

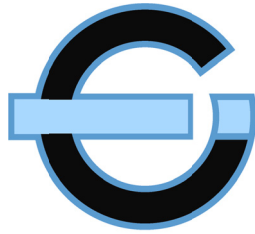
Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik

Rapport 2:2009

Tillämpningsdokument

EN 1997-1 Kapitel 9

Stödkonstruktioner



Implementeringskommission för
Europastandarder inom Geoteknik

IEG Rapport 2:2009

Tillämpningsdokument

EN 1997-1 Kapitel 9, Stödkonstruktioner

Framtagen av IEG

Stockholm 2010

IEG Rapport Implementeringskommissionen för Europa-
standarder inom Geoteknik

Beställning IEG
c/o IVA
Grev Turegatan 14
Box 5073
102 42 Stockholm
Org. Nr 802430-1221
E-post: ieg@iva.se
Web: www.ieg.nu

ISBN 978-91-85647-28-6
Upplaga Digital

Version Juni 2010

Förord

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av IEG (Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik) som är en ideell förening under Kungl. Ingenjörsvetenskapsakademins hägn. Föreningen har till uppgift att initiera, samordna och utföra arbete, som krävs för implementering av Europastandarder inom Geoteknikområdet i Sverige.

Rapporten utgör ett tillämpningsdokument som är tänkt att vägleda användaren vid dimensionering av stödkonstruktioner i enlighet med SS-EN 1997-1. Dokumentet ska användas tillsammans med relevanta europastandarder och tillhörande svenska nationella bilagor.

I stödkonstruktioner inkluderas både temporära och permanenta konstruktioner bestående av såväl sponter som stödmurar och laster i form av jordtryck som verkar på andra typer av byggnadsverk. En beskrivning görs av hur användaren med underlag från fält och laboratorieundersökningar ska utvärdera medelvärdet för egenskaperna baserat på härledda värden som sedan används vid beräkningar av geokonstruktionens dimensionerande värden.

Tillämpningsdokumentet beskriver resultatet av arbetet utfört i fas 1, fas 2 och fas 3 för ämnesområdet stödkonstruktioner. I den tidigare rapporten, fas 1 har skillnader mellan Europastandarden och svensk praxis identifierats och konsekvenserna av dessa beskrivits. I rapporten fas 2 redovisas dimensioneringsgång och konsekvensanalyser för ett antal olika geotekniska sektioner. Efter genomförandet av fas 2 har hanteringen av säkerhetsklass ändrats för att likställa samtliga konstruktionstyper, vilket har beaktats i fas 3 som rapporteras i detta tillämpningsdokument. I projektgruppen ingår Anders Ryner, GeoMind och Viveca Arvidsson, Golder Associates. Anders Kullingsjö, Skanska har bidragit med idéer och stor hjälp vid diskussioner, särskilt kring hanteringen av η -värdena. Även Håkan Stille och Zein-Eddine Merouani, KTH har bidragit i olika delar av utredningarna.

Rapporten har granskats av Lovisa Moritz, Vägverket, Bo Berggren, SGI, Magnus Karlsson Banverket, Gunilla Franzén, VTI och Anders Kullingsjö, Skanska.

IEG kommer att uppdatera tillämpningsdokumenten efter hand som erfarenhet erhålls från tillämpningen av EN1997-1. Målsättningen är att ha ett levande dokument som underlättar införandet av Eurokod och övriga Europastandarder i Sverige. För att uppnå detta mål, så behövs dina synpunkter på vilka förbättringar, ändringar och tillägg som behövs av tillämpningsdokumentet för att det ska bli det hjälpmedel som du och dina kollegor behöver. Har du frågor eller jämförande beräkningar som du vill att IEG ska ta del av? På www.ieg.nu finner du instruktioner för vart du ska skicka dina synpunkter, för att de skall beaktas vid revideringen av detta dokument. IEG tackar på förhand för dina synpunkter.

Stockholm 2010-06-07

Anders Ryner

Viveca Arvidsson

Sammanfattning

Detta tillämpningsdokument beskriver hur dimensionering av stödkonstruktioner kan utföras enligt SS-EN 1997-1 kapitel 9 för olika geotekniska kategorier i såväl brott som bruksgränstillstånd.

Huvuddelen av de grundläggande reglerna för projektering återfinns i tillämpningsdokument Grunder. Endast vad som är speciellt för stödkonstruktioner hanteras här.

Den i Sverige allmänt accepterade metoden, beskriven i Sponthandboken, för beräkning av jordtryck enligt partialkoefficientmetoden har använts som grund för detta dokument. Den stora skillnaden, mot beskrivningen i Sponthandboken, ligger i framtagningen av dimensionerande parametrar och hanteringen av Säkerhetsklasser, därför har tyngdpunkten i detta dokument lagt på dessa delar.

I bilaga A finns två beräkningssektioner redovisade i en för lös kohessionsjord och en för friktionsjord. I exemplen redovisas även hur man från stickprovets medelvärde kan ta fram ingående jordars dimensionerande hållfasthetsvärden. Beräkningarna är utförda för brottgränstillstånd och redovisade i säkerhetsklass 2 och 3.

Summary

This application document describes how design of retaining structures can be carried out according to SS-EN 1997-1 chapter 9 for different geotechnical categories in both ultimate limit state design and serviceability limit state design.

The main part of the fundamental rules for design is found in application document "Grunder". Only what is special for retaining structures is handled here.

The generally accepted method in Sweden, described in "Sponthandboken", for calculation of earth pressures according to the partial factor method, has been used as a base for this document.

The main difference, compared to the method described in Sponthandboken, lies in the calculation of the design values and the handling of parameters for different safety classes, therefore the main focus in this document is on these parts.

In annex A there are two sections calculated, one with soft clay and one with friction soil.

In these examples, it is shown also how you from the mean value of the spot samples can calculate the design strength values of the used soils. The design calculation is carried out for ultimate limit state design in safety class 2 and 3.

Innehåll

FÖRORD	I
SAMMANFATTNING	III
SUMMARY	IV
1 INLEDNING	1
2 ORDLISTA OCH DEFINITIONER	1
3 UNDERLAG FÖR PROJEKTERING	1
3.1 Hantering av geoteknisk kategori	1
3.1.1 GK1	1
3.1.2 GK2	1
3.1.3 GK3	2
3.2 Fält och laboratorieundersökningar	3
3.2.1 Generellt	3
3.2.2 Krav på geotekniska fält- och laboratorieundersökningar.....	3
3.3 Från mätdata till för geokonstruktionens dimensionerande värden	4
3.3.1 Allmänt om dimensionerande värden för stödkonstruktioner.....	4
3.3.2 Framtagning av underlag för beräkning populationens medelvärde.....	4
3.3.3 Empirisk framtagning av hållfasthetsvärden	4
3.3.4 Bestämning av η (eta)	4
4 PROJEKTERING	6
4.1 Beräkningsförutsättningar	6
4.1.1 Geoteknisk kategori.....	6
4.1.2 Säkerhetsklass	6
4.1.3 Geometriska data	7
4.1.4 Beräkning av laster	7
4.2 Dimensionering i brottgräns	8
4.2.1 Dimensionering genom beräkning	8
4.2.2 Dimensionering genom hävdvunna åtgärder.....	9
4.2.3 Dimensionering genom observationsmetoden	10
4.3 Dimensionering i bruksgräns	10
4.3.1 Dimensionering genom beräkning	10
4.3.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder.....	10
4.3.3 Dimensionering genom observationsmetoden	10
4.4 Att notera vid projektering	11
5 UTFÖRANDE	11
6 UPPFÖLJNING OCH KONTROLL	11
7 DOKUMENTATION	11

8	REFERENSER	12
BILAGA A	BERÄKNINGSEXEMPEL	13
A.1	Beräkningsexempel lös kohesionsjord	13
A.1.1	<i>Bestämning av dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet.</i>	14
A.1.2	<i>Dimensionering i Säkerhetsklass 2</i>	16
A.1.3	<i>Dimensionering i Säkerhetsklass 1 och 3</i>	16
A.2	Beräkningsexempel friktionsjord	18
A.2.1	<i>Bestämning av dimensionerande friktionsvinklar</i>	18
A.2.2	<i>Dimensionering i säkerhetsklass 2</i>	20
A.2.3	<i>Dimensionering i Säkerhetsklass 1 och 3</i>	21

1 Inledning

Tillämpningsdokumentet beskriver hur dimensionering av stödkonstruktioner i brottgräns- och bruksgränstillstånd ska göras i enlighet med kapitel 9 i SS-EN 1997-1[1]. Standarden gäller samtliga geotekniska kategorier (GK1-GK3). Tillämpningsdokumentets tyngdpunkt gäller beräkningar enligt partialkoefficientmetoden främst i GK 2 och säkerhetsklass SK2.

