiv lera förekommer och där brottet därför blir sprött, kan okontrollerbara skred uppkomma. Uppluckringssprängning kan i dessa fall vara en lämplig lösning. I torv bör sprängning undvikas, då sådan ofta har dålig effekt.

Reduktionen av skjuvhållfastheten i kohesionsjord på grund av sprängning varierar, men kan överslagsmässigt antas vara ca 20 %.

11.2.3 Omgivningspåverkan

Geometrin på det skred som uppkommer är osäker vilket gör att utbredningen av hävningar och sidorörelser blir osäker. Utskiftning genom undanpressning bör därför ej utföras intill befintliga konstruktioner eller anläggningar. Upptryckta massor medför också förändrade marknivåer och därmed ändrade avrinningsförhållanden. Vattenansamlingar kan bildas i uppkomna lågpunkter, se Figur 11.2-4.

Grovt kan antas att undanpressningen påverkar omgivningen till ett avstånd motsvarande $5 \times$ utskiftningsdjupet, D . Vid lutande botten kan det påverkade området bli avsevärt större.



Figur 11.2-4. Omgivningspåverkan vid horisontell botten.

11.2.4 Kontroll och verifiering av resultat

Vid undanpressning kan det inte garanteras att fyllningen blir homogen ända ned till fast botten. Skikt med kompressibel jord kan bli kvar under fyllningen. Metoden kräver att det finns tid för sättningar att utbildas. Utskiftningsdjup större än 15 meter bör undvikas.

Liggtidens längd beror av:



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

- tillåtna sättningar
- mäktigheten hos det sättningsgivande skiktet
- egenskaperna hos det sättningsgivande skiktet
- dräneringsförhållanden
- belastningen på det sättningsgivande skiktet.

För att bedöma hur mycket kompressibel jord som finns kvar kan en uppföljning av massåtgången göras enligt:

- volymen av utfyllt material bedöms, t.ex. genom vägning
- den prognostiserade massåtgången jämförs med verklig massåtgång
- redovisning utförs sektionsvis och helst grafiskt som ackumulerad volym.

11.3 Utredning och redovisning

11.3.1 Geoteknisk utredning

11.3.2 Redovisning

11.3.2.1 Vägplan och järnvägsplan

11.3.2.2 Bygghandling

11.3.2.3 Byggskede

Teknisk beredning upprättas vid behov enligt AMA 13, C.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

12 Vertikaldränering

Med vertikala dräner förkortas strömningsvägens längd för porvattnet så att sättningsens förlopp påskyndas. En temporär överhöjning och tillräcklig liggtid för banken är avgörande för den blivande vägens eller järnvägens prestanda.

Metoden är mest effektiv i homogen kohesionsjord.

Vertikaldränering utförs antingen med sanddräner eller med förtillverkade banddräner. I följande avsnitt ges råd enbart avseende banddräner. Beräkningsprinciperna är dock tillämpliga även på sanddräner.

12.1 Dimensionering

12.1.1 Förutsättningar för dimensionering

12.1.1.1 Säkerhetsklass

Dimensionering i säkerhetsklass 2 i byggskedet ger utrymme för eventuella åtgärder vid avvikelser mot prognosen, se vidare avsnitt 12.4.

12.1.1.2 Geoteknisk kategori

Kategori 3 bör övervägas då:

- bankhöjden överstiger 4 m
- den ostörda jordens hållfasthet <8 kPa.

12.1.1.3 Geoteknisk utredning

12.1.2 Materialegenskaper

12.1.2.1 Dräner

12.1.2.2 Dräneringsbädd

12.1.2.3 Temporär överhöjning

12.1.3 Störningszon

Den störda zonen diameter kan sättas lika med dubbla drändiametern om installation sker med konventionell utrustning.

12.1.4 Brottgränstillstånd

12.1.4.1 Hållfasthet

Inom den störda zonen

Leran återvinner successivt sina ursprungliga värden - normalt inom 3-6 månader. Om uppfyllning påbörjas inom 3 månader efter installation av vertikaldränerna kan skjuvhållfastheten reduceras med 30 %. I homogen lera uppkommer i praktiken ingen hållfasthetsnedsättning. Om uppfyllningen

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

påbörjas senare än 3 månader efter dränernas installation behövs ingen reduktion av hållfastheten förutsatt att dränavståndet för banddräner väljs större än eller lika med 0,8 m.

12.1.5 Bruksgränstillstånd

Under liggiden kan antas att inga krypsättningar inträffar.

12.1.5.1 Permeabilitet

Minskning av jordens permeabilitet under konsolideringsfasen kan beräknas med en konsolideringskoefficient vid horisontell strömning, c_{vh} , som representerar hela det aktuella spänningsintervallet.

12.1.5.2 Tidsförlopp

85-95 % konsolideringsgrad bör eftersträvas.

Den färdiga bankens beräknade slutsättning uppnås ej vid exakt samma tidpunkt i alla jordlager. Det beror framför allt på att jordens permeabilitet varierar i olika lager, men även på att lastökningen blir olika stor i förhållande till jordens konsolideringsspänning.

Medelkonsolideringsgraden, U , kan enligt Carrillo (39) beskrivas som:

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v \quad 12.1-1$$

U_v är konsolideringsgraden för vertikal strömning som kan bestämmas med Terzaghis teori.

U_h är konsolideringsgraden för horisontell strömning och kan beskrivas som:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8c_{vh} \cdot t}{D^2 \cdot f(n)}\right] \quad 12.1-2$$

c_{vh} är konsolideringskoefficient vid horisontell strömning. c_{vh} kan normalt antas vara lika med 2 c_{vv} för normal lera och 1,3 c_{vv} för sulfidlera (c_{vv} är konsolideringskoefficient vid vertikal strömning).

t är tid efter bankens uppfyllnad.

D är diametern för dränens influensområde. För dräner installerade i kvadratisk mönster kan D sättas till $1,13 \cdot cc_{drän}$ och vid triangulärt mönster kan D sättas till $1,05 \cdot cc_{drän}$, där $cc_{drän}$ är centrumavståndet mellan dränerna.

Faktorn, $f(n)$, beräknas vid dubbelsidig dränering enligt:

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln(s) \right] \quad 12.1-3$$

n är D/d .

d är dränens diameter. För banddräner räknas med en ekvivalent diameter lika med diametern för en cirkel med samma omkrets som banddräner och kan sättas till 0,066 m för dräner 100x4 mm.

$s = d_s/d$.

d_s är diameter för störd zon och kan normalt sättas till $2 \cdot d$.

k_h är den ostörda jordens horisontella permeabilitet.

k_s är permeabilitet i störningszonen och kan normalt sättas till $k_h/3$.

De antagna förhållandena ovan avser homogen lera. För varviga jordar eller gyttja kan andra antaganden behöva göras.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

12.1.5.3 Kompression i vertikaldränerad volym

Den totala lasten (bankhöjd inklusive sättningkompensation) efter avlastning antas inte överstiga 90 % av den effektivspänning som jorden konsoliderats för under liggtiden om spänningen i mitten av jordvolymen uppfyller:

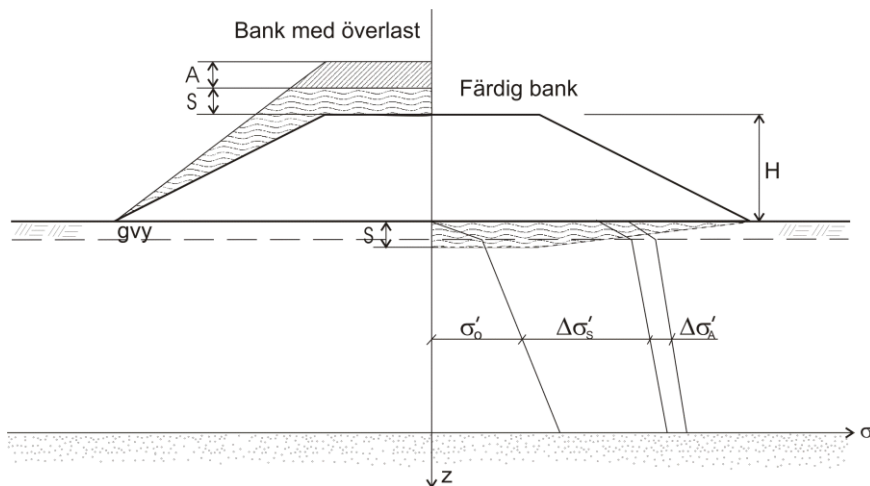
$$\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_s + \Delta\sigma_A}{\sigma'_0 + \Delta\sigma_s} = 1,10 \quad 12.1-4$$

σ'_0 är effektiva normalspänningen före bankuppfyllnad.

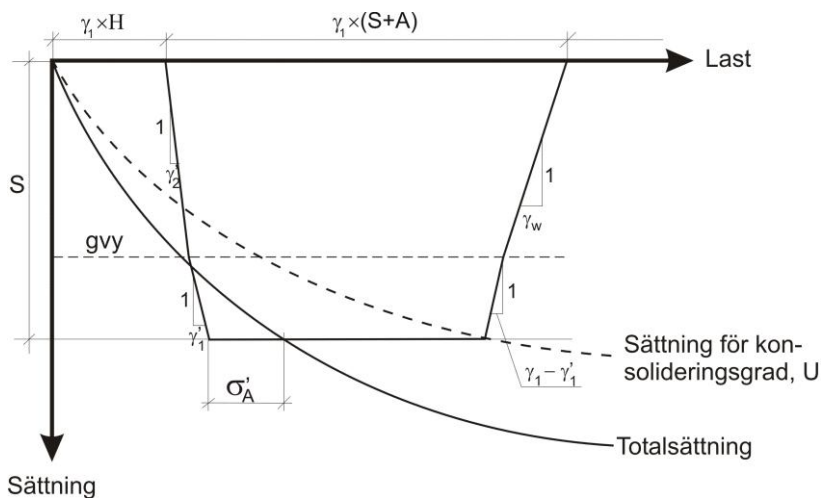
$\Delta\sigma_s$ är spänningstillskottet för bankfyllning inklusive sättningkompensation.

$\Delta\sigma_A$ är tillskottspänningen för den överlast som sedan lastas av.

Se även Figur 12.1-1.



Figur 12.1-1. Utfylld och färdig bank med effektivspänning vid olika lastfall. A illustrerar avlastning och S illustrerar sättningkompensation.



Figur 12.1-2. Grafisk beräkning av överhöjning där hänsyn tas till att jordmassor hamnar under grundvattenytan. γ_1 är tungheten för banken, γ_2 är tungheten på leran och γ_w är tungheten på vattnet.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

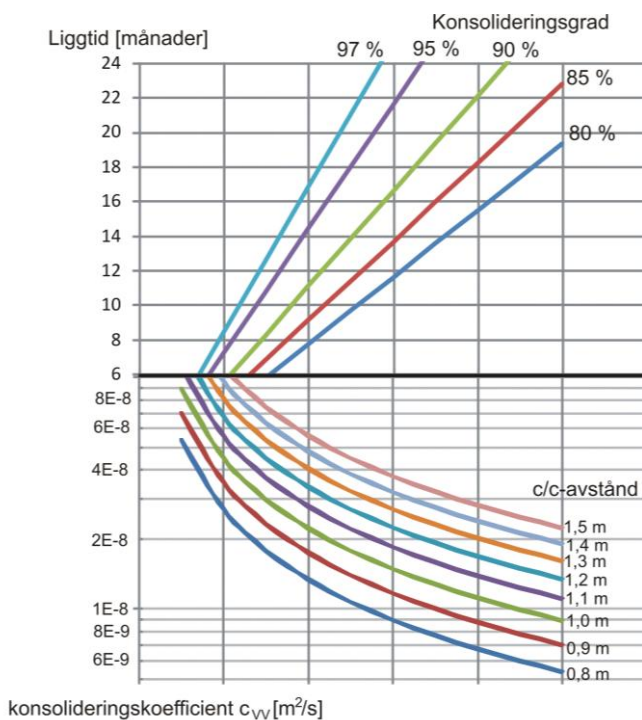
Vid beräkning av överlast enligt Figur 12.1-2 kan följande beräkningsgång användas:

- 1 Beräkna och rita upp totalsättningen, sättningen för konsolideringsgrad U och 1,15-totalsättningen. 1,15 avser att uppfylla spänningskravet i mitten av jordvolymen.
- 2 Lägga in grundvattenytan.
- 3 Avsätt bankens tyngd, $\gamma_1 \cdot H$, på last-axeln.
- 4 Dra en linje i lutning $1:\gamma'_2$ ner till grundvattenytan för att modellera lerans nedsjunkning under grundvattenytan.
- 5 Förläng linjen med lutning $1:\gamma'_1$ ner till kurvan för 1,15-totalsättningen för att modellera bankens nedsjunkning under grundvattenytan.
- 6 Dra en horisontell linje till sättningskurvan för konsolideringsgrad U.
- 7 Dra en linje upp mot last-axeln i lutning $1:\gamma_1 - \gamma'_1$ upp till grundvattenytan för att modellera lastkompensationen för inträffad sättning.
- 8 Förläng linjen med lutning $1:\gamma_w$ upp till last-axeln för att modellera lastkompensation för inträffad sättning.
- 9 Avläs överlasten på last-axeln (S+A).
- 10 Kontrollera att ekvation 12.1-4 uppfylls, annars repeteras från steg 1 med ett högre värde än 1,15.

12.2 Konstruktiv utformning

12.2.1 Liggtid

Liggtid för bank med temporär överhöjning är normalt 1-1,5 år. Dimensionering av dränavstånd och temporär överhöjning med hänsyn till disponibel liggtid, aktuellt dränmönster och jordens konsolideringsegenskaper kan göras enligt ekvation 12.1-2. Ekvationen återges grafiskt för dubbelsidig dränering med kvadratisk placerade banddräner (100x4 mm) i Figur 12.2-1.

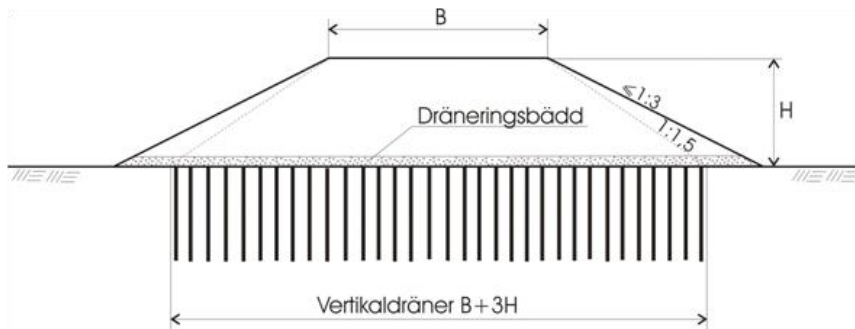


Figur 12.2-1. Diagram för bestämning av liggtid och dränavstånd vid olika konsolideringsgrad för banddräner satta i kvadratisk ruttmönster i lera. För sulfidjord minskas centrumavståndet med 25 %.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

12.2.2 Dränernas utbredning i längdled och tvärlid

Besvärande sättningar kan undvikas om dränerna sätts utanför respektive krönkant för underballast eller väg bana till minst 1,5 gånger bankhöjden, se Figur 12.2-2, om slänterna är brantare än 1:3.



