

DIMENSIONERING AV SAMVERKANSKONSTRUKTIONER I BERG MED SANNOLIKHETSBASERADE METODER

En inledande studie

**Probability based design methods
for underground excavations characterised
by rock-structural interaction**

A preliminary study

Håkan Stille, KTH

Mats Holmberg, Tunnel Engineering AB

Lars Olsson, Geostatistik Lars Olsson AB

Johan Andersson, JA Streamflow AB

Förord

Aktuella regelverk anger att byggnader och anläggningar ska uppfylla tekniska egenskapskrav i fråga om bärförmåga, stadga och beständighet. Det gäller också berganläggningar, men metoderna för dimensionering och verifiering måste anpassas till det faktum att en korrekt bedömning av bärförmågan måste ta hänsyn till samverkan mellan bergmassa och förstärkningselement. Normerna medger att detta görs med stöd av observationer enligt ”observationsmetoden” och/eller med hjälp av sannolikhetsbaserade metoder.

Denna förstudie behandlar grunderna för användning av sannolikhetsbaserade metoder med avseende på samverkansproblemet bergmassa - förstärkning vid hårt respektive svagt berg, och kopplat till användning av observationsmetoden som den definieras i Eurokod. I rapporten redovisas hur observationsmetoden kan tillämpas med ett exempel från ett tunnelprojekt på relativt stort djup. Rapporten avslutas med ett avsnitt om möjligheterna att beskriva de bergmekaniska parametrarna på ett sätt som tar hänsyn till spridning och korrelation och därmed kan ge en bättre grund för en korrekt bedömning av förstärkningsbehovet. En fördjupad studie föreslås för att bättre klarlägga det mekaniska systemet och de ingående parametrarnas statistiska variation för en säkrare bedömning av brottsannolikheter och därmed mindre risk för överdimensionering.

Projektet har genomförts med Håkan Stille som projektledare och Mats Holmberg som huvudutredare med stöd av Lars Olsson och Johan Andersson. Finansiärer har varit Banverket, Vägverket och SKB.

Stockholm i februari 2005

Tomas Franzén

Sammanfattning

Syftet med denna inledande studie är att lägga grunden för en fortsatt utveckling av den befintliga kunskapsbasen inom området dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg med sannolikhetsbaserade metoder. I denna rapport diskuteras grundläggande frågeställningar för teoriernas tillämpning vid dimensionering i olika designsituationer. I bilagor har bakomliggande teorier sammanställts med utgångspunkt från SveBeFo rapport nr 61 "Information Based Design in Rock Engineering" (Stille et al. 2003).

För att ge tillämpningen av sannolikhetsbaserad dimensionering en formell plattform refererar denna studie till anvisningarna i Eurokod avseende den designmetod för geokonstruktioner som benämns observationsmetoden. I regelverket för observationsmetoden ställs bland annat krav på att kvantifiering ska ske av sannolikheten för att konstruktionens beteende under utförandet ska uppfylla i designen fastlagda gränser. Vidare att konstruktionens beteende fortlöpande ska kontrolleras under utförandet. Med målsättningen att ge projektörer av berganläggningar ökad förståelse för och råd om tillämpningen av sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder redovisas ett generellt förslag på tillämpningen av observationsmetoden med hjälp av ett exempel.

Vid dimensionering och verifikation av bärförmågan hos byggnadskonstruktioner i stål och betong samt även vissa enkla geokonstruktioner förutsätts normalt att lasteffekten helt kan separeras från bärförmågan i två oberoende variabler. Det är ett förenklat betraktelsesätt som inte utan tekniska överväganden bör tillämpas vid dimensionering av berganläggningar där det bärande huvudsystemets mekaniska verkningssätt är ett resultat av samverkan mellan bergmassa och förstärkningselement.

Den grundläggande förutsättningen för mekanisk samverkan är att de deformationer som uppkommer i samband med att bergmassan avlastas vid bergguttaget kan tas upp av de bärande förstärkningselement som installerats i berganläggningen. Det bärande huvudsystemet bestående av berg och förstärkningselement upptar då varsin del av den totala lasteffekten. Fördelningen av den totala lasten som respektive bärande element uppbär bestäms av ett flertal parametrar. Brott inträffar när konstruktionens sammanlagda bärförmåga är uttömd. För att genomföra en design av en samverkanskonstruktion är det därför nödvändigt att genomföra en mer djupgående analys av det mekaniska systemet och av hur samverkan sker mellan berg och förstärkningselement, se Stille et al. (2003).

Boverket skriver i BFS 2003:6 att; "när det gäller bergtunnlar och bergrum har det ansetts att BKR svårligen kan tillämpas, varför dessa undantagits." Boverket har vidare i läsanvisningarna till BKR deklarerat att de inte har för avsikt att utarbeta specifika nationella regler för andra byggnadsverk än byggnader. Istället kommer man att dra nytta av de europeiska beräkningsstandarderna, som omfattar betydligt mer än bara byggnader. Det kan tolkas som om att de svenska konstruktionsreglerna, BKR, tillåter att Eurokod används för dimensionering av tunnlar och bergrum.

I grunden använder Eurokod ett sannolikhetsbaserat betraktelsesätt på dimensionering. Dess praktiska tillämpning är dock deterministisk och baseras primärt på användning av delsäkerhetsfaktorer i form av fasta partialkoefficienter. Svårigheterna med

tillämpningen av fasta partialkoefficienter på samverkanskonstruktioner har medfört att alternativa tillvägagångssätt tillkommit. Två alternativa beräkningsmetoder är angivna i detaljnormen för geokonstruktioner i EN 1997-1:2004 och en ytterligare alternativ metod anges i den grundläggande normen EN 1990:2002.

Metod 1 Design baserad på sannolikhetsbaserade metoder

De sannolikhetsbaserade metoderna betecknas nivå II och nivå III. Nivå II är FORM (First Order Reliability Method) eller beta-metoden och nivå III är en fullständig analys med sannolikhetsbaserade metoder.

Metod 2 Partialkoefficientmetoden

Partialkoefficienter kan också appliceras direkt på snittkrafter istället för att som normalt appliceras på de parametrar som ger upphov till lasteffekten. Detta förfarande kan ses som ett specialfall av partialkoefficientmetoden.

Metod 3 Observationsmetoden

Design kan baseras på observationsmetoden. Det ska noteras att metoden inbegriper att utföra sannolikhetsbaserade betraktelser samt att kvantifiera sannolikheten för att konstruktionens beteende ska ligga inom fastlagda gränser. Det medför att metoden inte kan användas som en ”design as you go” metod.

De viktigaste slutsatserna i rapporten sammanfattas nedan.

Osäkerheter om bergförhållandena innan tunnelarbetena har påbörjats gör att osäkerheten om mekaniska egenskaper och mekanisk modell är stor. Det är en komplexitet som ofta föreligger vid dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg. Därför kan en fix design som inte tar vara på de erfarenheter som erhålls vid tunneldrivningen leda till onödigt konservativa konstruktioner. Därför bedöms observationsmetoden vara den lämpligaste designmetoden jämfört med att basera designen på partialkoefficientmetoden eller enbart sannolikhetsmetoder. Med hjälp av observationsmetoden och dess krav på sannolikhetsbetraktelser ges en formell möjlighet att hantera designsituationer där dimensionering måste baseras på osäkra indata och på osäkra beräkningsmodeller. Osäkerheten i ingående materials mekaniska egenskaper kan kvantifieras och konstruktionens tillförlitlighet kan till exempel uttryckas i form av brottsannolikhet.

I hårt berg kan observationsmetoden, som den är definierad i Eurokod, vara tillämplig för stabilitetsproblem som uppkommer dels om bergmassan har otillräcklig förmåga att bilda stabila valv, dels för spänningsrelaterade stabilitetsproblem. Till denna kategori av stabilitetsproblem kan även konstruktioner hänföras med liten bergtäckning och/eller med stor spännvidd och/eller där sättningar på markytan kan vara det primära problemet.

I vissa fall kan det vara svårt att definiera vad som är den observerbara storheten och att fastlägga acceptabla gränser. Det gäller främst då dominerande stabilitetsproblem är svåra att förutsäga och som utlöses av små deformationer med relativt snabba förlopp, som till exempel blocknedfall. Dessa mekanismer gör det svårt att tillgodose det formella kravet i Eurokod, att mätdata ska föreligga i tillräcklig god tid för att framgångsfulla förstärkningsåtgärder ska kunna vidtas när konstruktionen inte beter sig som förväntat. I sådana situationer kan det vara möjligt att applicera en förenklad

dimensioneringsmodell där lasteffekt (S) och bärförmåga (R) betraktas vara oberoende av deformation och av varandra. Enkla uttryck för brottgränsen kan användas och partialkoefficienter appliceras på ingående parametrar eller direkt på snittkrafter. Dock behöver partialkoefficienterna kalibreras för typiska belastningsfall innan de används, för att inte ge överstarka konstruktioner.

Det kan konstateras att angivna råd och krav i Eurokod för användandet av observationsmetoden väl överensstämmer med samverkanskonstruktioners beteende i svagt berg. I svagt berg är det oftast svårt att förutsäga konstruktionens beteende men relativt lätt att kontrollera konstruktionens faktiska beteende genom att mäta deformationer, vilket också sammanfaller med den grundläggande utgångspunkten i Eurokod. Beskaffenheten på förekommande stabilitetsproblem och deras omfattning kan på ett tydligt sätt kopplas till deformationer som uppkommer i en berganläggning. Deformationen blir då entydigt den mest relevanta observerbara storheten. Svagt berg kan i många fall beskrivas med elastisk-plastisk kontinuummodell vilket möjliggör att en kombination av numeriska och analytiska beräkningsmodeller kan användas för att upprätta en sannolikhetsbaserad prognos som demonstrerar konstruktionens möjliga beteende och där stokastiska variabler kan användas för att beskriva mekaniska egenskaper eller storheter som styr konstruktionens beteende. Dessutom är deformationsförloppet i den här typen av berg relativt långsamt, vilket medför att mätdata kan föreligga i tillräckligt god tid för att förebyggande åtgärder i form av till exempel kompletterande bergförstärkningar ska få avsedd verkan.

Det generella förslaget på tillämpningen av observationsmetoden visar att en beräkningsmodell där ingående materials egenskaper kan beskrivas som en stokastisk variabel ger ett betydande bidrag till den ingenjörsmässiga förståelsen och till en förbättrad bedömning av hur samverkan mellan berg och förstärkning fungerar i den berganläggning som ska designas. Ett beräkningsexempel pekar på att det ställs höga krav på den konceptuella modellen för att det initialt ska vara möjligt att med rimlig noggrannhet uppskatta samverkanskonstruktionens möjliga beteende. Vidare visar exemplet att en ofullkomlig bedömning av konstruktionens möjliga beteende kan förbättras genom omformulering av den konceptuella modellen. Det är ett viktigt delmoment för att kunna göra säkrare bedömningar om hur bergmassans eller förstärkningselementens bärförmåga styr det bärande huvudsystemets beteende och dess brottsannolikhet.

I den fortsatta utvecklingen av kunskapsbasen inom området dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg med sannolikhetsbaserade metoder rekommenderas här några viktiga frågeställningar bli föremål för ytterligare utredning. Dels behövs en ökad kunskap om mekaniska system och dess koppling till brottmekanismer, dels bör styrande parametrars mekaniska egenskaper studeras med avseende på variationen samt dess rymdfördelning för att inte överskatta spridningen i en designsituation. Vidare behövs en metodik som med utgångspunkt från faktiska mätningar och observationer kan utföra återkopplingen till aktuell design.

Ett mekaniskt systems uppförande beror på följande faktorer.

- Typ av system (serie eller parallell).
- Typ av element (elastisk-plastisk, elastisk-spröd, etc.).
- Typ av belastning (jämn lastfördelning eller deformationsstyrd).

Grundläggande frågor att utreda är vilken typ av mekaniskt system som föreligger och hur bärigheten kan beskrivas för den typ av element som ingår i systemet samt vilken typ av belastning som verkar på systemet och elementen.

Vid fastläggande av styrande parametrars mekaniska egenskaper har spridningen på medelvärdet stor inverkan på brottsannolikheten. Spridningen hos parametrars egenskaper kommer att bero av tre faktorer:

- Rymdkorrelationen, δ , som funktion av avståndet, det så kallade fluktuationsavståndet.
- Storleken av den längd, yta eller volym över vilken medelvärdesbildning sker.
- Spridningen på medelvärdet för de punkter som ingår i medelvärdesbildningen.

Observationssystem används för att kontrollera aktuell design och att det faktiska beteendet överensstämmer med det förväntade. En viktig frågeställning är hur sannolikheten för ett önskat beteende ändras till följd av en viss given observation, till exempel observationer i form av mätningar av deformationer. Häri omfattas grundläggande frågor som berör relevans av den konceptuella modell som både styr konstruktionens möjliga beteende och brottsannolikheten. I samband med att observationsmetoden används kommer det troligen, även om det inte är ett formellt krav, att uppstå behov av en metodik som kan behandla data från faktiska observationer i syfte att kontrollera och uppdatera den konceptuella modellen. Det är i princip möjligt att använda Bayes teorem för att genomföra det, men förutsättningarna behöver ytterligare studeras.

Den här inledande studien visar att sannolikhetsbaserade metoder kan användas som en integrerad del i observationsmetoden. Vidare att observationsmetoden erbjuder en formell möjlighet att göra återkoppling från erfarenheter som erhålls vid tunneldrivningen till aktuell design. Metoderna kan således, rätt omsatta, medverka till en mer ekonomisk design jämfört med de konservativa konstruktioner som en fix design medför. Men för att kunna tillämpa observationsmetoden i en bergentreprenad på den svenska marknaden fordras en kontraktsform som alla intressenter kan betrakta som förutsägbar, pålitlig och rättvis. Därför rekommenderas att studier påbörjas där det övergripande syftet är att etablera en kontraktsform för observationsmetoden på den svenska marknaden. En inledande studie bör omfatta att undersöka kontraktsformer och praktikfall på den europeiska marknaden där observationsmetoden kommit till användning i hela eller delar av entreprenaden.

Summary

The aim with this preliminary study is to form a basis for a subsequent development of probability based design methods for underground openings characterised by mechanical interaction between rock mass and supporting elements. The report discusses for different design situations basic issues in connection with the application of such design methods. In Appendices to the report relevant background material on the subject has been compiled using the findings from SveBeFo report no. 61 “Information Based Design in Rock Engineering” (Stille et al. 2003).

In order to give the use of probabilistic design methods a formal platform, this study refers to Eurocode and the design method known as the observational method. Eurocode specifies for the observational method certain requirements that shall be met, such as, it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour of the construction will be within the acceptable limits. Further that a plan of monitoring shall be devised that will reveal whether the actual behaviour lies within the acceptable limits.

In order to give the design engineer additional understanding and advice regarding the application of probabilistic methods and the observational method in design, a general examination of the methods is carried out by means of a case history.

In design and verification of the bearing capacity of structures in steel and concrete it is normally assumed that the loading effect can be separated from the bearing capacity by means of two independent parameters. This simplified approach cannot, without technical considerations, be applied in the design of underground openings in rock, where the mechanical behaviour of the load carrying system is a result from interaction between rock mass and supporting elements.

It is fundamental for rock-structure interaction that displacements in the rock mass are transferred on to the supporting elements. In such cases the load carrying system that consists of rock mass and support elements will each carry a part of the total loading effect. The distribution of the total load effect on to the load carrying elements depend on many parameters and the ultimate limit stage or failure occurs as the total load carrying capacity of the system is exceeded. Design for such a construction requires a deeper analysis of the mechanical system and the rock-structure interaction (Stille et al. 2003).

The Swedish government agency, National Board of Housing, Building and Planning (Boverket), has announced that underground openings in rock are exempted from the current code, Design Regulations (BKR). The agency has also stated that it has no intention of giving out specific national codes for other constructions than buildings. For other types of constructions the agency will benefit from European standards which have a much wider coverage. This can be interpreted as the Swedish Design Regulations recommend that Eurocode is used for the design of underground excavations.

Eurocode is based on probabilistic design methods. However, in practice it recommends the use of deterministic methods by means of applying partial coefficients. Difficulties

have been discovered when applying the partial coefficient method in design calculations for rock-structure interaction. This fact has resulted in that two alternative design methods are described in the part for geotechnical constructions EN 1997-1:2004 and one alternative method in the basic part EN 1990:2002.

Method 1 Design based on probabilistic methods

Probabilistic methods can be subdivided into two classes, level II and level III. Level II is FORM (First Order Reliability Methods) and level III is full probabilistic methods.

Method 2 Partial coefficient method

Partial coefficients can be applied directly on actions or resistance obtained part way through the calculations, rather than applying them on primary variables. This method can be regarded as a special form of the partial coefficient method.

Method 3 The observational method

Design can be based on the observational method, in which the design is reviewed during construction. It shall be noted that this method includes to use probabilistic methods and to assess the probability for the actual behaviour to be within the acceptable limits. These requirements imply that the method cannot be used as a “design-as-you-go” method.

The important conclusions from the study are summarised below.

Before any construction start there are uncertainties in regard of the actual rock conditions. This may include low confidence concerning the mechanical properties on materials as well as on the mechanical model itself. This is a complexity that often has to be dealt with in a design of an underground construction with rock-structural interaction. A fixed design that doesn't take advantage of observations and increased knowledge during construction may lead to an overly conservative design. The observational method is therefore considered to be the appropriate design method in relation to a design based on the partial coefficient method or on probability based methods only. The observational method represents a formal way in which design can be based on uncertainties both in terms of mechanical properties and calculation models. The method requires that assessments are made with probability based methods and confidence in the input data can therefore be quantified and the reliability of the design can be assessed, for example in terms of failure probability.

In hard rock conditions it can be appropriate to base a design on the observational method in cases where the rock mass has an inadequate ability to form stable arches or for stress related stability problems (spalling, rock burst). This type of stability problems can also be assigned to underground openings with low rock cover and/or large spans and/or in cases where a settlement on the surface is a critical issue.

In some rock conditions there may be difficulties to define the observable quantity and to establish the acceptable limit. This specially refers to cases where the dominating stability problem is difficult to foresee in time, triggered by small deformations and with a relatively quick evolution, for instance block falls. Such failure modes make it difficult to satisfy the requirements in Eurocode, demanding that monitoring shall at a sufficiently early stage reveal behaviour outside acceptable limits and allow for contingency actions to be undertaken successfully. For such conditions it can be

appropriate to apply a simplified design model in which the loading effect (S) and the bearing capacity (R) are separated by means of two independent parameters. The failure criteria can be described with simple expressions and partial coefficients can be applied to mechanical parameters or to actions directly. There is a necessity to calibrate the partial coefficients before they are applied in order not to make the design overly conservative.

It can be concluded that principles and application rules in Eurocode concerning the observational method are well in agreement for underground openings in weak rock with rock-structural interaction. In weak rock it is difficult to predict the geotechnical behaviour, but relatively easy to monitor it, something which is in agreement with the basic principle of the observational method. The nature of the occurring stability problems and their extent can most often be related to the amount of deformations in an underground opening. Deformation becomes then the most relevant observable quantity. Weak rock behaviour can in many cases be described with an elastic-plastic continuum model. This makes it possible to use a combination of analytic and numerical calculation models to accomplish a probability based prediction of the possible behaviour, in which stochastic variables are applied to properties or other quantities that govern the behaviour. Moreover, the progress of deformation is normally relatively slow and monitoring results will reveal in due time if contingency actions, for example additional rock support, are required.

The general examination of the observational method shows that calculation models, in which stochastic variables are used to define properties of material and other important variables, contribute significantly to an assessment of rock-structure interaction problems and its influence on design. A calculation example points out that precision of the conceptual model is important in order to obtain a good initial assessment of the possible behaviour. It is further shown that an inadequate assessment of the possible behaviour can be improved if the conceptual model is redrafted. This is an important step when attempting to improve the prediction on how the bearing capacity of the rock mass and the support elements governs the total capacity of the load carrying system and its failure probability.