Kapitel 9 i EN 1997-1 [1] behandlar stödkonstruktioner såsom gravitationsmurar/stödmurar, olika typer av spontkonstruktioner samt sammansatta stödkonstruktioner som fångdammar. Tillämpningen i detta dokument gäller temporära såväl som permanenta stödkonstruktioner.

Vad gäller laster ska definitioner i SS-EN 1990 [1] användas. Hur detta utförs beskrivs i rapporten. Ytterligare information om hantering av laster finns i TD Grunder [6].

2 Ordlista och definitioner

Geoteknisk last:	Last som förorsakas av eller transporteras till konstruktionen genom fyllning, jord eller vatten.
Konstruktionslast:	som konstruktionslast räknas laster som direkt belastar stödkonstruktionen.

3 Underlag för projektering

3.1 Hantering av geoteknisk kategori

3.1.1 GK1

Verifierings- och grundkrav

Stödkonstruktioner som klassificeras till GK1 ska vara så enkla att sannolikheten för stabilitetsproblem eller ogynnsamma rörelser och omgivningspåverkan är försumbara. Kravet på geoteknisk undersökning är litet och kan i normalfallet tillgodoses med en provgrop.

3.1.2 GK2

Verifieringskrav

Konstruktionen ska minst verifieras med analytiska beräkningar som visar att kraven i 4.2 och 4.3 uppfylls.

Grundkrav

I geoteknisk kategori 2 ska ett antal krav på den geotekniska undersökningen vara uppfyllda. Jordarten ska vara bestämd med provtagning även under schaktbotten ner till sådant djup att stödkonstruktionen går att dimensionera. Förekommer lera ska rutinundersökning på laboratorium vara utförd.

Bergläget ska kontrolleras med JB sondering. Används bergstag bör även bergläget kontrolleras i förankringszonen.

Tilläggskrav för stödkonstruktion

Antalet undersökningspunkter ska omfatta minst en undersökningspunkt per 40 m stödkonstruktion dock minst tre oberoende undersökningspunkter. Antalet undersökningspunkter och typ är även beroende på den geologiska formationen och dess bildningssätt samt aktuell geokonstruktions funktion.

Punkter längre från stödkonstruktionen än 10 m bör normalt inte medräknas vid bestämning av η (eta).

Grundvattensituationen ska vara utredd.

Mätningar

Där jordmaterialet i huvudsak består av friktionsmaterial gäller minst följande.

- Konsolsponters ska alltid kontrolleras med avseende på rörelser.
- Vid schaktdjup upp till 4 m: Stödkonstruktionen okulärbesiktigas regelbundet med avseende på rörelser.
- Vid schaktdjup mer än 4 m: rörelsemätning regelbundet med totalstation med mätpunkter på hammarbanden.
- Mätintervallen väljs med hänsyn till pågående arbeten.

Där kohesionsjord förekommer i mer än 3 m tjocka lager gäller minst följande:

- Konsolsponters ska alltid kontrolleras med avseende på rörelser.
- Schaktdjup upp till 3 m: Stödkonstruktionen okulärbesiktigas regelbundet med avseende på rörelser.
- Schaktdjup mellan 3 och 6 m: rörelsemätning med totalstation med mätpunkter på hammarbanden.
- Mätintervallen väljs med hänsyn till pågående arbeten.

Kontrollprogram

I normalfallet krävs inget särskilt kontrollprogram.

Analyser

I normalfallet är det tillräckligt med en uppskattning av rörelserna med hjälp av diagrammet i Sponthandboken [2] sid 81.

3.1.3 GK3

Verifieringskrav

Konstruktionen ska verifieras minst med analytiska beräkningar som visar att kraven i 4.2 och 4.3 uppfylls. Där krav på små rörelser ställs eller där rörelserna ska mätas med inklinometer ska även FE-analyser utföras. Vid särskilt komplicerade eller ovanliga konstruktioner kan observationsmetoden behöva tillämpas se kap 4.2.3 och 4.3.3.

Grundkrav

I geoteknisk kategori 3 ska ett antal krav på den geotekniska undersökningen vara uppfyllda. Jordarten ska vara bestämd med provtagning även under schaktbotten ner till sådant djup att stödkonstruktionen går att dimensionera. Förekommer lera ska rutinundersökning på laboratorium vara utförd. Där krav på små rörelser ställs eller där rörelserna ska mätas med inklinometer ska även triaxialförsök vara utförda på lera. Där bergläget påverkar geokonstruktionen ska detta kontrolleras med JB sondering. Används bergstag ska även bergläget kontrolleras i förankringszonen.

Tilläggskrav för konstruktion

För att bedöma möjligheten att driva spont bör hejarsondering alternativt provspontning utföras.

Grundvattensituationen ska vara utredd.

Antalet undersökningspunkter ska minst omfatta 1 per 20 m stödkonstruktion dock minst 3 oberoende undersökningspunkter. Antalet undersökningspunkter och typ är även beroende på den geologiska formationen och dess bildningssätt samt aktuell geokonstruktions funktion.

Punkter längre från stödkonstruktionen än 10 m bör normalt inte medräknas vid bestämning av η (eta).

Mätningar

Där jordmaterialet i huvudsak består av friktionsmaterial gäller minst följande.

- Vid schaktdjup mellan 4 och 7 m och krönlängd upp till 100 m: rörelsemätning regelbundet med totalstation med mätpunkter på hammarbanden.
- Schaktdjup större än 7 m och krönlängd större än 100 m: rörelsemätning regelbundet med inklinometer + avvägning av sättningspeglar.

Där kohesionsjord förekommer i mer än 3 m tjocka lager gäller minst följande:

- Schaktdjup mellan 3 och 6 m och krönlängd mellan 50 och 100 m: rörelsemätning regelbundet med totalstation med mätpunkter på hammarbanden.
- Schaktdjup större än 6 m och krönlängd större än 100 m: rörelsemätning regelbundet med inklinometer + avvägning av sättningspeglar.
- Om sponten ligger parallellt med och närmare än 5 meter från trafikerad väg eller järnväg ska stagkrafterna i några signifikanta sektioner mätas med stagkraftsgivare.

Kontrollprogram

Kontrollprogram ska finnas med planerade åtgärder om uppmätta rörelser överskrider satta larmgränser. Varsel- och larmgränser bestäms av ansvarig geokonstruktör med hänsyn till konstruktionens utformning och krav på begränsning av omgivningspåverkan.

Analyser

Där krav på maximala rörelser finns ska analyser av rörelser i bruksstadiet vara utförda i några typiska sektioner

GK3-granskning

En oberoende granskare ska tillsättas för geokonstruktioner, eller del därav, tillhörande GK3. Granskningen utförs av en från det aktuella projektet oberoende sakkunnig på projektet eller del därav i enlighet med TD grunder[6].

3.2 Fält och laboratorieundersökningar

3.2.1 Generellt

För att kunna utföra en dimensionering av stödkonstruktioner krävs underlag från geotekniska fält- och laboratorieundersökningar. Krav på typ av undersökningar, omfattning, detaljeringsgrad och kvalitet varierar från fall till fall och beror bl a på geoteknisk kategori se 3.1.

Generellt sett bör information finnas om bl.a. jordlagerföljd och dess variationer i plan och profil. Jordarten ska vara bestämd med provtagning ner till det djup som gör stödkonstruktionen stabil. Förekommer lera ska rutinundersökning på laboratorium vara utförd.

Där vattenförhållandena har avgörande betydelse för stabilitetsförhållandena eller där omgivningen kan skadas av t ex en grundvattensänkning är det viktigt att undersöka grundvattensituationen.

Andra parametrar som har betydelse för dimensioneringssituationen som t ex deformations-egenskaper för bruksgränsdimensionering bör naturligtvis också undersökas.

3.2.2 Krav på geotekniska fält- och laboratorieundersökningar

Innan geotekniska fält- och laboratorieundersökningar utförs ska en klassificering av den aktuella stödkonstruktionen göras. Klassificeringen avser vilken geoteknisk kategori (GK) som ska tillämpas, GK1, GK2 eller GK3. Under utredningen värderas denna och ändras vid behov. Kriterier för bestämning av geoteknisk kategori redovisas i TD Grunder [6].

Stödkonstruktioner som klassificeras i GK1 ska vara så "enkla" att sannolikheten för stabilitetsproblem eller ogynnsamma rörelser och omgivningspåverkan är försumbar. De geotekniska förutsättningarna och grundvattenförhållandena ska vara av sådan art att en besiktning på plats kan klargöra dessa. Om så inte är fallet ska stödkonstruktionen hänföras till GK2 eller GK3.