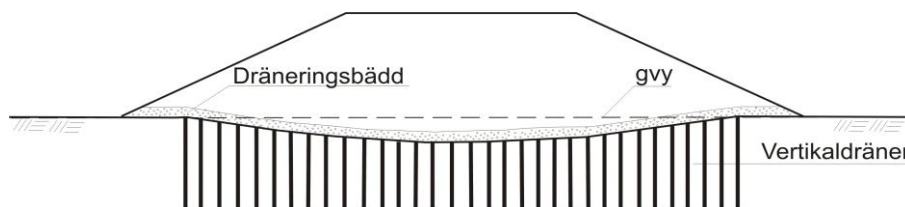
Figur 12.2-2. Dräneringsutsträckning i bankens tvärlid.

I anslutning till fastmark antas övergången till odränerat område bli jämn om vertikaldräneringen utsträcks så långt att den kompressibla jordens mäktighet under torrskorpan avtagit till ca 1,5 gånger dränavståndet och att den temporära överhöjningen utspetsas över det odränerade området.

12.2.3 Säkerställande av dränering

Vid nyttjande av täta bankmassor kan normalt en 0,5 m tjock dräneringsbädd som dras ut under hela bankens basbredd användas.

Vid stora sättningar kan särskilda åtgärder krävas för att undvika problem i lågpunkten t.ex. pumppropor nedförda till dränbädden, se även Figur 12.2-3.



Figur 12.2-3. Exempel på behov av att säkerställa dränering vid stora sättningar.

12.3 Redovisning i bygghandling

12.4 Utförande och kontroll

Vid sättningsuppföljning är det en fördel att kontinuerligt kompensera lasten så att belastningen på ursprunglig markyta hålls konstant om prognosen bygger på Terzhagis konsolideringsteori enligt ekvation 3.1-4.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

13 Djupstabilisering

Kompletterande information om bindemedelsförstärkt jord finns i SD Rapport 17 (40). För dimensionering av masstabilisering kan tillämpliga delar av kapitel 13 användas tillsammans med bilaga A-2.

Stabilisering kan ske antingen i form av pelare eller i form av masstabilisering.

Hårda pelare får utnyttjas efter särskild utredning enligt avsnitt 1.4 i TK Geo 13.

13.1 Dimensionering

13.1.1 Förutsättningar för dimensionering

13.1.1.1 Säkerhetsklass

13.1.1.2 Geoteknisk kategori

Kategori 3 bör övervägas då:

- bankhöjden överstiger 4 m (80 kPa)
- den oförstärkta jordens hållfasthet <8 kPa
- den oförstärkta jorden utgörs av torv, gyttja eller är starkt sulfidhaltig
- den förstärkta jorden utnyttjas i passivzon.

13.1.1.3 Geoteknisk utredning

För att få en ungefärlig uppfattning om lämplig bindemedelstyp och bindemedelsmängd bör inblandningsförsök med enaxliga tryckförsök utföras.

13.1.2 Materialegenskaper

Modellen innebär att den förstärkta jorden antas ha ideal-elastoplastiska egenskaper, där den elastiska delen i skjuvfallet begränsas av en kritisk skjuvspänning, c_{krit} , och en ”flytspänning” σ_{pl} för enaxlig tryckbelastning¹.

13.1.2.1 Hållfasthetsegenskaper

Underlag för antagande om den bindemedelsförstärkta jordens hållfasthet bör erhållas genom:

- erfarenhet
- resultat från laboratorieundersökningar
- resultat från utförda provpelare.

¹ I SD Rapport 17 (40) och SGF 2:2000 (41) hade man i princip olika synsätt för de olika gränstillstånden, dvs. brottlaster i brottgränstillstånd och kryplast i bruksgränstillstånd. I den nuvarande modellen motsvarar c_{krit} ungefär den tidigare kryplasten. Detta innebär att ”mjuka pelare” nu omfattar pelare med en brotthållfasthet upp till ca 140 kPa vilket innebär att c_{krit} valts att motsvara ca 70 % av den tidigare brotllasten. Att dimensioneringen baseras på kryplasten, och inte på brotllasten, är också skälet till att den hållfasthet som ska verifieras är $1,4 \cdot c_{krit}$.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

13.1.2.1.1 Odränerad hållfasthet

13.1.2.1.2 Dränerad hållfasthet

13.1.2.2 Deformationsegenskaper

13.1.2.2.1 Elasticitetsmodul

Pelarnas elasticitetsmodul, E_{pel} , kan för spänningar under den kritiska skjuvspänningen, c_{krit} , beräknas ur sambandet:

$$E_{pel} = 13 c_{krit}^{1,6} \text{ där } c_{krit} \text{ anges i kPa.}$$

Vid beräkning av elasticitetsmodul kan värden på c_{krit} upp till 150 kPa utnyttjas.

13.1.2.2.2 Permeabilitet

Vid beräkning av sättningarnas tidsförlopp enligt avsnitt 13.1.4.4 kan pelarnas permeabilitet, k_{pel} , antas vara:

$1000 \cdot k_{jord}$ då kalk används som bindemedel

$500 \cdot k_{jord}$ då cement eller kalk/cement används som bindemedel.

k_{jord} är jordens permeabilitet.

Permeabiliteten hos den pelarförstärkta jordvolymen kan antas vara:

$$a \cdot k_{pel} + (1-a) \cdot k_{jord} \quad 13.1-1$$

a är pelarnas täckningsgrad.

13.1.2.3 Beständighet

Då förstärkning sker enligt specifikationer i Bilaga A-1 för kalkcementpelare och Bilaga A-2 för masstabilisering kan beständigheten anses vara uppfylld för 120 år.

13.1.3 Brottgränstillstånd

Pelarkvalitén på den nedersta halvmetern kan förbättras genom att inblandning i den nedersta delen utförs ytterligare 1 eller 2 ggr.

Pelarnas översta 2 m får ofta en lägre karakteristisk odränerad hållfasthet. Normalt kan denna antas vara som lägst 20 kPa.

Då leran ligger direkt på berg utan något mellanliggande friktionsjordlager kan det vara nödvändigt att utföra en glidyteberäkning med en ca 0,5-1,0 m svagare zon närmast berget. Den svagare zonen kan modelleras med pelare som har nedsatt hållfasthet, alternativt med enbart lerans skjuvhållfasthet.

13.1.3.1 Samverkan mellan pelare och omgivande jord

Vid förstärkning med mjuka pelare installerade med pelarmönster enligt Tabell 13.2-1 i TK Geo 13 och med beaktande av dräneringssituationer enligt avsnitt 13.1.3.1 i TK Geo 13 kan samverkan mellan pelare och jord anses uppfylld.

Beroende på bl.a. lastsituation, glidykans djup och lerans hållfasthet kan vanligen ett av sambanden med dränerade pelare enligt figur 13.1-2 i TK Geo 13 utslutas.

Hänsyn bör tas till att pelarna genom sin högre styvhet erhåller en högre spänning och därigenom har en högre dränerad hållfasthet.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

13.1.4 Bruksgränstillstånd

Sättningarna i oförstärkt jord under pelarna kan beräknas med traditionella metoder för långtidssättningar i lera.

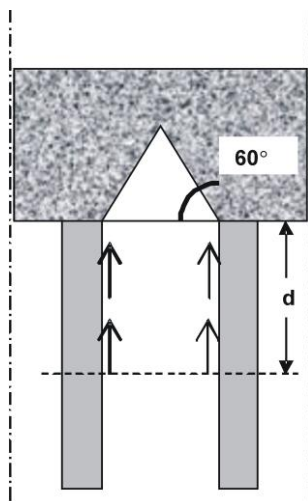
Kalkcementpelarblockets fördröjning av konsolideringen i den underliggande leran kan modelleras genom att ansätta en längre, fiktiv, dräneringsväg.

13.1.4.1 Bestämning av zon A

Storleken på deformationerna i zon A kan uppgå till flera decimeter. Deformationerna är helt beroende av på vilken nivå lasten från banken eller konstruktionen överförs till pelarna. Detta avgörs i sin tur av:

- hur stor last som ska överföras till pelarna
- hållfastheten i pelarnas övre del.

Mäktigheten av zon A bestäms av det djup där pelarnas kritiska skjuvspänning inte överskrider eller det djup där tyngden av den ljusa pyramiden enligt Figur 13.1-1 balanseras av adhesionen längs närstående pelare. Adhensionen får ansättas lika med den oförstärkta jordens odränerade skjuvhållfasthet. Om jorden utgörs av torrskorpa bör hållfastheten reduceras med 50 %.



Figur 13.1-1. Schematisk överföring av last till pelare vid beräkning av överföringsdjupet d .

Kompressionen i zon A får antas vara avslutad nio månader efter det att full banklast påförts om följande villkor är uppfyllda:

- torrskorpan är minst 0,5 m tjock
- kalkcementpelare med $0,5 \leq D_{\text{pel}} \leq 0,8$ m
- pelare med centrumavstånd $c_{\text{pel}} \leq D_{\text{pel}} + 1,0$ m.

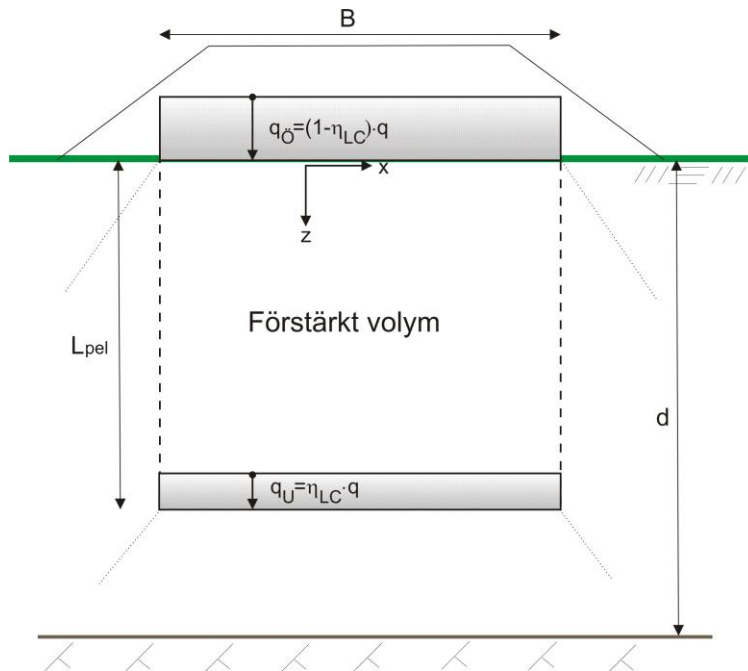
Används överlast och liggtid kan större delen av sättningarna i zon A vanligen tas ut under byggtiden.

13.1.4.2 Beräkning av tillskottspänningar i zon A, B och C

Modell redovisad i SGF 2:2000 (41) och SD 17 (40) samt Limeset (42) beaktar inte lastspredning i det förstärkta blocket.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Lastspridning inom den förstärkta volymen kan beaktas genom att den på toppen verkande lasten, q , delas upp i två fiktiva laster. Den ena, $q_{\text{ö}}$, antas angripa på nivån för den förstärkta jordens överyta och den andra, q_{u} , antas angripa i nivå med den förstärkta jordens underkant, se Figur 13.1-2.



Figur 13.1-2. Lastuppsdelningsmodell för beräkning av tillskottsspänningar.

Hur stor andel som verkar på respektive nivå styrs av:

- djupet, d , från markytan ner till fast botten
- mäktigheten hos den förstärkta jorden, L_{pel}
- relationen mellan styvheten hos den oförstärkta och den förstärkta jordvolymen, $M_{\text{jord}}/M_{\text{block}}$ där M_{block} är medelstyvheten hos den förstärkta jordvolymen.

Fördelningen mellan last på förstärkningens över- och underkant kan uppskattas ur Figur 13.1-3 eller bestäms genom:

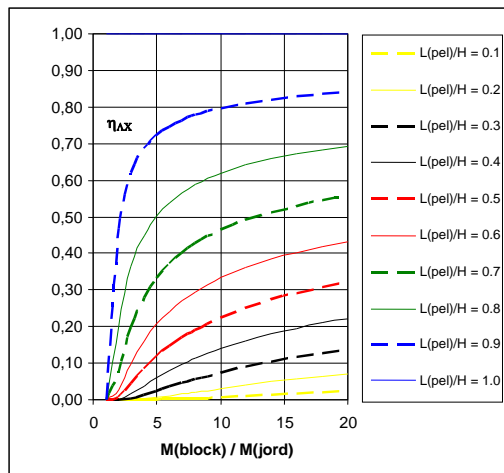
$$q_{\text{ö}} = (1 - \eta_{LC}) \cdot q \quad 13.1-2$$

$$q_{\text{u}} = \eta_{LC} \cdot q \quad 13.1-3$$

$$\eta_{LC} = \left(\frac{L_{\text{pel}}}{d} \right)^{\beta} \quad 13.1-4$$

$$\beta = \frac{1}{(M_{\text{block}} / M_{\text{jord}})^{0,1} - (M_{\text{jord}} / M_{\text{block}})^{0,1}} \quad 13.1-5$$

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 13.1-3 Faktorn, η_{LC} , beskriver fördelning av last mellan över- respektive underkant av den förstärkta volymen.

Ett begränsat djup i förhållande till förstärkningens bredd, B , ger en reducerad lastspridning, vilket kan beaktas genom att spänningsberäkningen utförs med ett fiktivt reducerat djup, z_{fikt} . Detta beräknas som:

$$z_{fikt} = (1 - 0,4 B/d) z \quad 13.1-6$$

Tillskottsspänningen på nivån z ersätts med tillskottsspänningen på den beräknade nivån z_{fikt} . z_{fikt} ska vara minst 0.

Beräkningsmodellen beskrivs i sin helhet i SD Rapport 15 (43).

13.1.4.3 Kompression i pelarförstärkt jordvolym

Om kompressionen av jord och pelare är lika stora kan kompressionen av det förstärkta lagret, ε , tecknas:

$$\varepsilon = \Delta\sigma / M_{block} (= \varepsilon_{pel} = \Delta\sigma_{v,pel} / E_{pel} = \varepsilon_{jord} = \Delta\sigma_{jord} / M_{jord}) \quad 13.1-7$$

där $M_{block} = a \cdot E_{pel} + (1-a) \cdot M_{jord}$

$\Delta\sigma_{v,pel}$ är vertikalspänningsökningen i pelarna.

$\Delta\sigma_{v,jord}$ är vertikalspänningsökningen i ostabiliserad jord.