For the subsequent development of probability based design methods for underground openings characterised by rock-structure interaction, there are methods that need to be further developed. It is recommended that the following issues are subject to additional studies. The behaviour of mechanical systems and how they are correlated to different failure modes. Methods to determine the variance of mechanical properties and its spatial distribution are important in order to avoid unintended overestimate of the variance in design calculations. There is also a need for a methodology in which results from monitoring are processed to give feedback to the current design.

The behaviour of a mechanical system depends on the following parameters.

- Type of system (series and parallel).
- Type of component (elastic-plastic, elastic-brittle, etc.).
- Distribution of load (static or governed by deformation).

It is fundamental to determine which the current type of mechanical system is, how the bearing capacity can be described for the components that are part of the system and how the loads are distributed to the system and the components.

The variance of the mean value for governing parameters has large impact on the failure probability of mechanical systems. The variance of a property is influenced by the following factors.

- Spatial correlation, δ , describing the variation of properties over distance, also known as the scale of fluctuation.
- The measure of a distance, an area or a volume, over which the mean value is calculated.
- The variance of the mean value for the points included in the mean value calculation.

Observational systems are used with the aim to review the design and to verify that actual behaviour is in accordance with the acceptable behaviour. An important problem to study is the change in probability related to an unwanted behaviour given a certain observation, for example deformation monitoring. This problem covers basic questions in regard to the confidence of the conceptual model, something which in turn governs the actual behaviour and failure probability. Although it is not a formal requirement, it is considered to be likely that the observational method will have need of a methodology where results from monitoring can be processed to give feedback to the current design. In principle, the processing can be done using Bayes' theorem but the prerequisite for this methodology needs to be further studied.

This preliminary study shows that probability based methods can be used as an integrated part in the observational method. It is further shown that the observational method can be used in a formal way to benefit from increased knowledge during construction by means of giving feedback to the current design. The methodology can, when properly managed, contribute to a more economic design in comparison to a fixed design that often will become overly conservative. In order to facilitate the application of the observational method on the Swedish market, a Contract format that all participants find impartial is conditional. Therefore it is recommended that studies are instigated with the purpose to make available such a contract to the Swedish market. A preliminary study may contain an investigation of existing contract formats as well as case histories on the European market where the observational method has been applied for parts or for the complete project.

Innehållsförteckning

Förord	i
Sammanfattning	ii
Summary	vi
Innehållsförteckning	x
1 Inledning	1
1.1 Syfte och avgränsningar	1
1.2 Grundläggande begrepp	2
1.3 Rapportens innehåll	3
2 Lagar och normer och dess tillämpning på samverkanskonstruktioner i berg	5
2.1 Svenska förhållanden	5
2.2 Eurokoder	5
3. Sannolikhetsbaserade metoder med applikation på samverkanskonstruktioner i berg	9
3.1 Inledning	9
3.2 Dimensionering med sannolikhetsbaserade metoder (Metod 1)	9
3.3 Partialkoefficientmetoden (Metod 2)	11
4 Observationsmetoden (Metod 3)	13
5 Samverkanskonstruktioner i berg	17
5.1 Problembeskrivning	17
5.2 Gränstillstånd för samverkanskonstruktioner	19
5.3 Dimensioneringssituationen för hårda bergförhållanden	20
5.4 Dimensioneringssituationen för svaga bergförhållanden	22
5.5 Gränstillstånd för bergmassa och förstärkning	23
6 Teorier för samverkan bergmassa och förstärkning	25
6.1 Inledning	25
6.2 Analytisk lösning av samverkan mellan bergmassa och förstärkning	26
6.3 Den analytiska modellens begränsningar	29
7 Exempel på dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg utgående från krav i observationsmetoden	31
7.1 Indata	31
7.2 Gränser för acceptabelt beteende	32
7.3 Acceptabel sannolikhet för att möjligt beteendet ligger inom gränserna för acceptabelt beteende	34
7.4 Intervall för möjligt beteende	34
7.5 Plan för kontroll och uppföljning	37
7.6 Jämförelse mellan konstruktionens faktiska beteende och prognosen som avser möjligt beteende	40
7.7 Omformulering av den konceptuella modellen	41
7.8 Diskussion	42
8 Ett vidare perspektiv på dimensionering med sannolikhetsbaserade metoder	45
8.1 Inledning	45
8.2 Det mekaniska systemet	45
8.3 Egenskapernas rymdberoende	48

8.3 Uppdatering	50
9 Slutsatser och rekommendationer	53
9.1 Slutsatser	53
9.2 Rekommendationer	55
10 Referenser	57
Bilaga A. Observationsmetoden	61
A1. Introduktion	61
A2. Elementen i observationsmetoden	62
A2.1 Beslutsproblemet	62
A2.2 Accepterade gränser	63
A2.3 Intervall för möjligt beteende	63
A2.4 Sannolikhet att överskrida gränserna	64
A2.5 Observationssystem	67
A2.6 Observationer, uppdatering	68
A2.7 Åtgärder	71
Bilaga B. Sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder	75
B1. Historik	75
B2. Problemställningen	75
B2.1 Uppställda krav	75
B3. Illustrerande grundproblem	76
B4. Beräkningsproblematiken	79
B4.1 Analytisk lösning av integralen	79
B4.2 Numerisk integration	79
B5. Tillämpning på bergmekaniska problem	86
B5.1 Den bergmekaniska modellen	86
B5.2 Indata	89
B6. Principer för beräkning av samverkansproblem med simulering respektive beta-metoden	91
Bilaga C. Beskrivning av indata i statistiska termer	97
C1. Inledning	97
C2. Parametrar och moment	97
C3. Hur mycket arbete skall läggas på att bestämma rätt fördelningstyp och rätta parametrar?	98
C4. Bestämning av fördelningstyp	98
C4.1. Fysikaliska överväganden	98
C4.2. Val av fördelning beroende på kunskapsnivå	101
C4.3. Bestämning av fördelningstyp ur mätdata	102
C5. Bestämning av parametrarna i en fördelning	103
C5.1 Subjektivt åsättande	103
C5.2 Bestämning ur indata	103

1 Inledning

Lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk (BVL) anger att byggnader och andra anläggningar ska uppfylla väsentliga tekniska egenskapskrav i fråga om bärförmåga, stadga och beständighet samt lämplighet för avsett ändamål. Därmed ställs samma grundläggande krav vid dimensionering av berganläggningar som vid dimensionering av andra typer av konstruktioner. Det betyder bland annat att de ska vara projekterade på ett sådant sätt att konstruktionen under sin livslängd har en bärförmåga som med viss marginal är större än de laster den utsätts för. Vidare att dessa laster inte leder till att konstruktionen utsätts för oacceptabla deformationer.

Vid dimensionering och verifikation av bärförmågan hos byggnadskonstruktioner i stål och betong samt även vissa enkla geokonstruktioner förutsätts normalt att lasteffekten helt kan separeras från bärförmågan i två oberoende variabler. Det är ett förenklat betraktelsesätt som inte utan tekniska överväganden bör tillämpas vid dimensionering av berganläggningar där det bärande huvudsystemets mekaniska verkningssätt är ett resultat av samverkan mellan bergmassa och förstärkningselement.

Den grundläggande förutsättningen för mekanisk samverkan är att de deformationer som uppkommer i samband med att bergmassan avlastas vid bergguttaget kan tas upp av de bärande förstärkningselement som installerats i tunneln. Det bärande huvudsystemet bestående av berg och förstärkningselement upptar då varsin del av den totala lasteffekten. Fördelningen av den totala lasten som respektive bärande element uppbär bestäms av ett flertal parametrar. Brott inträffar när konstruktionens sammanlagda bärförmåga är uttömd. För att genomföra en design av en samverkanskonstruktion är det därför nödvändigt att genomföra en mer djupgående analys av det mekaniska systemet och av hur samverkan sker mellan berg och förstärkningselement, se Stille et al. 2003.

1.1 Syfte och avgränsningar

Nästan varje projektering av en berganläggning är unik beroende på att platsspecifika förhållanden och krav måste beaktas. Det är en komplex process som består av olika faser och som innebär att en kedja av beslut ska fattas, se Stille et al. (2003).

Dimensioneringen av berganläggningar kompliceras ytterligare av att bergets mekaniska egenskaper aldrig helt låter sig karakteriseras samt av att den rumsliga variationen av bergets egenskaper måste beaktas.

Med sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder är det möjligt att göra kvalificerade bedömningar av tillförlitligheten av ett mekaniskt system. Osäkerheten i ingående materials mekaniska egenskaper kan kvantifieras och tillförlitligheten kan till exempel uttryckas i form av brottsannolikhet. Den teoretiska grunden för sannolikhetsbaserad dimensionering är tillgänglig men behöver utvecklas för att kunna tillämpas fullt ut vid praktisk dimensionering av samverkanskonstruktioner där det bärande huvudsystemet består av bergmassa och olika förstärkningselement.

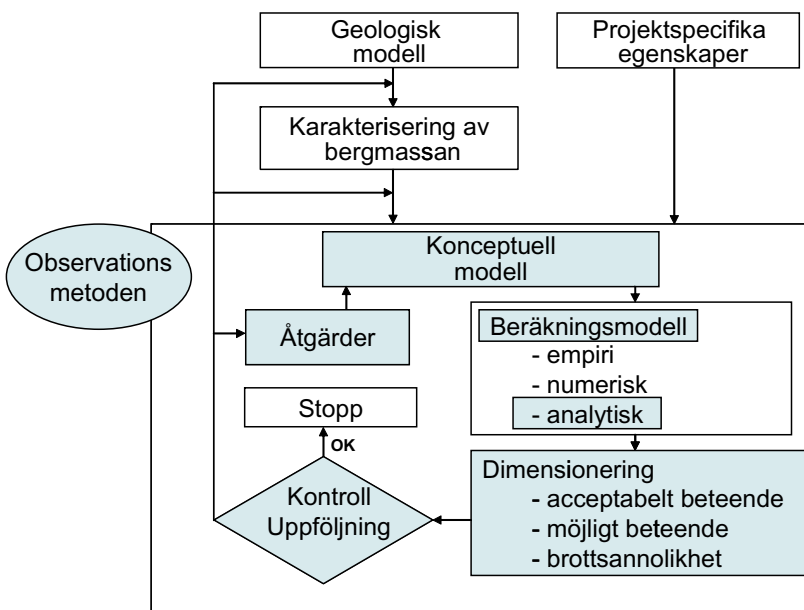
Syftet med denna inledande studie är att lägga grunden för en fortsatt utveckling av den befintliga kunskapsbasen inom området dimensionering av samverkanskonstruktioner i

berg med sannolikhetsbaserade metoder. I denna rapport diskuteras grundläggande frågeställningar beträffande teoriernas tillämpning vid dimensionering i olika designsituationer. I bilagor till rapporten har bakomliggande teorier sammanställts med utgångspunkt från SweBeFo rapport nr 61 ”Information Based Design in Rock Engineering”, Stille et al. För att ge tillämpningen av sannolikhetsbaserad dimensionering en formell plattform refererar denna studie till anvisningarna i Eurokod avseende den designmetod för geokonstruktioner som benämns observationsmetoden. I regelverket för observationsmetoden ställs bland annat krav på att kvantifiering ska ske av sannolikheten för att konstruktionens beteende under utförandet ska uppfylla i designen fastställda gränser. Vidare att konstruktionens beteende fortlöpande ska kontrolleras under utförandet. Med målsättningen att ge projektörer av berganläggningar ökad förståelse för och råd om tillämpningen av sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder presenteras en generell arbetsgång som bland annat berör frågor om verifiering i designskede och utförandeskede.

Den här studien har fokus på sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoders tillämpning i speciellt krävande designsituationer där speciella problem motiverar en fördjupad analys av det bärande huvudsystemet med avseende på samverkan mellan berg och förstärkning. I studien ingår inte designsituationer där den minimiförstärkning som krävs ur arbetsmiljösynpunkt är dimensionerande.

1.2 Grundläggande begrepp

Bergprojekteringsprocessen är till stor del en iterativ process men där helheten måste beaktas för att projekteringen ska kunna utföras på bästa sätt. Det kan illustreras på det sätt som visas i figur 1.1. Processen är uppbyggd med olika moduler. De delar i processen som specifikt behandlas i den här rapporten är markerade i figuren.



Figur 1.1. Illustration av bergprojekteringsprocessen.

I denna studie diskuteras innehållet i modulerna ”Konceptuell modell, Beräkningsmodell, Dimensionering, Kontroll/Uppföljning och Åtgärder” som varande delmoment i observationsmetoden. Modulen ”Konceptuell modell” innefattar en beskrivning av aktuell designsituation och den statistiska beskrivningen av bergmassans och förstärkningselementens egenskaper, samt hur indata till den beräkningsmodell som ska användas ska struktureras och uppdateras. Den konceptuella modellen kan också innefatta metoder för att med hjälp av ny kunskap uppdatera den geologiska modellen och omvärdera karakteriseringen av bergmassan. Modulen ”Beräkningsmodell” innefattar beräkningsmodeller för att beskriva samverkan mellan bergmassa och förstärkningselement. Dessa beräkningsmodeller kan hantera och kvantifiera osäkerheter i indata och beskriva tillförlitligheten i form av till exempel brottsannolikhet. I modulen ”Dimensionering”, inryms frågor om acceptabelt beteende, möjligt beteende och brottsannolikhet för den tänkta konstruktionen. Modulen ”Kontroll/Uppföljning” innefattar frågor om hur kontroll- och mätprogram skall vara strukturerade och fastlägger kopplingen till modulen ”Åtgärder”. Där beskrivs vilka åtgärder, till exempel i form av kompletterande förstärkningar, som ska sättas in om fastställda gränser för konstruktionens acceptabla beteende överskrids.

1.3 Rapportens innehåll

Rapporten har nio kapitel. Det sätt på vilket sannolikhetsbaserade metoder och observationsmetoden bör användas i designskedet och i utförandet diskuteras i kapitel 2 utgående från de krav som ställs i Eurokod. I kapitel 3 finns en allmän redogörelse för observationsmetoden. I kapitel 4 beskrivs kopplingen mellan observationsmetoden och sannolikhetsbaserad dimensionering. Kapitel 5 innehåller en generell beskrivning av samverkan av det mekaniska systemet bergmassa och förstärkningselement. I kapitel 6 beskrivs i korthet teorin för bergets och förstärkningens responskurva, ”ground reaction curve”.

I kapitel 7 diskuteras begreppen acceptabelt beteende, möjligt beteende och brottsannolikhet med avseende på det bärande huvudsystemet. Vidare exemplifieras tillämpningen av observationsmetoden med utgångspunkt från ett praktiskt exempel. Bedömningen av konstruktionens möjliga beteende baseras här på resultat från beräkningar med bergets och förstärkningens responskurva. Där visas också förslag på hur utdata från beräkningarna kan användas i syfte att kontrollera och följa upp konstruktionen verkliga beteende relativt det fastlagda acceptabla beteendet. Faktiska mätningar av deformationer hämtade från praktikfallet jämförs med teoretiskt beräknade data. Vidare diskuteras ett praktiskt exempel på hur ett kontrollprogram kan vara strukturerat och där gränserna för konstruktionens beteende kopplas till vilka åtgärder som utförs. Kapitel 8 innehåller en redogörelse om applikationer inom statistisk teori som ännu inte fullt ut är praktiskt prövade, men som bör utvecklas med avseende på applikationer inom dimensionering av samverkanskonstruktioner. Diskussion och slutsatser har samlats till kapitel 9. Bilagorna innehåller en djupare beskrivning av bakomliggande teorier till de statistiska metoder som används i huvudrapporten samt vissa andra fördjupningar inom ämnesområdet. Bilaga A inrymmer en orientering om observationsmetoden i ett något vidare perspektiv än vad som föreskrivs i Eurokod. Bilaga B behandlar teorier om sannolikhetsbaserade metoder. Bilaga C innehåller en redogörelse om olika fördelningsfunktioner som kan vara tillämpliga när data ska beskrivas i form av stokastiska variabler.

2 Lagar och normer och dess tillämpning på samverkanskonstruktioner i berg

2.1 Svenska förhållanden

Tunnlar och andra undermarksanläggningar hänförs i bygglagstiftningen till byggnadsverk. I lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk (BVL) står det bland annat att byggnader och andra anläggningar ska uppfylla väsentliga tekniska egenskapskrav i fråga om bärförmåga, stadga och beständighet samt lämplighet för avsett ändamål. Vidare fastställs i BVL att regeringen eller den myndighet som regeringen bestämmer får meddela närmare föreskrifter som behövs för att byggnadsverk ska uppfylla de egenskapskrav som nämns ovan. Enligt förordning om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk (BFV) har Vägverket rätt att meddela föreskrifter för vägar och gator, vägtunnlar undantagna. För alla andra byggnadsverk ligger föreskrivningsrätten enligt BFV hos Boverket, det vill säga även för bergtunnlar. Sådana föreskrifter meddelas i Boverkets Konstruktions Regler (BKR).

Men vad gäller bergtunnlar och bergrum skriver Boverket i BFS 2003:6 att; ”när det gäller bergtunnlar och bergrum har det ansetts att BKR svårigen kan tillämpas, varför dessa undantagits.” Boverket har vidare i läsanvisningarna deklarerat att de inte har för avsikt att utarbeta specifika nationella regler för andra byggnadsverk än byggnader. Istället kommer man att dra nytta av de europeiska beräkningsstandarderna, som omfattar betydligt mer än bara byggnader. Det kan tolkas som om att de svenska föreskrifterna, BKR, tillåter att Eurokod används för dimensionering av tunnlar och bergrum.

Enligt SIS, se www.sis.se, börjar i Sverige år 2006 övergångsperioden för den detaljnorm i Eurokod-serien som avser geokonstruktioner och tidplanen anger att den ska tillämpas fullt ut i början av år 2009.

2.2 Eurokoder

Europeiska beräkningsstandarder finns samlade i Eurokod-serien. Eurokod meddelar, precis som i svenska normer, allmänna krav på dimensioneringsmetoder samt förutsättningar för design och verifikation av en konstruktions bärförmåga, stadga och beständighet. Det grundläggande dokumentet i Eurokod-serien är ”Eurocode-Basis for structural design” med beteckning EN1990:2002. I Eurokod-serien ingår en detaljnorm för geokonstruktioner, EN 1997-1:2004. Den föregicks av en förstandard, ENV 1997-1, som också är fastställd som svensk standard, SS-ENV 1997-1.

I grunden använder Eurokod ett sannolikhetsbaserat betraktelsesätt på dimensionering. Dess praktiska tillämpning är dock deterministisk och baseras primärt på användning av delsäkerhetsfaktorer i form av fasta partialkoefficienter. Svårigheterna med tillämpningen av fasta partialkoefficienter på samverkanskonstruktioner har medfört att alternativa tillvägagångssätt tillkommit. Två alternativa metoder är angivna i detaljnormen för geokonstruktioner i EN 1997-1:2004 och en ytterligare alternativ metod anges i den grundläggande normen EN 1990:2002. Oavsett vilken metod som används är det ett krav att konstruktionens tillförlitlighet blir densamma.

Metod 1. Design baserad på sannolikhetsbaserade metoder

I EN 1990:2002, 3.5 (5) står det; ”As an alternative, a design based on probabilistic methods can be used”, vilket åtföljs av en referens till appendix C i EN 1990:2002. De sannolikhetsbaserade metoderna betecknas nivå II och nivå III i appendix C. Nivå II är FORM (First Order Reliability Method) och nivå III är en fullständig analys med sannolikhetsbaserade metoder. Dessa metoder diskuteras i denna rapport i kapitel 3 samt i bilaga B.

