© 2026 Svenska Bergteknikföreningen och författarna/Swedish Rock Engineering Association and authors.

ÄR PARTIALKOEFFICIENTER LÄMPLIGA VID DIMENSIONERING AV BULTFÖRSTÖRKTA BERGSLÄNTER?

ARE PARTIAL FACTORS SUITABLE FOR DESIGN OF BOLTED ROCK SLOPES?

Märit Berglind-Eriksson, ITASCA
Jesper Spång, ITASCA
Johan Spross, KTH Jord- och bergmekanik

Sammanfattning

I den 2: a generationen av eurokoderna och främst i EN-1997 (Eurokod 7) som hanterar geoteknisk dimensionering ingår bergslänter för första gången som en av de konstruktioner som ska dimensioneras med eurokoderna.

Eurokoderna bygger på filosofin att de tillämpade dimensioneringsåtgärderna bör återspegla den risknivå som är förknippad med konstruktionen. Den *Geotekniska kategorin* (*GC*) har därför omdefinierats, från att enbart hantera konsekvenser, till ett riskbaserat tänkande. En konstruktion ska dimensioneras och utföras på ett sådant sätt att den med lämplig *tillförlitlighet* uppfyller de grundläggande kraven på bärförmåga (ULS), brukbarhet (SLS), beständighet (livslängd), robusthet och hållbarhet, under konstruktionens livslängd. Detta ska genomföras på ett ekonomiskt sätt. Vidare har ett nytt begrepp införts, *påverkansområde*, med avseende på inverkan av den nya geotekniska konstruktionen på omgivningen.

Geokonstruktioners bärförmåga (säkerhet) och brukbarhet ska verifieras med en av följande metoder (eller två eller fler metoder i kombination); beräkningar (partialkoefficientmetoden/ andra sannolikhetsbaserade metoder), hävdvunna regler, provning och observationsmetoden.

Preliminärt ser partialkoefficientmetoden ut att vara tillämpbar på bultförstärkta bergslänter, men det finns ett antal nya begrepp och koncept som man behöver ta till sig. Detta gäller framför allt hur man tar fram representativt värde för sina materialparametrar och dessutom viss osäkerhet i stupningsvinkeln på glidplanet, när man bara har lite data från undersökningar på platsen. En annan utmaning är numerisk modellering av bergsslänters stabilitet. IEG arbetar för att ta fram mer detaljerade vägledningar för hur man ingenjörsmässigt kan ta sig an dessa uppgifter.

Summary

In the second generation of the Eurocodes - specifically in EN-1997 (Eurocode 7), which governs geotechnical design, rock slopes are included for the first time as one of the structures to be designed using the Eurocodes.

The Eurocodes are based on the philosophy that applied design measures should reflect the level of risk associated with the structure. Consequently, the Geotechnical Category (GC) has been redefined; it has evolved from managing consequences alone to a risk-based approach. A structure must be designed and executed in such a way that it meets the fundamental requirements for ultimate limit state (ULS), serviceability limit state (SLS), durability (service life), robustness, and sustainability with appropriate reliability throughout its service life. This

must be achieved in an economical manner. Furthermore, a new concept has been introduced: the zone of influence, regarding the impact of the new geotechnical structure on its surroundings.

The load-bearing capacity (safety) and serviceability of geotechnical structures shall be verified using one of the following methods (or a combination of two or more): calculations (the partial factor method or other probabilistic methods), prescriptive rules, testing, and the observational method.

Preliminarily, the partial factor method appears to be applicable to bolt-reinforced rock slopes; however, there are several new terms and concepts that must be adopted. This applies primarily to the procedure for determining representative values for material parameters. Additionally, there is a degree of uncertainty regarding the dip angle of the sliding plane when only limited data from site investigations is available. Another challenge lies in the numerical modelling of rock slope stability. IEG is currently working to develop more detailed guidance on how to approach these tasks from an engineering perspective.

Bergslänter, Eurokod, Partialkoefficienter, Representativ Friktionskoefficient, Nominell stupningsvinkel

1 Inledning

Den 2:a generationen av eurokoderna förväntas vara implementerad i branschen under 2027. För geotekniska konstruktioner är det främst EN 1997 (Eurokod 7) och den övergripande, allmänna EN 1990, som är relevanta. I Sverige har den branschgemensamma föreningen IEG 2.0 (Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik 2.0) arbetat med att höja kunskapsnivån om eurokoderna och deras tillämpning, ta fram underlag till nationella bilagor och nationella val, ta fram tillämpningsdokument för olika typer av geotekniska konstruktioner, samt identifiera eurokodernas roll i de olika faserna i byggprocessen. I den 2: a generationen av Eurokod 7 ingår bergslänter för första gången som en av de konstruktioner som ska dimensioneras enligt eurokoderna.

Det arbete som presenteras i denna artikel kommer från ett projekt som syftar till att utreda dels hur dimensionering av bergslänter enligt de nya eurokoderna är tänkt att fungera, dels om behovet finns av ett IEG vägledningsdokument för dimensionering av bergslänter. Därutöver ska projektet ge rekommendationer för nationella val (NDP) i EN 1997-3 Geotekniska konstruktioner.

Artikeln beskriver inledningsvis generell information om de nya eurokoderna, inklusive några nya koncept och begrepp som kan vara bra att känna till, vilka konstruktioner koden gäller för, samt principerna för verifiering av gränstillstånd med fokus på partialkoefficienter. Artikeln avslutas med några ord om vägen framåt för eurokodernas användning inom bergbyggande.

2 Översikt över eurokoderna

Principiellt gäller att när eurokoderna införts, måste den användas inom sitt tillämpningsområde, såvida man inte har en ekvivalent metod som man kan visa är lika bra (som visar att grundläggande krav är uppfyllda). I så fall är det beställaren som tar ansvar för att den metod som beställaren föreslå ger lika bra säkerhet som dimensionering enligt eurokoderna. I enlighet med upphandlingsdirektivet som gäller för offentlig upphandling i EU är det obligatoriskt att acceptera en dimensionering som är utförd i enlighet med eurokoderna.