Tillskottsspänningen i pelarna, $\Delta\sigma_{v,pel}$, uttrycks som:

$$\Delta\sigma_{v,pel} = \Delta\sigma / \{ [(1-a) \cdot M_{jord} / E_{pel}] + a \} \quad 13.1-8$$

Lastfördelningen mellan jorden och pelarna baseras på en modell där båda materialens respons påverkas av effektivspänningsnivån och beräkningen blir då i de flesta fall iterativ. Detta beror på att pelarna inte kan antas bära mer last än motsvarande deras kritiska skjuvspänning och att jordens ödometermodul varierar beroende på om effektivspänningsnivån befinner sig över eller under förkonsolideringstrycket.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Den maximala vertikalspänningsökning som kan bäras av pelarna, $\Delta\sigma_{pel, max}$, får beräknas enligt:

$$\Delta\sigma_{pel, max} = \frac{2 \cdot \cos\phi'_{pel}}{(1 - \sin\phi'_{pel})} \cdot c'_{pel} + \frac{(1 + \sin\phi'_{pel})}{(1 - \sin\phi'_{pel})} \cdot \sigma'_{h, pel} - \sigma'_{v, o}, \quad 13.1-9$$

med:

$$\sigma'_{h, pel} = \sigma'_{h, 0, jord} + \Delta\sigma'_{h, jord} = \sigma'_{h, 0, jord} + 0,5 \cdot \Delta\sigma'_{v, jord} \quad 13.1-10$$

c'_{pel} är pelarnas effektiva kohesion.

ϕ'_{pel} är pelarnas effektiva friktionsvinkel.

$\sigma'_{h, pel}$ är horisontell effektivspänning mot pelare.

$\sigma'_{v, 0, pel}$ är ursprunglig vertikal effektivspänning i pelaren.

$\sigma'_{h, 0, jord}$ är ursprunglig horisontell effektivspänning i jorden.

$\Delta\sigma'_{h, jord}$ är horisontell effektivspänningsökning i jorden.

$\Delta\sigma'_{v, jord}$ är vertikal effektivspänningsökning i jorden.

Flyttöjningen, ε_{pl} , blir:

$$\varepsilon_{pl} = \Delta\sigma_{pel, max} / E_{pel} \quad 13.1-11$$

13.1.4.4 Tidsförlopp i pelarförstärkt jordvolym

Sättningarnas tidsförlopp för område med pelarförstärkt jord kan för radiellt flöde uppskattas ur ekvation 13.1-11 under förutsättning att:

- $0,5 \leq D_{pel} \leq 1,0$ m,
- $0,8 \leq cc_{pel} \leq 2,0$ m

Konsolideringsgraden, U, tecknas:

$$U = 1 - \exp\left[\frac{-2c_{vh} \cdot t}{R^2 \cdot f(n)}\right] \quad 13.1-12$$

c_{vh} är konsolideringskoefficient vid horisontell strömning i oförstärkt jord. c_{vh} kan normalt antas vara lika med $2 c_{vv}$.

t är konsolideringstid.

R är pelares influensradie.

För pelare installerade i kvadratisk eller triangulärt mönster får influensradien, R, sättas till $0,55 \cdot cc_{pel}$.

Faktorn, f(n), beräknas enligt:

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[\frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{k_{jord}}{k_{pel}} \cdot L_{pel}^2 \right] \quad 13.1-13$$

$n = R/r$

r är pelarnas radie.

L_{pel} ansätts som halva längden vid dubbelsidig dränering.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

Beräkningen ger erfarenhetsmässigt acceptabel överensstämmelse vid 80 á 90 % konsolidering. Vid lägre konsolideringsgrad erhålls normalt en underskattning av sättningarna.

Inverkan av den förstärkta jordvolymen kan anses beaktad om vattenströmning antas ske endast i vertikalled.

13.2 Konstruktiv utformning

13.2.1 Val av pelarmönster

Pelare kan installeras som singulära pelare, i skivor, i gitter eller som block.

Vid stabilisering i gyttja är blockstabilisering att föredra framför masstabilisering för att säkerställa en homogenare inblandning.

13.2.2 Singulära pelare

Oönskade ojämnheter i överytan för singulära pelare antas inte uppkomma om centrumavståndet för såväl kvadratisk som triangulärt pelarmönster väljs enligt:

$$C_{pel} = 1,3 D_{pel} + 0,25 \quad 13.2-1$$

förutsatt att:

- fyllningen utgörs av krossmaterial
- bankhöjd > 1,0 m
- 1 månads liggtid tillämpas.

Centrumavstånden kan därutöver korrigeras enligt nedan:

- Vid 0,5 m torrskorpa eller ytstabilisering kan centrumavståndet ökas med 0,3 m.
- Vid > 1,0 m torrskorpa eller ytstabilisering kan centrumavståndet ökas med 0,6 m.
- Mellan 0,5 m och 1 m torrskorpa eller ytstabilisering interpoleras centrumavståndet.
- Då ≥ 6 månaders liggtid tillämpas kan centrumavståndet ökas med 0,2 m.

Total ökning av centrumavståndet får maximalt vara 0,6 m.

13.2.3 Pelare i skivor, gitter eller block

Stabiliteten hos den mellanliggande jorden antas bli tillfredsställande och oönskade ojämnheter antas inte uppkomma i överytan om det fria avståndet mellan skivor är högst 1,5 m för bankslänter och 2,0 m för skärningslänter.

En skiva antas kunna överföra skjuvkrafter mellan pelarna på djup ner till max 8 m om centrumavståndet väljs till:

- 0,40 m för pelare ϕ 500 mm
- 0,45 m för pelare ϕ 600 mm
- 0,55 m för pelare ϕ 700 mm
- 0,65 m för pelare ϕ 800 mm.

Om sådan skivverkan på större djup än 8 m utnyttjas bör pelarnas verkliga läge verifieras. Alternativt installeras minst två skivor med överlappning enligt ovan.

För skivor där endast tryckkrafter antas överföras mellan pelarna kan ovanstående centrumavstånd ökas med 5 cm.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Pelare installerade i slänter kan med fördel installeras lutande, eftersom belastningen då blir mer axiell.

13.2.4 Säkerställande av dränering

13.3 Redovisning i bygghandling

13.4 Utförande och kontroll

Vid installation av kalkcementpelare och masstabilisering kan kravet på en homogen blandning anses uppfyllt om utförande sker enligt Bilaga A-1 eller Bilaga A-2.

Funktionsbaserade krav enligt Bilaga C kan användas.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

14 Bankpålning

14.1 Dimensionering

14.1.1 Förutsättningar för dimensionering

14.1.1.1 Säkerhetsklass

14.1.1.2 Geoteknisk kategori

14.1.1.3 Pålelement

14.1.1.4 Pålplatta

14.1.1.5 Geoteknisk utredning

14.1.1.6 Teknisk livslängd

14.1.2 Materialegenskaper

14.1.3 Brottgränstillstånd

14.1.3.1 Allmänt

14.1.3.2 Pålplatta

Pålplattor kan antas bära hela lasten av lastfördelande jordlager, bankfyllning och trafik med projekterat centrumavstånd mellan pålar inklusive toleranser om den del av lasten som ligger rakt ovanför pålplattan antas som jämnt utbredd samt den del av lasten som ligger mellan pålplattorna antas som en linjelast längs pålplattans kanter.

14.1.3.3 Avstånd mellan pålarna

Avståndet mellan pålarna kan uppskattas enligt följande:

$$c = \sqrt{R_d / (h \cdot \gamma + q_t)} \quad 14.1-1$$

R_d är det lägsta värdet av pålens geotekniska och konstruktiva dimensionerande bärförmåga.

h är bankhöjd över pålplatta.

γ är bankmaterialets tunghet.

q_t är trafiklast för partialsäkerhetsanalys.

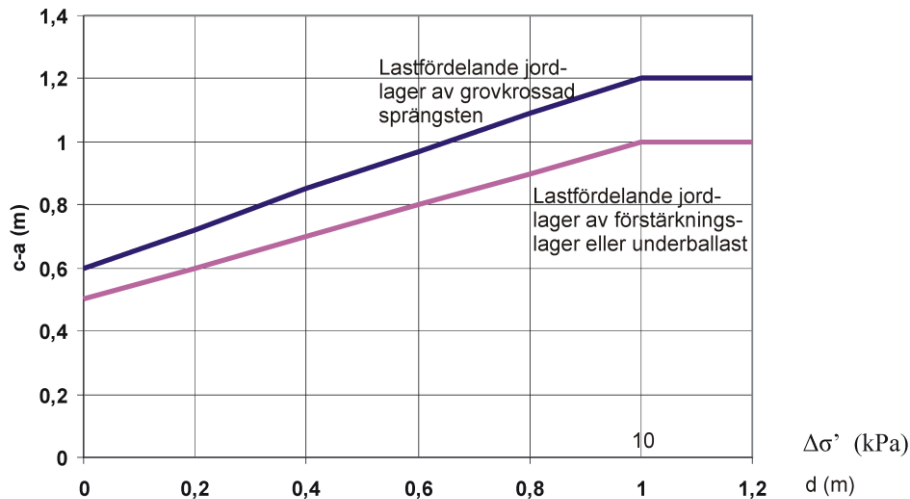
14.1.3.4 Lastfördelande jordlager utan geosyntetisk armering

Oacceptabla deformationer antas inte uppkomma om det fria avståndet mellan pålplattorna väljs enligt Figur 14.1-1 samt att plattäckningsgraden, $(a/c)^2$, uppgår till minst 40 %. Dessutom ska undergrunden från pålplattans underkant och ned till minst 3 gånger det fria avståndet mellan pålplattorna ha följande egenskaper:

- odränerad skjuvhållfasthet, $c_u \geq 10$ kPa
- organisk halt ≤ 6 %

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

- sensitivitet $S_t \leq 30$
- vattenkvot, $w \leq 75 \%$.



d är mäktigheten hos torrskorpan ($c_u > 50$ kPa) eller friktionsjord under pålplattan. $\Delta\sigma'$ är minskningen av effektivspänning hos undergrundens ytlager genom avlastning eller motsvarande överkonsolidering verifierad genom labförsök.

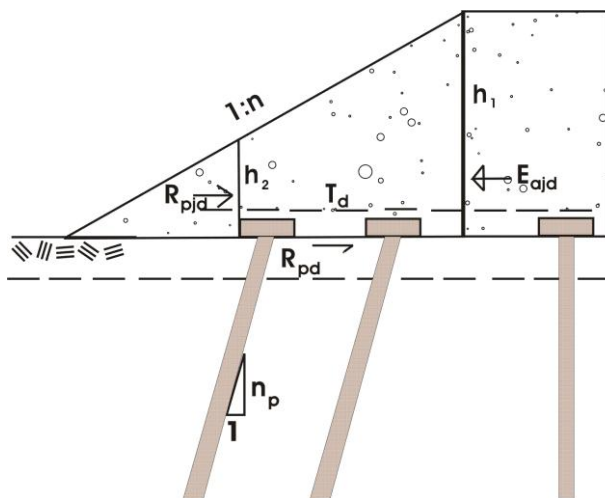
Det fria avståndet mellan pålplattorna kan ökas med 0,1 m där undergrundens odränerade skjuvhållfasthet överstiger 25 kPa. Platttäckningsgraden ska då vara minst 30 %.

Figur 14.1-1. Bestämning av det fria avståndet mellan pålplattor.

14.1.3.5 Lastfördelande lager med geosyntetisk armering

Oacceptabla deformationer antas inte uppkomma om platttäckningsgraden är minst 20 % när bankpålningen används i stabilitetshöjande syfte och minst 10 % när bankpålningen används i enbart sättningsreducerande syfte.

14.1.3.6 Stabilitet



Figur 14.1-2. Kontroll av jämviktsvillkor.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Kontroll av horisontellt jordtryck

Då det resulterande horisontella jordtrycket som bildas i slänterna ska tas upp av lutande pålar, armering eller en kombination av detta enligt ekvation 14.1-1 i TK Geo 13 är det tillräckligt att aktivt jordtryck beräknas för ett snitt motsvarande släntkrön enligt:

$$\gamma_F \cdot E_{ajd} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_d}{2} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_{G,g} \cdot \gamma \cdot h_1}{2} + \gamma_{Q,g} \cdot q_t \right) \cdot h_1 \quad 14.1-2$$

ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln för bankfyllnadsmaterialet.

$\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficient för permanent och variabel geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1 i TK Geo 13.

h_1 är höjden på bankfyllningen vid släntkrönet.

q_t är trafiklast för partialsäkerhetsanalys.

γ är bankmaterialets tunghet.

Pålarnas horisontalkomponent för axiellast av jordens egentyngd kan beräknas som:

$$R_{pd} = \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot (h_1 - h_2) \cdot n \cdot \gamma / n_p \quad 14.1-3$$

h_2 är höjden på bankfyllningen vid yttersta pålplattan.

n är släntlutningen.

n_p är lutningen på pålarna under slänten.

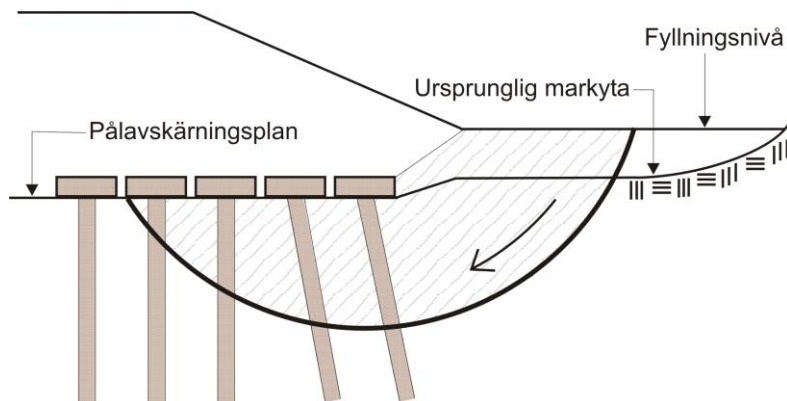
γ är bankmaterialets tunghet.

Lägst mothållande kraft utanför den yttersta pålraden får antas motsvara 1/3 av det dimensionerande passiva jordtrycket enligt:

$$R_{pid} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_d}{2} \right) \cdot \left(\frac{\gamma \cdot h_2^2}{2} \right) \cdot \frac{1}{3} \quad 14.1-4$$

Kontroll av stabilitet in mot bankpålningen

Då omgivande marknivå ligger högre än pålavskärningsplanet kan stabiliteten in mot pålavskärningsplanet behöva kontrolleras, se Figur 14.1-3.



Figur 14.1-3. Kontroll av stabilitet då omgivande marknivåer är högre än pålavskärningsplanet.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

14.1.4 Bruksgränstillstånd

Sättningar under opålad slänt kan antas begränsade med hänsyn till påles sidoförskjutning och konstruktiva bärförmåga om slänthöjd utanför yttersta pålplatta medför en maximal sättning på 10 cm om kilen approximeras till en jämnt utbredd last.

Sättningarna utanför yttersta pålraden kan för normalkonsoliderad jord överslagsmässigt beräknas enligt:

$$s = \frac{h_2 \cdot \gamma}{2 \cdot M_L} \cdot d \quad 14.1-5$$

M_L är jordens kompressionsmodul.

d är det lösa jordlagrets tjocklek.