Metod 2. Partialkoefficientmetoden

I EN 1990:2002, 3.5 (4) står det; ”The requirements of...should be achieved by the partial factor method, described in section 6.” Partialkoefficienter kan också appliceras direkt på snittkrafter istället för att som normalt appliceras på de parametrar som ger upphov till lasteffekten. Anvisningen står i detaljnormen för geokonstruktioner, EN 1997-1:2004, 2.4.7.3.2, se citat nedan.

”(2) In some situations, the application of partial factors to actions coming from or through the soil (such as earth or water pressures) could lead to design values, which are unreasonable or even physically impossible. In these situations, the factors may be applied directly to the effects of actions derived from representative values of the actions.”

Detta förfarande kan ses som ett specialfall av partialkoefficientmetoden. Det diskuteras mer i kapitel 3 med beskrivningar av partialkoefficientmetodens teoretiska bas.

Metod 3. Observationsmetoden

Design kan baseras på observationsmetoden. Anvisningen står i detaljnormen för geokonstruktioner, EN 1997-1:2004, 2.7, se citat nedan

”(1) When prediction of geotechnical behaviour is difficult, it can be appropriate to apply the approach known as “the observational method”, in which the design is reviewed during construction.

(2)P¹ The following requirements shall be met before construction is started:

- acceptable limits of behaviour shall be established;
- the range of possible behaviour shall be assessed and it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour will be within the acceptable limits;
- a plan of monitoring shall be devised, which will reveal whether the actual behaviour lies within the acceptable limits. The monitoring shall make this clear at a sufficiently early stage, and with sufficiently short intervals to allow contingency actions to be undertaken successfully;
- the response time of the instruments and the procedures for analysing the results shall be sufficiently rapid in relation to the possible evolution of the system;
- a plan of contingency actions shall be devised which may be adopted if the monitoring reveals behaviour outside acceptable limits.

(3)P During construction, the monitoring shall be carried out as planned.

(4)P The results of the monitoring shall be assessed at appropriate stages and the planned contingency actions shall be put in operation if the limits of behaviour are exceeded.

(5)P Monitoring equipment shall either be replaced or extended if it fails to supply reliable data of appropriate type or in sufficient quantity.”

¹ Förkortning (P) står för principer (”Principles”) se citat nedan ur Eurokod EN 1990:2002, 1.4 (2).

”The principles comprise: general statements and definitions for which there is no alternative, as well as; requirements and analytical models for which no alternative is permitted unless specifically stated.”

Det ska noteras observationsmetoden inbegriper att utföra sannolikhetsbaserade betraktelser samt att kvantifiera sannolikheten för att konstruktionens beteende ska ligga inom fastlagda gränser. Det medför att metoden inte kan användas som en ”design as you go” metod.

Med beaktande av den komplexitet som föreligger vid dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg bedöms observationsmetoden vara den lämpligaste designmetoden jämfört med att basera designen på partialkoefficientmetoden eller enbart sannolikhetsmetoder. Observationsmetoden diskuteras i kapitel 4.

3. Sannolikhetsbaserade metoder med applikation på samverkanskonstruktioner i berg

3.1 Inledning

Dimensionering och verifiering av design med avseende på samverkanskonstruktioner i berg sker idag till stor del med hjälp av empiriska metoder och numeriska metoder. De allmänt accepterade empiriska metoderna, till exempel vissa klassificeringssystem, är uppbyggda kring ett statistiskt underlag och är baserade på beprövade metoder och på fungerande designerfarenheter. Den underliggande spridningen i de data som används uttrycks dock inte i dessa system i termer av osäkerhet. De är liksom numeriska metoder inte utformade för att beskriva en konstruktions förväntade beteende i sannolikhetsbaserade termer eller att åstadkomma ett statistiskt underlag för att kunna kvantifiera sannolikheten för att konstruktionens beteende ska ligga inom fastlagda acceptabla gränser. Däremot kan de ge visst underlag till fortsatta analyser med statistiska metoder. Det finns numeriska metoder som kan inkludera statistiska data och viss forskning pågår inom området men metoderna har än så länge ett begränsat användningsområde.

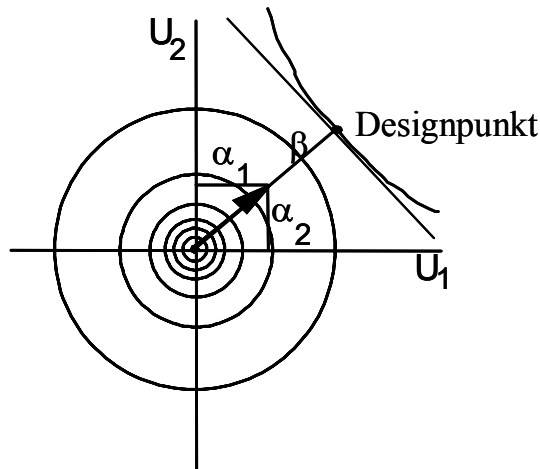
En mer grundläggande beskrivning om teorierna bakom och tillämpningen av statistiska metoder med avseende på bergmekanik bifogas i bilaga B.

3.2 Dimensionering med sannolikhetsbaserade metoder (Metod 1)

I Eurokod ges de sannolikhetsbaserade beräkningsmetoder beteckningarna nivå II och nivå III. FORM (First Order Reliability Method) eller beta-metoden har beteckningen nivå II och den anvisas också som grund för kalibrering av partialkoefficienter. En FORM-beräkning förutsätter att det går att teckna ett brottgränsuttryck och att de ingående variablerna kan beskrivas med statistisk fördelning och dess parametrar. Ur en FORM-beräkning erhålls en faktor β , som är ett säkerhetsindex och i princip uttrycker brottsannolikheten i relation till den brottgräns som definieras av brottgränsuttrycket. Större värde på faktorn β innebär säkrare konstruktion. Definitionsmässigt är β kortaste avståndet mellan designpunkten som ligger på brottgränsytan och origo, se figur 4.1, i det koordinatsystem där, efter transformationer, medelvärdet för alla variabler ligger i origo och där alla variabler har standardavvikelsen 1. Sensitivitetsfaktorerna α_i som erhålls ur FORM-beräkningen beskriver för varje parameter i brottgränsuttrycket riktningen på det kortaste avståndet mellan origo och brottgränsytan. I FORM används samma definition av säkerhetsindex som i BKR för att ange konstruktionens säkerhetsklass. Teorin bakom metoden finns beskriven av bland annat Hasofer et al. (1974) och Toft-Christenssen et al. (1982).

Det bör dock observeras att den sannolikhet som definieras av β är den sannolikhet som ligger utanför tangentplanet genom den så kallade designpunkten och att den verkliga sannolikheten är den som ligger utanför den krökta brottgränsytan. Detta gör att en krökt brottgränsyta kan ge för höga eller för låga värden beroende på

krökningsriktningen. Ofta är krökningsradien så stor att felet kan bortses från, men det kan finnas skäl att kontrollera den transformerade brottgränsytan.



Figur 4.1 Definition av säkerhetsindex β enligt Hasofer-Lind.

Monte Carlo simulering kan vara användbart för sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder med beteckning nivå III. Precis som i en FORM-beräkning används ett brottgränsuttryck där de ingående variablerna beskrivs med statistisk fördelning och dess parametrar. Resultatet kan redovisas i form av en fördelning som till exempel visar sannolikheten för brott i relation till en given brottgräns. Den bakomliggande principen är att skapa ett statistiskt urval genom att upprepade gånger beräkna ett möjligt resultat ur brottgränsfunktionen. För ett stort antal sådana beräkningar kan brottsannolikheten skattas ur kvoten, (antal simuleringar som innebär brott)/(totala antalet simuleringar). Noggrannheten i beräkningsresultatet med Monte Carlo simulering beror på hur många "simuleringar" som utförs. Antalet simuleringar för att nå tillräcklig noggrannhet kan uppskattas med följande tumregel.

Totala antalet simuleringar $\approx 10/p_f$ till $100/p_f$
där
 p_f = sannolikheten som skall bestämmas.

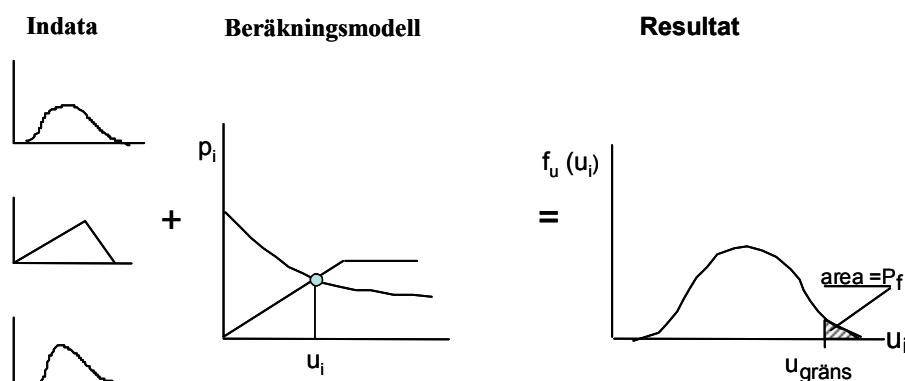
Vid dimensioneringsberäkningar av samverkanskonstruktioner i berg kommer p_f att vara i storleksordningen, 10^{-2} till 10^{-3} eller större, vilket medför att tillräcklig noggrannhet uppnås med cirka 10^4 simuleringar. Programvaror finns utvecklade för att genomföra Monte Carlo simuleringar och beräkningar med FORM, men har inte kommit till allmän användning för samverkanskonstruktioner i berg.

I figur 4.2 visas principerna för en sannolikhetsbaserad beräkning utförd hjälp av Monte Carlo simulering. Indata är beskrivna i termer av stokastiska variabler och tillsammans med en beräkningsmodell för samverkanskonstruktionen kan bergmassans och förstärkningselementens beteende beskrivas. I detta fall redovisas det i form av en frekvensfunktion över möjlig deformation. I resultatet visas också det mekaniska systemets förväntade brottsannolikhet, där brottgränsen utgörs av en fastlagd maximalt accepterad deformation, u_{\max} . Beräkningarna kan i princip utföras med numeriska

beräkningsmodeller eller med analytiska modeller. Detta beskrivs mer utförligt i kapitel 5.

De fördelningsfunktioner som används för att beskriva indata kan vara definierade med hjälp av medelvärde och standardavvikelse. Men om inte tillräcklig information finns för en fullständig statistisk beskrivning kan den även ges i form av minsta värde, troligaste värde och högsta värde eller anges med ett största och minsta värde i ett intervall där värden påträffas med samma sannolikhet. En överskådlig sammanställning om egenskaperna hos de vanligaste statistiska fördelningarna finns i Mishra (2002) samt i bilaga C. Allmän litteratur om tillämpad statistik kan studeras i till exempel Benjamin & Cornell (1970), Ang & Tang (1984), och Baecher & Christian (2003).

Exempel på mekaniska egenskaper i indata som kan beskrivas med fördelningsfunktioner är bergmassans elasticitetsmodul, friktionsvinkel, kohesion eller initiala spänningstillstånd samt förstärkningselementens mekaniska egenskaper. Förstärkningselementens egenskaper har normalt en mindre spridning än vad som är fallet för bergmassans egenskaper. Bakgrunden är att tillverkning av förstärkningsmaterialen baseras på en fastställd specifikation och att det finns en betydligt större mängd mätdata från till exempel provning av elasticitetsmodul och tryckhållfasthet hos sprutbetong.



Figur 4.2. Indata till beräkningsmodellen visas i form av fördelningsfunktioner. Beräkningsmodellen visar ett av många jämviktlägen. Resultatet visar frekvensfunktionen av alla möjliga jämviktlägen.

3.3 Partialkoefficientmetoden (Metod 2)

I svenska normer likväl som i Eurokod är det tillåtet att dimensionera och verifiera en konstruktion genom att använda partialkoefficientmetoden. Partialkoefficientmetoden med fasta koefficienter är bäst lämpad för dimensionering av problem där lasteffekt och bärförmåga är möjliga att separera i två oberoende parametrar. Rimligheten i de fasta koefficienter som anges i normer, kan uppskattas för en specifik designsituation genom att utnyttja det teoretiskt korrekta sambandet mellan partialkoefficienten och säkerhetsindex β . Utgångspunkten är att partialkoefficientmetoden ska ge en

konstruktion med ett givet säkerhetsindex. Det uppnås när partialkoefficienten för en specifik parameter uppfyller nedanstående krav, se även beteckningar i figur 4.1.

$$\gamma_i = \frac{x_{ki}}{\sigma_i \alpha_i \beta + \mu_i}$$

där

x_{ki} = parameterns ”karakteristiska värde” som är definierad med statistiska mått som till exempel medelvärdet eller någon vald fraktil, till exempel 5%-fraktilen.

σ_i = parameterns standardavvikelse.

μ_i = parameterns medelvärde (väntevärde).

α_i = sensitivitetsfaktor som är ett mått på parameterns betydelse för problemet och som beskriver riktningen på det kortaste avståndet mellan origo och brottgränsytan och erhålls ur beräkning av β .

Partialkoefficienternas storlek beror således på det valda karakteristiska värdet, parameterns statistiska mått och en faktor som beskriver parameterns betydelse för problemet. I de flesta fall är det rimligt att låta det karakteristiska värdet utgöras av medelvärdet och låta det statistiska måttet eller parameterns osäkerhet beskrivas av parameterns variationskoefficient, (σ_i/μ_i). Parameterns osäkerhet kan till exempel bero på att fåtalprovning bildar underlag för bestämning av värden.

Den förenklade partialkoefficientmetod som kan tillåtas enligt Eurokod och som innebär att lastfaktorer appliceras på snittkrafter, kommer att leda till överstarka konstruktioner om inte partialkoefficienterna kalibreras för det aktuella problemet. Den största anledningen till det är att de fasta partialkoefficienter som finns angivna i normerna är kalibrerade för att ge ungefär samma säkerhet som när en totalsäkerhetsfaktor används vid dimensionering.

För vissa enklare samverkanskonstruktioner med företrädesvis plastiskt beteende och där parametrarnas egenskaper dels har en tämligen konstant variationskoefficient, dels har ett inflytande på problemet som inte varierar för olika dimensioneringsfall, kan fasta partialkoefficienter väljas. De bör dock kalibreras för att ge en rimlig dimensionering.

För samverkanskonstruktionerna är det inte givet att en parameter har samma inflytande från fall till fall. Vidare har inte egenskaperna konstanta statistiska mått. Exempelvis har informationsmängden inverkan på variationskoefficienten då fåtalprovning ofta används som underlag för bestämning av bergets mekaniska egenskaper. Att använda sig av fasta partialkoefficienter borde därför ge överstarka konstruktioner för att kunna täcka in det värsta fallet. Vidare synes det ologiskt att först göra regelrätta beta-beräkningar eller sannolikhetsberäkningar för att erhålla relevanta partialkoefficienter. Därför är det för samverkanskonstruktioner lämpligare att direkt använda sig av sannolikhetsbaserade metoder (metod 1) jämfört med att använda partialkoefficientmetoden (metod 2). Det vill säga säkerhetsnivån beräknas via beta-beräkningar (nivå II) eller Monte Carlo simulering (nivå III) utan att använda partialkoefficienter.

4 Observationsmetoden (Metod 3)

Dimensionering av konstruktioner i jord och berg är förknippade med osäkerheter och observationsmetoden kom tidigt till användning inom jordmekaniken, se till exempel Peck (1969) och Bredenberg et al. (1981). För berganläggningar har i Sverige begreppet aktiv design använts, se till exempel Olsson et al. (2002). En orientering om observationsmetodens olika element i ett något vidare perspektiv än vad som föreskrivs i Eurokod bifogas i Bilaga A. Baserat på Bilaga A och Olsson et al. (2002) indelas här observationsmetoden i följande huvudelement.

- Beslutsproblemet
- Gränser för acceptabelt beteende
- Intervall av möjligt beteende
- Sannolikhet att överskrida fastställda gränser
- Observationssystem
- Observationer och uppdatering
- Kontrollprogram och förberedda åtgärder

Som tidigare konstaterats erbjuder Eurokod via observationsmetoden en formell möjlighet att hantera designsituationer där dimensionering måste baseras på osäkra indata och på osäkra beräkningsmodeller. För sådana situationer kan en fix design utförd med ett normalt designförfarande med partialkoefficientmetoden eller enbart sannolikhetsbaserade metoder leda till överstarka konstruktioner. Men med observationsmetoden ges den formella möjligheten att betrakta aktuell design med utgångspunkt från att den beskriver ett förväntat beteende, och att verifikation av design ska ske i utförandeskedet med hjälp av faktiska data från observationer av förhållandena i tunneln under byggandet. Observationsmetoden lämpar sig därför väl för design av samverkanskonstruktioner i berg eftersom det i de allra flesta fall är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet och relativt lätt att kontrollera det faktiska beteendet. Det ska noteras observationsmetoden inbegriper att utföra sannolikhetsbaserade betraktelser samt att kvantifiera sannolikheten för att konstruktionens beteende ska ligga inom fastlagda gränser.

Observationsmetoden ersätter dock inte normal praxis på struktur och innehåll i designhandlingar och ritningar. Den lämpar sig bäst i speciella dimensionerings-situationer där det är motiverat eller, som i vissa fall, nödvändigt att i utförandeskedet kontrollera att de förutsättningar som gäller för designen stämmer med aktuella förhållanden. Beroende på hur observationer och mätningar överensstämmer med konstruktionens förväntade beteende och dess förväntade funktion kan data om det faktiska beteendet användas i olika syften. När tillräckligt stora avvikelser från det förväntade beteendet förekommer i utförandet är faktiska data nödvändiga för att kunna revidera designen. Faktiska data kan också användas i syfte att påvisa minskad osäkerhet i gällande parametrar som ingår i design och dimensionering och på så sätt skapa förutsättningar för att optimera konstruktionens design.

Eftersom varje berganläggning byggs med unika förutsättningar och med varierande grad av projektspecifika krav är det inte möjligt att lämna en generell rekommendation när observationsmetoden ska användas. Även om kraven i Eurokod beträffande observationsmetoden är relativt allmänt formulerade innebär de i praktiken att vissa förutsättningar måste uppfyllas och att beslut måste fattas för varje enskilt projekt med avseende på om det är rimligt eller meningsfullt att använda sig av metoden.

Nedan sammanfattas de viktigaste kraven i Eurokod. De ska formellt vara uppfyllda innan byggandet påbörjas.

- Gränser för acceptabelt beteende ska fastläggas för den aktuella designen och den observerade konstruktionen.
- Intervall för möjligt beteende skall fastläggas och det ska påvisas att det finns en acceptabel sannolikhet för att det möjliga beteendet ligger inom de fastlagda gränserna för det acceptabla beteendet.
- Planer skall utformas som beskriver de åtgärder som skall vidtagas om konstruktionen inte uppför sig som förväntat.
- En plan för kontroll och uppföljning ska upprättas som kan bekräfta att det faktiska beteendet ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet. Kontrollerna ska i god tid och med tillräckligt korta intervall klarlägga att beteendet ligger inom sagda gränser för att möjliggöra att utförda åtgärder blir framgångsrika.

Följande allmänna råd kan vara till stöd inför beslut om observationsmetoden ska användas eller inte.

- Ur teoretisk synpunkt ska den filosofi eller metod användas som ger den lägsta slutkostnaden för projektet med alla förväntade konsekvenser inräknade. När den konceptuella modellen innehåller stora osäkerheter kan observationsmetoden vara den enda rimliga designmetoden. Motsatsen råder när det bärande huvudsystemet är tillförlitligt, det vill säga att brottsannolikheten är liten eller när kostnaden för att överdimensionera förstärkningarna är lägre än den förväntade kostnaden för att använda observationsmetoden.
- Inför användandet av observationsmetoden krävs att beslut fattas huruvida konstruktionen initialt ska överdimensioneras eller inte, samt om möjligheten till optimering ska utnyttjas när faktisk information föreligger som kan verifiera konstruktionens beteende. Dessutom bör bedömas i vilken omfattning provning och utvärdering av ingående materials mekaniska egenskaper ska ske.
- Det ska vara möjligt att med en eller flera observerbara storheter definiera vad som är ett acceptabelt beteende, till exempel genom att fastlägga en gräns för storleken på deformationer.
- För att upprätta en prognos eller modell som demonstrerar konstruktionens möjliga beteende bör mekaniska egenskaper eller storheterna som styr konstruktionens beteende kunna beskrivas med hjälp av stokastiska variabler. Det kan vara en fördelningsfunktion och dess parametrar, till exempel medelvärde och standardavvikelse, men kan också beskrivas i form av minsta värde och högsta värde.