För stödkonstruktioner som klassificeras i GK2 och GK3 ska de geotekniska förutsättningarna och grundvattenförhållandena utredas enligt anvisningar i TD Grunder [6] kap 5.3.2 kompletterade med det som står i kap 3.1

3.3 Från mätdata till för geokonstruktionens dimensionerande värden

3.3.1 Allmänt om dimensionerande värden för stödkonstruktioner

I TD Grunder [6] redovisas hur geokonstruktionens dimensionerande värde för en specifik materialparameter i jorden härleds från uppmätta värden. Vid denna härledning beaktas osäkerheter relaterade till jordens egenskaper.

För stödkonstruktioner införs omräkningsfaktorn η för att beakta osäkerheter vid bestämning av geokonstruktionens dimensionerande värde. Se kap 3.3.4.

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (3-1)$$

där:

γ_M	Fast partialkoefficient. Värdet erhålls från VVFS 2004:43 [5]/BFS 2009:6 [4]
η	Omräkningsfaktor som tar hänsyn till den aktuella geokonstruktionen, exempelvis en kort eller lång glidyta.
\bar{X}	Medelvärde baserat på härledda värden

3.3.2 Framtagning av underlag för beräkning populationens medelvärde

Medelvärdet bör beräknas eller uppskattas som medelvärdet av härledda värden. Eventuella värden som inte är representativa för jorden ska tas bort innan uppskattning eller beräkning. Se även TD Grunder [6] kap. 8.3.

3.3.3 Empirisk framtagning av hållfasthetsvärden

Jordens hållfasthetsegenskaper kan även bestämmas med empiri. Bestämmelser och rekommendationer finns i VVTK Geo [3] (2008:80) kap 1.7.

3.3.4 Bestämning av η (eta)

Angivna värden nedan är att betrakta som riktvärden. Värden mellan dessa kan väljas beroende på omständigheterna. I texten nedan har "spont" använts men gäller också andra stödkonstruktioner.

Faktorn η delas upp i delfaktorer enligt

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \eta_5 \cdot \eta_6 \cdot \eta_7 \cdot \eta_8$$

I normalfallet bör η ligga i intervallet 0,90 till 1,10

Om mer detaljerade kunskaper saknas för respektive delfaktor kan dessa grupperas och ges ett sammanvägt värde.

Delfaktorer som beaktar marken och markundersökningen.

- η_1 Egenskapens naturliga variation (definierad i form av variationskoefficienten V)
- η_2 Antal oberoende undersökningspunkter
- η_3 Osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper
- η_4 Geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt

Delfaktorer som beaktar geokonstruktionens geometri och utformning.

- η_5 Omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktion i det betraktade gränstillståndet
- η_6 Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken

Delfaktorer som beaktar

- η_7 Typ av brottmekanism (sprött eller segt brott i jorden)
- η_8 Parameterns betydelse i förhållande till andra lastgivande eller mothållande parametrar

För stödkonstruktioner gäller följande.

η -faktorer som beaktar markundersökningens omfattning, kvalitet, undersökta parametrars spridning, undersökningens relevans i form av rätt sorts undersökningsmetod och omfattning samt enskilda undersökningspunkters avstånd till stödkonstruktionen. Dvs hur bra vårt geotekniska underlag är har vi fört samman till ett värde, som alltså består av $\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 = \eta_{(1,2,3,4)}$

$\eta_{(1,2,3,4)}$ beror av den marktekniska undersökningen och sätts till värden i intervallet $0,6 \leq \eta_{(1,2,3,4)} \leq 1,05$ med ett normalvärde på 0,95 vid en normalt bra markundersökning och som riktlinje kan följande användas i övriga fall.

Där du bedömer att grundundersökningen är mycket bra, det finns ett flertal sonderingshål, mer än 5, spridningen är liten och värdena stämmer med empirin då kan värden upp mot 1,05 väljas.

I situationen, en inte så fullständig undersökning, lite färre sonderingspunkter 3-5 st och lite spretande resultat bör ett värde 0,8-0,95 väljas

I situationen, en bristfällig undersökning, något enstaka sonderingshål av kanske olämplig typ som dessutom inte stämmer med empirin bör värden ner mot 0,6 väljas.

Även avståndet mellan sponten och sonderingarna påverkar valet, om t.ex. sonderingarna ligger i spontlinjen kan ett något högre värde väljas än annars. Borrhål som medräknas ska normalt ligga inom 10 meter från spontlinjen. Alternativt ska borrhålet på markytan ligga inom en 45°-linje från spontunderkanten. Även annan erfarenhet kan utnyttjas och kan innebära att $\eta_{(1,2,3,4)}$ kan värderas upp utan att det fysiska antalet sonderingshål finns.

Även η_5 och η_6 har vi fört ihop till en parameter $\eta_{(5,6)}$.

$\eta_{(5,6)}$ beror av geometrin. Om lokalt värde är avgörande väljs $\eta_{(5,6)} = 0,85$. Exempelvis små inte sammanhängande bakspont.

Vid stor involverad jordvolym och där sponten kan föra laster från svagare punkter till starkare används $\eta_{(5,6)} = 1,15$. Exempelvis vid spont slagen i lås med större yta än 200m² och stor underslagning som innebär att brottytorna blir långa. Värden mellan dessa får väljas utifrån aktuell konstruktion. För en berliner spont bör i vissa situationer ett lägre värde på $\eta_{(5,6)}$ användas och särskilt på passivsidan.

η_7 beror av jordens brottmekanism (sprött eller segt). Eftersom jorden när det gäller stödkonstruktioner nästan alltid uppför sig segt bör denna parameter i normalfallet väljas till $\eta_7 = 1,0$. Vid släntstabilitetsproblem förekommer däremot situationer när ett lägre värde bör väljas. Tex när portryck i ett skikt kan generera en glidyta eller om kvicklera förekommer.

η_8 beror av parameterens betydelse i förhållande till andra lastgivande effekter. Normalt sätts η_8 till 1,0 för lerans skjuvhållfasthet. För friktionsjordar där $\tan \phi$ har liten inverkan t.ex. i friktionsjord med höga vattentryck. Där kan man överväga att använda ett högre värde dock max 1,15. I övriga fall sätts $\eta_8=1,0$ även i friktionsjord.

η -värdet begränsas till maximalt 1,2

Övrigt underlag

Utöver det underlag som erhålls från fält- och laboratorieundersökningar bör kunskap finnas om markytans lutning, vattennivåer och bottengeometri i vattendrag som påverkar konstruktionen, förekomst av ledningar, dräneringar samt trummor och eventuell pågående erosion samt kunskap om områdets geologiska historia, exempelvis tidigare skred. Ovanstående information ska finnas dokumenterad i MUR (Markteknisk undersökningsrapport) se TD Dokumenthantering [7]. Om osäkerheter finns bör känslighetsanalys utföras.

4 Projektering

4.1 Beräkningsförutsättningar

4.1.1 Geoteknisk kategori

För beskrivning och val av geoteknisk kategori (GK), se kap 5.2 i TD Grunder [6], samt kap 3.1 i detta dokument.

GK1

GK1 innefattar små och enkla konstruktioner som utförs med försumbar geoteknisk risk och kända geotekniska förhållanden, exempel: användning av schaktslädar i friktionsjord över grundvattenytan. Övriga schakter som kräver stödkonstruktioner ska hanteras i geoteknisk kategori 2 eller 3.

GK2

GK2 är normalfallet och innefattar konventionella typer av konstruktioner utan exceptionell geoteknisk risk eller svåra grund- eller lastförhållanden. De flesta stödkonstruktioner med måttliga schaktdjup och utan krav på grundvattensänkning hänförs till GK2.

För schakter i torrhet rekommenderas GK2 till högst 1,5 m djup i silt, 3,0 m djup i lera och 5,0 m djup i friktionsjord.

GK3

För alla andra fall med mer komplexa förhållanden och särskilt för djupa schakter eller där vatten har en avgörande betydelse bör GK3 väljas.

4.1.2 Säkerhetsklass

Partialkoefficienter för att beakta säkerhetsklass (SK) definieras i SS EN 1990 [1] och betecknas γ_d , se nedan. För beskrivning och val av säkerhetsklass, se TD Grunder [6].

Partialkoefficienten γ_d för säkerhetsklassen har följande värden

Säkerhetsklass 1 $\gamma_d=0,83$

Säkerhetsklass 2 $\gamma_d=0,91$

Säkerhetsklass 3 $\gamma_d=1,00$

Effekter av olika säkerhetsklasser är, jämfört med tidigare, flyttad från materialsidan till lasteffektsidan. Vid dimensionering av stödkonstruktioner i brottgränstillstånd påverkar säkerhetsklassen dimensionerande last. I avsnitt 4.2.3.1 redovisas hur säkerhetsklassen kommer in i bestämning av dimensionerande last.

Säkerhetsklass bestäms enligt beställarens krav och några exempel ges nedan.

Sponter intill allmän väg eller gata där trafik med BK1 klass fordon är tillåten ska utföras i säkerhetsklass 3.

Sponter intill trafikerade spår ska utföras i säkerhetsklass 3.