Det finns totalt tio olika eurokoder. Den övergripande EN 1990 redogör, oberoende typ av konstruktion, för generella principer och krav angående gränstillstånd, variabler, typer av analyser och testning, verifiering med partialkoefficientmetoden.

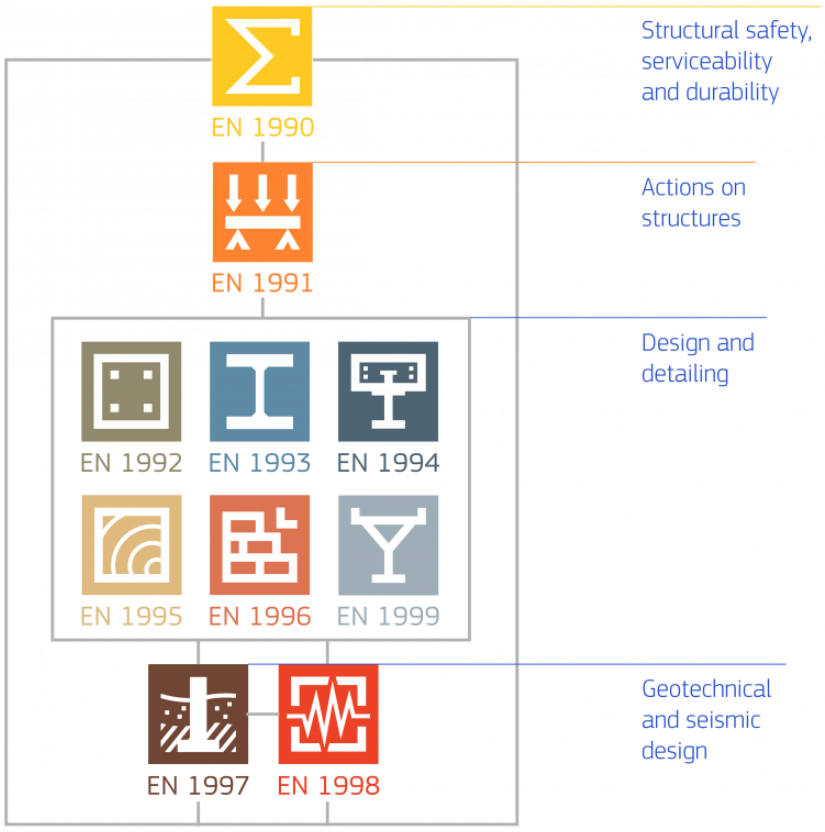
I EN 1997 (Eurokod 7), som följer grundprinciperna i EN 1990, beskrivs de specifika principer och krav som ställs på geokonstruktioner. Eurokod 7 innehåller tre delar: Generella regler (EN 1997–1), Markegenskaper (EN 1997–2), och Geotekniska konstruktioner (EN 1997–3). Relationen mellan de olika koderna och deras hierarki beskrivs i Figur 2-1. Ur geoteknikens (d.v.s. jord, berg och vatten) perspektiv innebär det att flera frågor regleras i EN 1990, när det görs på samma sätt för samtliga eurokoder.

EN 1997–1 och EN 1997–2 är tillämpbara på allt som kan benämnas som geotekniska konstruktion. Ett gemensamt tillämpningsdokument, IEG TD Allmän, tas fram som gäller alla geotekniska konstruktioner. Vid arbetet med den 2:a generationen av Eurokod 7 har experter inom bergbyggande deltagit både i det europeiska och svenska arbetet med syftet att jord och berg ska hanteras på lika villkor.

Generellt är det konstruktioner som byggs vid/på markytan i jord och berg som täcks in av EN 1997–3. Däremot inkluderar inte EN 1997–3 det som konstrueras under markytan, d.v.s. inte

tunnlar och bergrum i vare sig jord eller berg. Här utreds på europanivå ifall en kod för undermarkskonstruktioner också ska tas fram, men det är ännu inte beslutat. De geotekniska konstruktioner som berör berg och som innefattas i EN 1997–3 är sprängda och naturliga bergslänter (kapitel 4), grundläggning på berg (kapitel 5), bergbultar och ytförstärkning med syfte att förstärka bergslänter (kapitel 11) och grundvattenkontroll (kapitel 12).

Eurokoder som kan vara aktuella för samverkanskonstruktioner kopplade till geokonstruktioner är Eurokod 1 (EN 1991) som hanterar laster, Eurokod 2 (EN 1992) dimensionering av betongkonstruktioner, Eurokod 3 (EN 1993) dimensionering av stålkonstruktioner och Eurokod 8 (EN 1998) dimensionering av byggnader för seismiska laster.



Figur 2-1: Översiktsbild över kopplingen mellan de olika eurokoderna (European Commission, 2025). Alla eurokoder består av olika delar (förutom EN 1990) som berör specifika aspekter av ämnet och totalt finns det 58 delar fördelade i de tio eurokoderna (EN 1990-EN 1999).

3 Nya koncept i 2:a generationens eurokoder

3.1 Tillförlitlighet

EN 1990 anger att en konstruktion ska dimensioneras och utföras på ett sådant sätt att den med lämplig *tillförlitlighet* uppfyller de grundläggande kraven på bärförmåga (ULS), brukbarhet (SLS), beständighet (livslängd), robusthet och hållbarhet, under konstruktionens livslängd. Detta ska genomföras på ett ekonomiskt sätt och utföras på i enlighet med de antaganden som generellt gäller vid användning av eurokoderna (Figur 3-1).

Tillförlitligheten uppnås genom verifiering och dimensionering i enlighet med eurokoderna. Valet av (teoretisk) nivå på lämplig tillförlitlighet bestäms med hänsyn till: konsekvenser av brott (sociala, ekonomiska och miljö), hur brott kan uppstå (förvarning), allmänhetens reaktion, samt kostnader för att minska risken för brott.