- Med utgångspunkt från projektets förutsättningar ska det med tillgängliga beräkningsmodeller gå att uppfylla de formella krav som omfattar begreppen möjligt beteende och acceptabel sannolikhet.
- Projektets förutsättningar ska tillsammans med observationssystemets utformning möjliggöra att väsentlig information kan inhämtas som visar konstruktionens faktiska beteende och i fall det avviker från det förväntade beteendet så ska informationen föreligga i tillräckligt god tid för att förebyggande åtgärder i form av till exempel kompletterande bergförstärkning ska få avsedd verkan.
- Karaktären hos de brottmekanismer som ska beaktas i dimensioneringen, innebär att det nästan utan undantag blir ett krav att observationssystemet primärt tar fokus på deformationsbilden i berganläggningen. När det finns flera brottmekanismer ska observationerna också inriktas på att särskilja vilken av dessa som är den aktuella. Observationer kan bestå av geologiska undersökningar eller kartering, beskrivning av synliga skador på berg och förstärkning, mätningar av deformationer och i speciella fall mätning av last på förstärkningselement. För att möjliggöra tolkningar måste det som grund finnas en geologisk modell med tillhörande beskrivningar.

Som tidigare påpekats ingår det i observationsmetoden att utföra sannolikhetsbaserade betraktelser och att kvantifiera sannolikheter med avseende på konstruktionens beteende i förhållande till vissa fastlagda gränser. Det medför att sannolikhetsbaserade beräkningsmetoder skall användas inom ramen för observationsmetoden. Dessa beräkningsmetoder kan i princip vara FORM eller beta-metoden (nivå II) eller Mont Carlo simulering (nivå III) eller någon annan metod som uppfyller ställda krav.

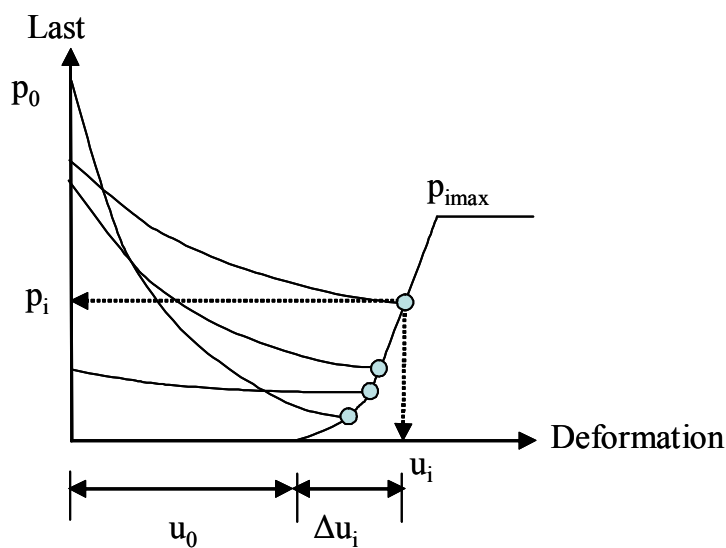
Tillämpningen av observationsmetoden diskuteras mer i kapitel 5 för olika typer av bergförhållanden. Innebörden av begreppen acceptabelt beteende, möjligt beteende och acceptabel sannolikhet behandlas i detalj i kapitel 7.

5 Samverkanskonstruktioner i berg

5.1 Problembeskrivning

Det principiella beteendet som funktion av deformation och last hos det bärande huvudsystemet i samverkanskonstruktioner visas i figur 5.1. Det illustreras med några typiska responskurvor som visar det avlastade elementets beteende i det bärande huvudsystemet, till exempel berget, samt med en typisk kurva som visar bärförmågan för ett element av det bärande huvudsystemet, till exempel bergförstärkning, som verkar stabiliserande.

Bergets responskurvor, $f(p,u)$, beskriver lasteffekten (p) som en funktion av uppkomna deformationer (u) i samband med berguttag. Belastningen på förstärkningselementet är också deformationsberoende och beskriver det mekaniska beteendet av till exempel bergförstärkning med sprutbetong. Jämvikt mellan dessa två system erhålles i kurvornas skärningspunkt. Det är den enda punkt som uppfyller systemets jämviktsvillkor, som är att vara belägen på bägge responskurvorna. Punkten anges med en total deformation, u_i , för elementet i det bärande huvudsystemet som är avlastad och med ett mottryck, p_i , som det stabiliserande elementet i det bärande huvudsystemet utövar på den avlastade elementet. Deformationen u_0 är den del av den totala deformationen som utbildats innan mottrycket mot berg eller jord mobiliserats av deformationen, Δu_i .



Figur 5.1. Principiellt beteende för en samverkanskonstruktion.

Matematiskt kan detta tecknas som lösningen på följande ekvationssystem:

$$F(p,u,\dots x_i,\dots)=0$$

$$G(p,u,\dots x_i,\dots)=0$$

Ekvationssystemet kan lösas såväl med avseende på deformation (u) som på belastning (p). Vilket man väljer beror på hur problemet är formulerat och hur brottgränsuttrycken är formulerade.

I princip kan man teckna

$$U_i = f(\dots x_i \dots)$$

$$P_i = g(\dots x_i \dots)$$

Det här generella beteendet hos samverkanskonstruktioner omfattar de flesta typer av lastfall och lastsituationer som uppkommer i en bergmekanisk dimensioneringssituation. Det kan till exempel vara responskurvan som beskriver den lilla lägesförändringen som krävs för att skapa ett löst block och bärförmågan från bulten som placerats för att säkra blocket eller sättningen i anfangen i ett bergrum som krävs för att det bärande valvet ska skapas eller hur samverkan sker mellan förstärkning och bergmassa i en tunnel eller bergrum. I alla dessa fall beskrivs problemet utifrån att det är en avlastningssituation i bergmassan som ger en pålastning av ett förstärkningselement.

Beräkningar av bergets lastkurva och förstärkningselementens respons enligt figur 5.1 kan utföras med numeriska beräkningsmodeller eller med analytiska modeller.

Med en numerisk modell går det i princip att redovisa konstruktionens beteende i en önskad punkt enligt givna förutsättningar. Men den numeriska modellens begränsning är att den inte direkt kan inkludera statistiska data. Att använda numeriska beräkningar med syfte att erhålla ett statistiskt underlag som är stort nog för att uppskatta sannolikheten för brott i en konstruktion kräver således en stor mängd datakörningar. Av praktiska skäl är det därför nödvändigt att införa restriktioner på indata, dels i antalet parametrar som kan varieras, dels hur de mekaniska egenskaperna hos parametrarna är fördelade. Dagens utformning av program för numeriska beräkningar gör att de mer är lämpade för känslighetsstudier där gränssättningen av ingående parametrar görs utifrån syfte och vad som är ekonomiskt och praktiskt genomförbart.

Analytiska lösningar har fördelen gentemot den numeriska modellen att ingående variabler i brottgränsuttrycket kan beskrivas med statistisk fördelning och dess parametrar. Därmed ges möjlighet att mer direkt studera inverkan på konstruktionens beteende av de parametrar i det bärande huvudsystemet vars mekaniska egenskaper inte kan karakteriseras med exakta värden. Nackdelen med analytiska modeller är begränsningar inom val av materialmodeller, möjlighet att hantera anisotropa spänningsförhållanden och olika geometrier. När analytiska modeller används bör i lämplig omfattning kontroll och eventuell kalibrering göras med numeriska beräkningar i form av känslighetsanalys och rimlighetsbedömningar.

Det kan i vissa fall vara möjligt att kombinera analytiska brottgränsuttryck med utdata från numerisk modellering, till exempel i form av spänningsdata, snittkrafter eller deformationer, för att till exempel kunna utföra brottsannolikhetsbedömningar med hjälp av Monte Carlo simulering.

5.2 Gränstillstånd för samverkanskonstruktioner

Den eller de beräkningsmodeller som ska användas inom ramen för observationsmetoden ska kunna utföra sannolikhetsbetraktelser för att skapa underlag till bedömningar av bergmassans och förstärkningens möjliga beteende, se figur 1.1. Den konceptuella modellen innehåller alla bakomliggande data och där har den geologiska modellen, karakterisering av bergmassan samt relevanta projektspecifika egenskaper sammanvägts för att identifiera troliga stabilitetsproblem och beskriva ingående materials mekaniska egenskaper.

Ett grundläggande moment i dimensioneringssituationen är att bedöma konstruktionens förväntade beteende i förhållande till en gräns för vad som kan accepteras. Det uttrycks normalt genom att säkerställa en minsta säkerhetsnivå till något gränstillstånd som i princip kan utgöras av såväl bruksgräns som brottgräns eller någon annan gräns som definierats av myndighet. Men eftersom bruksgränsen normalt inte är styrande för det bärande huvudsystemets mekaniska funktion i termer av bärförmåga och stadga används i den fortsatta diskussionen brottgränsen. Brottgränsen är vanligen förknippad med kollaps av en konstruktion eller del av en konstruktion eller andra oönskade konsekvenser i form av fara för skada på människor och ekonomiska förluster.

Brottgränserna kan för bergmassa och för förstärkningselement utgöras av deformations-, töjnings- eller lastvillkor eller av empiriska brottkriterier. För samverkanskonstruktioner måste man beakta att brott inte kan formuleras med ett enkelt uttryck. En sådan konstruktion kan gå till brott på olika sätt, allt beroende på ingående materials efterbrottskurvor (seghet). Grundläggande är att brott inträffar när konstruktionens sammanlagda bärförmåga är uttömd. För plastiska material fodras att alla material blir överbelastade, det vill säga befinner sig i ett plastiskt tillstånd. För material som är helt spröda, det vill säga helt förlorar sin bärförmåga vid belastning invid brottvärdet sker kollaps när det svagaste materialet blir överbelastad. För plastiska material som har en viss seghet efter brott kommer det att vara ett komplext samspel som styr konstruktionens respons och slutligen bestämmer när samverkanskonstruktionen går till brott. Man bör sträva efter att ha konstruktioner som har så kallade konservativa brottformer, det vill säga en liten rubbning från brottläget ger en större avlastning än den minskning av bärigheten som uppkommer.

En intressant fråga är om man skall beskriva konstruktionens uppförande i termer av last eller deformation. Bägge termerna kan lösas ur de styrande ekvationerna och parametrarna är därmed ekvivalenta vad gäller möjligheten att studera konstruktionens förväntade beteende med hjälp av beräkningar. Men eftersom konstruktionens brottillstånd (gränstillstånd) beror av storleken på uppkomna deformationer är deformationen den intressanta parametern och brottgränsuttryck skall därför i samband med dimensionering beskrivas med deformationsvillkor och inte med hållfasthetsvillkor.

Det generella brottgränsuttrycket kan då tecknas

$$F(u_i - u_{\text{gräns}}) = 0$$

Där är $u_{gr\ddot{a}ns}$ ett sammansatt uttryck baserat på ingående materials egenskaper, aktuella brottmekanismer, berganläggningens slutliga användningsområde och eventuell inverkan på andra konstruktioner, se diskussion ovan. Brottgränsuttrycket skall tecknas för både berg och förstärkningselement. Det betyder att det primärt blir deformationen som är den relevanta observerbara storheten eftersom det underlättar verifiering av fastlagda brottgränser eller fastlagda gränser för acceptabelt beteende. Men om det finns flera brottmekanismer ska observationerna också inriktas på att särskilja vilken av dessa som är den aktuella. Sådana observationer kan till exempel bestå av att analysera och bedöma konstruktionens beteende med utgångspunkt från kända och tolkade geologiska förhållanden, geologiska undersökningar och från eventuella skador på berg och förstärkning.

I hårda bergförhållanden kan små deformationer ge upphov till att brottgränsen nås för det studerade problemet. I svaga bergförhållanden kan det röra sig om relativt sett stora deformationer för att brottgränsen ska uppnås. Ur mätteknisk synvinkel bör mätningarna utformas för att möjliggöra en bedömning av hur stora deformationer som har utbildats innan förstärkningen är på plats. För att säkerställa kvaliteten på resultat från mätningar av deformationer nära tunnelfronten måste mätpunkter förses med ett mekaniskt skydd.

Praktiska frågeställningar i en dimensioneringssituation har för hårt berg beskrivits av till exempel Martin et al. (2003) och för svagt berg av till exempel Hoek (2001).

5.3 Dimensioneringssituationen för hårda bergförhållanden

De flesta stabilitets- och skadeproblem i hårt berg härrör från instabila kilformade block, problem med valvbildning eller från någon form av spänningsrelaterade problem som framkallar instabilitet eller orsakar skador. Undantag kan förekomma, till exempel för konstruktioner med liten bergtäckning eller med stor tvärsektion där deformationernas storlek i berg eller sättningar av markytan kan vara det primära problemet i en designsituation.

I ytligt belägna tunnlar utgörs de dominerande orsakerna till stabilitetsproblem av instabila block eller av otillräcklig bärförmåga i det valv utbildas i tunneltaket och som initierar sättningsrörelser. Kombinationer av ovan nämnda problem förekommer, till exempel kan nedfall av så kallade låsblock förorsaka problem med valvbildning. Orsakerna till dålig valvbildning kan bero på ofullständig inspänning i anfang eller ogynnsam sprickorientering som förhindrar god lastöverföringen mellan bergblock som ingår i valvet. Sprickorientering kan i ett sådant fall vara en observerbar storhet.

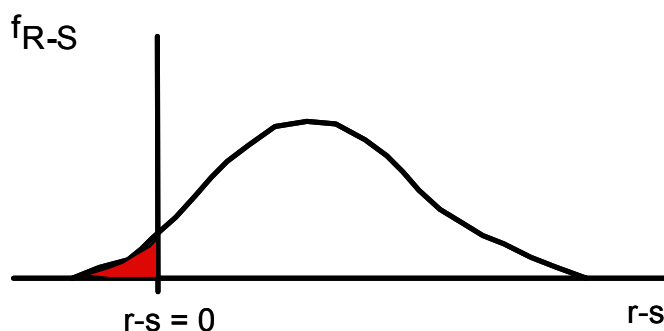
I djupare belägna tunnlar i hårt berg kan ytterligare stabilitetsproblem orsakas av att höga bergspänningar som ger upphov till ny sprickbildning. Det kan ske i form av tunna flak av berg som spjälkas loss från tunnelns periferi. Med ökad spänning kan propagerande sprickor orsaka att stora volymer berg spjälkas loss. Brottmekanismen har den allmänna benämningen smällberg, på engelska ”spalling” eller ”rock burst”, se Martin et al. (2003).

I hårt berg kan observationsmetoden, som den är definierad i Eurokod, vara tillämplig för stabilitetsproblem som uppkommer om bergmassan har otillräcklig förmåga att bilda stabila valv eller för spänningsrelaterade stabilitetsproblem som till sin beskaffenhet är ett resultat av uppkomna deformationer, se till exempel Stacey (1981). Till denna kategori av stabilitetsproblem räknas även konstruktioner med liten bergtäckning och/eller med stor spännvidd eller där sättningar på markytan kan vara det primära problemet.

Även om blockutfall och spänningsrelaterade stabilitetsproblem i princip kan beskrivas i termer av samverkan mellan berg och förstärkning kan det vara svårt att definiera de töjnings- eller deformationsvärden som ska användas som brottgräns. De brottgränsvillkor som behandlas i litteraturen avser oftast lastvillkor och är antingen baserade på mekaniska betraktelser eller empiri. För att möjliggöra ett utnyttjande av de fördelar som en deformationsbetraktelse har, bör ytterligare forskning inriktas mot att beskriva olika brottvillkor i deformationstermer.

Dimensionering av en konstruktion med beaktande av de brottmekanismer som diskuteras ovan kan i praktiken genomföras med en förenklad modell där lasteffekt (S) och bärförmåga (R) betraktas vara oberoende av deformation och av varandra. Enkla uttryck för brottgränsen av formen $R-S = 0$ kan användas och där partialkoefficienter appliceras på ingående parametrar eller direkt på snittkrafter. Dock behöver partialkoefficienterna kalibreras för typiska belastningsfall innan de appliceras för att inte ge överstarka konstruktioner.

Brottmekanismer som är lämpliga för enklare betraktelser på formen $R-S = 0$ är till exempel bergbultens bärförmåga (R) och tyngden hos ett bergblock (S) och där R och S är stokastiska variabler. I figur 5.2 illustreras resultat av en sådan beräkning för funktionen R-S. Resultatet blir också en stokastisk variabel där arean av området som representerar $R-S < 0$ är lika med brottsannolikheten.



Figur 5.2. Brottsannolikheten uttryckt som bärförmåga minus lasteffekt.

I fallet med ett instabilt bergblock tar den förenklade modellen dock inte hänsyn till den inspanning som bergspänningen ger. I mer komplicerade fall eller i samband med att observationsmetoden används är det därför viktigt att bergblocks stabilitet studeras med utgångspunkt från hur samverkan sker med omgivande berg och förstärkning. Det kan dock vara svårt att definiera vad som är den observerbara storheten och att fastlägga acceptabla gränser. För de fall där deformationer eller

töjningar används som observerbara storheter krävs hög mätnoggrannhet då det är komplicerat att mäta små deformationer för stabilitetsproblem med plötsliga förlopp. Ett praktiskt problem i samband med observationsmetoden är att tillgodose rådande krav på att mätningar i tillräckligt god tid ska klarlägga om konstruktionens beteende ligger inom fastlagda gränser och att säkerställa att kompletterande åtgärder hinner utföras innan blocket ramlat ned.

5.4 Dimensioneringssituationen för svaga bergförhållanden

De flesta stabilitets- och skadeproblem på berganläggningar i svagt berg härrör från att bergmassans hållfasthet överskrids i bergmassan närmast tunneln. Brottmekanismen kan karakteriseras som ett allmänt skjuvbrott och uppkommer då initiala spänningar omlagras i samband med bergguttaget. Det resulterar i deformationer som kan leda till uppluckring av mindre eller större partier av bergmassan närmast tunneln. Det är inte ekonomiskt och knappast praktiskt möjligt att med normal omfattning av förstärkning förhindra att deformationer uppkommer i den här typen av berg. Att deformationer uppkommer betyder dock inte att brottgränstillstånd inträder för det bärande huvudsystemet. Bergmassan och förstärkningselementen samverkar och lasteffekt kan inte separeras från bärförmåga eftersom båda är avhängiga av deformationernas storlek.

I kapitel 4 diskuterades krav i Eurokod samt allmänna råd omkring förutsättningarna för användandet av observationsmetoden. Det kan konstateras att angivna krav och förutsättningar väl överstämmer för samverkanskonstruktioners beteende i svagt berg. Utan att värdera den ekonomiska aspekten kan följande konstateras beträffande lämpligheten att använda observationsmetoden i sådana förhållanden.