Om sättningen överstiger 10 cm kan pålens sidoförskjutning beräknas med ledning av Pålkommisionens rapport 101 (44).

14.2 Redovisning i bygghandling

14.3 Utförande och kontroll

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

15 Lätt bankpålning med träpålar

Lätt bankpålning med träpålar används främst som en sättningsreducerande förstärkningsmetod i kohesionsjord genom att lasten överförs via pålarnas mantel och spets till bärkraftigare jordlager.

15.1 Dimensionering

15.1.1 Förutsättningar för dimensionering

15.1.1.1 Säkerhetsklass

15.1.1.2 Geoteknisk kategori

15.1.1.3 Geoteknisk utredning

15.1.2 Materialegenskaper

Pålar av annat träslag än furu eller gran eller med annat träsnitt får användas efter särskild utredning enligt avsnitt 1.4 i TK Geo 13.

Syftet med geonätet är att få det lastfördelande lagret så styvt som möjligt. Geonätet fungerar alltså inte på samma sätt som vid bankpålning med pålplattor enligt avsnitt 14.1.3.5.

15.1.3 Brottgränstillstånd

För pålar med hållfasthetsklass C14 respektive C30 kan den konstruktiva bärförmågan sättas till 90 kN respektive 200 kN då pålspetsens diameter minst är 125 mm.

Om lägsta hållfasthetsklass C14 används samtidigt som jorden längs pålen har en skjuvhållfasthet på lägst 7 kPa godtas att pålens konstruktiva bärförmåga uppskattas enligt:

$$R_d = f_d \cdot A \quad 15.1-1$$

f_d är dimensionerande hållfasthetsvärde

A är pålens tvärsnittsarea vid mest ansträngda snitt

Avståndet mellan pålarna kan uppskattas enligt följande:

$$c = \sqrt{R_d / (h \cdot \gamma + q_t)} \quad 15.1-2$$

R_d är det lägsta värdet av pålens geotekniska och konstruktiva dimensionerande bärförmåga.

h är bankhöjd över påltopp.

γ är bankmaterialets tunghet.

q_t är trafiklast för partialsäkerhetsanalys.

15.1.4 Bruksgränstillstånd

Pålar bör installeras ner till en nivå som motsvarar ett q_c -värde på >5 MPa utvärderad från utförd CPT-sondering.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Är q_c -värdet från CPT-sonderingen > 8 MPa till ett stort djup kan krypningen i undergrunden normalt försummas.

Vid q_c -värde större än 5 MPa och mindre än 8 MPa beaktas krypning vid dimensioneringen såväl under som i den pålförstärkta jorden.

Om pålar installeras med spetsen till jord med E-modul större än 30 MPa bedöms krypningen i konstruktionen bli liten.

15.2 Konstruktiv utformning

Det kan antas att pålarna inte torkar eller utsätts för rötangrepp om pålavskärningsplanet väljs i nivå med befintlig markyta och om ytlagren består av fuktighetsbevarande jord av materialtyp 4 eller 5.

15.3 Redovisning i bygghandling

15.4 Utförande och kontroll

Installation av träpålar vid temperaturer lägre än -10°C bör undvikas på grund av risk för sprickor i träpålen, alternativt kan sprickring användas.

15.4.1 Kontroll av pålmaterial



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

16 Slitsmur och sekantpålevägg

16.1 Dimensionering

16.1.1 Förutsättningar för dimensionering

16.1.1.1 Säkerhetsklass

16.1.1.2 Geoteknisk kategori

16.1.1.3 Utformning

16.1.1.4 Geoteknisk utredning

16.1.2 Brottgränstillstånd

16.1.2.1 Dimensionering med partialkoefficientmetoden

16.1.2.2 Dimensionering med karakteristiska värden

16.1.3 Bruksgränstillstånd

16.2 Utförande och kontroll

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17 Armerad jord

Avsnittet behandlar jordförstärkning med armerad jord och jordspikning i anslutning till väg- och järnvägsbankar samt konstruktioner som exempelvis stödmurar. Armering kan ske med geonät, geotextil, stålstag eller stålnät.

Kompletterande information om armerad jord finns i SGF Rapport 2:2004 (45).

17.1 Dimensionering

17.1.1 Förutsättningar för dimensionering

17.1.1.1 Geoteknisk kategori

Kategori 3 bör övervägas då:

- stödmur högre än 6 m utförs med armerad jord eller jordspikning
- icke konventionell lösning används.

17.1.1.2 Livslängd

Efter skriftligt godkännande från Trafikverket kan kortare livslängd accepteras hos fasaden om den går att byta ut utan inverkan på den bärande konstruktionen.

17.1.1.3 Geoteknisk utredning

17.1.2 Materialegenskaper

17.1.2.1 Geosynteter

17.1.2.1.1 Karakteristisk draghållfasthet

Draghållfastheten i geosynteter är hastighetsberoende och betydligt högre hållfasthet erhålls vid korttidsprovning än vid krypförsök.

17.1.2.1.1.1 Karakteristiskt värde baserat på krypförsök

17.1.2.1.1.2 Karakteristiskt värde baserat på korttidsförsök

17.1.2.1.2 Dimensionerande draghållfasthet

17.1.2.1.2.1 Installationsskador

17.1.2.1.2.2 Beständighet

17.1.2.1.3 Friktion

17.1.2.1.4 Fyllnadsmaterial

17.1.2.2 Stålarmering

17.1.2.2.1 Karakteristisk draghållfasthet

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17.1.2.2.2 Dimensionerande draghållfasthet

17.1.2.2.3 Beständighet

Avrostningsmån kan väljas till 2 mm för livslängd 120 år om det kan säkerställas att stålarmeringen inte utsätts för vägsalt eller andra aggressiva ämnen.

17.1.2.2.4 Friktion

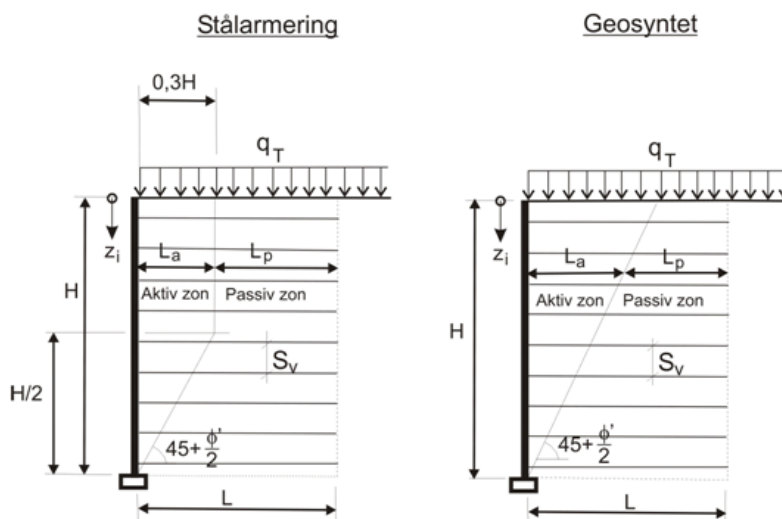
17.1.3 Dimensionering av jordarmerad stödmur

17.1.3.1 Brottgränstillstånd

En jordarmerad stödmur kan betraktas som en monolit.

17.1.3.1.1 Inre stabilitet

17.1.3.1.1.1 Brott i armeringen



Figur 17.1-1. Aktiv zon vid stålarmering och geosyntetisk armering.

Lasteffekten i armeringen för lager, i , se Figur 17.1-1, kan beräknas enligt:

$$F_{arm,i} = \sigma_{h,i} \cdot S_v \quad 17.1-1$$

S_v är vertikalt avstånd mellan armering.

$\sigma_{h,i}$ är horisontalspänningen längs den kritiska glidytan i lager i enligt:

$$\sigma_{h,i} = K_R \cdot (\gamma_{G,g} \cdot \gamma \cdot z_i + \gamma_{Q,g} \cdot q_T) \quad 17.1-2$$

För geosynteter är $K_R = K_A$. K_A är jordtryckskoefficient för aktivt jordtryck med hänsyn till lutande markyta och kan exempelvis bestämmas enligt bilaga C i SS-EN 1997-1.

För stålarmering väljs K_R enligt Figur 17.1-2.

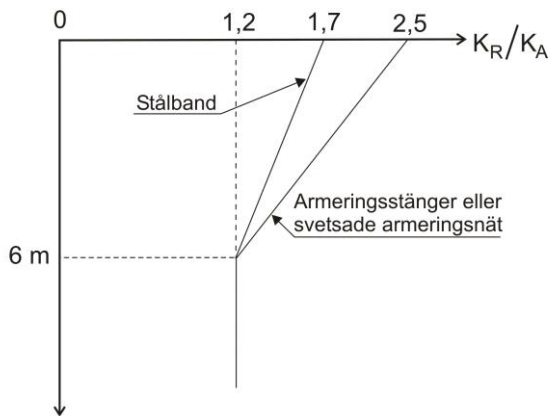
$\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficienter för permanent och variabel geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1 i TK Geo 13.

γ är jordmaterialets tunghet.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

z_i är djupet till lager, i .

q_T är trafiklast för partialsäkerhetsanalys.



Djup under överkant stödmur

Figur 17.1-2. Förhållandet K_R/K_A för beräkning av inre stabilitet för ståltag och stål nät.

17.1.3.1.1.2 Utdragsbrott

Lasteffekten i armeringen för lager i , $F_{arm,i}$, antas uppkomma mellan aktiv och passiv zon. Beroende på typ av armering antas aktiv zon enligt Figur 17.1-1.

Erforderlig längd på armeringen i den passiva zonen för att förhindra utdragsbrott i lager i kan beräknas enligt:

$$L_{p;i} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot F_{arm,i}}{2 \cdot \sigma_{v;i} \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} \quad 17.1-3$$

γ_{Rd} är en modellfaktor som sätts till 1,3.

α är reduktionsfaktor för begränsad friktion mellan geosyntet och jordmaterial enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

$\sigma_{v;i}$ är vertikalspänningen på nivån z för varje lager. Trafiklast eller annan variabel last ska inte medräknas.

ϕ_d är dimensionerande friktionsvinkel hos jordmaterialet i lagret.

$L_{p;i}$ är förankringslängden i den passiva zonen.

17.1.3.1.1.3 Fasad

Om inte annat kan påvisas kan infästningen av armeringen i fasaden utformas så att denna kan uppta 75 % av den totala lasteffekten i varje lager, i :

$$F_{fasad} = S_v \cdot \sigma_{h,i} \cdot 0,75 \quad 17.1-4$$

S_v är vertikalt avstånd mellan armering.

$\sigma_{h,i}$ är horisontalspänningen längs den kritiska glidytan i lager, i .

För en gabionmur och blockstensmur kan T_{fasad} beräknas som:

$$T_{fasad} = W_w \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_{fyll} \quad 17.1-5$$

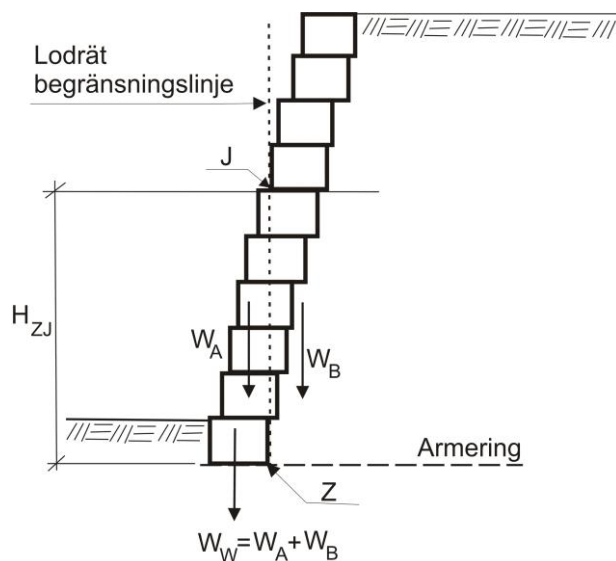
DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

W_w är tyngden av blocken i fasaden, för nät som angriper i punkt Z upp till höjden H_{ZJ} , se Figur 17.1-3.

α är reduktionsfaktor för begränsad friktion mellan geosyntet och jordmaterial enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

ϕ_{fyll} är dimensionerande friktionsvinkel hos fyllningen i gabionerna.

Alternativt kan T_{fasad} verifieras genom provning eller beräkning enligt särskild utredning.



Figur 17.1-3. Beräkning av lasten från fasaden då denna består av gabioner eller blocksten. Lasten på armeringen antas komma från blocken mellan punkt Z och J. Punkten J bestäms som det sista block som berörs utanför den lodräta begränsningslinjen som utgår från bakkant på nedersta blocket.

Till följd av töjning i armeringen bör det säkerställas att fasaden kan röra sig mot undergrunden, vilket innebär att då undergrunden består av berg kan en fyllning behövas mellan stödmur och berg, om inte fasaden ges tillfällig flexibilitet.

17.1.3.1.2 Stjälpning

Dimensioneringen får utföras genom att aktivt jordtryck antas verka på den armerade jordvolymen varvid momentjämvikt kring stödmurens framkant beräknas, se Figur 17.1-4. För förhållanden enligt Figur 17.1-1 beräknas momentet som:

$$\tan^2(45 - \phi_d) \cdot \left(\frac{\gamma_{G,g} \cdot \gamma \cdot H^3}{6} + \frac{\gamma_{Q,g} \cdot q_T \cdot H^2}{2} \right) \leq H \cdot L \cdot \gamma \cdot \frac{L}{2} \quad 17.1-6$$

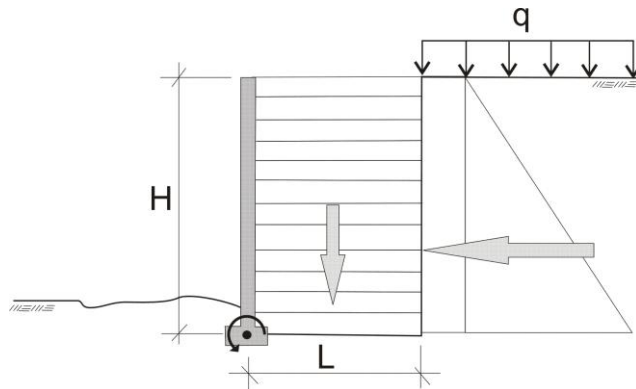
ϕ_d är dimensionerande friktionsvinkel hos jordmaterialet.

γ är tungheten hos jordmaterialet i den antagna monoliten.

$\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficienter för permanent och variabel geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1. i TK Geo 13.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

q_T är trafiklast för partialsäkerhetsanalys. Trafiklasten eller annan variabel last får inte medräknas som mothållande kraft.



Figur 17.1-4. Principfigur visande dimensionering mot stjälpning betraktad som momentjämvikt kring stödmurens framkant.