Det finns ett antal antaganden som ska vara uppfyllda vid tillämpning av eurokoderna för att tillförlitligheten ska kunna uppnås. Exempelvis antas att det är personer med lämplig kompentens och erfarenhet som utför samtliga moment i kedjan av planering och utförande av alla moment i dimensioneringsprocessen. Det antas även att det finns en lämplig kontinuitet och kommunikation mellan de personer som är involverade i processen från planering av geotekniska undersökningar till genomförande av byggnationen.

Figur 3-1: Illustration över vad som ska verifieras enligt Eurokod (IEG, 2024).

Kravet på tillräcklig beständighet finns för att säkerställa att en konstruktion, eller konstruktionselement, under den dimensionerande livslängden har förmågan att uppfylla sin funktion, med beaktande av planerat underhåll. Kravet formuleras som ett krav på en dimensionerande teknisk livslängd.

Kravet på tillräcklig robusthet finns i Eurokod för att säkerställa att om en oförutsedd ogynnsam händelse inträffar, ska den skada som uppstår inte vara oproportionerlig i förhållande till den händelse som orsakar skadan. I normalfallet är kravet på robusthet uppfyllt genom att dimensionering görs i enlighet med eurokoderna. En bedömning ska dock göras ifall det finns behov av ytterligare robusthetshöjande åtgärder för aktuell konstruktion.

Ekologisk, social och ekonomisk hållbarhet utgör faktorer som bör beaktas i valet av teknisk lösning, på det sätt som föreskrivs av myndigheter eller som man kommit överens om i projektet. Kraven är i detta fall uttryckt som en ambition att inkludera hållbarhet som en aspekt att beakta i verifieringen, att väga i relation till kostnader enligt beställarens ambitioner. Ekologisk hållbarhet inkluderar materialval, energi, påverkan på omgivningen och CO_2. Social hållbarhet inkluderar påverkan på samhället, arbetsmiljö, samhällsekonomi och genomförbarhet. Den ekonomiska hållbarheten bedöms utifrån projektet.

Påverkan från omgivningen på konstruktionen och påverkan från konstruktionen på omgivningen lyfts tydligt i EN 1997. Kravet säger att omfattningen på sådan påverkan ska

bedömas och påvisas vara acceptabel. Detta innebär att verifieringen och dimensioneringen inte enbart kan fokusera på optimering av den enskilda konstruktionen, utan eventuella effekter på omgivningen ska beaktas.

3.2 Geoteknisk kategori

För att uppnå rätt tillförlitlighet i praktisk dimensionering är begreppet *Geoteknisk kategori* centralt. I svensk tillämpning har begreppet Geoteknisk kategori länge varit kopplat till Boverkets beskrivning av GK1-GK3 (Boverket, 2024), med stöd i tidigare formulering i SS-EN 1997-1, där kategorin i huvudsak används för att precisera svenska krav på utredningsnivå, kontroll och geoteknisk kompetens. Denna indelning är väl etablerad och används fortfarande brett i projektering. I 2:a generationens EN 1997 blir innebörden av geoteknisk kategori lite annorlunda.

Eurokoderna bygger på filosofin att de tillämpade dimensioneringsåtgärderna bör återspegla den risknivå som är förknippad med konstruktionen. I 2:a generationen har begreppet *Geoteknisk kategori (GC)* fått en tydligare riskbaserad definition i koden. Från att enbart ha hanterat konsekvenser, blir den *Geotekniska kategorin* (*GC*) nu ett mer explicit riskbaserat koncept. Den Geotekniska kategorin är nu en kombination av en *Konsekvensklass* (*CC*) och den *Geotekniska komplexitetsklassen* (*GCC*), se Tabell 3-1.

> *Konsekvensklass (CC)* – beaktar konsekvensens storlek i händelse av brott.
>
> *Geoteknisk komplexitetsklass (GCC)* – beaktar komplexitet och osäkerheter hos markförhållandena och konstruktions beteende.

Här kan noteras att en kombination av osäkerhet och konsekvens är just definitionen av risk: “osäkerhetens effekt på mål” (ISO 31 000, 2018), där ett mål är just att konstruktionen inte ska gå till brott.

Tabell 3-1. Geoteknisk kategori beror av konsekvensklass och Geoteknisk komplexitetsklass.

Konsekvensklass (CC)	**Geoteknisk komplexitetsklass (GCC)**		
	Låg (GCC1)	**Normal (GCC2)**	**Hög (GCC3)**
Hög (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3
Låg (CC1)	GC1	GC2	GC2

Konsekvensklassen, se Tabell 3-2, styr dels vilka praktiska åtgärder i dimensioneringsarbetet som krävs för att uppnå tillförlitlighet, dels en konsekvensfaktor, k_m, som appliceras på partialkoefficienten för att justera säkerhetsnivån genom att minska brottsannolikheten vid bedömt stora konsekvenser. Konsekvenser relaterar såväl till personskador och som till miljö-, ekonomiska- och sociala konsekvenser.

Tabell 3-2. Definition av konsekvensklasser enligt SS-EN 1990:2023.

Konsekvensklass	**Indikativ egenskap av konsekvenser**	
	Förlust av liv eller personskador	**Ekonomiska, sociala eller miljömässiga konsekvenser**
CC4 – Högsta	Extrem	Enorm
CC3 – Hög	Hög	Väldigt stor
CC2 – Normal	Normal	Betydande
CC1 – Låg	Låg	Liten
CC0 - Lägsta	Väldigt Låg	Försumbar

Geokonstruktionen klassificeras sedan i en geoteknisk komplexitetsklass (GCC) enligt Tabell 3-3. I ett inledande skede innan det finns information från marktekniska undersökningar, så ansätts principiellt alltid GCC3 om man har en låg kunskap om markförhållandena. När undersökningar har genomförts så bör GCC2 kunna väljas, om inte de marktekniska undersökningarna visar på hög komplexitet i marken. Om man befinner sig i ett område med välkända geologiska och geotekniska förutsättningar, kan GCC2 ansättas direkt baserat på skrivbordsstudien. GCC väljs ingenjörsmässigt baserat på eurokoderna och IEG:s vägledning.