4.1.3 Geometriska data

I EN 1997-1 [1] kap 9.3.2 anges att stödkonstruktionen kan dimensioneras för 10% ökat schaktdjup dock max 0,5 meter. Detta behöver inte beaktas om särskilda kontroller av schaktbotten utförs i samband med schakten.

I geoteknisk kategori 2 bör och i geoteknisk kategori 3 ska alltid särskild kontroll av schaktnivåerna göras. Kontrollen ska utföras av särskilt utsedd ansvarig person som är väl förtrogen med arbetsplatsens geotekniska problem.

4.1.4 Beräkning av laster

Brottgränstillstånd

För dimensionering av stödkonstruktioner har dimensioneringsätt DA3 valts, se EN 1997-1 [1] 2.4.7.3.4 Design Approaches.

I brottgränstillstånd ska lasteffekten i gränstillstånd STR/GEO för ogynnsamma laster beräknas enligt följande:

Geotekniska laster

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-1)$$

se ekvation 7-6 i TD Grunder [6]

Konstruktionslaster

$$E_d = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-2)$$

se ekvation 7-3 i TD Grunder [6]

$$E_d = \gamma_d \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-3)$$

se ekvation 7-4 i TD Grunder [6]

Där

E_d	dimensionerande lasteffekt
γ_d	partialkoefficient för säkerhetsklass
$G_{kj,sup}$	övre karakteristiskt värde för permanent last
$Q_{k,1}$	karakteristiskt värde för största variabla lasten
$Q_{k,i}$	karakteristiskt värde för samverkande variabel last i
$\psi_{0,i}$	varaktighetskoefficient för variabel last i BFS 2009:6 [4] / VVFS 2004:43 [5]

För gynnsamma geotekniska laster och konstruktionslaster ska lasteffekten i gränstillstånd STR/GEO beräknas enligt

$$E_d = 1,00 \cdot G_{kj,inf} \quad \text{se Ekv 7-7 och 7-5 i TD Grunder [6]} \quad (4-4)$$

Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillståndet beräknas den dimensionerande lasteffekten för ogynnsamma konstruktionslaster och geotekniska laster enligt

$$E_d = G_{kj,sup} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-5)$$

Se ekvation 7-12 i TD Grunder [6]

och för gynnsamma enligt

$$E_d = G_{kj,inf} \quad (4-6)$$

se ekvation 7-13 i TD Grunder [6]

Varaktighetskoefficienterna $\Psi_{0,1}$, $\Psi_{0,i}$ återfinns i BFS 2009:6 [4] och VVFS 2004:43 [5].

Karaktäristiska värden för jords egentyngd väljs utifrån geotekniska undersökningar.

Trafiklaster för väg och järnvägar väljs i enlighet med VVTK Geo [3] och BVS 585.12 som kommer att slås ihop till TK Geo version 2. Nyttig last från byggnader väljs enligt Boverkets föreskrifter BFS 2009:6 [4]. Senaste versionen av ovanstående dokument ska tillämpas.

Geotekniska laster

Enligt Eurocode gäller att som geoteknisk last räknas alla laster som förorsakas av eller transporteras till stödkonstruktionen genom fyllning, jord eller vatten, t ex grundvattentryck eller trafiklast på intilliggande gata.

Konstruktionslaster

Konstruktionslaster är de laster som direkt belastar stödkonstruktionen, t ex ledningar som hängts på stödkonstruktionen eller upplag på stämp.

Vid dimensionering av stämp ska egenvikten betraktas som en konstruktionslast.

För ett landfäste kan en konstruktionslast vara last från brobanan.

4.2 Dimensionering i brottgräns

Relevanta gränstillstånd ska kontrolleras. För temporära stödkonstruktioner ska de gränstillstånd som beskrivs i Sponthandboken [2] kap 3.1, beaktas. För stödmurar och gravitationsmurar ges exempel på gränstillstånd i EN 1997-1 [1] kap. 9.7.3.

4.2.1 Dimensionering genom beräkning

Rekommenderat dimensioneringsätt för beräkning

Dimensionering av stödkonstruktioner sker idag ofta enligt Sponthandboken [2] eller åtminstone med samma grundläggande jordtryck som beskrivs där. Enligt Eurocode sker nu vissa förändringar mot vad som står i Sponthandboken. Det gäller främst partialkoefficienten för säkerhetsklass, som har flyttats från material- till lastsidan och sättet att beräkna dimensionerande materialparametrar. Med beaktande av dessa justeringar kan beräkningsmodeller anvisade i Sponthandboken användas även fortsättningsvis men modifierade enligt ekvation för E_d i kap 4.1.4.

För dimensionering av stödkonstruktioner har dimensioneringsätt DA3 valts, se EN 1997-1 [1] 2.4.7.3.4 Design Approaches.

Dimensionerande värden, samt val partialkoefficienter

För dimensionering i brottgränstillstånd krävs nu att man för varje material, utgående från härledda värden beräknar populationens medelvärden för respektive hållfasthetsvärde och sedan beräknar geokonstruktionens dimensionerande hållfasthetsvärden.

Tillämpbara beräkningsmodeller

Jordtrycken beräknas på vanligt sätt t.ex. enligt Sponthandboken [2]. Hänsyn kan även i fortsättningen tas till ett antal faktorer som påverkar jordtryckets storlek och fördelning genom i Sponthandboken införda modellfaktorer/partialkoefficienter γ_{Sda} , γ_{Sdp} och $\gamma_{Sd,Ncb}$. När dimensionerande nettojordtryck bestämts justeras dessa om så behövs för respektive säkerhetsklass.

Beräkningsgång

Först bestäms geokonstruktionens dimensionerande parametrar för samtliga ingående jordmaterial. Därefter bestäms dimensionerande värden på förekommande permanenta och variabla laster med partialkoefficienter enligt ekvationerna för E_d i kap 4.1 ovan och med hänsyn till aktuell säkerhetsklass.

Jordtrycken beräknas sedan t ex enligt Sponthandboken [2] exklusive effekter från överlasterna. När skillnaden mellan pådrivande och mothållande jordtryck beräknats, nettojordtrycket, ska lasteffekten från den pådrivande delen justeras enligt ekvation för Ekv 4-1. dvs ökas med 10% i säkerhetsklass 3 respektive minskas med 10% i säkerhetsklass 1. Därefter adderas effekterna från överlasterna.

Netto-passivtrycket används oförändrat i samtliga säkerhetsklasser med undantag för den förändring som inträffar på grund av olika partialkoefficienter på variabla och permanenta överlaster i olika säkerhetsklasser.

Bottenuppretryckning

Den nu lite annorlunda hanteringen av säkerhetsklasser kan i första skedet verka ge ingen eller liten skillnad mellan säkerhetsklass två och tre. Säkerheten mot bottenuppretryckning kan även i fortsättningen verifieras med formeln för bottenuppretryckning i Sponthandboken [2] kap 3.3.1.

För säkerhetsklass 3 ska följande vara uppfyllt

$$N_{cb} \cdot Cu_d \cdot \gamma_{sd,Ncb} > 1.1 \cdot (\rho \cdot g \cdot H + q_d) \quad (4-7)$$

Grundvatten

Hänsyn till grundvatten tas genom att vattentrycket delas upp i en permanent del och en variabel del. Den permanenta bestäms som medelvattentytans 50 årsvärde och den variabla bestäms till skillnaden mellan MW(50år) och HHW(50år). Lasterna behandlas sen som de geotekniska laster de är.

För temporära konstruktioner kan, om uppgifter om 50 årsvärden saknas, en uppskattning göras om högsta tänkbara grundvattentyta under stödkonstruktionens livslängd, med hänsyn till platsens geometri och avrinningsmöjligheter. Dimensioneringen görs sedan som extremvärdesanalys utan några ytterligare koefficienter annat än för säkerhetsklassen. Om grundvattentytan har avgörande betydelse bör även ett kontrollprogram utformas med lämpliga åtgärder för höga nivåer.

Last från grundvatten ska betraktas som en geoteknisk last och ska därmed belastas med effekter av partialkoefficienten för säkerhetsklassen.

En grundvattensituation som innebär risk för hydrauliskt grundbrott ska i möjligaste mån undvikas. Detta kan t ex göras genom grundvattensänkning med pumpning så att en uppåtgående grundvattenström undviks. I de fall detta inte kan undvikas, dimensioneras mot hydrauliskt grundbrott enligt Sponthandboken [2] kap 3.3.3 med där angivna koefficienter.

4.2.2 Dimensionering genom hävdvunna åtgärder

Enligt SS-EN 1997-1 [1] kan överskridande av gränstillstånd undvikas genom att en konstruktion kontrolleras genom konventionella och allmänt konservativa regler samt erfarenhetsmässig dimensionering. För stödkonstruktioner kan detta normalt bara förekomma i säkerhetsklass 1. Ett exempel på detta är användningen av schaktslädar, spontkassetter eller stödmursegment där tillverkaren har satt upp regler för användningen av aktuell konstruktion.