17.1.3.2 Bruksgränstillstånd

Krypningen i geosynteten under konstruktionens livslängd efter färdigställande kan antas maximalt uppgå till 1 % för väg- och järnvägsbankar och till 0,5 % intill brostöd om korttidshållfastheten reducerats enligt Tabell 17.1-1 i TK Geo 13.

Då långtidshållfastheten utvärderats enligt SS-EN ISO 13431 (46) kan krypningen uppskattas ur isochronkurva från försök, se Figur 17.1-1 i TK Geo 13.

17.1.4 Dimensionering av armering i underkant av bank

Jordarmering kan användas i underkant av bankar för att förbättra stabiliteten genom att den kritiska glidytan styrs till fastare jordlager. Armeringen innebär inte att bärförmågan för banken som helhet ökar.

17.1.4.1 Brottgränstillstånd

17.1.4.1.1 Brott i armeringen

Horisontalkraft från aktivt jordtryck

Horisontalkraften, F_{arm} , från det aktiva jordtrycket får beräknas som:

$$F_{arm} = H \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right) \cdot \left(\gamma_{G,g} \cdot \gamma \cdot \frac{H}{2} + \gamma_{Q,g} \cdot q_T\right) \quad 17.1-7$$

H är bankens höjd.

ϕ_d är dimensionerande friktionsvinkel i bankfyllnadsmaterialet.

γ är bankfyllningens tunghet.

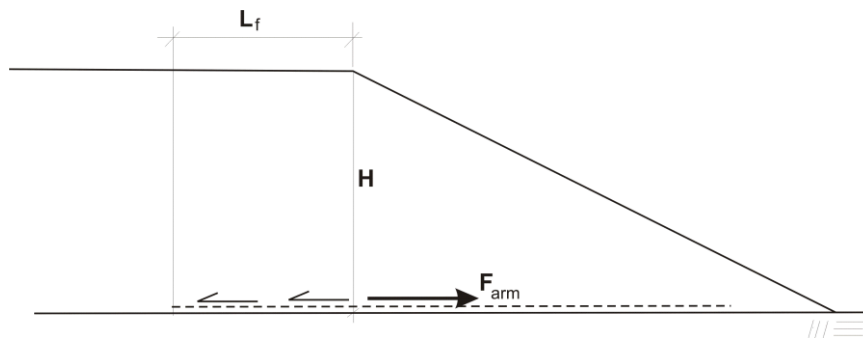
q_T är trafiklast för partialsäkerhetsanalys.

$\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficienter för permanent och variabel geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1 i TK Geo 13.

17.1.4.1.2 Utdragsbrott i armering

Utdragsbrott i armeringen kan inträffa om armeringen avslutas strax bakom släntkrön, se Figur 17.1-5.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 17.1-5. Utdragsbrott i armeringen under banken.

Utdragsbrott kan beräknas enligt:

$$F_{arm} \leq \frac{L_f \cdot \gamma \cdot H \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d}{\gamma_{Rd}} \quad 17.1-8$$

F_{arm} är horisontalkraften i nätet enligt ekvation 17.1-7.

L_f är armeringens förankringslängd in i banken.

γ är bankfyllningens tunghet.

H är bankhöjden.

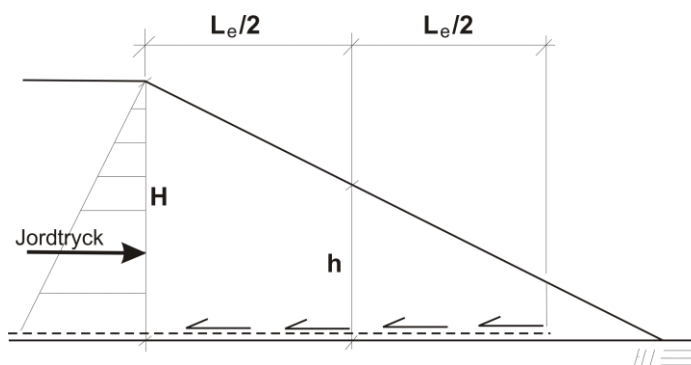
ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln hos jordmaterialet i banken.

α är reduktionsfaktor för friktion mellan geosyntet och jordmaterial och väljs enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

γ_{Rd} är en modellfaktor som sätts till 1,3.

17.1.4.1.3 Glidning av slänt på armering

Armeringens förankringslängd i slänten styrs av tyngden av fyllnadsmassorna i slänten. Därför måste längden anpassas efter slänthöjd och släntlutning, se Figur 17.1-6.



Figur 17.1-6. Glidning av slänt på armering där jordtrycket kan uttryckas med F_{arm} .

Kontroll av glidning av slänt på armeringen kan utföras enligt:

$$F_{arm} \leq \frac{L_e \cdot \gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d}{\gamma_{Rd}} \quad 17.1-9$$

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

F_{arm} är horisontalkraften i nätet enligt ekvation 17.1-7.

L_e är armeringens förankringslängd.

γ är bankfyllningens tunghet.

h är medelbankhöjd över armeringen.

ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln hos jordmaterialet närmast armeringen.

α är reduktionsfaktor för friktion mellan geosyntet och jordmaterial och väljs enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

γ_{rd} är en modellfaktor som sätts till 1,3.

17.1.4.2 Bruksgränstillstånd

Krypningen i geosynteten under konstruktionens livslängd efter färdig-ställande kan antas uppgå till maximalt 2 % för väg- och järnvägsbankar på oförstärkt undergrund om dimensioneringen baseras på korttidshållfasthet som reducerats enligt tabell 17.1-1 i TK Geo 13.

Då långtidshållfastheten utvärderats enligt SS-EN ISO 13431 (46) kan krypningen uppskattas ur isochronkurva från försök, se Figur 17.1-1 i TK Geo 13.

17.1.5 Dimensionering av jordarmering över bankpålning

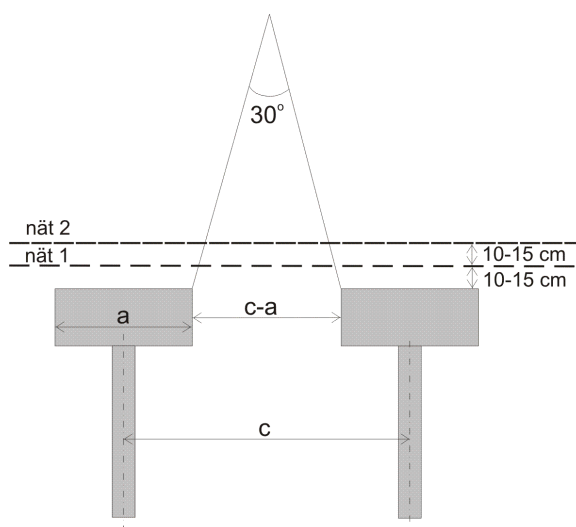
Geosyntetisk armering kan användas i kombination med bankpålning för att dels minska platttäckningsgraden, dels ta hand om horisontallaster.

Val av nätbredd bör ske med hänsyn till pålavstånd.

Oacceptabla deformationer antas inte uppkomma om platttäckningsgraden är minst 20 % när bankpålningen används i stabilitetshöjande syfte och minst 10 % när bankpålningen används i enbart sättningsreducerande syfte.

17.1.5.1 Jordarmering för att minska platttäckningsgrad

17.1.5.1.1 Brottgränstillstånd



Figur 17.1-7. Jordkil som bärs av armering.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Kraften i armeringen, F_a , mellan två pålplattor i enlighet med Figur 17.1-7 beräknas som:

$$F_a = \frac{W_{kon}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad 17.1-10$$

ε är maximal tillåten töjning inklusive krypning och ska understiga 7 %.

W_{kon} är tyngden av den tredimensionella jordkilen som beräknas enligt:

$$W_{kon} = \frac{(1 + \frac{c}{a})}{2} \cdot \frac{\gamma_{G,g} \cdot \gamma \cdot (c - a)^2}{4 \cdot \tan(15^\circ)} \quad 17.1-11$$

c är centrumavstånd mellan pålarna.

a är plattbredd.

γ är tungheten hos materialet i jordkilen.

$\gamma_{G,g}$ är partialkoefficienter för permanent geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1 i TK Geo 13.

17.1.5.1.1.1 Utdragskapacitet

Skarv över pålplatta

Då geosynteten skarvas med förhållanden enligt Figur 17.1-8 antas utdragskapaciteten uppfylla villkoret:

$$F_a \leq \frac{L_s \cdot \gamma \cdot H \cdot (\alpha_{skarv} + \alpha) \cdot \tan \phi_d}{\gamma_{Rd}} \quad 17.1-12$$

γ är fyllningsmaterialets tunghet.

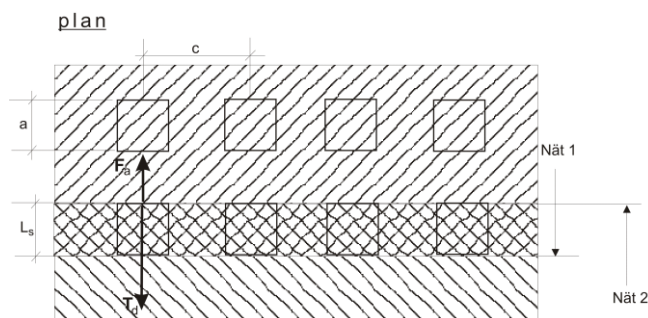
L_s är armeringens förankringslängd, dvs. överlappningen. Denna får dock inte antas större än plattbredden.

H är bankhöjden över geosynteten vid skarven.

ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln hos jorden närmast armeringen.

α och α_{skarv} är reduktionsfaktorer för friktion mellan geosyntet och jordmaterial enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

γ_{Rd} är en modellfaktor som sätts till 1,3.



Figur 17.1-8. Förankring av armering vid skarv.

Utdragsbrott i slänt vid yttre pålplatta

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Dimensionerande utdragskapacitet hos geosynteten över yttersta pålplattan enligt Figur 17.1-9 beräknas enligt:

$$F_a \leq \frac{L_y \cdot \gamma \cdot h \cdot 2\alpha \cdot \tan \phi_d}{\gamma_{Rd}} \quad 17.1-13$$

L_y är erforderlig armeringslängd över och utanför yttersta pålplattan.

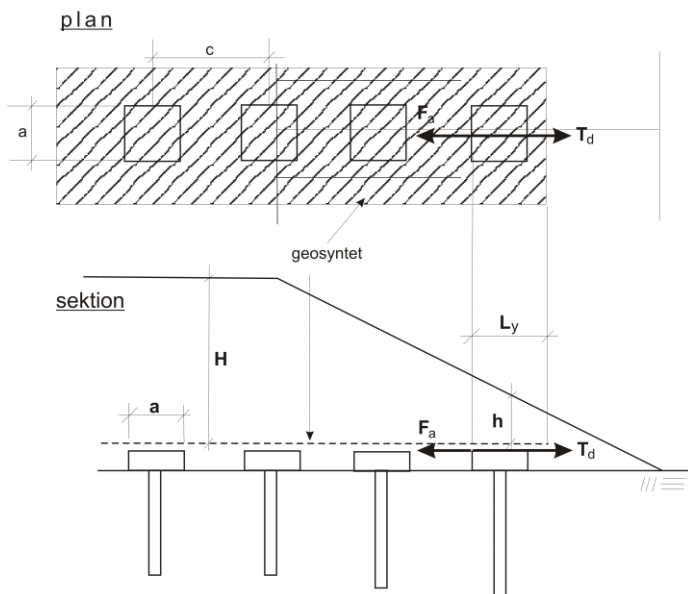
γ är fyllningsmaterialets tunghet.

h är medelhöjden över L_y där armeringen förankras.

ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln hos jorden närmast armeringen.

α är en reduktionsfaktor för friktion mellan geosyntet och jordmaterial enligt avsnitt 17.1.2.1.3 i TK Geo 13.

γ_{Rd} är en modellfaktor som sätts till 1,3.



Figur 17.1-9. Förankring av armering vid ytterlänt.

17.1.5.1.2 Bruksgränstillstånd

17.1.5.2 Jordarmering för att ta hand om horisontallaster

17.1.5.2.1 Brottgränstillstånd

Armering kan nyttjas för att ta hand om jordtryck utanför yttre pålraden eller för hela slänten då endast vertikala pålar används.

Den totala belastningen på armeringen blir:

$$F_a + F_{arm} \leq T_d \quad 17.1-14$$

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.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

17.1.5.2.2 Bruksgränstillstånd

Vid dimensionering av jordarmering antas att ingen last nedförs under armeringen.

Nedböjningen kan beräknas enligt:

$$d = (c - a) \times \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon} \quad 17.1-15$$

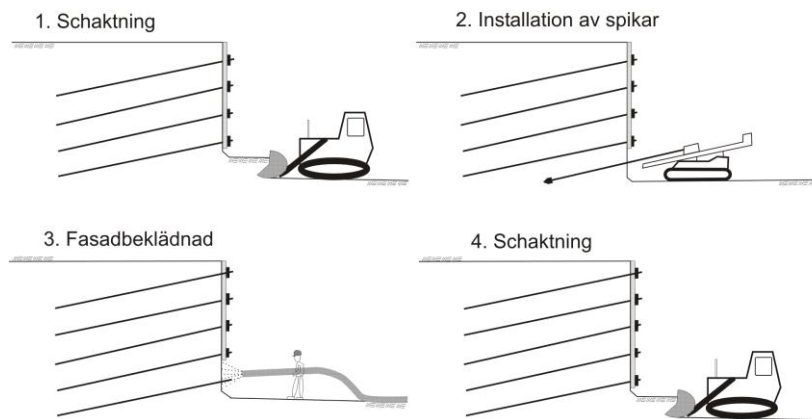
c är centrumavståndet mellan pålarna.

a är plattbredden.

ε är töjning inklusive krypning för aktuell last och vald armering.

17.1.6 Dimensionering av brant slänt med jordspikning

Jordspikning används för att förstärka naturliga eller schaktade slänter, se Figur 17.1-10. Med brant slänt avses här en slänt brantare än 60° .



Figur 17.1-10. Principiell arbetsordning för en jordspikad brant slänt.

17.1.6.1 Brottgränstillstånd

En jordarmerad brant slänt kan betraktas som en monolit utan friktion mot fasaden. Nedanstående beräkningar förutsätter att spänningarna i jorden ej påverkas av vattentryck, samt att allt jordmaterial utgörs av friktionsjord. Detta innebär också att grundvattnet är avsänkt innan jordspikningen påbörjas.

17.1.6.1.1 Inre stabilitet

Dimensionering görs genom att jämvikt studeras för en antagen kritisk glidyta. Vid dimensionering får en linjär glidyta antas där vinkeln varieras för att erhålla dimensionerande glidyta.