Olika delar av geokonstruktionen kan klassificeras i olika geoteknisk kategori. Eftersom den geotekniska komplexitetsklassen kan omvärderas under dimensioneringsprocessen allteftersom mer kunskap om markförhållandena och konstruktionen tillkommer, så kan även den geotekniska kategorin uppdateras.

Tabell 3-3. Bedömningsgrunder för val av geoteknisk komplexitetsklass i EN 1997-1.

Geoteknisk komplexitetsklass (GCC)	**Komplexitet**	**Generella egenskaper**
GCC 3	Högre	Någon av följande omständigheter föreligger: - Betydande osäkerhet gällande markförhållandena - Väldigt varierande eller svåra markförhållanden - Betydande känslighet mot grund- och ytvattenförhållanden - Betydande komplexitet i interaktionen struktur-mark
GCC 2	Normal	GCC2 tillämpas om varken GCC1 eller GCC3 är tillmpbara.
GCC 1	Lägre	Alla av följande omständigheter föreligger: - Försumbara osäkerheter gällande markförhållandena - Enhetliga markförhållanden - Låg känslighet mot grund- och ytvattenförhållanden - Låg komplexitet i interaktionen struktur-mark

Konsekvensklassen och den Geotekniska komplexitetsklassen ger sedan den Geotekniska kategorin. Den Geotekniska kategorin är basen som olika åtgärd kopplas till för att minska sannolikheten för fel i dimensioneringen. Ju högre Geoteknisk kategori, desto mer omfattande åtgärder.

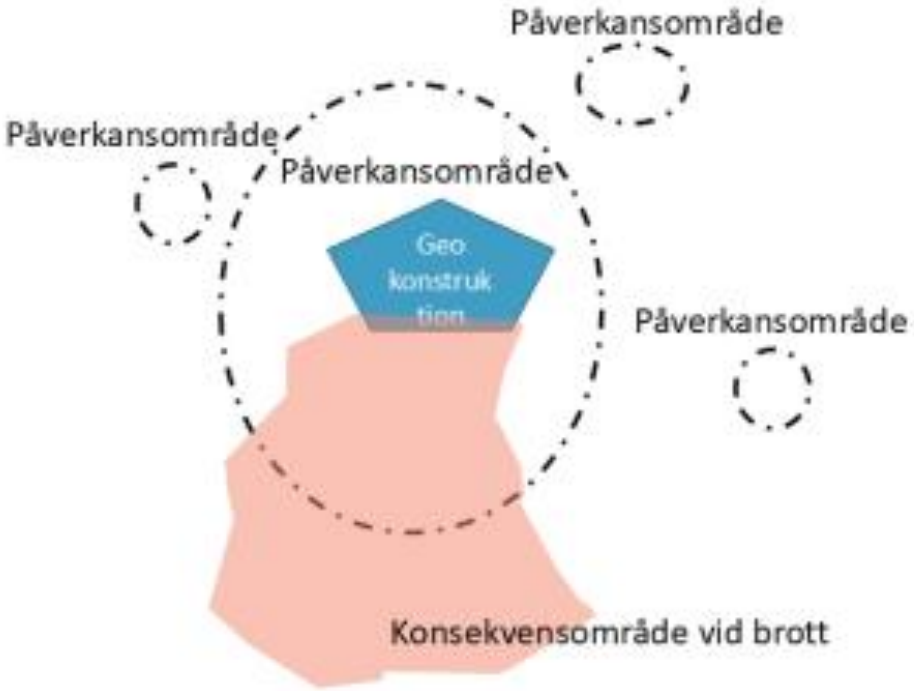
Den Geotekniska kategorin i Eurokod 7 *inte är direkt likvärdig* med den nuvarande svenska användningen av GK1–GK3, som definierats av Boverket. I jämförelse med det nya systemet kan dagens GK ses som en förenklad kategorisering som delvis blandar två dimensioner: konsekvens och komplexitet (osäkerhet). Detta gör att en konstruktion i svensk praxis som idag hamnar i exempelvis GK2 kan motsvara olika kombinationer av CC och GCC i det nya systemet, beroende på projektets förutsättningar.

3.3 Påverkansområde

I den 2:a generationen av Eurokod har ett nytt begrepp införts, *påverkansområde* (*zone of influence*), som avser den nya geotekniska konstruktionen interaktion med omgivningen. Interaktionen avser båda riktningar: hur den nya konstruktionen påverkar sin omgivning och hur omgivningen påverkar den nya konstruktionen. Det kan avse exempelvis grundvattenförändring, sättningar, ljud, vibrationer och förorening.

Påverkansområdet ska definieras innan markundersökningarna genomförs och förväntas sedan uppdateras baserat på markundersökningarna och det som framkommer under designprocessen. Påverkansområdets storlek är kopplat till det område där geotekniska undersökningar ska utföras och området för vilket geomodellen tas fram.

För att visa att man inte påverkar omgivningen för mycket behöver brukbarhethetskriterier för nytt bärverk, existerande bärverk, samhällsviktiga områden, mark och grundvatten som är inom påverkansområdet definieras. Hur och om det blivande bärverket har stor påverkan på omgivningen under själva byggskedet ska kontrolleras genom mätning och jämförelse mot angivna gränsvärden. Hur stort påverkansområdet som förväntas kan baseras på prognoser (beräkningar) eller ingenjörsmässiga bedömningar.



Figur 3-2: Påverkansområdet ska skiljas från konsekvensområdet och influensområdet (IEG, 2025).