- Beskaffenheten på förekommande stabilitetsproblem och deras omfattning kan på ett tydligt sätt kopplas till deformationer som uppkommer i berganläggningen. Deformationen blir då entydigt den mest relevanta observerbara storheten. Konstruktionens brottgräns vid dimensionering och vid fastläggandet av acceptabelt beteende skall relateras till både förstärkningens bärförmåga och bergets bärförmåga. Gränserna för acceptabelt beteende för respektive element i det bärande huvudsystemet bör gälla brottgränser eller definieras med avseende på oönskade konsekvenser för att ge möjlighet till en meningsfull diskussion om storleken på en acceptabel brottsannolikhet.
- Svagt berg kan i många fall beskrivas med elastisk-plastisk kontinuummodell vilket möjliggör att en kombination av numeriska och analytiska beräkningsmodeller kan användas för att upprätta en sannolikhetsbaserad prognos som demonstrerar konstruktionens möjliga beteende och där stokastiska variabler kan användas för att beskriva mekaniska egenskaper eller storheter som styr konstruktionens beteende.
- I svagt berg är det oftast svårt att förutsäga konstruktionens beteende men relativt lätt att kontrollera konstruktionens faktiska beteende genom att mäta deformationer, vilket också sammanfaller med den grundläggande utgångspunkten i Eurokod. Det faktiska observationssystemet som ska användas för kontroll av konstruktionens beteende kan byggas på beprövad teknik vilket underlättar att säkra kvaliteten på den information som ska inhämtas om

konstruktionens beteende. Dessutom är deformationsförloppet i den här typen av berg relativt långsamt, vilket medför att mätdata kan föreligga i tillräckligt god tid för att förebyggande åtgärder i form av till exempel kompletterande bergförstärkningar ska få avsedd verkan.

5.5 Gränstillstånd för bergmassa och förstärkning

Brottgränsen i absoluta deformations- eller töjningsvärden gällande *bergmassan* kan inte fastställas entydigt. Baserat på observationer och uppmätta deformationer konstaterade Sakurai (1983) att stabilitetsproblem i tunnlar på större djup kan förväntas uppkomma när töjningen överstiger 1 %. Här avsågs förhållandet mellan konvergensen i tunneln i relation till tunnelns diameter. Förhållandet anses också gälla för mer ytligt belägna tunnlar i svagt berg, se Aydan et al. (1993). Ovanstående approximativa samband styrks av ytterligare fältdata sammanställda i studier gällande "squeezing ground" av Hoek et al. (2000). Där lämnas också en bedömning inom vilka gränser stabilitetsproblem förväntas uppträda och typiska förstärkningsåtgärder, se tabell 4.1. ISRM har definierat begreppet "squeezing ground"²

Tabell 4.1. Approximativ klassificering av bergmassans beteende med avseende på uppmätta töjningar. (Baserad på Hoek et al. (2000), men modifierad och ej fullständig).

Total töjning %	Beskrivning av möjliga skador och stabilitetsproblem.	Beskrivning av förstärkningsåtgärder
< 1 %	Ringa stabilitetsproblem ("few stability problems").	Sprutbetong och bultning
1 % till 2.5 %	En plastisk zon utbreder sig i bergmassan omkring tunnel. Små eller måttliga problem med "squeezing ground" ("minor squeezing problems").	Sprutbetong och bultning som eventuellt kompletteras med gitterbågar eller lätta stålbågar
2.5 % till 5 %	Svåra problem med "squeezing ground" ("severe squeezing problems").	Stålbågar insprutade med sprutbetong. Höga kvalitetskrav på berguttag och förstärkningsarbeten

Förstärkningsåtgärder i olika grad ingår i de undersökningar som refereras till ovan. Men det är i referenserna inte möjligt att fastställa hur stora deformationerna var innan mätningarna startade, eller hur stora deformationerna var innan förstärkningen installerades, eller hur deformationernas storlek kan ha påverkas av insatta förstärkningsåtgärder. Det finns alltså inte tillräckligt underlag för att entydigt fastställa ett absolut töjningsvärde som motsvarar brottgräns eller gräns för acceptabelt beteende för en berganläggning. Ovan relaterade erfarenheter tyder dock på att totala töjningar mellan 1 % och 2 % kan användas som riktvärden, men Hoek (2001) påpekar att det

² ISRM definition of squeezing ground. Squeezing ground is the time dependent large deformation, which occurs around the tunnel and is essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress. Deformation may terminate during construction or continue over a long time period.

finns exempel på tunnlår där tøjning uppgått till 4 % utan att större stabilitetsproblem har uppstått.

För *sprutbetong som förstärkningselement* är den praktiska brottgränsen i absoluta deformations- eller tøjningsvärden lättare att fastställa. Sezaki et al. (1989) redovisar data avseende provning av sprutbetongs spännings- och tøjnings samband. Provningar utfördes på provkroppar med varierande ålder, mellan 3 timmar och 28 dagar. Resultaten visar att sprutbetong yngre än cirka 7 dagar har en betydande tøjningskapacitet. Den maximala bärförmågan infinner sig efter viss plasticering och vid en tøjning på omkring 1 %. Vidare visar provningarna att total förlust av bärförmågan sker vid cirka 2 % tøjning. Spännings- och tøjningskurvan beteende uppskattas vara elastiskt för tøjningar mindre än 0.5 %.

Sezaki (1989) rapporterar om försök med sprutbetong och påvisar egenskaper som medför att maximal tøjning minskar i relation till maximal bärförmåga med tilltagande styvhet och hållfasthet. Undersökningen visar att maximal tøjning vid maximal bärförmåga i sprutbetong efter 3 timmar kan uppgå till cirka 3 % och efter 28 dagar vara mindre än 1 %. Moussa (1993) rapporterar att belastning av sprutbetong yngre än 3 dagar påverkar hållfasthetsutvecklingen negativt.

I fall när sprutbetongen belastas tidigt samt i kombination med att inte hela tjockleken appliceras vid ett tillfälle innebär det enligt ovan redovisade försök att brottgränsen kan påverkas negativt. Sammantaget är det rimligt att anta att den maximala bärförmågan hos sprutbetong i tunnlår uppträder för tøjningar mellan cirka 0.5 % och 1 %. Det är dock sannolikt att sprutbetongens maximala bärförmåga ligger närmare 0.5 % tøjning och att ytterligare tøjning medför att bärförmågan avtar på ett sätt som är beroende på armeringsmängden och typ av armering. I de fall då beräkningsmodellen antar att sprutbetong har ett idealt plastiskt beteende bör man bortse från denna kvarstående och tøjningsberoende bärförmåga och använda ett relativt konservativt värde på brottgränsen.

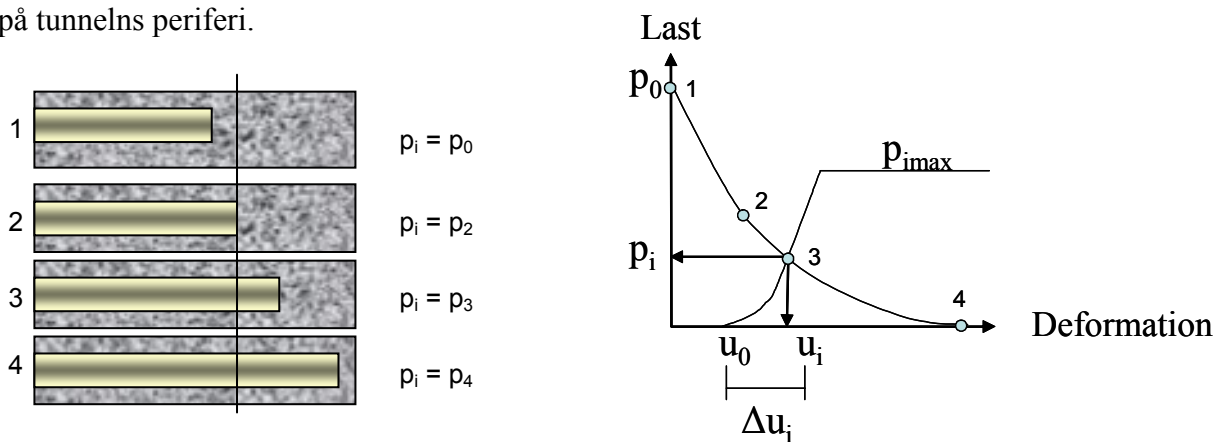
Motsvarande diskussion gällande brottgränsen i termer av tøjning och deformation kan utvecklas för den ingjutna bultens verkningssätt. Det bör påpekas att teoretiskt kommer bulten lokalt under brickan mycket snabbt att nå spänningsnivåer som uppgår till stålets sträckgräns. Trots detta är inte bärförmågan uttömd. Det är dock ett samverkansproblem som ligger utanför syftet med denna rapport. Problemet har bland annat studerats för hårda och svaga bergförhållanden av Holmberg (1991).

6 Teorier för samverkan bergmassa och förstärkning

6.1 Inledning

Det principiella mekaniska beteendet av det bärande huvudsystemet i en samverkanskonstruktion beskrivs av figur 6.1. Där visas bergets responskurva under uttagsförloppet och dess samverkan med förstärkningselementen. Bergguttaget i samband med byggande av en tunnel eller ett bergrum medför att bergmassan runt tunnelns omgivning avlastas i radiell riktning och pålastas i tangentiell riktning vilket ger upphov till deformationer i tunneln. Deformationer som i sin tur tas upp av förstärkningselementen. Det är ett komplext förlopp där många parametrar och faktorer medverkar. De väsentliga är bergmassans och förstärkningens mekaniska egenskaper, initialt spänningstillstånd, bergförstärkningens omfattning och tunnelfrontens läge vid en given tidpunkt samt geometriska villkor. Bergmassans mekaniska beteende kan i de flesta fall modelleras med kontinuummetoder och elastisk-plastisk materialmodell.

Den initiala bergspänningen före berguttag betecknas p_0 och avlastningsförloppet kan beskrivas som en funktion av ett minskat inre tryck, p_i , som verkar på tunnelns periferi. På större avstånd från tunneln är p_i och p_0 lika stort men när den närmar sig påbörjas avlastningsförloppet. Initialt styrs förloppet av att tunneln mobiliserar och upprätthåller det inre trycket. När tunneln avancerar vidare och den installerade förstärkningen utsätts för deformation mobiliserar ett inre tryck som verkar på tunnelns periferi.



Figur 6.1. Bergets och förstärkningselementets responskurva under uttagsförloppet med samverkan mellan berg och förstärkning, se även kapitel 6.2.

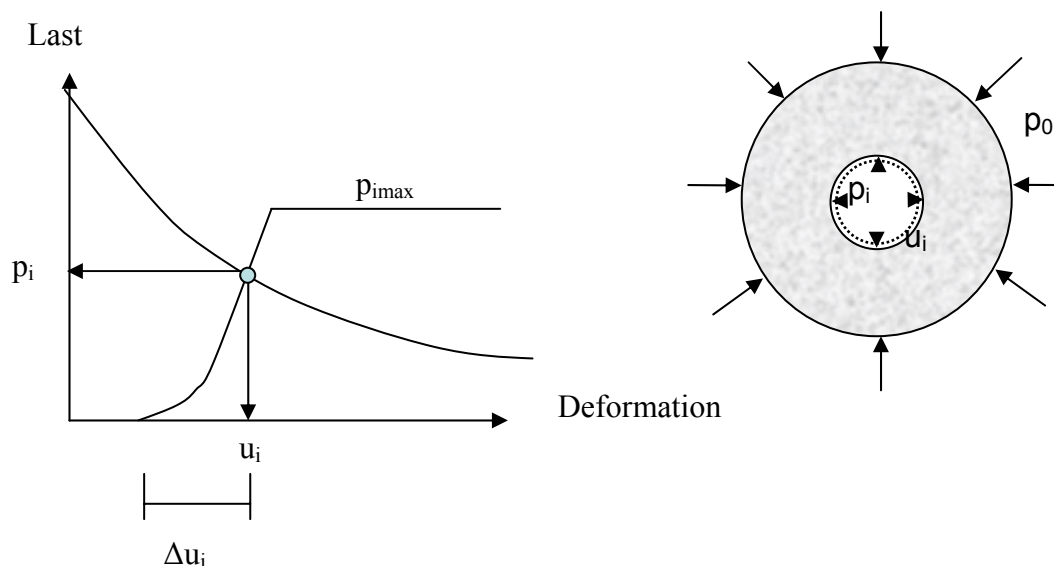
För den sektion som markerats i figuren kan det mekaniska förloppet beskrivas enligt följande. Observera att punkt 3 behandlar det fall när tunneln förstärks och punkt 4 behandlar den oförstärkta tunneln.

1. Fram till ungefär en tunneldiameter före tunneln kommer det inre trycket, p_i , att fortsätta vara detsamma som de initiala bergspänningarna, p_0 .
2. Invid tunneln kan i de flesta fall bergmassan anses vara i elastiska förhållanden men elastiska deformationerna har medfört att berget avlastats till $p_i = p_2$. Förstärkningen installeras.

3. I det förstärkta berget kommer jämvikt att uppnås för $p_i=p_3$. I en zon omkring tunnelns periferi har spänningsomlagring medfört att bergmassans hållfasthet överskridits. När tunnelfronten avancerar kommer det inre trycket att utgöras av det som förstärkningen mobiliserar. Jämviktspunkten och lasten på förstärkningen är dels beroende av storleken på deformationer som sker innan förstärkningen kan installeras och på vilket avstånd från fronten som förstärkningen installeras.
4. För det fall ingen förstärkning installeras kommer tunnelfronten efter cirka 3 till 4 tunneldiametrars avstånd inte längre att bidra till det inre trycket och i teorin uppnås jämvikt för $p_i=0$. För många fall i svagt berg kommer dock de teoretiska deformationernas storlek att visa att ett inre tryck (p_i) krävs för att inte stabilitetsproblem av olika dignitet skall uppkomma, se punkt 3 ovan.

6.2 Analytisk lösning av samverkan mellan bergmassa och förstärkning

Med antagande om axialsymmetriska förhållanden (cirkulärt tunneltvärsnitt) samt hydrostatiskt spänningstillstånd kan samverkan mellan bergmassa och förstärkning studeras analytiskt. Lösningen innehåller bergets responskurva, ”ground reaction curve”, och presenteras ofta grafiskt tillsammans med bergförstärkningens responskurva, se figur 6.2. Metodiken är känd och ett flertal lösningar har presenterats, bland annat av Brown et al. (1983). Bergförstärkningens respons har behandlats för betonginklädnad (lining), stålågar, ankarbult och ingjuten bult, bland annat av Hoek et al. (1980), Stille (1984) och Holmberg (1991). En kort presentation av tidigare lösningar för bergmassa och förstärkning med sprutbetong visas nedan.



Figur 6.2. Bergets och förstärkningselementets responskurva

Bergets responskurva beskriver med hjälp av en elastisk-plastisk materialmodell hur bergmassan deformeras omkring en cirkulär tunnel som en funktion av ett inre tryck

som appliceras mot tunnelns periferi. Den radiella deformationen av tunnelväggarna kan för elastiska förhållanden beräknas med uttrycket

$$u_i = r_i \frac{1+\nu}{E_r} (p_o - p_i)$$

där

r_i = tunnelradie

E_r = bergmassans deformationsmodul

ν = Poissons tal

p_o = initial bergspänning

p_i = inre tryck på tunnelns periferi

När det inre trycket, p_i , minskat till en viss nivå, σ_{re} , kan bergmassan närmast tunnelns periferi övergå i ett plastiskt tillstånd. I en zon runt tunneln antar bergmassan plastiska egenskaper och den radiella deformationen av tunnelväggarna kan beräknas med uttrycket

$$u_i = \frac{r_i \varepsilon_{el}}{f+1} \left[2 \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^{f+1} + (f-1) \right] \quad (6-1)$$

där

$$\varepsilon_{el} = \frac{1+\nu}{E_r} (p_o - \sigma_{re})$$

ε_{el} = radiell elastisk töjning

r_e = radiella avståndet till gränsen för den plastiska zonens utbredning

f = Bergmassans volymexpansion efter plasticering

Volymexpansionen kan beräknas ur nedanstående samband presenterat av Fredriksson (1984)

$$f = \frac{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2} - i\right)}$$

där

i = dilatansvinkel

ϕ = friktionsvinkel

Förhållandet mellan tunnelradien och det radiella avståndet till den plastiska zonens yttre gräns kan beräknas med följande ekvation.

$$\frac{r_e}{r_i} = \left[\frac{\sigma_{re} + a_r}{p_i + a_r} \right]^{\frac{1}{k_r - 1}} \quad (6-2)$$

där

σ_{re} = radiell spänning på gränsen mellan plastiska och elastiska förhållanden $r=r_e$

$$\sigma_{re} = \frac{2}{1+k}(p_0 + a) - a$$

$$a = \frac{c}{\tan \phi}$$

a = adhesion

a_r = residualvärdet på adhesion beräknat med residualvärden på kohesion och friktionsvinkel

c = kohesion

k = koefficienten för passivt jordtryck

$$k = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

k_r = residualvärdet på koefficienten för passivt jordtryck beräknat med residualvärde på friktionsvinkel

Med hjälp av ekvation (6-1) och (6-2) kan bergets responskurva tecknas. Ur ekvation (6-2) erhålls villkoret för att bergmassan ska övergå i ett plastiskt tillstånd från villkoret $p_i < \sigma_{re}$.

Samverkan mellan berg och förstärkningselement kan beskrivas med hjälp av förstärkningselementets styvhet och den deformation, Δu_i , som förstärkningselementet upptar. Styvheten hos sprutbetongförstärkning kan beräknas genom att betrakta den mekaniska funktionen hos sprutbetong som en tunn sluten ring. Det inre trycket på tunnelns periferi kan beräknas med följande ekvation

$$p_i = k_c \Delta u_i \quad (6-3)$$

där

$$k_c = \frac{E_c t_c}{r_i^2}$$

där

E_c = sprutbetongens elasticitetsmodul

t_c = sprutbetongens tjocklek

Det maximala inre tryck som sprutbetongringen kan mobilisera kan beräknas ur

$$p_{i \max} = \frac{\sigma_{cc} t_c}{r_i} \quad (6-4)$$

σ_{cc} = sprutbetongens enaxiella tryckhållfasthet

Genom att kombinera (6-3) och (6-4) kan sprutbetongringens radiella deformation vid maximalt inre tryck beräknas. Det finns motsvarande lösningar för andra förstärkningselement som ankarbult och stålbågar, se till exempel Hoek et al. (1980).

6.3 Den analytiska modellens begränsningar

Bergmassan och förstärkningselementen utgör det bärande huvudsystemet och ett flertal parametrar påverkar dess beteende. Där ingår bergets och förstärkningens mekaniska egenskaper, bergets initiala spänningstillstånd och geometriska villkor. I syfte att studera det bärande huvudsystemet bärförmåga kan den analytiska lösningen om bergets och förstärkningselementens responskurva användas. Den innehåller dock förenklingar som är nödvändiga för att kunna erhålla en sluten lösning och det är viktigt att dessa begränsningar beaktas i dimensioneringssituationen. Dessa förenklingar och antaganden beskrivs och diskuteras nedan. Den begränsade litteraturstudie som redovisas indikerar att en tillräckligt god överensstämmelse med avseende på deformationerna storlek kan erhållas. Men ytterligare studier behöver göras och därför bör den analytiska modellens resultat kontrolleras med numeriska beräkningar innan sannolikhetsbedömningar av bergmassans och förstärkningens möjliga beteende påbörjas. I samband med att data föreligger från kontroller av konstruktionens faktiska beteende bör åter rimligheten av den analytiska modellen kontrolleras mot resultat från numeriska beräkningar.

Axialsymmetrisk tunnelgeometri (cirkulär tunnel)

Pan et al. (1990) har med numeriska metoder studerat bergets responskurva i olika punkter längs en elliptisk och en hästskoformad tunnels periferi. En mer detaljerad diskussion om resultaten finns att läsa i Chang (1994). I relation till osäkerheterna i bestämningen av ingående materials mekaniska egenskaper bedöms att en tillräckligt god överensstämmelse med den axialsymmetriska lösningen erhållas för deformationen i punkter på tunnelns periferi där den geometriska formen kan beskrivas med en radie i samma storleksordning som används i det axialsymmetriska fallet. Det gäller till exempel tunneltaket. Last- och deformationssambanden avviker mest för små kurvradier och i hörn. Där är deformationerna mindre och berget avlastas snabbare än i motsvarande analys med analytisk lösning av bergets responskurva. Generellt är de relativa avvikelserna större i det elastiska stadiet än i det plastiska stadiet.