4.2.3 Dimensionering genom observationsmetoden

Enligt EN 1997-1 [1] kan överskridande av gränstillstånd undvikas genom att en konstruktion kontrolleras med observationsmetoden. Då utförs dels en brottgränsdimensionering, dels bruksgränsdimensionering. Bruksgränsdimensioneringen jämförs sedan med verkliga rörelser och laster för att verifiera beräkningarna, se även avsnitt 4.3.3

4.3 Dimensionering i bruksgräns

För konstruktioner som har lång förväntad livslängd är det särskilt viktigt att bruksgränsdimensionering utförs så att konstruktionens funktion inte äventyras av för stora icke förutsedda rörelser. Dessa kan i ogynnsamma fall leda till sprickbildning och funktionsned-sättning.

Vid dimensionering i bruksgräns ska så sanna värden som möjligt användas. Detta innebär att de härledda medelvärdena ska användas i beräkningarna.

Vald säkerhetsklass påverkar inte dimensioneringen i bruksgräns.

4.3.1 Dimensionering genom beräkning

Bruksgränsdimensionering innebär som regel att visa att rörelserna inte överstiger de acceptabla för konstruktionen och omgivningen. För att kunna göra detta med rimlig noggrannhet ställs stora krav på den geotekniska undersökningen. Data behövs bl.a. på deformationsegenskaper, exempelvis skjuvmodul och kompressionsmodul. I förekommande fall behövs även lämpliga parametrar för sättningsberäkningar. Beräkningen bör sedan utföras med FE-analys eller i förekommande fall med sättningsprogram.

Känslighetsanalyser bör utföras när stora osäkerheter förekommer i parametervärdet som kan påverka konstruktionens beteende, t ex vid variationer i hållfasthetsparametrar och deformationsegenskaper.

Analytisk bruksgränsdimensionering kan också vara lämplig för att bestämma lämplig förspänningsnivå på förankringar. Beräkningen utförs då på samma sätt som vid brottgränsdimensioneringen men med samtliga partialkoefficienter lika med 1,0 och som hållfasthetsvärden används de härledda medelvärdena. Säkerhetsklassen påverkar inte resultatet. Stagbortfall är ett olycksfall och ska beräknas med alla partialkoefficienter lika med 1,0. De framtagna lasterna i hammarbanden ska användas vid dimensionering för stagbortfall.

Vid höga förspänningar bör även hammarbanden kontrolleras så att inte tillåtna spänningar överskrids. Stagbortfallet behöver inte kontrolleras i dessa situationer.

Vid dimensionering för vilojordtryck i syfte att undvika rörelser ska dimensionerande jordparametrar användas som beräknats med $\eta = 1,0$ och $\gamma_M = 1,0$.

4.3.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder

Ett ofta tillräckligt sätt att uppskatta rörelserna i en spont är att använda diagrammet som Terzaghi & Peck tog fram och som redovisas i Sponthandboken [2] fig 4.1.4 sid 81.

4.3.3 Dimensionering genom observationsmetoden

Enligt EN 1997-1 [1] kan överskridande av gränstillstånd undvikas genom att en konstruktion kontrolleras med observationsmetoden. En bruksgränsdimensionering jämförs då med verkligt uppkomna rörelser och laster.

För att metoden ska följa EN 1997-1 [1] ställs ett antal krav bl.a. ska gränser för acceptabelt beteende bestämmas, prognoser, kontroll- och åtgärdsprogram upprättas m m. Det finns inga klara regler för hur metoden ska tillämpas i Sverige, utan detta bestäms från fall till fall. Vanligast är att last- och rörelsemätningar utförs på aktuell konstruktion för att verifiera förutsättningar och ett utfört konstruktionsarbete.

Användningen av observationsmetoden fullt ut förutsätter med FE-analyser.

4.4 Att notera vid projektering

- Val av partialkoefficient görs inte, den är fast och bestämd i EN 1997-1 [1].
- Geokonstruktionens dimensionerande hållfasthetsvärden bestäms på nytt sätt och kan inte jämföras med tidigare definierade dimensionerande hållfasthetsvärden för jord.
- Härledda värden på materials hållfasthetsegenskaper kan jämföras med tidigare definierade karakteristiska värden.
- Skillnaderna mellan säkerhetsklass två och tre är numera mindre än tidigare, särskilt när lös lera förekommer under schaktbotten.
- Användning och bestämning av ett relevant η -värde har stor betydelse för resultatet och innehåller ett antal parametrar som väljs subjektivt, vilket kan föranleda olika uppfattningar.
- Inverkan av säkerhetsklass har flyttats från materialsidan till lastsidan och där definierats som en påverkan på nettojordtrycket.

5 Utförande

För temporära stödkonstruktioner som hänförs till GK2 eller GK3 ska objektspecifik utförandeplanering innehållande bl.a. arbetsordning upprättas. Utförandeplaneringen ska vara kopplad till kontroll- och åtgärdsprogram. De beräkningar som utförts under projekteringsfasen ska återspegla den arbetsordning som planeras i utförandeskedet. Arbetsordningen ska tillse att intentionerna i projekteringen efterföljs och att arbetena utförs med tillräcklig säkerhet i byggskedet. Det ska även framgå vilka maximala temporära släntlutningar och nivåskillnader som tillåts vid urschaktning. Om arbetsordningen eller andra förutsättningar förändras under utförandeskedet ska detta kontrolleras och godkännas av ansvarig konstruktör.

I följande dokument finns accepterade utförandebeskrivningar, rekommendationer och krav redovisade.

TC 288 Execution of special Geotechnical works EN 12063 Sheet pile walls

TC 288 Execution of special Geotechnical works EN 1536 Bored pile

TC 288 Execution of special Geotechnical works EN 1538 Diaphragm walls

6 Uppföljning och kontroll

Program för uppföljning, kontroll och åtgärder ska alltid upprättas för att verifiera förutsättningar och antaganden i projekteringsfasen och att konstruktion och jord beter sig som förväntat.

Utöver detta ska även konstruktionens inverkan på omgivningen kontrolleras.

För schaktslänt eller bank som hänförs till GK1 kan uppföljning och kontroll begränsas till besiktning av geoteknisk sakkunnig. Vid besiktningen klarläggs de verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållandena och kontrolleras mot de förutsättningar som projekteringen baserats på. Vid besiktning av en schaktslänt är det exempelvis viktigt att kontrollera om det förekommer jordlager med lösare lagring än förutsatt, jordlager med flytjordsegenskaper, erosion eller inträngande grundvatten. För en bankfyllning kan enkla sättningsmätningar med exempelvis markpegel utföras för att verifiera att konstruktionens verkliga beteende överensstämmer med det som förväntats.

7 Dokumentation

Krav på hur redovisning av geotekniskt utrednings- och projekteringsarbete ska redovisas, från fältundersökningar till bygghandling med uppföljning och kontroll, presenteras i TD Dokumenthantering [7].

Dimensionering av stödkonstruktioner utförs i planerings- och projekteringsfasen och baseras på information som presenteras i MUR, Markteknisk undersökningsrapport, i vilken redovisas utförda fält-, lab- och arkivundersökningar samt observationer och inventeringar. Sammanställning av utförda undersökningar i diagram och tabeller samt presentation av härledda värden redovisas också.

I de fall Projekterings PM/Geoteknik upprättas ska denna omfatta bl.a. hur jordens egenskaper i form av geokonstruktionens dimensionerande värden tagits fram baserat på de härledda värdena. Det är viktigt att alla förutsättningar och antaganden i denna process redovisas, speciellt hur omräkningsfaktor η och dess underliggande delfaktorer valts. I annat fall redovisas detta i Projekterings PM/Beräkningar.

I Projekterings PM/Beräkningar redovisas hur dimensioneringen av stödkonstruktionen utförts, via beräkning, hävdvunna metoder, modellförsök och provbelastning eller observationsmetoden. Beräkningar ska redovisas på ett sådant sätt så att de går att "reproducera", dvs alla förutsättningar och antaganden samt indata ska presenteras. Beräkningar och relevanta beräkningsresultat redovisas i tabellform och gärna även grafiskt. Utförda antaganden ska motiveras och det ska framgå hur beräkningarna utförts, när och av vem. Om datorprogram använts ska programmets namn och version redovisas.

Beräkningsresultat som ligger till grund för upprättande av kontrollprogram ska redovisas på ett sätt så att dessa senare kan användas vid upprättande av kontrollprogram på ett ändamålsenligt och enkelt sätt. När känslighetsanalyser utförts ska "variationsintervallen" motiveras.