Med hänsyn till miljölagstiftningen i Sverige är det viktigt att särskilja på *influensområde* respektive *påverkansområde*. För dammkonstruktioner är det även viktigt att skilja påverkansområdet från *konsekvensområdet*.

IEG föreslår att påverkansområde är det område där det finns en betydande negativ konsekvens från den geotekniska konstruktionen. Påverkansområdet kan för en specifik konstruktion ha olika stor utbredning beroende på vilken frågeställning som avses.

Konsekvensområdet är det område som erhåller ej försumbara konsekvenser när aktuell geokonstruktion går till brott. Konsekvenserna kan avse människors hälsa och säkerhet eller miljö. För till exempel en dammkonstruktion kan konsekvensområdet vara betydligt större än påverkansområdet. För andra konstruktioner kan konsekvensområdet vara mindre än påverkansområdet.

Influensområdet är det område som får eller ger negativ effekt på säkerhet, brukbarhet, robusthet, beständighet, hållbarhet för den geotekniska konstruktionen, andra konstruktioner, ledningar, mark eller grundvatten och dylikt. Till skillnad mot påverkansområde så är påverkan på randen av influensområdet noll, d.v.s. influensområdet inkluderar även sådan påverkan som inte är “betydande”. Influensområdet blir normalt sett större än påverkansområdet.

4 Verifiering av gränstillstånd

Geokonstruktioners bärförmåga (säkerhet) och brukbarhet ska enligt EN 1997–1 verifieras med en av följande metoder (eller två eller fler metoder i kombination):

- Beräkningar, vilket inbegriper
    - partialkoefficientmetoden
    - andra sannolikhetsbaserade metoder (alltså en explicit brottsannolikhetsberäkning)
- hävdvunna regler (som kan specificeras i nationell bilaga)
- provning
- observationsmetoden (där flera designvarianter förbereds och man sedan låter avgöra vilken som är lämplig genom observationer under byggtiden).

Eurokoderna utgår i grunden från ett säkerhetsfilosofiskt synsätt som kallas gränstillståndsverifiering, vilket innebär att man teoretiskt adresserar konstruktionens brottsannolikhet. Det kan göras genom att använda partialkoefficienter eller göra en brottsannolikhetsberäkning. Traditionellt inom bergbyggande har man dock använt deterministiska säkerhetsfaktorer, som egentligen inte har någon formell teoretisk koppling till begreppet brottsannolikhet, utan utgör sitt eget säkerhetsfilosofiska synsätt. Den som är intresserad av den teoretiska skillnaden och respektive filosofis för- och nackdelar kan med fördel läsa Doorn och Hanssons (2011) artikel på detta ämne. Effekten av detta teoretiska skifte är ett omfattande behov av att undersöka att gränstillståndsverifiering, och då särskilt partialkoefficientmetoden, teoretiskt lämpar sig för våra bergmekaniska frågeställningar. Eurokoderna öppnar visserligen för att använda andra verifieringsmetoder än de som är godkända i koden, men då ska man vara medveten om att Beställaren har ett särskilt ansvar att kunna visa att de ger en konstruktion som i säkerhet är likvärdig en som verifierats med eurokoderna.

En hävdvunnen regel ska vara en förutbestämd, erfarenhetsbaserad och tillräckligt konservativ regel som kan användas vid dimensionering. Regeln ska också vara godtagen av relevant myndighet och den kan specificeras i nationell bilaga. Exempel på regler som skulle kunna specificeras för bergslänter är väggförstärkning enligt Q-systemet och förankringslängd av bergbult enligt AMA. Inom IEG pågår arbete att definiera vilka hävdvunna metoder som ska specificeras i den nationella bilagan. En hävdvunnen regel kan också tas som ett projektbeslut, oftast då förknippat med ett större infrastrukturprojekt, i de fall regeln inte redan specificerats på annat sätt.

För många bergtekniska tillämpningar är en observationsmetod är att föredra eftersom designen då anpassas (optimeras) efter geologin och det bergmaterial som faktiskt observeras i tunneln.

- Kombination av metoden med empirisk design, beräkningar och observationsmetoden för att verifiera konstruktionen är vanligast inom bergkonstruktion.

- I mer komplexa designsituationer inkluderar observationsmetoden även mätningar av geotekniskt beteende baserat på ett övervakningsprogram ofta i kombination med beräkningar.

Den största anledningen till att verifiering inom bergbyggandet ofta sker med observationsmetoden är att bergmassan både utgör en last och en del av den bärande konstruktionen vid undermarkskonstruktioner. Dessa utgörs ofta av en samverkanskonstruktion mellan berg, stål och sprutbetong, och komplicerar därför verifiering av gränstillstånd med partialkoefficientmetoden. Dagens arbetssätt med observationsmetoden som övergripande filosofi bedöms i stort kunna fortsätta som idag, om än med viss ny terminologi.

5 Verifiering med partialkoefficientmetoden

För bergslänter och fallet bergförstärkning med bergbult av ett block i en slänt, har det redan varit möjligt (men inte tvunget) i den första generationen av Eurokod att använda partialkoefficientmetoden. Koefficienten applicerades på berglasten (egentyngd), något som i släntsammanhang resulterade i problem eftersom även normalkraften i förekommande glidplan ökade och därmed även skjuvhållfastheten (bärförmågan) hos sprickplanet med blockets högre tyngd mot diskontinuiteten. Det förekom varianter på beräkning där partialkoefficienten endast applicerades på den pådrivande delen av lasten. Sammantaget resulterade detta i stora variationer i tillämpade beräkningsmodeller för analys av blockutfall i slänt.