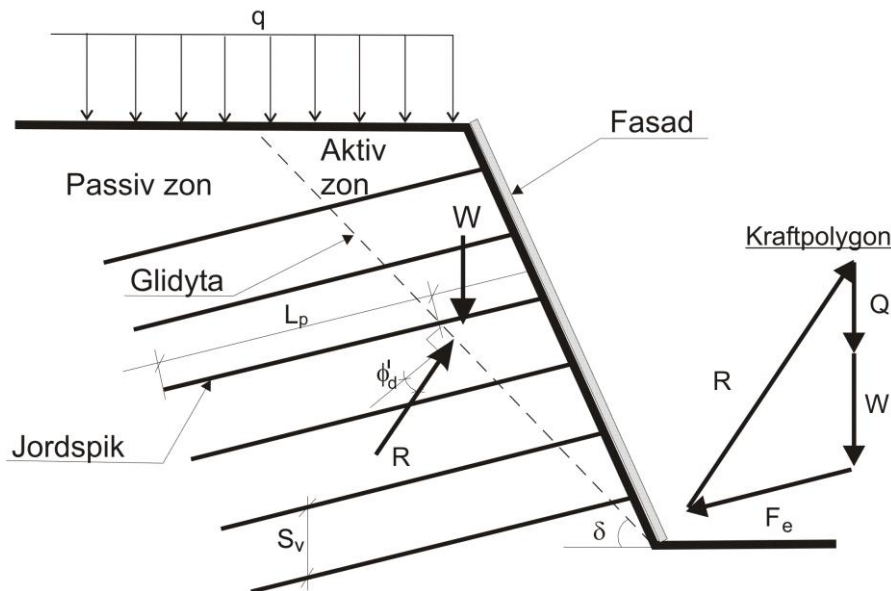
För en jordspikad brant slänt blir den totala bärförmågan, summan av de enskilda jordspikarnas bidrag, dvs. $\Sigma T_{n,i}/s_h$ där s_h är det horisontella avståndet mellan spikarna. $T_{n,i}$ väljs som det minsta värdet av utdragskapaciteten, $T_{n,i}$, enligt ekvation 16.1-17 och dimensionerande draghållfasthet i spiken, $T_{d,i}$, enligt ekvation 17.1-3 i TK Geo 13.

Dimensionering av brant slänt görs exempelvis med hjälp av kraftpolygon enligt Figur 17.1-11. Den totala kraften, F_e , i spikarna ska då inte vara större än den totala bärförmågan, $\Sigma T_{n,i}/s_h$.

Släntvinkeln, δ , varieras till den mest kritiska glidytan hittats, vilket inträffar då skillnaden mellan F_e och $\Sigma T_{n,i}/s_h$ är som minst.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Då denna metod inte tar hänsyn till utdragskapacitet i aktivzonen förutsätts att fasaden dimensioneras enligt avsnitt 17.1.6.1.3



Figur 17.1-11. Jordspikad brant slänt. R är lastresultanten på glidytan. W är tyngden av den aktiva zonen. Q är lastresultanten från trafiklasten.

Utdragning av jordspik

Utdragskapaciteten för en jordspik, t_n (kN/m), kan preliminärt bedömas enligt:

$$t_n = q_s \cdot \theta \quad 17.1-16$$

q_s är mantelbärförmåga hos jordspiken [kN/m²].

θ är omkretsen på jordspiken [m]. Vid borrade spik bör större värde än borrkronans omkrets användas restriktivt.

Mantelbärförmågan kan för injekterade spik uppskattas enligt Tabell 17.1-1. För slagna vinkeljärn har mantelbärförmåga motsvarande 30-100 kN/m² uppmätts vid fältförsök.

Tabell 17.1-1. Uppskattning av mobiliserad mantelbärförmåga hos injekterade jordspikar.

Jord	Mantelbärförmåga, r_s [kN/m ²]
Silt	50-100
Sand	100-150
Grus	150-200

Bärförmågan för en jordspik i passivzonen kan beräknas enligt:

$$T_{n,i} = t_n \cdot L_{p,i} \quad 17.1-17$$

$L_{p,i}$ är jordspikens längd i passivzonen [m], se Figur 17.1-11.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

17.1.6.1.2 Verifiering av utdragskapacitet

17.1.6.1.3 Fasad

För permanenta konstruktioner kan fasaden anses vara dimensionerad för de krafter som verkar på den om kraften på fasaden antas utgöras av ett i vertikalled konstant jordtryck, p , motsvarande 85 % av aktivt jordtryck enligt:

$$p = 0,85 \cdot K_A \cdot (\gamma_{G,g} \cdot H \cdot \gamma \cdot 0,5 + \gamma_{Q,g} \cdot q_T) \quad 17.1-18$$

K_A är jordtryckskoefficient för aktivt jordtryck och kan bestämmas enligt bilaga C i SS-EN 1997-1 (3).

γ är jordmaterialets tunghet.

H är slänthöjden.

q_T är trafiklast för partialsäkerhetsanalys. För vägar används trafiklasten för lång glidyta.

$\gamma_{G,g}$ och $\gamma_{Q,g}$ är partialkoefficienter för permanent och variabel geoteknisk last enligt avsnitt 2.3.2.1 i TK Geo 13.

Fasaden ska dimensioneras för jordtrycket, p , mot ena sidan och kraften i spiken mot fasaden, F_y , mot den andra. F_y beräknas som:

$$F_y = p \cdot S_v \cdot S_h \quad 17.1-19$$

S_v är vertikala avståndet mellan jordspikarna.

S_h är horisontella avståndet mellan jordspikarna.

17.1.6.2 Bruksgränstillstånd

Rörelser hos jordspikade konstruktioner blir vanligtvis måttliga och i storleksordningen några procent av slänthöjden.

17.1.7 Dimensionering av flack slänt med jordspikning

Med flack slänt avses här en slänt med lutning 60° eller flackare.

17.1.7.1 Brottgränstillstånd

En jordspikad slänt kan dimensioneras med släntstabilitetsprogram för både totalstabilitet och inre stabilitet. Då glidytan skär genom spiken används det minsta värdet av utdragskraften inom den passiva och aktiva zonen och jordspikens dimensionerande draghållfasthet, T_{np} , T_{na} respektive T_d .

Jordspikens utdragskraft i den passiva zonen beräknas som:

$$T_{np} = q_s \cdot \theta \cdot L_p \quad 17.1-20$$

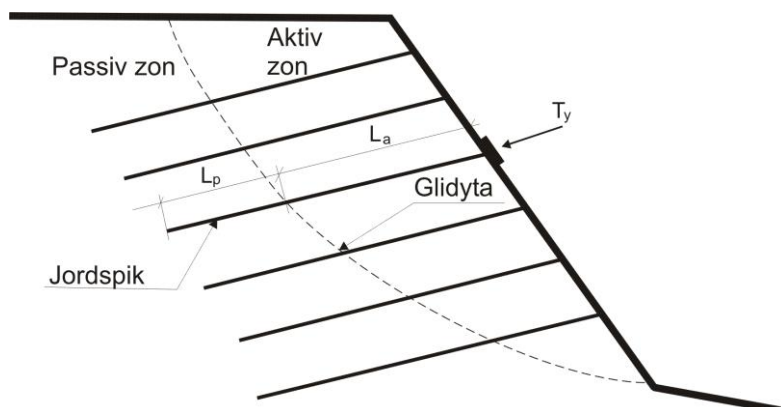
q_s är mantelbärförmågan hos jordspiken vilken preliminärt kan uppskattas ur Tabell 17.1-1.

Uppskattning av mobiliserad mantelbärförmåga hos injekterade jordspikar..

θ är jordspikens omkrets.

L_p är jordspikens längd inom den passiva delen, se Figur 17.1-12.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 17.1-12. Jordspikad slänt.

Utdragskraften i jordspiken i den aktiva zonen beräknas som:

$$T_{na} = q_s \cdot \theta \cdot L_a + T_y \quad 17.1-21$$

L_a är jordspikens längd inom den aktiva delen, se Figur 17.1-12. Jordspikad slänt..

T_y är det minsta av infästningens och fasadens bärförmåga, vilken sätts till noll om fasad saknas.

17.1.7.1.1 Bruksgränstillstånd

17.2 Redovisning i bygghandling

17.3 Utförande



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

18 Spårvibrationer

18.1 Inledande bedömning

Jordens skjuvvågshastighet kan bestämmas med empiriska samband eller med mätningar under pågående trafik.

Med hjälp av skjuvvågshastigheten kan den initiella skjuvmodulen bestämmas. Skjuvmodulen och dess beroende av deformationsamplituden i bankropp och undergrund är den viktigaste styrande egenskapen vid utvärdering av höghastighetsfenomen.

18.1.1 Empiriska samband för utvärdering av skjuvmodul

18.1.2 Fält- och laboratorieanalyser

Undersökningsdjup bestäms utgående från konventionella geotekniska undersökningar. Om inget annat kan påvisas bör undersökningsdjupet sträcka sig till ca 10 m djup under markytan.

Skjuvvågshastigheten bestäms genom mätningar med mellanhålsseismik (cross-hole metoden), seismisk CPT eller genom empiriska samband.

18.2 Krav på tillåtna vertikala förskjutningar

18.3 Fördjupad utredning

Styvheten bestäms genom mätning av skjuvvågshastigheten. Styvhetstillväxt som erhållits sedan järnvägen anlades bör beaktas.

Bankroppens geometri mäts i fält.

Tunghet bestäms genom provning eller erfarenhetsvärden.

Materialdämpningen kan vanligtvis försummas.

Styvhet och tunghet hos banöverbyggnad påverkas av rälstyp, typ av sliper och sliperavstånd och ballastens tjocklek.

Spårläget bedöms i förhållande till intilliggande sträckor genom utvärdering av spårlägesdiagram från t.ex. mätvagn STRIX.

18.3.1 Ny järnväg

18.3.2 Befintlig järnväg

Höghastighetsproblem föreligger inte om man vid mätningar vid befintlig trafik eller provkörningar i dimensionerande hastighet erhåller:

Mätresultat som inte visar någon hastighetsberoende ökning av förskjutningsamplituden.

Vertikala förskjutningar under rådande förhållanden (dim., sth., jordlagerföljd etc.) som bedöms vara acceptabla.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

18.3.2.1 Mätningar av vibrationer

Mätningar under pågående trafik utförs med geofoner eller accelerometrar. I det fall geofoner används krävs att dessa har tillräckligt låg egenfrekvens så att frekvenser ned till ca 2 Hz kan mätas korrekt.

Vibrationsmätning bör utföras nära spåret, lämpligen på ca 3 m avstånd från spårmittpunkt.

Förskjutningsamplituden under pågående trafik i dimensionerande hastighet mäts.

Spårstyrhet kan studeras genom provkörningar med exempelvis RC-lok eller genom mätningar med belastningsmätvagn (RSMV).



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

19 Förbelastning med väg på låg- och mellanförmutnad torv

19.1 Allmänt

Förbelastning är ofta den billigaste förstärkningsmetoden vid vägbyggnad på torv. Lämpligheten begränsas dock av att vägen utgör en flytande konstruktion och att vägens projekterade profilplan helst inte får ligga alltför högt över markplanet.

Torv har i naturligt tillstånd ofta en relativt hög permeabilitet, vilket medför att största delen av sättningarna inträffar inom en kort tidsperiod efter belastning. Med deformationen minskar såväl torvens permeabilitet som dess kompressibilitet kraftigt, vilket är gynnsamt. Med konsolideringen erhålls också en ökning av torvens hållfasthet.

Där kompressibla lager förekommer under torven, måste sättningarna även i dessa lager medräknas. Ofta förekommer lagerföljder med torvlager överst och därunder en normalkonsoliderad och kompressibel lera. I dessa fall får lerans egenskaper en avgörande betydelse för beräkning av sättningar och tidsförlopp.

Mer information kan erhållas i VV publikation 1989:53 (47).

19.2 Dimensionering

Överslagsmässiga sättningsberäkningar kan utföras med diagrammetod enligt avsnitt 19.2.5. I övriga fall baseras beräkningar på parametrar bestämda på ostörda prover.

19.2.1 Geoteknisk utredning

Ostörda och störda prover av torven undersöks med avseende på torvtyp, humifieringsgrad och vattenkvot. På ostörda prover bestäms även densiteten.

Undersökning av befintlig vägs uppbyggnad ovan torv kan utföras med georadar. Undersökning med georadar kompletteras med sondering och provtagning. Bestämning av väggroppens uppbyggnad bör även utföras i vägens tvärled.

Vägar tillhörande det sekundära vägnätet har ofta svaga vägkanter orsakade av s.k. ”självbredning”, där överbyggnadsmaterial hyvlats ut över svag undergrund.

19.2.2 Materialegenskaper

19.2.2.1 Fyllnadsmaterial

Grundvattenytan står högt i torvmarker, vilket medför att förstärkningslager och bärlager ofta hamnar nära eller under grundvattenytan.

För höga vägbankar kan vanligt bankfyllningsmaterial delvis användas.

19.2.2.2 Geotextil

19.2.3 Brottgränstillstånd

Torvens hållfasthetsegenskaper avgör vilken pålastning som kan tillåtas. Torvens hållfasthet ökar med kompressionen och denna hållfasthetsökning får tillgodoräknas vid dimensionering med flera laststeg. Normalt kan man lasta på 1,0-1,2 m utan att orsaka brott i torven. Den första upplastningen utförs i två

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

steg, med maximalt 0,6 m fyllningshöjd i varje. Innan man för på det andra laststeget ska det första laststeget ha legat i ca 1-2 dygn.

Normalt konsoliderar torven snabbt för belastningen. Intervallet mellan de därpå följande lastökningarna behöver inte bli längre än ca en månad. Intervallet kan beräknas med hjälp av Figur 19.2-1 med förutsättningen att 70-80 % konsolidering uppnås vid varje lastetapp innan nästa upplastning påbörjas.

19.2.4 Bruksgränstillstånd

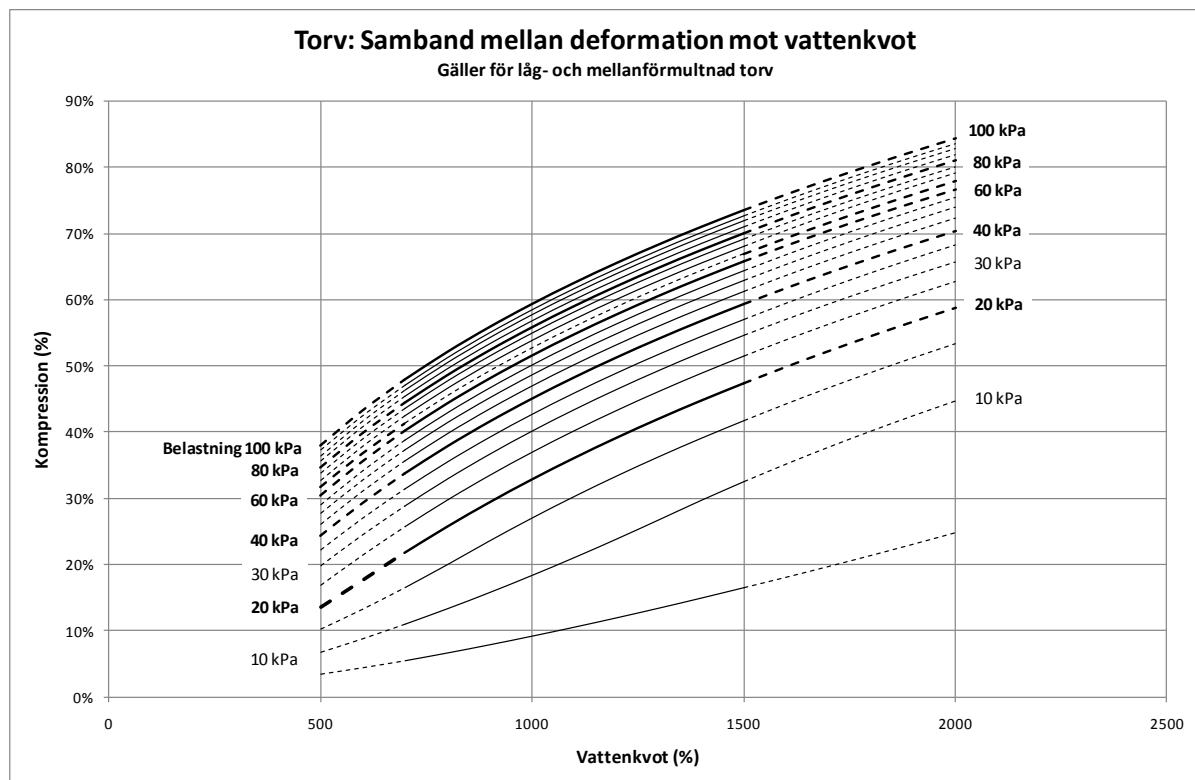
Beräkningarna kan utföras enligt avsnitt 19.2.5.