Projekterings PM/Beräkningar ska även omfatta utförandeplanering, exempelvis arbetsordning, krav på uppföljning och kontroller. Baserat på de styrande delarna av Projekterings PM/Geoteknik upprättas beskrivning (inkl. kontrollprogram) som är en del av förfrågningsunderlag.

Projekterings PM/Geoteknik och Projekterings PM/Beräkningar kan upprättas som separata handlingar alternativt som en handling.

8 Referenser

- [1] EN 1997-1 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna Regler
- [2] Bygghälsningsrådet (1996) Sponthandboken, T18:1996
- [3] Vägverket (2008) VVTK Geo, Publikation 2008:80
- [4] Boverket (2009) BFS 2009:6
- [5] Vägverket (2008) VVFS 2004:43
- [6] IEG (2008) "Tillämpningsdokument Grunder", IEG rapport 2:2008
- [7] IEG (2008) "Tillämpningsdokument Dokumenthantering", IEG rapport 4:2008

Bilaga A Beräkningsexempel

IEG har tagit fram underlag för beräkningsexempel för fast och lös lera och för friktionsjord med tillhörande geotekniska undersökningar. Här redovisas beräkningar för lös lera och för friktionsjord. Eftersom underlagets markundersökningar har relativt få sonderingshål har vi gjort utvärderingen som om vi haft minst 5 oberoende sonderingar. Detta för att det ska motsvara en relativt bra geoteknisk undersökning.

De geometriska förutsättningarna i beräkningsexemplen är lika.

Ovanpå markytan finns en vägbank som har en tyngd på 10kPa och en variabel trafiklast med karakteristiskt lastvärde på 15 kPa. Schakten ska utföras 2 meter från släntfot på vägbanken och till 3,5 meters djup. Sponten stötts 0,5 meter från sin överkant.

Total karakteristisk last i kN :	40 kN/m
Avstånd spont - lastkant :	2,5 m
Bredd som lasten verkar på :	4,0 m
Påverkan på vertikalspänningen	
Beräknad från sponten	1,5 m
	Vertikal intensitet enligt 2,0 * Bousinesq
Djup	
0,0	0,00 kN/m ²
-0,5	0,40 kN/m ²
-1,0	1,78 kN/m ²
-1,5	3,22 kN/m ²
-2,0	4,27 kN/m ²
-2,5	4,98 kN/m ²
-3,0	5,41 kN/m ²
-3,5	5,65 kN/m ²
-4,0	5,75 kN/m ²
-4,5	5,76 kN/m ²
-5,0	5,70 kN/m ²
-5,5	5,60 kN/m ²
-6,0	5,47 kN/m ²
-6,5	5,32 kN/m ²
-7,0	5,17 kN/m ²
-7,5	5,00 kN/m ²
-8,0	4,84 kN/m ²
-8,5	4,68 kN/m ²
-9,0	4,53 kN/m ²
-9,5	4,38 kN/m ²
-10,0	4,23 kN/m ²
-10,5	4,10 kN/m ²
-11,0	3,96 kN/m ²
-11,5	3,84 kN/m ²
-12,0	3,72 kN/m ²
-12,5	3,60 kN/m ²
-13,0	3,49 kN/m ²

Total karakteristisk last i kN :	45 kN/m
Avstånd spont - lastkant :	3,0 m
Bredd som lasten verkar på :	3,0 m
Påverkan på vertikalspänningen	
Beräknad från sponten	1,5 m
	Vertikal intensitet enligt 2,0 * Bousinesq
Djup	
0,0	0,00 kN/m ²
-0,5	0,20 kN/m ²
-1,0	1,14 kN/m ²
-1,5	2,52 kN/m ²
-2,0	3,82 kN/m ²
-2,5	4,84 kN/m ²
-3,0	5,55 kN/m ²
-3,5	5,99 kN/m ²
-4,0	6,24 kN/m ²
-4,5	6,34 kN/m ²
-5,0	6,33 kN/m ²
-5,5	6,26 kN/m ²
-6,0	6,14 kN/m ²
-6,5	5,99 kN/m ²
-7,0	5,83 kN/m ²
-7,5	5,65 kN/m ²
-8,0	5,47 kN/m ²
-8,5	5,30 kN/m ²
-9,0	5,12 kN/m ²
-9,5	4,95 kN/m ²
-10,0	4,79 kN/m ²
-10,5	4,63 kN/m ²
-11,0	4,48 kN/m ²
-11,5	4,34 kN/m ²
-12,0	4,20 kN/m ²
-12,5	4,07 kN/m ²
-13,0	3,95 kN/m ²

A.1 Beräkningsexempel lös kohesionsjord

Sektionen består av tre olika lager med för respektive lager en tilltagande hållfasthet mot djupet. Inverkan av överlasterna är beräknade enligt den vertikala komponenten av 2 x Bousinesq. Den variabla trafiklasten har redovisats längst till vänster i diagrammet.

A.1.1 Bestämning av dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet.

Stickprovens medelvärde \bar{X} = se respektive jord
Antal oberoende prov $n = 5$

Partialkoefficient $\gamma_M=1,5$

Beräkning av η

$\eta_{(1,2,3,4)} = 0,95$ $\eta_7 = 1,0$
 $\eta_{(5,6)} = 1,15$ $\eta_8 = 1,0$ } Valda värden

$$\eta = (\eta_{(1,2,3,4)} \cdot \eta_{(5,6)} \cdot \eta_7 \cdot \eta_8) = 0,95 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,09$$

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

Säkerhetsklass 2 $\gamma_d=0,91$

Geolaster $= 1.1 \cdot 0.91 \cdot G_{kj} + 0.91 \cdot 1.4 \cdot Q_{kj} = 1.0 \cdot G_{kj} - 1.27 \cdot Q_{kj}$

Vägbank $G_k=10kPa$ $G_d = 10kPa \cdot 1.1 \cdot 0.91 = 10kPa$

Trafiklast $Q_k=15kPa$ $Q_d = 15kPa \cdot 1.4 \cdot 0.91 = 19kPa$

Säkerhetsklass 3 $\gamma_d=1,00$

Geolaster $= 1.1 \cdot 1,0 \cdot G_{kj} + 1,0 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1.1 \cdot G_{kj} - 1.27 \cdot Q_{kj}$

Vägbank $G_k=10kPa$ $G_d = 10kPa \cdot 1.1 \cdot 1,0 = 11kPa$

Trafiklast $Q_k=15kPa$ $Q_d = 15kPa \cdot 1.4 \cdot 1,0 = 21kPa$

Lasterna beräknas enl. 2,0 x Bousinesq vertikalt, spänningsökningen har beräknats 1,5 meter från sponten

Ncb=5,7

Jord 1 Lera $\bar{X} = 10,9 \text{ kPa} + \text{ökning } \bar{X} = 0,37 \text{ kPa/m}$ Densitet = 16 kN/m^3

$$X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 10,9 = 7,9 \quad X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 0,37 = 0,27$$

Jord 2

Lera $\bar{X} = 12,8 \text{ kPa} + \text{ökning } \bar{X} = 1,27 \text{ kPa/m}$

Densitet = 16 kN/m³

$$X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 12,8 = 9,3 \quad X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 1,27 = 0,92$$