I den 2:a generationen av Eurokod har ett verifieringssfall (VC) för denna typ av konstruktion tagits fram vid verifiering med partialkoefficientmetoden: *Material Factor Approach* (MFA) och *Verifieringsfall 3* (VC3), Geoteknisk design, ska användas när osäkerheten främst finns i materialets hållfasthetsegenskaper, och tillämpas endast för geokonstruktioner. Partialkoefficienter på material, γ_M, för *Set M2*, d.v.s. partialkoefficienten läggs på skjuvhållfastheten i diskontinuiteten.

Alla permanenta laster (egentyngd och yttre laster) ges partialkoefficienten 1,0 eftersom en uppräkning av markens egentyngd och permanenta laster även ger en ökad spänning på glidytan, som i sin tur ger en ökad hållfasthet och därmed inte nödvändigtvis bidrar till ökad säkerhetsmarginal i designen.

Partialkoefficienten på laster från vatten, används bara om du inte väljer annat sätt att bestämma dimensionerande vattentryck. För variabla ogynnsamma laster från vatten gäller att vid stabilitetsanalyser och bärförmåga, studeras höga/låga värden på relevanta vattennivåer. Partialkoefficienten tillämpas därmed inte.

För VC3 appliceras konsekvensfaktorn, k_M, på materialegenskaperna. Då konsekvensen enbart ska beaktas en gång, finns det ingen k_F faktor på lasten. För konsekvensklass 1–3 ansätts konsekvensfaktorn till 0.9, 1.0 respektive 1.1.

Friktionen är en viktig, men osäker, parameter för bergslänters stabilitet. Principiellt gäller i 2:a generationens Eurokod 7 att materialparameterar som är osäkra ska bestämmas som *representativa värden*, vilket antingen kan innebära ett *nominellt värde*, vilket koden beskriver som ett *försiktigt skattat värde* (eng. cautious estimate), eller så kan det innebära ett *karaktäristiskt värde*, vilket är en statistiskt bestämd 5%-fraktil. Om det finns mycket data från undersökningar bör karaktäristiskt värde utvärderas; i annat fall skattar man ett nominellt värde. Den underliggande fördelning vars fraktil man ska bestämma utgörs i detta fall av den genomsnittliga friktionskoefficienten, tan(φ), utvärderad över glidplanet. Om man utvärderar ett

karaktäristiskt värde med statistisk metod är det alltså det specifika glidplanet som behöver ha undersökts (med tillräckligt många prover för att en statistisk analys ska bli meningsfull). Eventuell kohesion utvärderas på liknande sätt.

IEG planerar att föreslå att nominellt värde tas fram i två steg: först utvärderas en bästa skattning av parametern, X_{bas}, vilket är det värde man faktiskt tror att parametern har i verkligheten. Den bästa skattningen multipliceras sedan med en faktor Þ som ger "graden av "försiktighet" så att nominellt värde $X_{nom} = Þ\, X_{bas}$. Faktorn Þ bedöms komma att ligga på runt 0.85–1.0 beroende på storleken på osäkerheten i det aktuella fallet. Ett tillåtet alternativ är att bestämma X_{nom} direkt från ett tabellvärde, som då, enligt koden, ska vara mycket försiktigt (very cautious).

Stupningsvinkeln är en annan viktig parameter för bergslänter, som också kan vara behäftad med osäkerhet. Detta är dock inte en materialparameter, så begreppet representativt värde används inte här. I stället utvärderas ett nominellt värde, där man lägger på en viss säkerhetsmarginal på ens bästa bedömning. Storleken på denna säkerhetsmarginal är dock inte tydlig i Eurokod 7. IEG kommer därför att sträva efter att ge särskild vägledning om detta. *Sämsta rimliga vinkel* kan vara ett ledord på vägen.

5.1 Exempel – Analytisk verifiering av plant glidbrott i ULS (då och nu)

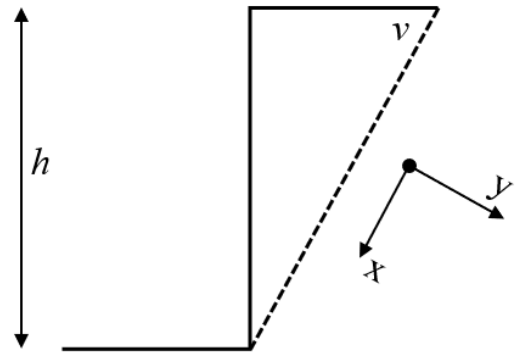
Ett antal olika metoder har förekommit genom tiderna för analytisk beräkning av den pådrivande lasten vid strukturstyrt plant glidbrott i slänt. Vid analytisk beräkning förekommer nästan uteslutande bara verifiering av ett brottgränstillstånd (ULS), där de stabiliserande krafterna på bergblocket verifieras relativt de pådrivande krafterna så att utfall eller ras förhindras. Två typiska uppställningar för analys av problemet (A-B) har observerats tillämpas inom branschen; därutöver tillkommer en tredje uppställning (C) i och med 2:a generationen av Eurokod 7:

A) Verifiering genom en totalsäkerhetsfaktor (*SF*), ofta ansatt till $SF \geq 1.50$ i släntsammanhang, för kvoten mellan pådrivande och mothållande krafter i kilblockets kraftjämvikt.

B) Verifiering genom partialkoefficientmetoden enligt SS-EN 1997-1:2005 där γ_F ansätts efter $\gamma_{G;dst} = 1.10$, för en permanent ogynnsam last enligt tabell A.1 (SIS, 2005). Det vill säga att partialkoefficienten appliceras på den pådrivande delen av egentyngdens kraftkomposant.

C) Verifiering genom partialkoefficientmetoden enligt kommande 2:a generationen av SS-EN 1997-1. En partialkoefficent enligt uppsättning M2 appliceras då på sprickplanets skjuvhållfasthet enligt $\gamma_{\tau r} = 1.25 \times k_{m,}$ där k_m ansätts till ett värde om 0.9, 1.0 eller 1.1 efter konsekvensklass CC1-CC3.

En problemformulering antas för en slänt likt presenterat i Figur 5-1, beräkningsuppställning A respektive C analyseras sedermera vidare.