Hydrostatiska spänningsförhållanden

Pan et al. (1990) har även studerat bergets responskurva i olika punkter för anisotropa spänningssituationer. Undersökningen visar att en sådan spänningssituation medför att bergets responskurva inte är densamma för alla punkter på tunnelns periferi. Genom att till exempel använda medelspänningen av de initiala vertikala och horisontella huvudspänningarna kan en tillräckligt god approximation erhållas av deformationernas storlek med antaganden om hydrostatiska förhållanden. Den analytiska lösningen ger bäst överensstämmelse relativt den numeriska lösningen för punkter på tunnelns periferi som befinner sig vinkelrätt till den minsta initiala huvudspänningens riktning. Det vill säga om minsta huvudspänningen är den vertikala erhålls bäst överensstämmelse för punkter i taket på tunneln. Generellt är avvikelserna relativt sett större i det elastiska stadiet än i det plastiska stadiet

Mekaniska egenskaper

I den analytiska lösningen av bergets responskurva kan linjära brottvillkor som till exempel Coulombs brottvillkor användas för bergmassan. Det är en ideal elastisk-plastisk modell med möjlighet att i det plastiska stadiet använda volymexpansion samt

residuala värden på friktion och kohesion. Teorierna tar inte hänsyn till deformationer som beror av tiden, så kallad krypning, och bergets egenvikt försummas. Det är dock möjligt att som tillägg i efterhand uppskatta och addera egenvikten av till exempel den plastiska zonen i taket i syfte att bedöma dess inverkan på dimensionering av förstärkningen. Med antagande om att det inre tryck som förstärkningselement mobiliserar fördelas likformigt längs tunnelns periferi kan responskurvor upprättas med tillhörande brottvillkor för sprutbetong, systematisk bultning med ankarbult och stålågar. En modell för att beskriva bergets responskurva och dess samverkan med ingjuten bult har utvecklats av Stille (1984) och förfinats av Holmberg (1991). En av de parametrar som också har inverkan på samverkansproblematiken är förstärkningselementens hållfasthetstillväxt över tiden. Ett förslag till lösning på det här problemet för förstärkning med sprutbetong har presenterats av bland annat Chang (1994) och Oreste (2003).

Tvådimensionell representation

Den analytiska lösningen av bergets responskurva är en tvådimensionell modell med antagande om plant töjningstillstånd. Men för att analysresultatet med en acceptabel sannolikhet ska beskriva problemet med bergets respons på bergguttar och dess samverkan med förstärkningen behöver den tredje dimensionen beaktas. Teoretiskt kan den tredje dimensionen beaktas genom approximationen att låta berget deformeras och avlastas till en viss del innan förstärkningselementen mobiliserar ett inre trycket mot tunnelns periferi. Den här problemställningen har behandlats av bland annat Panet et al. (1982), Chang (1994) och Carranza-Torres, et al. (2000). Slutsatsen är att redan innan förstärkning kan installeras uppgår deformationerna invid tunnelns front till mellan 25 % och 40 % av den slutgiltiga radiella deformation som beräknas för oförstärkt berg. Intervallet kan bland annat förklaras av att deformationerna invid tunnelns front ökar med sämre bergkvaliteter. Det visas också i en studie av Lunardi (2000) som med numeriska metoder studerat hur tunnelns front deformeras i tunnelns axiella riktning för olika bergkvaliteter. En annan slutsats av ovan studier är att tunnelns frontens stabiliserande inverkan helt har avtagit helt i den sektion som befinner sig på ett avstånd från tunnelns front av cirka fyra diametrar.

7 Exempel på dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg utgående från krav i observationsmetoden

7.1 Indata

De grundläggande frågeställningarna som uppkommer i samband med att observationsmetoden används belyses nedan med ett beräkningsexempel. Huvudsyftet här är att visa principerna för hur de krav som ställs i Eurokod ska uppfyllas i en dimensioneringssituation och i kontrollen av konstruktionens beteende. Exemplet avser således inte att kalibrera den konceptuella modellen eller att visa att beräkningsmodellen kan approximera det bärande huvudsystemets faktiska beteende.

Faktiska data har hämtats från ett väl dokumenterat tunnelprojekt i svagt berg där tunnarna är belägna på relativt stort djup. För de tunnelavsnitt som beräkningarna avser uppmättes stora deformationer med tillhörande stabilitetsproblem som krävde omfattande förstärkningar. Tunneln i fråga skulle senare betonginklädas och de förstärkningsinsatser som diskuteras här avser temporär förstärkning. Tunneln förstärktes med system av ingjuten bult i kombination med flera omgångar fibersprutbetong samt även med armeringsnät som installerades mellan skikten av sprutbetong.

För den sektion som beräkningarna avser är beräkningsmodellen giltig för de deformationer som uppkommer inom ett avstånd motsvarande tre till fyra tunneldiametrar från tunnelfronten. I det här fallet motsvarar det en tidsperiod för bergguttaget som sträcker sig över cirka 15 dagar. För att bättre kunna visa och diskutera principer har förstärkningsinsatserna förenklats i beräkningsmodellen. Beräkningarna avser därför i första hand samverkan mellan sprutbetong och bergmassan. Följande förenklingar har genomförts.

- Bergmassans kohesion ansätts till 600 kPa istället för 200 kPa för att ta hänsyn till bultningens effekt.
- Vidare antas att sprutbetongens hela tjocklek appliceras vid ett tillfälle.
- Rimliga mekaniska egenskaper på sprutbetong har antagits.

Övriga data avseende mekaniska egenskaperna hos berg och initial spänning i tabell 7.1 har hämtats från Brantmark (1998). För sprutbetong har den hållfasthetstillväxt som sker med tiden inte beaktats utan konstanta mekaniska egenskaper har antagits och visas i tabell 7.2.

Tabell 7.1. Indata till bergets responskurva.

Indata till bergets responskurva	
Tunnelradie	4 meter
Initiala bergspänningar	8 MPa
Elasticitetsmodul	2 GPa
Kohesion	600 kPa
Friktionsvinkel	23
Poissons tal	0.25
Dilatansvinkel	5

Tabell 7.2. Indata till sprutbetongens responskurva

Indata till sprutbetongens responskurva	
Radie	4 meter
Elasticitetsmodul	20 GPa
Tryckhållfasthet	20 MPa
Tjocklek	15-25 cm

7.2 Gränser för acceptabelt beteende

Gränser för acceptabelt beteende ska fastläggas med utgångspunkt från olika styrande faktorer. De primära faktorerna kan till exempel vara bergmassans eller förstärkningens brottgränser. Men även andra faktorer kan vara styrande, som till exempel krav på acceptabel arbetsmiljö, omgivningskrav eller effektivt resursutnyttjande. Beroende på vilken faktor som beaktas kan olika gränser för acceptabelt beteende bli aktuella och principiellt kommer dessa gränser att ha sin egen osäkerhet. Brottgränsvillkor kan formuleras för deformation såväl som last men mot bakgrund av tidigare diskussion formuleras gränsvillkoren här med avseende på acceptabel deformation.

Gränser för acceptabelt beteende i det här beräkningsexemplet baseras på diskussionen i kapitel 5.5 och relateras till brottgränserna (gränstillstånd) för såväl bergmassan som förstärkningen. En av de projektspecifika förutsättningarna är att tunneln skall betonginklädas och att deformationerna ska ha avklingat innan dessa arbeten startar. Det är därför rimligt att använda konservativa värden på brottgränserna. Valet av brottgränser ska också beakta osäkerheterna avseende dels mekaniska egenskaper, dels den brottgräns som innebär kollaps av det bärande huvudsystemet bestående av berg och förstärkning. Vid fastläggande av gränserna för acceptabelt beteende behöver också hänsyn tas till beräkningsmodellens giltighet.

I tabell 7.3 visas här fastlagd gräns för acceptabelt beteende avseende bergmassa och förstärkning. De benämns fortsättningsvis brottgräns, även om de i strikt mening inte innebär att tunneln kollapsar. För bergmassan relaterar brottgränsen till en total deformation som inte får överstiga 60 mm. För förstärkningen motsvaras det av att den totala deformationen minus den deformation som utbildats innan sprutbetong installerats, inte får överstiga 20 mm. Det bör i sammanhanget påpekas att här återges en bästa uppskattning men att endast mätningar och observationer i tunneln kan ge besked om var den verkliga gränsen för acceptabelt beteende ligger.

Tabell 7.3. Gränser för acceptabelt beteende avseende brottgränsen.

Storhet avseende acceptabelt beteende	Fastlagd brottgräns	Brottgräns omräknad till radiell deformation
Bergmassan, tangentiell töjning	1.5 %	60 mm
Sprutbetong, tangentiell töjning	0.5 %	20 mm

Samverkan mellan berg och förstärkning beskrivs av ekvationerna (6-1) till (6-4). En överslagsberäkning av deformationernas storlek med en elastisk-plastisk beräkningsmodell utan förstärkning visar att bergmassans bärförmåga är otillräcklig och

att en omfattande plastisk zon utbreder sig omkring tunneln. De beräknade deformationerna uppgår till mellan 100 mm och 120 mm. Det är en indikation dels på att stora stabilitetsproblem kan uppträda även med förstärkning, dels på att "squeezing ground" kan förekomma, vilket är ett beteende som ligger utanför beräkningsmodellens giltighet. Som tidigare redovisats kan deformationen invid tunneln uppskattas vara mellan 25 % och 40 % av den beräknade slutgiltiga radiella deformationen för oförstärkt berg. I det här fallet är det därför rimligt att anta att den radiella deformation som utbildats är mellan 25 mm och 40 mm innan förstärkningen har installerats.

De acceptabla gränserna för konstruktionens beteende kan tecknas på följande sätt, se även figur 7.1. Gränstillståndet uppnås när den minsta av de två brottgränserna uppnås och bergmassans deformation ska i jämviktsläget (u_i) uppfylla

$$u_i \leq u_{bacc}$$

där

u_{bacc} = gräns för acceptabelt beteende (deformation) för bergmassan (brottgräns, plastiska förhållanden).

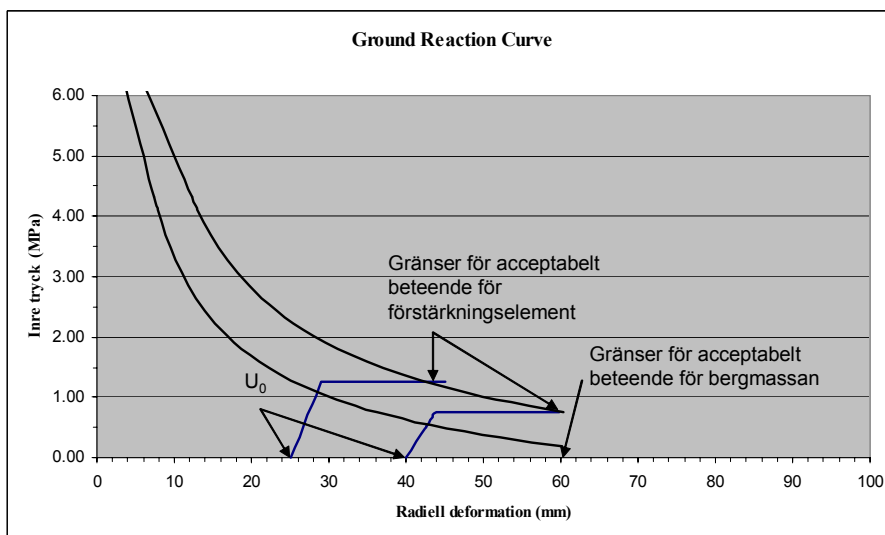
Förstärkningselementets deformation ska i jämviktsläget (u_i) uppfylla

$$u_i - u_0 \leq u_{facc}$$

där

u_0 = deformation i bergmassan som utbildats innan förstärkningen tar last.

u_{facc} = gräns för acceptabelt beteende (deformation) för förstärkningselement (brottgräns, behöver ej vara elastiska förhållanden).



Figur 7.1. Brottgränsvillkor för acceptabelt beteende av samverkan mellan bergmassa och förstärkning. Beräkningarna visar acceptabelt beteende i form av min och max deformationer med fördelning av mekaniska egenskaper enligt tabell 7.4.

7.3 Acceptabel sannolikhet för att möjligt beteendet ligger inom gränserna för acceptabelt beteende

Eurokod anvisar inga riktvärden gällande den acceptabla sannolikheten. Det synes också rimligt eftersom ett sådant värde behöver kopplas till projektspecifika faktorer. Det betyder i praktiken att acceptabel sannolikhet för att möjligt beteende ligger inom gränserna för acceptabelt beteende kan variera för olika projekt och tekniska lösningar. Storleken på acceptabel sannolikhet bör dels relateras till vilken konsekvens ett eventuellt överskridande skulle orsaka och dels på om värdet avser utförandeskedet eller när anläggningen tagits i drift. Andra påverkande faktorer är till exempel möjligheten kontrollera det faktiska beteendet med successiva förstärkningsåtgärder. Vidare måste dominerande typer av stabilitetsproblem beaktas. För somliga brottproblem måste risken för brott vara mycket liten. Det kan vara brottproblem som karakteriseras av plötsliga skeenden, eller som är relativt svåra att detektera, eller brott som kan ge allvarliga konsekvenser i form av försämrade arbetsmiljö eller längre stillestånd. Valet av storleken på den acceptabla sannolikheten är en beslutsteoretisk fråga. Det kan också vara samhälliga krav som av någon orsak definierar vad som är acceptabel sannolikhet.

Eftersom gränser för acceptabelt beteende i det här exemplet motsvarar brottgränserna kommer den beräknade sannolikheten för att överskrida gränserna för acceptabelt beteende att vara densamma som brottsannolikheten. Den är initialt baserad på den information som föreligger vid dimensioneringen. Denna sannolikhet förväntas kraftigt minska i takt med att resultat från utförda mätningar föreligger. Naturligtvis skall den slutliga brottsannolikheten uppfylla de grundläggande kraven som ställs i Eurokod.

7.4 Intervall för möjligt beteende

Indata till beräkningar av intervallet för konstruktionens möjliga beteende beskriver dels projektspecifika förutsättningar, dels mekaniska egenskaper hos ingående material. Dessa parametrar ska på bästa objektiva sätt fastläggas utifrån befintlig kunskap och utan att någon specifik filosofi får råda om optimism eller konservatism. Osäkerheterna bör återges av att ingående material eller yttre förutsättningar beskrivs med hjälp av passande statistiska fördelningsfunktioner. Det innebär att osäkra parametrar beskrivs med hjälp av stokastiska variabler. Exempel på statistiska fördelningar är normalfördelning med parametrarna medelvärde och standardavvikelse eller rektangelfördelning där parametrarna är ändpunkterna i ett intervall där värden påträffas med samma sannolikhet eller triangelfördelning där parametrarna är minsta värde, troligaste värde och högsta värde.

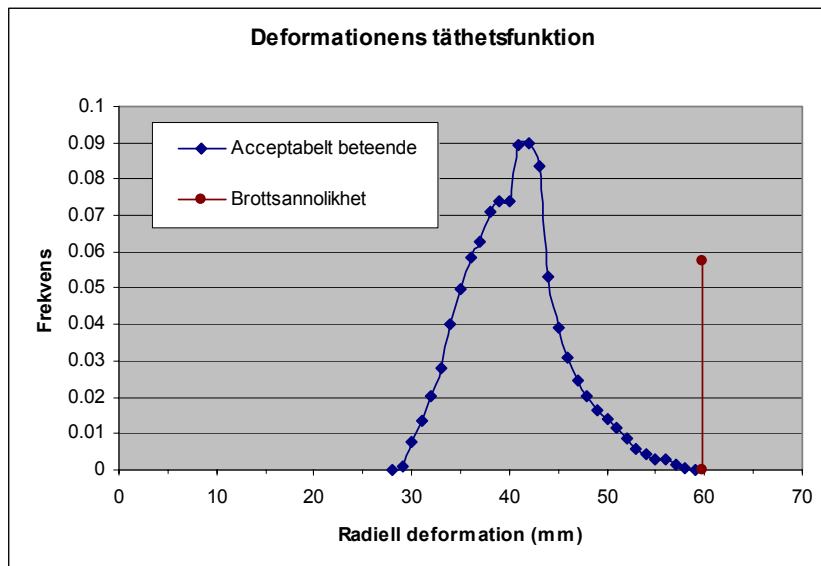
Vidare bör bedömningar göras hur förväntade typerna av brottproblem står i relation till beräkningsmodellens giltighet. Som tidigare beskrivits tillkommer dels att uppskatta hur stora deformationer som utbildats innan förstärkningen är installerad och kan mobilisera bärförmåga, dels att bedöma om förstärkningselementens hållfasthetstillväxt har väsentlig inverkan på beräkningsresultaten.

I exemplet studeras hur det beräknade intervallet av möjligt beteende påverkas av tre parametrar som ingår i beskrivningen av det bärande huvudsystemets beteende, se

tabell 7.4. Parametrarna definieras inom ett intervall där alla värden kan påträffas med lika stor sannolikhet, så kallad rektangelfördelning. Parametrarna som avses är bergmassans elasticitetsmodul, sprutbetongens tjocklek samt storleken på de deformationer som har utbildats innan förstärkningen installeras. Övriga indata till beräkningarna hämtas från tabell 7.1 och tabell 7.2 där ingående parametrar beskrivs med deterministiska (konstanta) värden. Den konceptuella modellen beskrivs således av tabellerna 7.1, 7.2 och 7.4.

Tabell 7.4. Mekaniska egenskaper hos utvalda parametrar representerat med ett intervall av troliga värden.

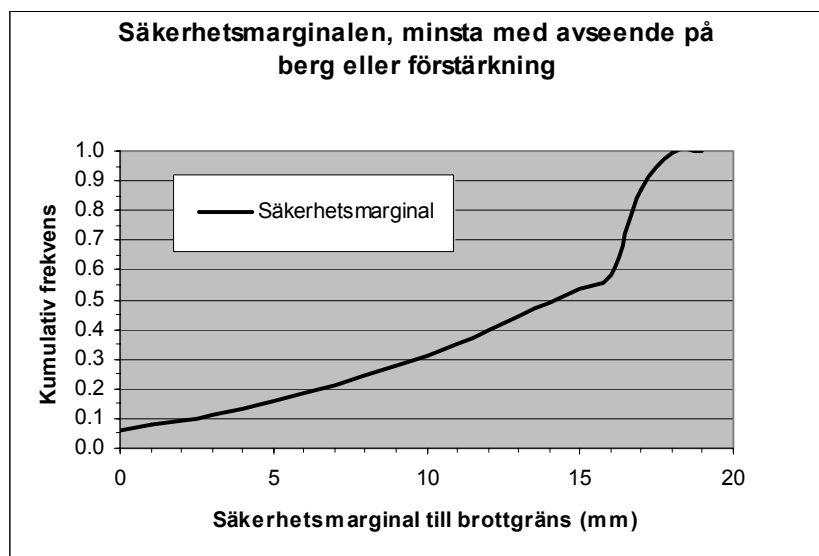
Parametrar	Min	Max	Fördelning
Bergmassans elasticitetsmodul	1.5 GPa	2.5 GPa	Rektangulär
Sprutbetongens tjocklek	15 cm	25 cm	Rektangulär
Deformation invid front	25 mm	40 mm	Rektangulär



Figur 7.2. Fördelningsfunktionen visar deformationerna inom intervallet för konstruktionens möjliga beteende. Stapeln representerar brottsannolikheten och är den relativa delen av det möjliga beteendet som ligger utanför fastlagda gränser för acceptabelt beteende.