Jord 3

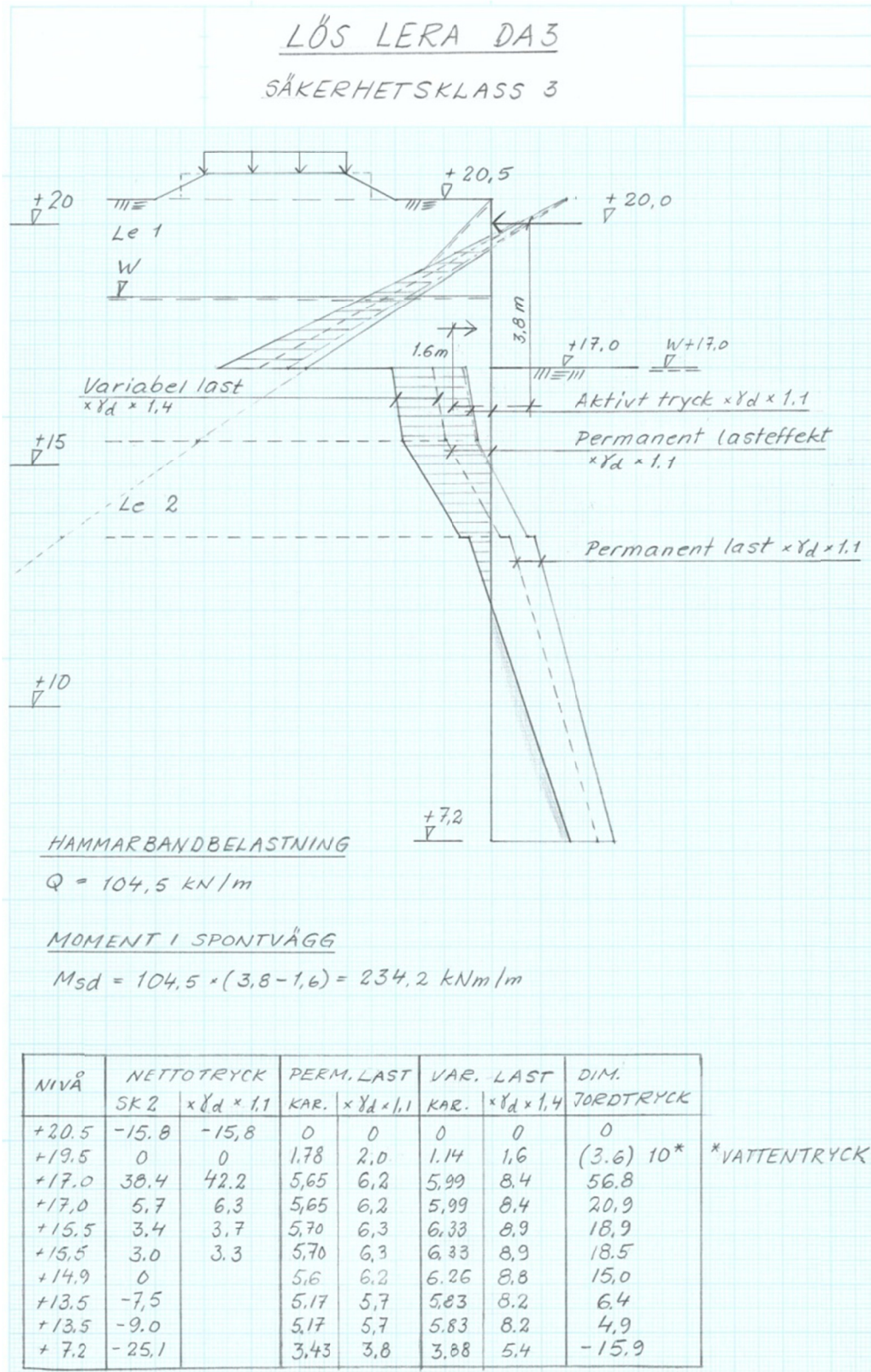
Lera $\bar{X} = 15,7 \text{ kPa} + \text{ökning } \bar{X} = 0,62 \text{ kPa/m}$

Densitet = 16 kN/m³

$$X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 15,7 = 11,4 \quad X_d = \frac{1}{1,5} \cdot 1,09 \cdot 0,62 = 0,45$$

Jordtrycken beräknas på samma sätt som i SK2 inklusive påverkan från de permanenta lasterna. Därefter justeras lasteffekten, det aktiva nettotrycket (aktivtryck – passivtryck, och nettotrycket där lera förekommer under schaktbotten) enligt formlerna i kap 4.1.4, 5.3 i TD Grunder, vilket innebär att intensiteterna så länge dessa är pådrivande multipliceras med $\gamma_d \times 1,1$.

I SK1 blir effekten 0,91 x intensiteten och i SK3 är det 1,1 x intensiteten. Observera att beroende på hur vattnet har hanterats kan detta bestå av en permanent och en variabel last. Här redovisas beräkningen för SK3.



A.2 Beräkningsexempel friktionsjord

Sektionen består av fem lager med olika friktionsvinklar. Inverkan av överlasterna är beräknade enligt den vertikala komponenten av 2 x Bousinesq. Den variabla trafiklasten har redovisats längst till vänster i diagrammet.

A.2.1 Bestämning av dimensionerande friktionsvinklar.

Stickprovets medelvärde $\bar{X} = se\ respektive\ jord$

Antal oberoende prov $n = 5$

Partialkoefficient $\gamma_M = 1,3$

Beräkning av η

$\eta_{(1,2,3,4)}$	=0,95	η_7	=1,0	} Valda värden
$\eta_{(5,6)}$	=1,15	η_8	=1,0	

$\eta = (\eta_{(1,2,3,4)} \cdot \eta_{(5,6)} \cdot \eta_7 \cdot \eta_8) = 0,95 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,09$

$$X_d = \arctan \frac{\eta \cdot \tan \bar{X}}{\gamma_M}$$

Säkerhetsklass 2 $\gamma_d = 0,91$

Geolaster $= 1,1 \cdot 0,91 \cdot G_{kj} + 0,91 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1,0 \cdot G_{kj} - 1,27 \cdot Q_{kj}$

Vägbank $G_k = 10kPa$ $G_d = 10kPa \cdot 1,1 \cdot 0,91 = 10kPa$

Trafiklast $Q_k = 15kPa$ $Q_d = 15kPa \cdot 1,4 \cdot 0,91 = 19kPa$

Säkerhetsklass 3 $\gamma_d = 1,00$

Geolaster $= 1,1 \cdot 1,0 \cdot G_{kj} + 1,0 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1,1 \cdot G_{kj} - 1,27 \cdot Q_{kj}$

Vägbank $G_k = 10kPa$ $G_d = 10kPa \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 11kPa$

Trafiklast $Q_k = 15kPa$ $Q_d = 15kPa \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 21kPa$

Lasterna har beräknats enl. 2,0 x Bousinesq vertikalt, spänningsökningen har beräknats 1,5meter från sponten.

ka- kp- faktorer $ka = \tan^2(45 - \frac{X_d}{2})$

$$kp = \tan^2(45 + \frac{X_d}{2})$$

Jord 1

Friktionsjord

$$\bar{X} = 39,0^\circ \quad \text{Densitet } 18/21 \text{ kN/m}^3$$

$$X_d = \arctan \frac{1,09 \cdot \tan 39,0^\circ}{1,3} = 34,2^\circ$$

$$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{34,2}{2} \right) = 0,28$$

Jord 2

Friktionsjord

$$\bar{X} = 38,0^\circ \quad \text{Densitet } 18/21 \text{ kN/m}^3$$

$$X_d = \arctan \frac{1,09 \cdot \tan 38,0^\circ}{1,3} = 33,2^\circ$$

$$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{33,2}{2} \right) = 0,29$$

Jord 3

Friktionsjord

$$\bar{X} = 37,0^\circ \quad \text{Densitet } 18/21 \text{ kN/m}^3$$

$$X_d = \arctan \frac{1,09 \cdot \tan 37,0^\circ}{1,3} = 32,3^\circ$$

$$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{32,3}{2} \right) = 0,30$$

$$kp = \tan^2 \left(45 + \frac{32,3}{2} \right) = 3,30$$

Jord 4

Friktionsjord

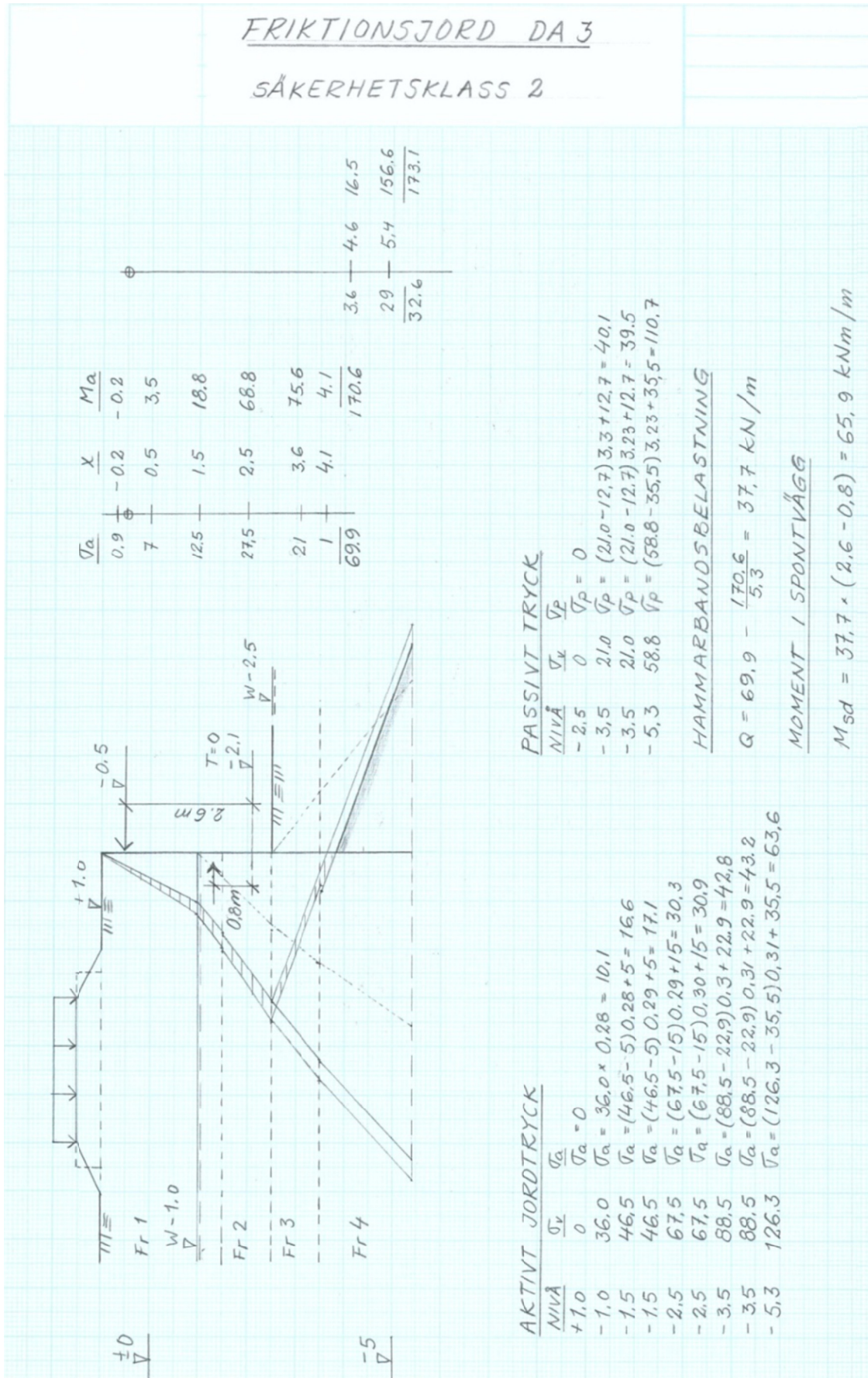
$$\bar{X} = 36,5^\circ \quad \text{Densitet } 18/21 \text{ kN/m}^3$$