Långtidsdeformationer i torv kan antas uppkomma när den aktuella effektivspänningen i jorden σ' är högre än $0,8 \sigma'_c$. Om en förbelastning t.ex. ökar effektivspänningen i jorden till 30 kPa betyder det att en avlastning med minst $(1-0,8) \cdot 30 \text{ kPa} = 6 \text{ kPa}$ genomförs.

19.2.5 Överslagsberäkning med diagram

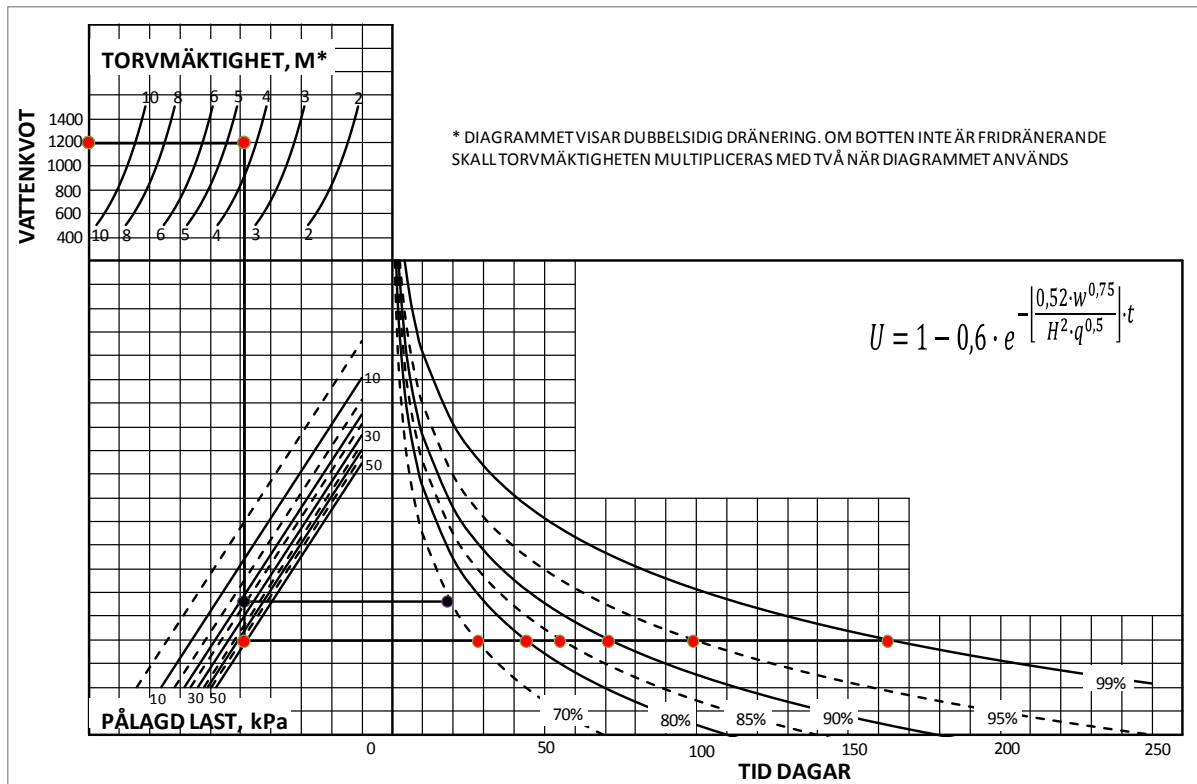
Avsnittet visar ett exempel på hur överslagsberäkning av sättningars storlek och tidsförlopp kan göras. Diagrammen bygger på erfarenhetsvärden på torvs egenskaper. I avsnitt 5.2.3.4 beskrivs hur deformationsegenskaper hos torv kan bestämmas.

Sättningarnas storlek vid en given belastning kan bestämmas med hjälp av Figur 19.2-1. Sättningarnas tidsförlopp kan bestämmas med hjälp av Figur 19.2-2.



Figur 19.2-1. Samband mellan belastning och kompression för torv med olika vattenkvoter, vilka baseras på försök utförda på torv med vattenkvot i intervallet $700 \% < w_t < 1500 \%$ och gäller för lågförmultnad torv och mellantorv. Exempelvis erhålls 40 % deformation vid 30 kPa belastning på en torv med vattenkvoten 1000 %.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 19.2-2. Bestämning av sättningars tidsförlopp i torv. Exempel: En belastning av 23 kPa på en torv med vattenkvot 1200 % och mäktigheten 4,5 m kan förväntas ge ca 70 % konsolidering efter ca 19 dygn. Vid belastningen 48 kPa på samma torvavlagring kan tiden för 70, 80, 85, 90, 95 och 99 % konsolidering förväntas bli 28, 44, 55, 71, 99 resp. 163 dagar.

19.3 Utförande och kontroll

19.3.1 Nybyggnad

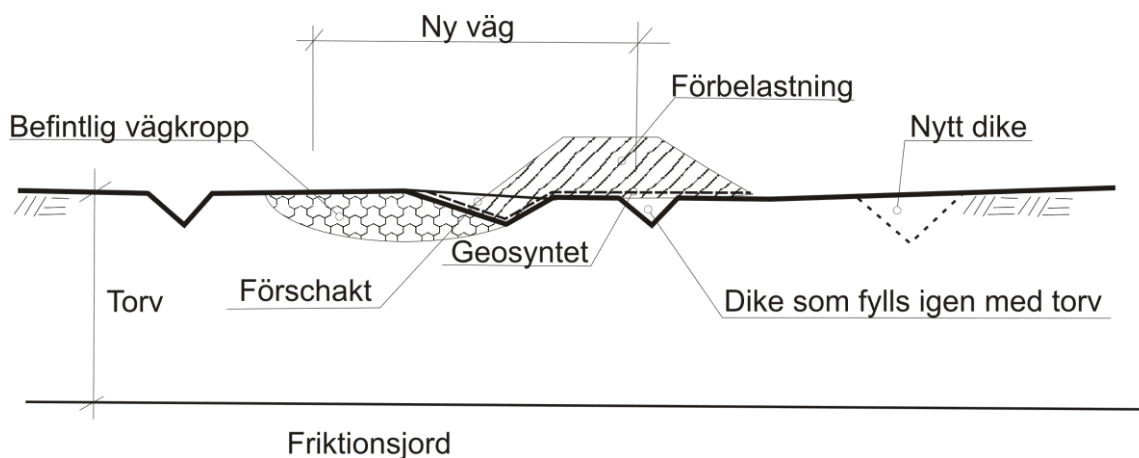
I samband med projekteringsarbetet bestäms erforderlig överlast. I undantagsfall kan sättningen bli så liten att väggkroppens totaltjocklek blir mindre än vad som anges i TRVK Väg 13 (48) och i dessa fall ska en förschakt ske för att uppnå erforderlig överbyggnadstjocklek. Den ytliga rotfilten bör om möjligt kvarlämnas, då denna har en armerande effekt. Fyllningen kan efter avjämning läggas ut direkt på markytan eller på en geotextil.

Förbelastningen läggs därefter ut i etapper enligt avsnitt 19.2.3.

19.3.2 Breddning av befintlig väg

I Figur 19.3-1 visas ett exempel på hur en väg breddas och förstärks med hjälp av förbelastningsmetoden. Befintligt dike återfylls med torv, som packas med skopa och ett nytt dike tas upp på större avstånd från befintlig väg. En förschakt utförs i befintlig väggkropp, varefter en geotextil läggs ut på schaktens botten och ut under blivande förbelastning. Geotextilen ska dels fungera som materialskiljande lager, dels hålla samman befintlig väggkropp med den breddade delen. Den befintliga yttorven bör vara kvar under den blivande breddningen. Den projekterade förbelastningen fylls därefter ut i etapper. Bankmaterial och geotextil samt belastningsetapper väljs i enlighet med vad som gäller för nybyggnad.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------



Figur 19.3-1. Breddning av befintlig väg med förbelastningsmetoden.

19.3.2.1 Verifiering av bärighet

Den befintliga vägens bärighet kan undersökas med tung fallvikt eller statisk provbelastning.

19.3.3 Kontroll och uppföljning

Metoden förbelastning kräver att fyllningstjockleken och tidssättningsförloppet följs upp noggrant under byggnadstiden. En del av de parametrar som ingår i sättningsberäkningarna är svårbedömda. Sättningsuppföljningen ger besked om erforderlig komplettering av överlasten och även tidpunkten för avlastning.

Sättningarna mäts lättast med markpeglar. Även fyllningstjocklekar kan kontrolleras med markpeglar. Vid nybyggnad kan mätning av sättningar i horisontella slangar under den utfyllda banken vara ett komplement.

Kontroll av befintlig väggkroppens uppbyggnad utförs i samband med föreslagen förschakt.

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

20 Bilagor

Bilaga A-1, Allmänna föreskrifter för förstärkning med k/c-pelare

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 (BRN)¹:	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
	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: ± 2 mm/varv
Nivå _{pelartopp} : +0,3 m			
Nivå _{pelarbotten} : -0,2 m			
Lutning enskilda pelare: 0,02 m/m	-10/+15 % av nominell mängd för varje pelare		
Lutning pelare av skivor: 0,01 m/m	-1/+3 % av total nominell mängd för varje kontrollobjekt		Rotationshastighet: + 20 varv/min

¹BRN=Blade rotation number = T [antal/m] enligt SS-EN 14679 (49).

$$T = \Sigma M \cdot (N_u / V_u) \cdot 1000$$

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 2013:0668	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 erhålles 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: $\pm 0,2 \text{ m}$ Nivåunderkant: $-0,3 \text{ m}$	-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 TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Bilaga B, Exempel på Funktionsbaserade krav avseende bindemedelsförstärkta pelare

Denna bilaga är ett exempel på hur funktionsrelaterade krav kan se ut för bindemedelsförstärkta pelare. I det enskilda fallet bör kraven anpassas efter de objektsspecifika förhållandena, såsom t.ex.

- aktuell geologi
- förstärkningens typ och omfattning
- avsikten med förstärkningen
- restriktioner avseende omgivningen

Bindemedel

Bindemedel ska till minst 65 % utgöras av kalk och/eller cement.

Bindemedelsmängden ska ligga inom intervallet xx-yy kg/m³.

Skjuvhållfasthet

Pelarnas skjuvhållfasthet ska verifieras med hjälp av förborrad kalkpelarsond i enlighet med bilaga A i TK Geo 13.

Medelvärden för den ur dessa sonderingar tolkade hållfastheten ska minst motsvara:

- 1.4 c_{krit} som medelvärde för samtliga pelare
- 1.2 c_{krit} som medelvärde för enskild pelare
- 0.6 c_{krit} som medelvärde för en godtyckligt vald del (1 m) av en pelare
- 1.2 c_{krit} som medelvärde för ett definierat djupintervall i jorden

För pelarnas översta 2 m accepteras hållfastheten xx kPa.

Sondering ska utföras xx-yy dygn efter installation.

Sondering ska utföras minst ner till pelarnas underkant.

För pelare där dokumenterad erfarenhet saknas avseende inblandningsmaterial eller inblandningsförfarande ska kompletterande sondering utföras av minst 5 pelare efter 1 år.

I plan ska pelare ha sådan homogenitet att hållfastheten med ”minivingsborr” på en given nivå har en variationskoefficient, $V_{cu} < 0.3$, (minst 5 mätningar).

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Bilaga C, Geoteknisk kategori

C1 Val av Geoteknisk kategori

Geokonstruktioner ska verifieras, utföras och kontrolleras i någon av de Geotekniska kategorierna GK1, GK2 eller GK3.

Geoteknisk kategori ska beskriva geokonstruktionens komplexitet, samt konstruktionens påverkan på omgivningen. Geoteknisk kategori ska inte väljas på basis av konsekvensernas omfattning, då detta hanteras genom val av säkerhetsklass.

Geoteknisk kategori styr omfattningen av den geotekniska utredningen, hur geokonstruktionen ska verifieras, samt erforderlig kontroll.

En geokonstruktion kan innehålla olika delar/moment, vilka i sig kan tillhöra olika geotekniska kategorier. En geokonstruktion kan klassas om under projektets gång.

Val av geoteknisk kategori görs normalt av ansvarig projektör och vid behov efter samråd med Trafikverkets geotekniska specialist.

Geoteknisk kategori 1 ska omfatta små och enkla byggnadsverk som utförs med försumbar risk och med kända grundförhållanden. GK1 får inte tillämpas för geokonstruktioner i säkerhetsklass 3.

Geoteknisk kategori 2 ska omfatta konventionella typer av geokonstruktioner, utan exceptionella jord- eller belastningsförhållanden och utan påtaglig risk för omgivningspåverkan.

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

Geokonstruktioner ingående i väg- och järnvägsanläggningar ska normalt klassas i Geoteknisk kategori 2. Som ledning för val av geoteknisk kategori kan Tabell 1 användas.

Tabell 1 *Faktorer påverkande val av Geoteknisk kategori*

Faktor	Geoteknisk kategori 1	Geoteknisk kategori 2
Jord- och bergförhållanden	Undergrunden består av fast jord eller berg i fall då belastningen överstiger 5 kPa.	Undergrunden är av sådan beskaffenhet att den kan beskrivas med egenskaper och metoder enligt svensk praxis.
Grundvattenförhållanden	Grundvattnet påverkar ej geokonstruktionen. Risk för sänkning av grundvattennivån eller för annan påverkan på grundvattnet föreligger ej.	Grundvattensituationen kan analyseras och hanteras med allmänt vedertagna metoder. Grundvattnet har inget uttalat skyddsvärde och är inte förorenat. Risk för omfattande flytjordsfenomen

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

föreligger ej.