Lutning sprickplan	$v = 60°$
Slänthöjd	$h = 10$ m
Friktionsvinkel sprickplan	$ø = 30°$
Tunghet bergmassa	$\gamma_r = 27$ kN/m^3

Figur 5-1: Uppställning av beräkningsexempel, plant glidbrott i bergsläntmed vertikal vägg utan externa laster.

Bergblockets tyngd, W, ges av dess volym, $V = h^2/\left(2 \cdot tan(v)\right)$, och bergmassans tunghet, γ_r, genom uttrycket $W = V \cdot \gamma_r$.

Normalkraften i x-led samt i y-led (definition enligt Figur 5-1) ges av uttrycken nedan, där v representerar diskontinuitetens lutning. Vid tillämpning av partialkoefficientmetoden ska nominellt värde tillämpas på lutningen, enligt föregående avsnitt.

- $W_y = W \cdot cos(v)$, normalkraft i sprickplan.
- $W_x = W \cdot sin(v)$, pådrivande kraft parallellt med sprickplan.

Den skjuvhållfasthet, τ, sprickplanet erhåller ges som en funktion av normalkraften W_y och friktionsvinkeln, ø, där $\tau = W_y \cdot tan(\phi)$. Vid en uppställning enligt 2:a generationen av Eurokod 7 tillämpas sedan en partialkoefficent $\gamma_{\tau r} = 1.25 \times k_m$ där konsekvensfaktorn k_m återspeglar konsekvensklass, i detta exempel antas CC2 så att $k_m = 1.0$ och $\gamma_{\tau r} = 1.25$. Vid partialkoefficientmetoden är därför den beräknade skjuvhållfastheten att betrakta som karakteristisk. En dimensionerande skjuvhållfasthet, τ_d, erhålls först efter multiplikation med partialkoefficienten $\gamma_{\tau r}$. Vid händelse av antagen kohesion appliceras partialkoefficienten enligt $\tau_d = \tau_{rep}/\gamma_{tr} = (c_{rep} + N\ tan(\phi_{rep}))/\gamma_{tr}$, där N betecknar normalkraften i sprickplanet.

Slutligen kan mothållande kraft (*resisting*), W_{res}, summeras till $W_{res} = \tau$ (eller τ_d) samt en pådrivande kraft (*driving*), W_{driv}, till $W_{driv} = W_x$. Vid en analytisk uppställning enligt alternativ (A) med totalsäkerhetsfaktor ska $SF = W_{res} / W_{driv}$. Således bör villkoret vid $SF = 1.50$ vara $W_{res} \geq 1.5 \cdot W_{driv}$ för att designen ska vara säker. I kontrast till detta bör, för uppställning (C), villkoret $W_{res,d} \geq W_{driv}$ gälla, där $W_{res,d}$ representerar den dimensionerande mothållande kraften.

Resultat för antagna indata presenterade i Figur 5-1 presenteras nedan i Tabell 5-1. I jämförelsen antas att indata för materialparametrarna för metod (A) och (C) är desamma, även om det i praktiken kan komma att bli vissa skillnader när representativt värde införs.

Tabell 5-1. Beräkningsresultat för beräkningsexempel plant glidbrott.

A) Verifiering genom totalsäkerhetsfaktor (*SF*)	**C) Verifiering genom partialkoefficientmetoden enligt SS-EN 1997-1 Gen. 2.**
Blockets tyngd: $W = \frac{\gamma_r \cdot h^2}{2 \cdot tan(v)} = \frac{27 \cdot 10^2}{2 \cdot tan(60°)} \approx 780$ *kN/m*	
Krafkomposanter: $W_x = W \cdot \sin(v) = 780 \cdot \sin(60°) \approx 675$ *kN/m* $W_y = W \cdot \cos(v) = 780 \cdot \cos(60°) \approx 390$ *kN/m*	
Skjuvhållfasthet: $\tau = W_y \cdot tan(\phi)$ $= 390 \cdot tan(30°) \approx 225$ *kN/m*	Skjuvhållfasthet: $\tau_d = W_y \cdot tan(\phi)/\gamma_{tr}$ $= 390 \cdot tan(30°)/1.25 \approx 180$ *kN/m*
Pådrivande kraft: $W_{driv} = W_x = 675$ *kN/m* Mothållande kraft: : $W_{res} = \tau = 225$ *kN/m*	Pådrivande kraft: $W_{driv} = W_x = 675$ *kN/m* Mothållande kraft: : $W_{res} = \tau_d = 180$ *kN/m*
Brottvillkor (ULS): $W_{res} \geq 1.5 \cdot W_{driv}$ $225 \geq 1.5 \cdot 675 \geq 1013$ *kN/m. Ej ok!*	Brottvillkor (ULS): $W_{res} \geq W_{driv}$ $180 \geq 675$ *kN/m. Ej ok!*

Båda exempelfallen påvisar att blocket inte kan betraktas som naturligt tillräckligt stabilt utan kräver bergförstärkning för att tillräcklig säkerhet ska erhållas. En lägre konsekvensklass för metod (C) resulterar i en högre beräknad skjuvhållfasthet samt omvänt för en högre konsekvensklass. Den nya metoden med beräkning av dimensionerande skjuvhållfasthet genom partialkoefficientmetoden ger ett tydligare arbetsflöde och är även tillämpbar i beräkningsprogram för kinematisk- eller kilanalys.