Beräkningarna av bergets och förstärkningens responskurvor redovisas i figur 7.2 i form av en fördelningsfunktion. Den har beräknats med hjälp av Monte Carlo simulering och ekvationerna (6-1) till (6-4) och elastisk-plastisk materialmodell. Fördelningsfunktionen visar deformationerna inom intervallet för konstruktionens möjliga beteende och är ett underlag för att bedöma om sannolikheten (brottsannolikheten) synes acceptabel med avseende på de fastlagda gränserna för acceptabelt beteende. Intervallet för möjligt beteende omfattar värden på deformationer mellan cirka 30 mm och oändligheten. Oändlig deformation uppkommer för de lösningar där den elastisk-plastiska modellen inte uppfyller fastlagda krav på acceptabelt beteende för bergmassa och förstärkning. För dessa lösningar betraktas konstruktionen vara i brottillstånd och deformationen vid

brott är per definition ”oändlig”. Brottsannolikheten är den relativa delen av möjligt beteende som ligger utanför fastlagda gränser för acceptabelt beteende. Den uppskattas till cirka 6 % och illustreras av den vertikala stapeln i slutet av täthetsfunktionen. Den har placerats där enbart för att underlätta presentationen. Fördelningsfunktionen i figur 7.2 innefattar således fastlagda villkor för acceptabelt beteende enligt tabell 7.3.



Figur 7.3. Kumulativ fördelning av minsta säkerhetsmarginal avseende både berg och förstärkning.

Konstruktionens möjliga beteende och brottsannolikheten kan också beskrivas med den beräknade säkerhetsmarginalen. Den definieras som skillnaden mellan fastställda gränser för acceptabelt beteende, enligt tabell 7.3, och beräknad deformation. I figur 7.3 visas den kumulativa frekvenskurvan för den beräknade säkerhetsmarginalen. Acceptabelt beteende är när säkerhetsmarginalen är större eller lika med noll millimeter och för alla andra fall är konstruktionen i brottillstånd. Brottsannolikheten är cirka 6 % och sannolikheten att det möjliga beteendet ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet är således cirka 94 %.

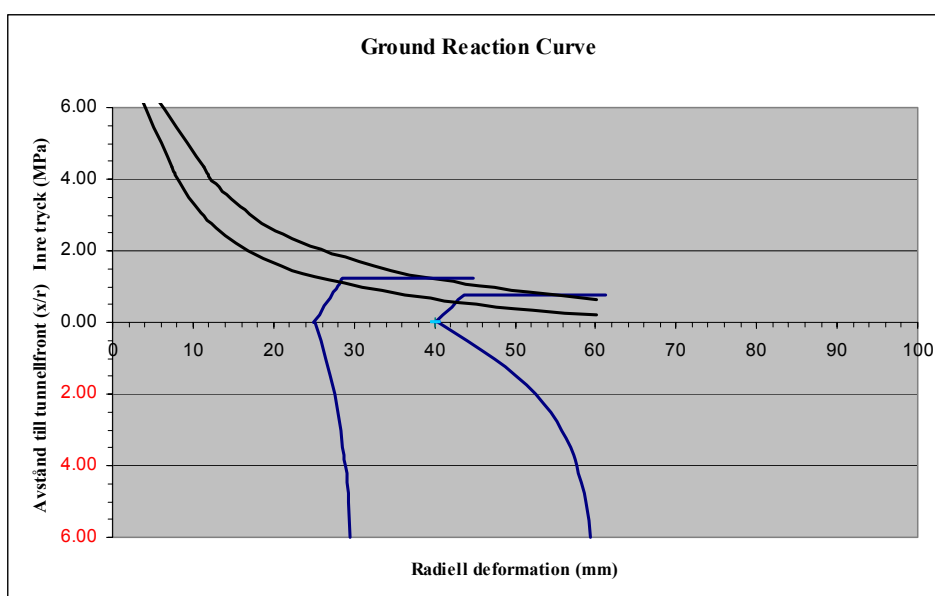
I figur 7.4 visas en prognos på minsta och maximala deformationsförlopp som funktion av det relativa avståndet till tunnelfronten. Kurvorna baseras på en empirisk relation presenterad av Carranza-Torres, et al. (2000) som anpassats till det aktuella exemplet.

Det kvarstår att ta ställning till om det är acceptabelt att påbörja utförandeskedet med en design där konstruktionens brottsannolikhet är cirka 6 %. I det här fallet kan följande projektspecifika faktorer anses ha inverkan på ett sådant beslut.

- Design avser ej permanent förstärkning.
- Tunneln kommer senare att permanent förstärkas med betonginklädnad.
- Vald tunneldrivningsmetodik medger att successiv förstärkning utförs i form av både kompletterande förstärkning och anpassning av förstärkningsdesign.

- Erfarenheter från tunnlar i den här typen av berg visar på en relativ hög tolerans mot deformationer.
- Det föreligger stora osäkerheter gällande den konceptuella modellen.

I det här fallet kan 94 % anses vara en acceptabel sannolikhet för att det möjliga beteendet ligger inom gränserna för acceptabelt beteende. Men ett absolut villkor för att acceptera den relativt höga brottsannolikheten är att en plan för kontroll och uppföljning av konstruktionens faktiska beteende utformas som beskriver hur mätningar och observationer ska användas på ett systematiskt sätt för att kontrollera konstruktionens beteende. Vidare skall en åtgärdsplan finnas tillhanda för att användas om konstruktionen inte uppför sig som förväntat.



Figur 7.4. Prognos för möjligt beteende och deformationsförlopp i relation till avståndet från tunnelfront. Beräkningarna visar gränserna för acceptabelt beteende i form av min och max deformationer med fördelning av mekaniska egenskaper enligt tabell 7.4.

Brottsannolikheten kan i princip också beräknas med FORM (metod 2) eller beta-metoden. Den har provats i praktiken men lösningen av bergets och förstärkningens responskurvor kräver ett iterationsförfarande vilket är något som beräkningstekniskt behöver förbättras i den tillgängliga programvaran för beta-beräkningar. Därför redovisas i bilaga B.6 endast principerna för hur beta-metoden kan användas när bergets och förstärkningens responskurvor beräknas med analytisk lösning.

7.5 Plan för kontroll och uppföljning

Ett av kraven i observationsmetoden är upprättandet av en plan för kontroll och uppföljning som kan bekräfta att det faktiska beteendet ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet. Resultaten av kontrollerna ska ligga till grund för att bedöma om eventuella åtgärder behöver vidtagas, till exempel kompletterande förstärkningar.

Planen ska baseras på konstruktionens förväntade beteende och den aktuella konceptuella modellen men bör omfatta händelser utanför det förväntade beteendet, som till exempel att den konceptuella modellen är ofullkomlig. En sådan händelse är till exempel när mätningar av deformation överstiger gränserna för det acceptabla beteendet eller avviker markant från det prognostiserade förloppet. Kontrollplanen bör därför uppfylla följande krav.

- Den ska vara relaterad till de bergmekaniska parametrar som styr stabilitetsproblem och/eller andra styrande relevanta parametrar.
- De storheter eller parametrar som ingår i observationssystemet ska användas som indikatorer.
- Den ska vara heltäckande och indelningen av styrande parametrar ska vara ömsesidigt uteslutande.
- Indikatorer bör inte enbart definieras med avseende på konstruktionens beteende invid brottgränsen utan också för beteendet innan brottgränsen i syfte att fånga upp tidiga signaler om eventuell avvikelse från förväntat beteende.

Det är naturligt att använda resultat från mätningar av deformationer som en indikator. Men kontrollplanen kan förses med ytterligare indikatorer för att bli heltäckande i fråga om konstruktionens möjliga beteende. Det kan vara nödvändigt om det finns flera brottmekanismer för att kunna särskilja vilken av dessa som är den aktuella. En sådan indikator kan vara att beskriva skador på förstärkningen i relation till den aktuella deformationen. Dessutom ska indikatorerna rangordnas för att göra kontrollplanen ömsesidigt uteslutande. Det sker genom att låta den primära indikatorn vara styrande. Det vill säga när den primära indikatorn överträds måste definierade åtgärder, som till exempel kompletterande förstärkningsåtgärder, vidtas.

I det här fallet väljs tangentiell töjning som primär indikator gällande förstärkningens och bergmassans beteende. Låt vara att den konceptuella modellen och att fastlagda brottgränser för det bärande huvudsystemet innehåller relativt stora osäkerheter. Därför väljs som sekundär indikator att dokumentera typ av skador och stabilitetsproblem i relation till förstärkningens och bergmassans beteende. Mot bakgrund av diskussionen ovan visas i tabell 7.5 ett exempel på en projektanpassad kontrollplan innehållande ovan beskrivna indikatorer.

Kontrollplanen ska upprättas innan byggande startar och det finns osäkerheter i gjorda prognoser, dels av konstruktionens möjliga beteende, dels om rådande brottmekanismer. Indikatorerna kommer därför att vara bestämda under osäkerhet och förutom beräkningar som ligger till grund bör därför ingenjörsmässiga bedömningar och erfarenheter från projekt i liknande geologiska miljöer användas. Allteftersom erfarenheter inhämtas från mätningar och observationer i tunneln bör därför kontrollplanen och dess innehåll utvärderas.

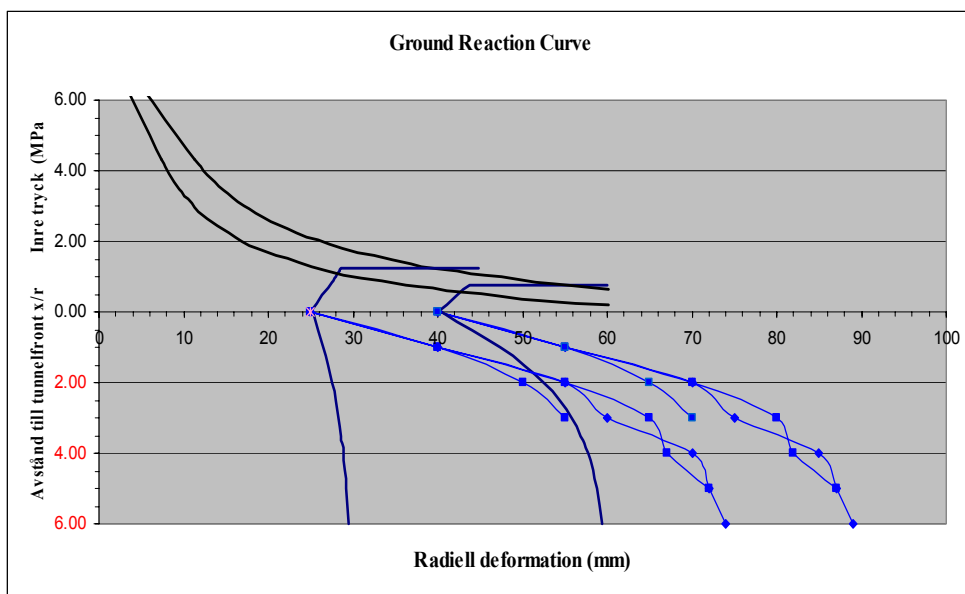
Tabell 7.5. Kontrollplan med indikatorer som ej får överträdas samt beskrivning av skador på bergmassa och förstärkning och av åtgärder som ska genomföras.

Förstärkning		
Primär indikator. Töjning av förstärkning baserad på uppmätta deformationer	Sekundär indikator. Beskrivning av skada och stabilitetsproblem	Beskrivning av åtgärder
0.2 %	Begynnande sprickbildning	Öka mätfrekvensen och skärpt tillsyn av skador på förstärkning
0.35 %	Måttlig sprickbildning med begynnande risk för nedfall av sprutbetong	Om sprickbildning i sprutbetong avstannat fortsatt skärpt tillsyn av skador på förstärkning. Om sprickbildning i sprutbetong progressiv utförs förstärkningsarbeten inom 12 timmar
0.5 %	Betydande sprickbildning med risk för större nedfall av sprutbetong	Stopp för fortsatt tunneldrift. Omedelbara insats av förstärkningsarbeten. Utvärdera förstärknings- och tunneldrivningsmetodikerna.
> 0.5 %	Samtliga typer av skador och stabilitetsproblem	Utvärdera den konceptuella modellen

Bergmassa		
Primär indikator. Töjning i bergmassan baserad på uppmätta deformationer	Sekundär indikator. Beskrivning av skada och stabilitetsproblem	Beskrivning av åtgärder
1 %	Begynnande sprickbildning	Öka mätfrekvensen och skärpt tillsyn av skador på berg och förstärkning
1.5 %	Måttlig sprickbildning med begynnande risk för bergutfall i samband med uppluckring av mindre partier i berget	Om inga synliga skador på förstärkning fortsatt skärpt tillsyn av skador på förstärkning. Om sprickbildning i sprutbetong uppstår utförs förstärkningsarbeten inom 12 timmar
2 %	Betydande sprickbildning med risk för bergutfall i samband med uppluckring av partier i berget med större omfattning	Stopp för fortsatt tunneldrift. Omedelbara insats av förstärkningsarbeten. Utvärdera förstärknings- och tunneldrivningsmetodikerna.
> 2 %	Samtliga typer av skador och stabilitetsproblem	Utvärdera den konceptuella modellen

7.6 Jämförelse mellan konstruktionens faktiska beteende och prognosen som avser möjligt beteende

I figur 7.5 visas prognosen för bergets och förstärkningens möjliga beteende tillsammans med prognosen för minsta och maximala deformationsförlopp enligt diskussion i kapitel 7.4. Där visas också från det aktuella exemplet faktiska deformationer i relation till det relativa avståndet från tunnelns front från tre olika sektioner i tunneln.



Figur 7.5. Jämförelse mellan beräknade responskurvor och fältdata. Beräkningarna visar gränserna för acceptabelt beteende i form av min och max deformationer med fördelning av mekaniska egenskaper enligt tabell 7.4.

De faktiska mätningarna startade cirka 2 meter från tunnelns front. De antas därmed visa den deformation som förstärkningen tar upp och som resulterar i att ett inre tryck mobiliseras på tunnelns periferi. Mätningar av de faktiska deformationerna visar redan initialt, relativt vad som förväntas, att trenden på kurvan över deformationsförloppet är flackare och de totala deformationerna är större.

Det tyder på att den konceptuella modellen inte kan prognostisera konstruktionens faktiska beteende och att de mekaniska egenskaper som styr beteendet befinner sig utanför det stokastiska område som ingår i beräkningsmodellen. Den konceptuella modellen behöver således uppdateras med avseende på beräkningsmodell och/eller mekaniska egenskaper.

Bergmassans kvalitet kan vara sämre än förväntat, förstärkningen styvhet kan vara överskattad eller sprutbetongens brottgräns kan vara underskattad. Det är troligt att beräkningsmodellen överskattar sprutbetongens styvhet beroende på att hela tjockleken inte appliceras vid ett tillfälle samt att den teoretiska styvheten beräknas för en helt sluten sektion.

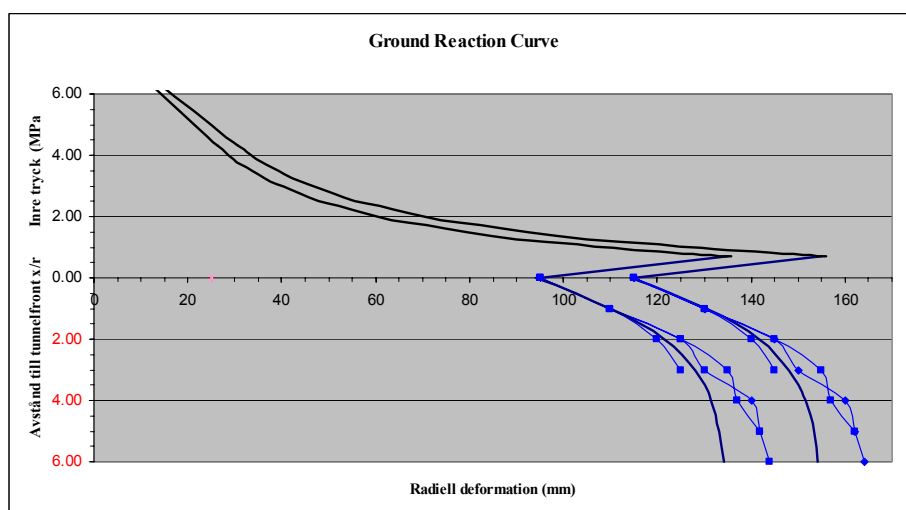
I det här exemplet kan man ur tillgänglig redovisning från projektet konstatera att de uppmätta rörelser avstannade omkring 2 månader efter bergguttag när de relativa deformationerna uppgick till cirka 75 mm (visas ej i figur 7.5). De totala deformationerna beror således också på bergets kryppningsegenskaper ("squeezing"). Det går inte ur tillgänglig redovisning från projektet att konstatera om den planerade förstärkningsinsatsen fungerade eller om ytterligare förstärkningsinsatser verkställdes. I tillgängliga fältdata redovisas inte heller specifika observationer för de här använda mätsektionerna beträffande geologi, brottformer, sprickbildning, vattenförhållanden, etc.

7.7 Omformulering av den konceptuella modellen

I syfte att visa principerna för hur den konceptuella modellen kan omformuleras antas följande. Observationer i tunneln visar att förstärkningen inte är i brottillstånd. Betongbotten (invert) har inte gjutits i tunneln vilket innebär att sektionen inte var sluten. Av detta dras slutsatsen att den konceptuella modellen behöver omformuleras med avseende på bergmassans kvalitet och förstärkningens styvhet som båda har överskattats. Vidare att brottgränserna behöver justeras om det faktiska beteendet ska kunna prognostiseras i den här använda beräkningsmodellen. De nya brottgränsvärdena som visas i tabell 7.6 är fortfarande rimliga för det här exemplet enligt diskussionen om gränser för acceptabelt beteende i kapitel 5.5.

Tabell 7.6. Gränser för acceptabelt beteende i den omformulerade konceptuella modellen.

Storhet avseende acceptabelt beteende	Fastlagd brottgräns	Brottgräns omräknad till radiell deformation
Bergmassan, tangentiell töjning	3-4 %	120 mm - 160 mm
Sprutbetong, tangentiell töjning	1 %	40 mm



Figur 7.6. Jämförelse mellan fältdata och beräknade responskurvor i form av min och max deformationer enligt den omformulerade konceptuella modellen .

En justering av brottgränserna mot högre värden betyder i praktiken en större acceptans av störningar i bergdriften avseende till exempel insatser av kompletterande förstärkningsarbeten. Det bör påpekas att här gjorda antaganden endast kan säkerställas utifrån observationer i tunneln och data som beskriver det faktiska beteendet. En omformulering av den konceptuella modellen inom ramen för beräkningsmodellens giltighet enligt ovan beskrivna scenario visas i figur 7.6.

Även i den uppdaterade modellen visar jämförelse med en prognos baserad på elastisk-plastisk modell att trenden på kurvan för uppmätta deformationer är flackare när avståndet till tunneln ökar samt att de slutgiltiga deformationerna underskattas. Det tyder på att andra egenskaper än de som omfattas av beräkningsmodellen påverkar konstruktionens faktiska beteende. I tunneln som exemplet avser pågick deformationer i cirka 2 månader vilket leder till slutsatsen att här handlar det om "squeezing ground". Hoek et al. (2000) rapporterar 2,5 % töjning som en undre gräns för att stora problem med "squeezing ground" ska uppträda i tunnlar.

Beräkningarna visar att det inte går med en rimlig insats av bergförstärkning, i det här fallet 25 cm tjock sprutbetong, att förhindra den totala töjningen i bergmassan att bli mellan 3 % och 4 %. I det verkliga fallet avklingade deformationerna med tiden och förhållanden i tunneln rapporterades vara acceptabla. Det visar att det var möjligt att ta bergmassans och förstärkningens bärförmåga i anspråk för töjningar som är betydligt högre än de brottgränser som initialt fastlades.