$$X_d = \arctan \frac{1,09 \cdot \tan 36,5^\circ}{1,3} = 31,8^\circ$$

$$ka = \tan^2 \left(45 - \frac{31,8}{2} \right) = 0,31$$

$$kp = \tan^2 \left(45 + \frac{31,8}{2} \right) = 3,23$$

A.2.2 Dimensionering i säkerhetsklass 2



Beräkningen är utförd enligt sponthandboken men med användning av på föregående sida beräknade dimensionerande värden på jordens hållfasthet och överlasternas intensitet.

A.2.3 Dimensionering i Säkerhetsklass 1 och 3

Skillnaden SK1 / SK3 och SK2 är att den variabla lasten ändras enligt formlerna i kap 4.1.4, 5.3 i TD Grunder, och blir i SK1 $q = 17,4$ kPa och i SK3 $q = 21$ kPa.

Jordtrycken beräknas på samma sätt som i SK2 inklusive påverkan från de permanenta lasterna. Därefter justeras lasteffekten, det aktiva nettotrycket (aktivtryck – passivtryck,) enligt formlerna i kap 4.1.4, 5.3 i TD Grunder, vilket innebär att intensiteterna så länge dessa är pådrivande multipliceras med $\gamma_d \times 1,1$.

I SK1 blir effekten $0,91$ x intensiteten och i SK3 är det $1,1$ x intensiteten. Observera att beroende på hur vattnet har hanterats kan detta bestå av en permanent och en variabel last.

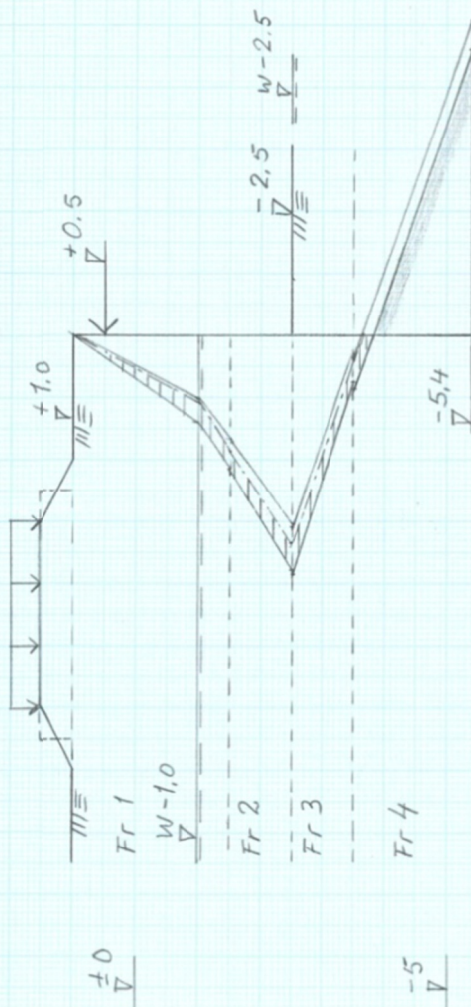
Här redovisas beräkningen för SK3.

Se nästa sida

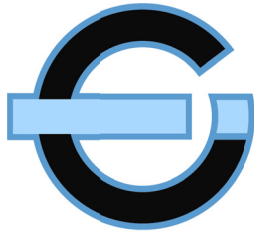
Här blir $Q = 41,9$ kN/m
 $M_{sd} = 43,8$ kNm/m

FRIKTIONSJORD DA3

SÄKERHETSKLASS 3



NIVÅ	JORDTRYCK		NETTO TRYCK $\times \gamma_d \times 1.1$	PERMANENT LAST		VARIABEL LAST		DIM. JORDTRYCK
	AKTIVT SK2	PASSIVT SK2		KAR	K_a	KAR	K_a	
+1.0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.0	10.1	10.1	11.1	4.27	0.28	3.82	0.28	1.50
-1.5	16.6	16.6	18.3	4.98	0.28	4.84	0.28	2.17
-2.0	17.1	17.1	18.8	4.98	0.29	4.84	0.29	2.23
-2.5	30.3	30.3	33.3	5.65	0.29	5.99	0.29	3.75
-3.0	30.9	0	34.0	5.65	0.30	5.99	0.30	3.84
-3.5	43.0	40.3	3.0	5.76	0.30	6.34	0.30	7.6
-3.7	43.4	39.7	4.0	5.76	0.31	6.34	0.31	8.7
-4.0	46.0	45.0	0	5.70	0.31	6.33	0.31	4.7
-5.4	65.0	115.3	-50.3	5.32	0.31	5.99	0.31	-45.9



Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik

IEG

IEG är en ideell förening, under ingenjörsvetenskapsakademins, IVA, hägn, som har till uppgift att initiera, samordna och utföra arbete som krävs för implementering av Europastandarder inom Geoteknikområdet, vilka inom de närmaste åren enligt EU-direktiv och lagen om offentlig upphandling kommer att ersätta och komplettera stora delar av dagens svenska geotekniska regelverk.

Syftet är också att säkerställa att det tas fram nödvändiga hjälpmedel i form av anpassade tillämpningsdokument o. dyl.

Utgivna rapporter

- 1:2005 Eurokoder och Europastandarder. Vad kan man skriva i Nationella Tillämpningsregler till olika Geotekniska Standarder?
 - 1:2006 Sammanställning av standarder och närliggande dokument
 - 2:2006 EN 1997-1, Grunder, Fas 1
 - 3:2006 EN 1997-1 Kapitel 6, Plattgrundläggning, Fas 1
 - 4:2006 EN 1997-1 Kapitel 8–9, Stödkonstruktioner, Fas 1
 - 5:2006 Bergtunnel
 - 6:2006 EN 1997-1 Kapitel 7, Pålgrundläggning, Fas 1
 - 7:2006 EN 1997-1, Grunder, Fas 2
 - 8:2006 EN 1997-1 Kapitel 6, Plattgrundläggning, Fas 2
 - 9:2006 Fältmetoder dynamisk sondering, Fas 1
 - 10:2006 EN 1997-1, Geoteknisk data, Fas 1
 - 11:2006 Stödkonstruktioner, Betaberäkningar
 - 1:2007 EN 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, Fas 1
 - 2:2007 Geoteknisk kategori
 - 3:2007 Fältmetoder dynamisk sondering, underlag nationell bilaga
 - 4:2007 EN 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, Fas 2
 - 5:2007 Hantering av geoteknisk data
 - 6:2007 EN 1997-1 Kapitel 7, Pålgrundläggning, Fas 2
 - 7:2007 Konsekvens analys EN 1997-2
 - 1:2008 EN 14688 Klassificering
 - 2:2008 Tillämpningsdokument - Grunder EN 1997
 - 3:2008 Bergtunnel, fas 2
 - 4:2008 Tillämpningsdokument - Dokumenthantering
 - 5:2008 EN 22475-1 Provtagning och grundvattenmätning
 - 6:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 10 och 11, Slänter och bankar
 - 7:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 6, Plattgrundläggning
 - 8:2008 Tillämpningsdokument – En 1997-1 kapitel 7, Pålgrundläggning
 - 1:2009 EN 1997-1 Kapitel 8–9, Stödkonstruktioner, Fas 2
 - 2:2009 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 9 stödkonstruktioner
-