5.2 Exempel – Verifiering av ingjutningslängd för bergbult genom beräkning

I den nya generationen av Eurokod 7 tillkommer krav på verifiering av själva bergbulten, bland annat ingjutningshållfastheten (och därmed ingjutningslängd i fast berg), men även brott i tvärsnitt, brott i bulthuvud/bricka, kraftförlust på grund av deformation eller materialförlust ska verifieras. Den nya generationen beskriver hur den representativa ingjutningshållfastheten bör beräknas genom uttrycket:

$\begin{cases} R_{ri} \\ R_{ro} \end{cases} = \int_0^L P(X) \cdot \tau_f(X)\, dx$, som för konstanta värden längs bulten ger: $\begin{cases} R_{ri} \\ R_{ro} \end{cases} = P \cdot \tau_f \cdot L$

Där $P(X)$ beskriver omkretsen av kontaktytan, τ_f vidhäftningshållfastheten mellan bergbult-bruk eller bruk-bergmassa samt längden, L, av den förankrande delen av bergbulten. Både R_{ri} och R_{ro} ska bestämmas, dvs. både den inre (bult-bruk) respektive den yttre (bruk-berg) ingjutningshållfastheten.

Vid GC3 fordras framöver utförandet av verifierande provning av eller lämplighetsprovning av vidhäftningen, τ_f, i kontaktytorna, medan det för GC1 eller GC2 kommer vara tillräckligt att verifiera ingjutningshållfastheten utifrån jämförbara erfarenheter.

Det representativa värde som erhållits genom beräkning av ingjutningshållfastheten, $R_{r,rep,calc}$ nyttjas sedan för att beräkna dimensionerande värden för den inre- respektive yttre hållfastheten:

$$\begin{cases} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{cases} = \frac{R_{r,rep,calc}}{\gamma_{Rr} \cdot \gamma_{Rd,bolt}}$$

där γ_{Rr} är en partialkoefficent (γ_{Rr} = 1.25, men kan anpassas nationellt) som beaktar osäkerheten i hållfasthet, samt $\gamma_{Rd,bolt}$ vilken är en modellfaktor ($\gamma_{Rd,bolt}$ = 1.50 men kan anpassas nationellt).

Antas en bultdiameter d_i = 25 mm (nom. värde), en borrhålsdiameter d_o = 45 mm (nom. värde), vidhäftningar $\tau_{f,i}$ = 3 MPa (kar. värde) samt $\tau_{f,o}$ = 1 MPa (kar. värde) erhålles följande:

$$\begin{cases} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{cases} = \frac{R_{r,rep,calc}}{\gamma_{Rr} \cdot \gamma_{Rd,bolt}} = \frac{P \cdot \tau_f \cdot L}{\gamma_{Rr} \cdot \gamma_{Rd,bolt}} = \begin{cases} \dfrac{0.025\pi \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot L}{1.25 \cdot 1.50} \\ \dfrac{0.045\pi \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot L}{1.25 \cdot 1.50} \end{cases} = \begin{cases} 40\pi L \\ 24\pi L \end{cases} \ (kN)$$

Med ett brottsvillkor $E_d \leq min\{R_{ri,d}, R_{ro,d}\}$, där E_d representerar bultlastens designvärde. Om bulten antas arbeta i rent drag, kan lasten sättas till E_d = 495 kN/m (675–180 kN/m) från beräkningsfall (C) i Tabell 5-1. Antas en bultmängd om 3/m erhålls således en bultkraft E_d = 495/3 =165 kN/st så att:

$$E_d = 165 \leq min\{40\pi L\,,\ 24\pi L\} \ \longrightarrow \ 165 \leq 24\pi L \ \longrightarrow \ L \geq 165/24\pi \approx 2{,}2\ m$$

För den antagna bultmängden är därför en ingjutningslängd om 2.2 m tillräckligt enligt 2:a generationen EN 1997. Notera även att orienteringen mellan bergbult och diskontinuitet ska beaktas, det vill säga att vid verifiering av bultstålets hållfasthet behöver den kombinerade effekten av drag-skjuvning beaktas. Den tillämpade modellfaktorn avses justeras nationellt i Sverige till ett värde om $\gamma_{Rd,bolt}$ = 1.0 i den nationella bilagan, då den anses vara överkonservativ för typiska svenska bergförhållanden.

6 Vägen framåt

IEG arbetar för närvarande för högtryck för att ta fram vägledningar för praktiserande geotekniker och bergmekaniker. Preliminärt ser partialkoefficientmetoden ut att vara tillämpbar på bultförstärkta bergslänter, men det finns ett antal nya begrepp och koncept som man behöver ta till sig. Detta gäller framför allt hur man tar fram representativt värde för sina materialparametrar och dessutom viss osäkerhet i stupningsvinkeln på glidplanet, när man bara har lite data från undersökningar på platsen. IEG arbetar för att ta fram mer detaljerade vägledningar för hur man ingenjörsmässigt kan ta sig an denna uppgift.

En annan utmaning är numerisk modellering av bergsslänters stabilitet. Preliminära analyser har indikerat vissa praktiska problem att i befintlig programvara applicera partialkoefficienter på skjuvhållfastheten på det sätt som anges i eurokoderna. Vi hoppas kunna återkomma med mer detaljer om detta vid ett senare tillfälle,

7 Referenser

Boverket (2024): *BFS 2024:6 Boverkets föreskrifter och råd om bärförmåga, stadga och beständighet i byggnader m.m. 7 kap. Geokonstruktioner, 1 §.*

CEN (2023). *EN 1990:2023 Eurocode – Basis of structural and geotechnical design*, Brussels.

CEN (2024). *EN 1997-1:2024 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules,* Brussels.

CEN (2025) *EN 1997-3:2025 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures.* Brussels.

Doorn, N., & Hansson, S. O. (2011). Should probabilistic design replace safety factors? Philosophy & Technology*,* 24*(*2), 151-168.

European Commission (2025): *The Eurocodes at a glance*. https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/about-en-eurocodes (Hämtad 2025-03-04).

SIS (2005). *Svensk standard SS-EN 1997-1:2005 – Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler.* Stockholm: Swedish Standards Institute (SIS).

SIS (2018): *SS-ISO 31 000:2018 Riskhantering – Vägledning.* Stockholm: Swedish Standards Institute (SIS).