Geokonstruktion	Konventionell och relativt enkel geokonstruktion med måttlig omfattning.	Allmän praktisk erfarenhet föreligger av geokonstruktionen. Dimensionering och utförande görs med allmänt vedertagna metoder.
Omgivningsförhållanden	Omgivande konstruktioner/ anläggningar eller andra skyddsvärda objekt är belägna på sådant avstånd att de ej påverkas.	Omgivningen är inte känslig för påverkan i form av rörelser, vibrationer, föroreningar etc.

C2 Verifiering/Dimensionering

Verifieringskrav är främst de krav som gäller vid dimensionering av en geokonstruktion. Kontroll enligt avsnitt D4 kan utgöra en del av verifieringen.

Geoteknisk kategori 1

I GK1 baseras dimensionering i huvudsak på hävdvunna metoder, dvs. metoder som ger betryggande säkerhet mot brott och som baseras på dokumenterad erfarenhet.

Geoteknisk kategori 2

Dimensionering baseras på beräkningar och omfattar samtliga relevanta gränstillstånd enligt SS-EN 1997-1 (3).

Kontroll av gränstillstånd kan utföras genom en av följande metoder, eller genom en kombination av dessa:

- beräkning
- modellförsök
- provbelastning
- observationsmetod

Geoteknisk kategori 3

Dimensionering i GK3 baseras på vad som föreskrivs för GK2. Eventuellt kan kompletteringar behövas beträffande de förhållanden som föranlett att konstruktionen klassats i GK3.

C3 Geoteknisk utredning

En geoteknisk utredning ska utföras för alla geokonstruktioner. Utredningen ska klarlägga de geotekniska förutsättningarna för:

- val av geokonstruktion
- dimensionering av geokonstruktionen
- planering av utförandet av geokonstruktionen
- geokonstruktionens inverkan på och påverkan av omgivningen.

Geoteknisk utredning ska dokumenteras i Markteknisk Undersökningsrapport och i Projekterings-PM.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

Utredningens omfattning och detaljeringsgrad ska anpassas till geokonstruktionens Geotekniska kategori.

Geoteknisk kategori 1

För GK1 kan beskrivning av jord-, berg- och grundvattenförhållanden normalt kontrolleras genom:

- besiktning på plats
- att fastställa jord- och bergtyper inom konstruktionens influensområde
- dokumentation av jord-, berg- och grundvattenförhållanden i samband med schakter och/eller andra markarbeten.

Information om grundvattenförhållanden baseras normalt på tidigare kända mätningar eller erfarenheter från området.

Geoteknisk kategori 2

För GK2 ska undersökning av de geotekniska egenskaperna göras för hela den volym som geokonstruktionen inverkar på eller påverkas av.

Relevanta parametrar avseende jordartbestämning (exempelvis vattenkvot och konflytgräns), hållfasthets- och deformationsegenskaper, samt geohydrologiska egenskaper ska bestämmas. Undersökningar ska utföras i enlighet med svensk standard. I de fall sådan saknas ska SGF:s rekommendationer följas. Resultaten ska analyseras och sammanställas.

Geoteknisk kategori 3

I GK3 ska utredning i enlighet med kraven för GK2 utföras. Dessutom ska denna kompletteras med undersökningar vilka krävs med anledning av de förhållanden som föranlett att konstruktionen klassats i GK3.

C4Kontroll

Kontroll ska utföras i avsikt att verifiera de antaganden som gjorts vid projekteringen. Kontrollen ska anpassas till den geotekniska kategorin.

Geoteknisk kategori 1

Kontrollprogrammet kan i GK1 begränsas till Grundkontroll, vilken bör omfatta besiktning och enklare kvalitetskontroller.

Grundkontrollen ska minst omfatta kontroll av att verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållanden överensstämmer med de förutsättningar på vilka dimensioneringen baserats.

Grundkontrollen ska utföras av geotekniskt sakkunnig person.

Grundkontrollen ska dokumenteras.

Geoteknisk kategori 2

Kontrollprogrammet ska i GK2 omfatta Grundkontroll enligt ovan, samt Tilläggskontroll.

Tilläggskontrollen omfattar kontroll mot i projekteringen antagna eller särskilt fastlagda värden, vilka kan avse att säkerställa geokonstruktionens bärförmåga, funktion, beständighet samt inverkan på omgivningen.

Geoteknisk kategori 3

Kontrollprogrammet ska i GK3, utöver de kontroller som föreskrivs för GK2, även omfatta kontroll avseende de faktorer som föranlett att geokonstruktionen klassats i GK3.



DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

Kontroll i GK3 kan behöva kompletteras med kontroll utförd av en oberoendegranskare, se vidare avsnitt D4.1.

C4.1 Kontroll av oberoende granskare

I projekt avseende väg- eller järnvägsanläggning sker ofta en ”oberoende granskning” genom att Trafikverkets egna specialister deltar i projektet. Nedanstående anvisningar utgör ett förtydligande av hur s.k. oberoende granskning ska ske i Trafikverkets projekt.

C4.2 Oberoende granskares uppgift

Den oberoende granskaren ska främst:

- säkerställa att tredje mans intressen beaktas
- säkerställa att omgivande miljö inte påverkas mer än vad som kan accepteras
- analysera risker och identifiera kritiska moment under genomförandefasen
- säkerställa att projektörens intentioner framgår av arbetshandlingarna
- kontrollera att såväl proaktiva som reaktiva åtgärder utförs i erforderlig omfattning.

Den oberoende granskares uppgift är att i första hand bevaka tredje mans intressen. Den oberoende granskares uppgift är inte att säkerställa den färdiga produktens kvalitet. Samma person kan förvisso engageras även för denna uppgift, men det bör ske i ett separat uppdrag.

C4.3 Tillsättande av oberoende granskare

Beslut om huruvida en oberoende granskare ska tillsättas fattas av ansvarig projektledare efter samråd med Trafikverkets geotekniker. Som vägledning användes då skrivningar i avsnitt C4.2.

Oberoende granskare ska engageras fr.o.m. projekteringsskedet.

Trafikverkets geotekniker kan anta rollen som oberoende granskare då detta befinnes lämpligt. Hänsyn ska då även tas till vikten av en ”neutral” granskare.

Eftersom det huvudsakliga uppdraget omfattar påverkan på tredje man/miljö, vilket byggherren har ansvar för, så bör uppdraget ligga hos byggherren, dvs. Trafikverket.

Granskaren ska i sin utövning vara neutral, vilket bl.a. innebär att samtliga parter (Byggherre, Entreprenör, och ev. Konsult) alltid ska erhålla identisk information samtidigt.

Den oberoende granskaren ska ha gedigen geoteknisk erfarenhet som även omfattar utförandefrågor. Den oberoende granskaren ska dessutom ha specifik erfarenhet av den aktuella konstruktionstypen eller av närliggande frågeställningar.

Med *oberoende* avses här en person som inte tidigare deltagit aktivt i projektering eller planering av det aktuella arbetet.

C4.4 Granskningens omfattning

Den huvudsakliga uppgiften ska vara att granska de geotekniskt relaterade arbeten som kan ge upphov till inverkan på tredje man eller miljö. Detta innebär således att granskningen ska omfatta arbeten vilka ger upphov till exempelvis deformationer, vibrationer, buller, damning, grundvattenpåverkan eller förorenings spridning i mark/grundvatten.



DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

Granskning för säkerställande av den färdiga produktens kvalitet eller för arbetarskyddsfrågor ingår inte i granskarens normala uppgifter.

Den oberoende granskaren utgör ett komplement till respektive parts egenkontroll och ersätter inte denna kontroll.

C4.5 Oberoende granskares ansvar, skyldighet och befogenheter

Granskarens uppgift är att granska de uppgifter och förhållanden som presenteras för denne. Detta innebär således att den oberoende granskaren inte har skyldighet att ”hålla sig á-jour” med arbetsplatsen.

Granskaren är skyldig att på anmodan från någon av parterna besöka platsen för att skaffa sig en uppfattning om visst förhållande. För detta bör en rimlig ”inställelse-tid” avtalas.

Granskaren har ingen beslutande befogenhet. Denna ligger på Byggherre respektive Entreprenör i enlighet med kontrakt. Således kan granskaren inte heller avkrävas ansvar för inträffade händelser. Den oberoende granskaren har dock anmälningsplikt till resp. myndighet då lagar och förordningar överträds. Vårdslöshet bör betraktas på samma sätt som för konsult.

C4.6 Kommunikation, Dokumentation

Den oberoende granskningen kan kommuniceras till parterna dels via särskilda möten, dels i separat skriftlig form. Möten ska dokumenteras i särskilda protokoll.

Granskaren ska tillse att samtliga parter får identisk information samtidigt. Möten kan initieras av olika parter och således är också olika parter sammankallande. Vid möten med en part ska alltid övriga parter ges möjlighet att delta.

Alla viktigare synpunkter och rekommendationer från granskaren ska dokumenteras i PM.

DokumentID	Ärendenummer	Version
TDOK 2013:0668	TRV 2014/13914	1.0

21 Referenser

1. **Trafikverket.** TDOK 2014:0219. *Trafikverkets råd för geotekniska undersökningar.*
2. **Skredkommissionen.** Rapport 3:95. *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar.*
3. **SIS.** SS-EN 1997-1. *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler.*
4. **IEG.** Tillämpningsdokument EN 1997-1 kap 7 Pålgundläggning. *Rapport 8:2008 rev 2.* 2010.
5. **Pålkommisionen.** Rapport 100. *Kohesionspålar.*
6. **Pålkommisionen.** Rapport 103. *Friktionspålar.*
7. **Pålkommisionen.** Rapport 97. *Stålkärnpålar.*
8. **SGI.** Plattgrundläggning. 1993. ISBN 91 7332 662 3.
9. **SGI.** Information 13. *Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord.* 1994.
10. **Claesson, Peter.** Long term settlement in soft clays. u.o. : Chalmers University of Technology, 2003.
11. **Trafikverket.** MB 310. *TDOK 2014:0051 Avvattenteknisk dimensionering och utformning.* 2014.
12. **SGI.** Information 16. *Siltjordars egenskaper.* 1998.
13. **SGI.** Information 3. *Skjuvhållfasthet-utvärdering i kohesionsjord.* 2007.
14. **Persson, Jenny.** The Unloading Modulus of Soft Soil: A Field and Laboratory Study. Göteborg : Chalmers tekniska högskola, 2004. Licentiatavhandling. ISSN 1652-7860.
15. **Olsson, Mats och Alén, Claes.** Chalmers: Bygg och Miljöteknik. *Chalmers.* [Online] den 13 Februari 2009. <http://www.chalmers.se/cee/SV/avdelningar/geologi-och-geoteknik/personal/mats-olsson>.
16. **Janbu, Nilmar.** Grunnlag i geoteknikk. Trondheim : u.n., 1970.
17. **SGI.** Information 17. *Geodynamik i praktiken.* 2000.
18. **Madshus C, Kaynia A.M.** Proceedings XIIth ECSMGE . *Dynamic ground interaction; a critical issue for high speed train lines on soft soil.* Amsterdam : u.n., 1999.
19. **SGI.** Rapport 38. *Organic Clay and Gyttja.* 1990.
20. **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.
21. **SGI.** Information 10. *Dilatometerförsök. En in-situ metod för bestämning av lagerföljd och egenskaper i jord. Utförande och utvärdering.* 1993.
22. **DGF Feltkomitéen.** Referenceblad 1, Revision 1. *Referenceblad for vingeforsøg.* København : Dansk Geoteknisk Forening, 1993.
23. **SGI.** Varia 480. *Lermorän - en litteraturstudie. Förekomst och geotekniska egenskaper.* 2000.
24. **SGI.** Rapport 61. *Long-term effects of excavations at crests of slopes. Pore pressure distribution - Shear strength properties - Stability - Environment.* 2003.
25. **SGI.** Information 15. *CPT-sondering. Utrustning - utförande - utvärdering. En in-situ metod För bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord.* 2007.
26. **SGI.** Information 8. *Hållfasthet i friktionsjord.* 1989.
27. **IEG.** Rapport 6:2008. *Tillämpningsdokument Slänter och Bankar.*
28. **IEG.** Rapport 2:2009. *Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 8-9 stödkonstruktioner.*

DokumentID TDOK 2013:0668	Ärendenummer TRV 2014/13914	Version 1.0
------------------------------	--------------------------------	----------------

29. **IEG**. Rapport 8:2008, rev 2. *Tillämpningsdokument EN 1997-1 kapitel 7 pålgrundläggning*. 2010.
30. **IEG**. Rapport 7:2008. *Tillämpningsdokument Plattgrundläggning*.
31. **Banverket**. BVH 1585.36. *Projektering av bergtunnlar. Dimensionering av det bärande huvudsystemet*. 2009.
32. **SBEF/SGL**. Länshållning vid schaktningsarbeten . 2000.
33. **Vägverket**. Publikation 2003:2. *Sprängteknik*.
34. **Räddningsverket**. Slå rot-och väx upp. *Vegetation som förstärkningsmetod*. 2002.
35. **Federal Highway Administration**. *Design of riprap revetment*. 1989.
36. **SGL**. Vägledning 6. *Skumbetong i väg- och markbyggnad. Användning, projektering, produktion samt erfarenheter* . 1995.
37. **Vägverket**. Publikation 2005:39. *Luftkyld masugnsslagg - hyttsten - i vägkonstruktioner*.
38. **SIS**. SS-EN 14933. *Värmeisolering och lättfyllning för anläggningskonstruktioner – Fabrikstillverkade produkter av expanderad styrencellplast (EPS) - Egenskapsredovisning*.
39. **N, Carrillo**. Simple two- and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Mathematical Physics* . 1942, Vol. 21(1):1-5.
40. **SD**. Rapport 17. *Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering-En vägledning*. 2006.
41. **SGF**. Rapport 2:2000. *Kalk- och kalkcementpelare*.
42. **SGL**. Varia 248. *Manual to limeset*. 1989.
43. **SD**. Rapport 15. *Provbanks Riksväg 45/Nordlänken. Bankar på kalkcementpelarförstärkt jord – Beräkningsmodell för sättningar*. u.o. : Svensk Djupstabilisering, 2006.
44. **Pålkommisionen**. Rapport 101. *Transeversalbelastade pålar - statistiskt verknings sätt och dimensioneringsanvisningar*. 2006.
45. **SGF**. Rapport 2:2004. *Armerad jord och fyllning-Nordisk vägledning*.
46. **SIS**. SS-EN ISO 13431. *Geotextilier och liknande produkter - Bestämning av spänningskrypning och krypningsbrottets beteende*.
47. **Vägverket**. Publikation 1989:53. *Vägbyggnad på torv*.
48. **Trafikverket**. Publikation 2011:072. *TRVK VÄG 11 - Tekniska krav vid dimensionering och utformning av Vägkonstruktion och Avvattning*.
49. **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