7.8 Diskussion

Det går att konstatera att i designsituationer liknande den som exemplifierats här och som definieras av osäkra indata och av osäkerheter i beräkningsmodellen behövs det en formell metod som gör det möjligt att på ett strukturerat tillvägagångssätt anpassa en berganläggnings design till faktiska förhållanden. Observationsmetoden som den är beskriven i Eurokod är en sådan metod, men som för varje enskilt fall behöver anpassas och utformas på lämpligt sätt med utgångspunkt från projektspecifika förhållanden. Beräkningsexemplet visar att det ställs höga krav på den konceptuella modellen för att det initialt ska vara möjligt att med rimlig noggrannhet uppskatta samverkanskonstruktionens möjliga beteende men även för att kunna ge möjlighet till en meningsfull diskussion om storleken på en acceptabel brottsannolikhet. I designskedet är det därför viktigt att använda ingenjörsmässiga bedömningar när rimligheten prövas av såväl brottsannolikhet som konstruktionens möjliga beteende. I rimlighetsbedömningen ingår att värdera dels vilka projektspecifika faktorer som har betydelse, dels resultat av beräkningar. En sannolikhetsbaserad beräkningsmodell bidrar i sammanhanget till förbättrade möjligheter att prova hur osäkerheter i indata påverkar konstruktionens möjliga beteende. Exemplet visar också det är en nödvändig säkerhetsåtgärd att upprätta planer för kontroll, uppföljning och åtgärder ifall konstruktionens faktiska beteende skulle avvika från det som prognostiserats med konceptuella modellen.

Eurokod anvisar inte konkret vilka åtgärder som ska vidtas om det visar sig att konstruktionens faktiska beteende avviker på ett markant sätt från det prognostiserade

beteendet, som fallet var i det aktuella exemplet. Därför behövs en metod för att omformulera den konceptuella modellen, till exempel enligt den princip som diskuteras i kapitel 7.7. Det möjliggör en kontinuerlig avstämning av de fastlagda gränserna för acceptabelt beteende samt en förbättring av tilltron till beräknade brottsannolikheter. Även om det ligger utanför krav som ställs i Eurokod bör rimligtvis uppdatering ingå som ett delmoment i den kontroll- och uppföljningsplan som upprättas.

8 Ett vidare perspektiv på dimensionering med sannolikhetsbaserade metoder

8.1 Inledning

En central del i sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder och i observationsmetoden är att i statistiska termer beskriva de parametrar som ingår i bergets och förstärkningens mekaniska egenskaper. I princip fordras dels en förståelse för hur det mekaniska systemet fungerar, dels att man kan fastlägga ett troligt värde på varje parameters mekaniska egenskap och en skattning av spridningen kring dessa och vidare att man kan fastlägga varje parameters variation i rymden.

Beskrivningen av parametrarnas troliga värde och spridningen kring dessa består vanligtvis av att man anger medelvärde och standardavvikelse för varje parameter. I samband med fastläggande av medelvärde och standardavvikelse kan data från provningar vägas samman med ingenjörskunskap för att bilda den slutgiltiga bestämningen. Det kan utföras på ett stringent sätt med hjälp av Bayes teorem.

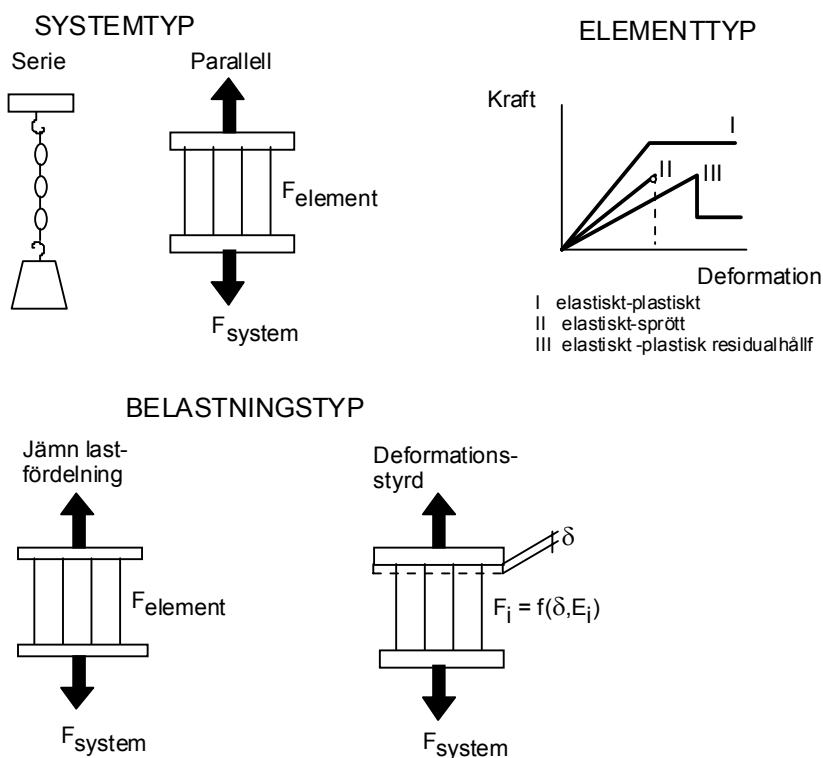
8.2 Det mekaniska systemet

För att brott skall inträffa fordras att hela det mekaniska systemets sammanlagda bärförmåga är uttömd. Det räcker inte att en enskild komponent i systemet är överbelastad. Till exempel för att ett block skall glida ut längs ett sprickplan erfordras att skjuvhållfastheten överskrides längs hela planet och inte i en enskild punkt på glidplanet eller för att ett ras ska ske i en bergmassa måste berget vara överbelastad i en viss volym närmast tunnelns periferi och inte i en enskild punkt på tunnelperiferin. Detsamma gäller för förstärkningselementen. Överbelastning av en enskild bult som i sig är en del i en systematisk förstärkning för dåliga bergförhållandena innebär inte brott om inte alla bultar inom en viss volym av berget blir överbelastade. En förstärkning av sprutbetong kollapsar inte för att den lokalt är överbelastad om det finns överkapacitet i hela systemet. Grundläggande frågor att ta ställning till blir då, vilken typ av mekaniskt system som föreligger och hur bärförmågan kan beskrivas för den typ element som ingår i det bärande huvudsystemet samt vilken typ av belastning som verkar på systemet och elementen.

De mekaniska systemens uppförande beror av följande faktorer.

- Typ av system (serie eller parallell).
- Typ av element (elastisk-plastisk, elastisk-spröd, etc.).
- Typ av belastning (jämn lastfördelning eller deformationsstyrd).

De olika inverkanse faktorerna illustreras i Figur 8.1.



Figur 8.1 Faktorer som påverkar beteendet hos mekaniska system.

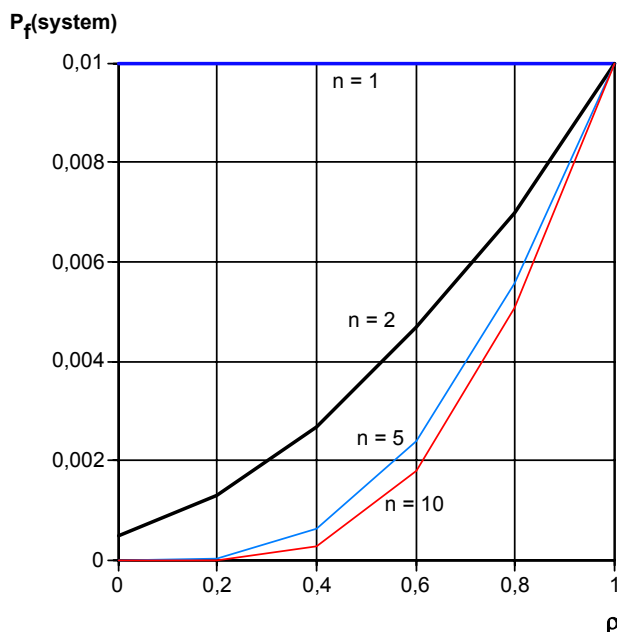
Parallellsystem

Ett parallellsystem går till brott först när alla element har gått till brott. Till skillnad från seriesystem är parallellsystems beteende beroende av både vilken typ av element och vilken typ av belastning som föreligger. Den något förenklade bilden som vi diskuterat i föregående kapitel avseende samverkanskonstruktioner utgår från att elementen är elastisk-plastiska, i varje fall inom vissa fastlagda gränser för förekommande deformationer (gränser för acceptabelt beteende). Många mekaniska system beskrivs dock bäst utifrån de förutsättningar som råder för parallellsystem.

Ett viktigt fall inom bergmekaniken är när elementens beteende kan beskrivas som elastisk-plastiska och har en jämn lastfördelning mellan elementen. Då gäller att systemets bärförmåga är lika med summan av ingående elementens bärförmåga, $R_S = \sum R_i$. Spridningen för enskilda elementens bärförmåga kan vara svår att bestämma men har stor inverkan på systemets bärförmåga och därmed också på brotts sannolikheten. Det är lätt att överskatta spridningen hos material där hållfastheten i princip kan beskrivas som en summa av elastisk-plastiska element. Det illustreras i figur 8.2 där brotts sannolikheten beskrivs som funktion av antalet element (n), korrelation (ρ) mellan element, och egenskaperna för enskilda element. Ur figuren kan konstateras att ett stort antal oberoende element minskar brotts sannolikheten och det visar att spridningen för systemet reduceras med antalet oberoende element.

Detta är ett viktigt resultat att beakta vid dimensionering av exempelvis bergförstärkning. Då bör eftersträvas att förstärka berget med så stort antal oberoende

element som möjligt. Det ger en säkrare konstruktion eller omvänt, det är möjligt att tillåta ökad påkänningen i enskilda element utan att systemets brottsannolikhet förändras.



Figur 8.2. Parallellsystems brottsannolikhet, när varje element har en brottsannolikhet av 0.01, visas som funktion av korrelationen (ρ) mellan element och antalet element.

Seriesystem

Systemet går till brott så snart något ingående elements bärförmåga överskrids vilket kan uttryckas som

$$P_f = P(F_1 \cup F_2 \cup F_3 \cup \dots \cup F_m)$$

där F_i betyder brott i element

Det ger följande uttryck för sannolikheten för brott givet att elementen är oberoende

$$P_f = 1 - \prod_{i=1}^n [1 - F_{Ri}(r_i)]$$

där

F_{ri} = fördelningsfunktionen som beskriver bärförmågan

r_i = värdet på bärförmågan för vilket brottsannolikheten söks.

Om elementen är korrelerade minskar brottsannolikheten eftersom risken minskar för att ett av elementen ska vara svagare än de andra elementen. Detta har illustrerats av figur 8.3

Det är inte så många system inom bergmekaniken som kan betraktas som renodlade seriesystem. Diskreta glidytor, svaghetsplan eller brottytor i en annars homogen bergmassa är exempel på seriesystem. Dessa ligger normalt så nära varandra att de är starkt korrelerade och kan därför sägas utgöra ett element. I vissa fall när komponenterna är mycket spröda och helt tappar sin bärförmåga vid brott kan seriesystem användas för att finna en övre gräns på brottsannolikheten för ett mekaniskt system.

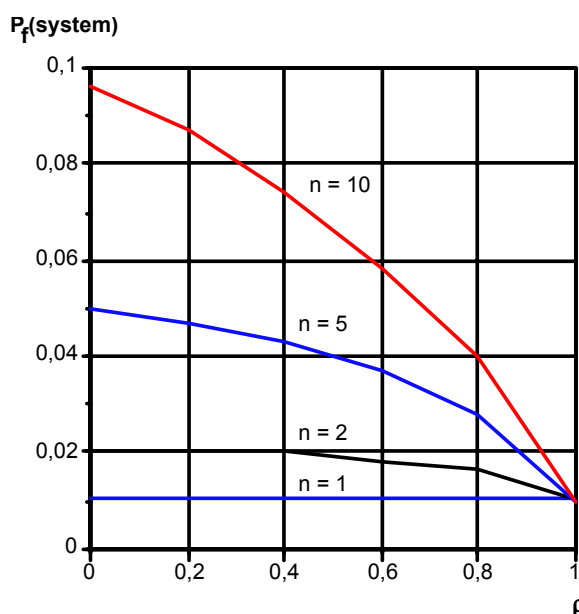
Det finns ett annat perspektiv där seriesystem är intressanta ur dimensioneringssynpunkt och som är relaterat till olika typer av brottmekanismer i ett mekaniskt system. Brott i en konstruktion kan uppstå på grund av olika brottmekanismer, så kallade brottmoder. Den totala brottsannolikheten för av varandra oberoende brottmekanismer kan beräknas som

$$p_f = \sum \Phi(-\beta_i)$$

där

β_i = säkerhetsindex för respektive brottmekanism.

För den typ av bergförstärkning som har ett mekaniskt verkningsätt som kan betraktas som ett seriesystem, det vill säga av typen ”svagaste länk”, bör man i designsituationen sträva efter användandet av få element eller av element som är fullt korrelerade.



Figur 8.3. Seriesystemets brottsannolikhet, när varje element har en brottsannolikhet av 0.01, visas som funktion av korrelationen (ρ) mellan komponenterna och antalet komponenter.

8.3 Egenskapernas rymdberoende

Den ovan diskuterade frågan om att oberoende element och hur variansen kan reduceras vid parallellsystem har sin motsvarighet i det man inom geotekniken kallar variansreduktion. Den beskriver hur egenskapen hos en parameter i ett mekaniskt system är korrelerad längs en sträcka, inom en yta eller i en volym (rymdkorrelation). Ligger punkterna tillräckligt nära besitter de samma information, det vill säga de kan betraktas vara identiska. I det här sammanhanget kan det tolkas som att punkter med samma egenskaper bildar ett element eller att de bildar många element med samma egenskaper. Det har ingen inverkan på brottsannolikheten oavsett om elementen betraktas som serie- eller parallellsystem. Ligger punkterna tillräckligt långt bort kan

man betrakta egenskaperna som oberoende och då kan också elementen betraktas vara oberoende av varandra.

De allra flesta konstruktioner som ingår i gruppen samverkanskonstruktioner karakteriseras av att ingående element inte är diskreta utan att elementen är kontinuerliga. De styrande mekaniska egenskapernas variation i rymden ger information om hur många oberoende element som karakteriserar systemet. Att bestämma det är nyckeln för att korrekt kunna bedöma de erforderliga parametrarnas statistiska egenskaper och tillämpa sannolikhetsbaserade metoder på ett samverkansproblem. I många fall kommer punkter som ligger nära varandra att uppvisa nästan samma egenskaper, medan punkter som ligger långt från varandra troligtvis kommer att uppvisa en större inbördes variation. Punkter med samma eller nästan samma egenskaper kan ses som ett element medan punkter som uppvisar starkt varierande egenskaper måste ses som oberoende element.

Vanmarcke (1977, 1980, 1983) har behandlat problemet och visar med en förenklad metod att spridning (eller varians) av ett rymdmedelvärde kan beräknas med följande uttryck.

$$\sigma_{\Gamma} = \Gamma \sigma_p$$

där

σ_{Γ} = spridningen på rymdmedelvärdet

σ_p = spridningen på medelvärdet för punkter i rymden (punktvariansen).

Vanmarcke redovisar en ”standardfunktion” som ofta kan användas för att beräkna Γ . För det endimensionella fallet uttrycks då Γ med nedanstående uttryck, se också figur 8.4.

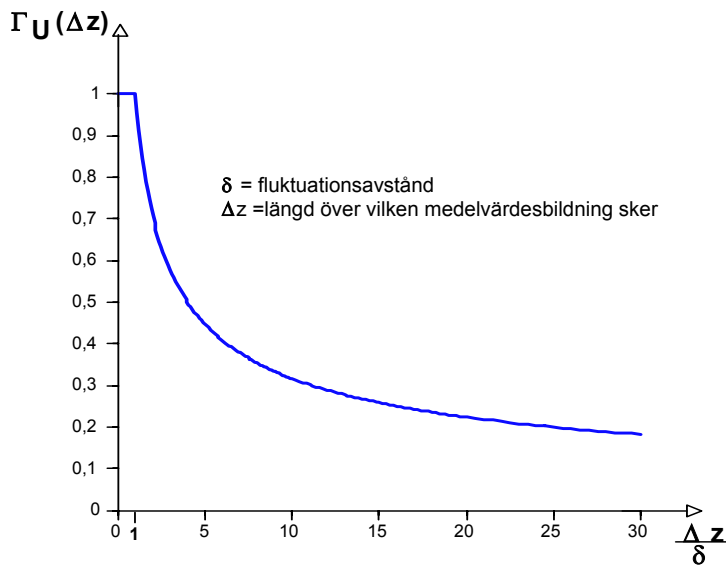
$$\Gamma = \sqrt{\frac{\delta}{\Delta z}} \quad \Delta z \geq \delta$$

$$\Gamma = 1 \quad \Delta z \leq \delta$$

Spridningen på rymdmedelvärdet kommer att bero av tre faktorer:

- Rymdkorrelationen, δ , definieras enligt Vanmarcke som fluktuationsavståndet. Det är en uppskattning av den längd för vilken den studerade parametern uppvisar stark korrelation.
- Storleken av den längd man medelvärdesbildar över, Δz , som en funktion av fluktuationsavståndet.
- Spridningen på medelvärdet för punkter i rymden (punktvariansen).

Det skall dock observeras att det mekaniska systemet ska vara ett parallellsystem bestående av element med elastisk-plastiska hållfasthetsegenskaper.



Figur 8.4. Reduktionsfaktor enligt Vanmarcke för standardavvikelse för en dimension

I många fall kan stabiliteten i bergmassan betraktas utifrån dess rymdmedelvärde och dess spridning. Berg kan ha en naturlig hållfasthetsvariation i någon skala, till exempel bero av skiffriheten, denna variation i relation till storleken på den belastade strukturen är då viktig att beakta för att erhålla ett riktigare spridningsmått och därmed bättre underlag för att bestämma brottsannolikheten.

8.3 Uppdatering

En viktig frågeställning vid användande av observationssystem är hur sannolikheten avseende ett oönskat beteende ändras för en given observation. Den nya sannolikheten efter en given observation kallas aposteriori. Den beror av den sannolikhet som bedömts ligga till grund för det oönskade beteendet, det vill säga det som kallas sannolikheten apriori. Vidare beror den nya sannolikheten på hur bra eller med vilken precision vi gör våra observationer och om vi helt kan lita på det observerade resultatet. Det kallas likelihood och beskriver sannolikheten att få den gjorda observationen givet att den grundläggande utsagan är sann. Redskapet för att bestämma sannolikheten aposteriori benämns Bayes teorem och kan i det diskreta fallet tecknas

$$P(\Theta = \theta_i | \varepsilon) = \frac{P(\varepsilon | \Theta = \theta_i) P(\Theta = \theta_i)}{\sum_{i=1}^n P(\varepsilon | \Theta = \theta_i) P(\Theta = \theta_i)}$$

Teoremet finns även formulerat för det kontinuerliga fallet. För att erhålla en rimligt praktisk hantering när Bayes teorem ska användas bör problemet behandlas som diskret. Det låter sig göras genom att definiera ett antal olika men möjliga modeller av konstruktionens beteende. Varje modell beskrivs med kontinuerliga variabler och beräknas till exempel med den metodik som visades i kapitel 7. Varje modell åsätts sedan en sannolikhet apriori för att just den modellen ska vara giltig. Observationssystemet och observationerna bör utformas på bästa sätt för att kunna

urskilja vilken modell som passar bäst eller vilken modell som i bästa fall helt kan uteslutas. Med andra ord gäller det att lokalisera observationspunkterna på ett sådant sätt att olika modeller eller beteenden kan särskiljas. Observationen åsätts sedan en sannolikhet för var och en av modellerna, det vill säga en sannolikhet för att observationen är giltig för just den modellen. Sedan kan Bayes teorem användas och den så kallade sannolikheten a posteriori kan beräknas för var och en av modellerna.

9 Slutsatser och rekommendationer

Grundläggande frågeställningar inom området dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg med sannolikhetsbaserade metoder har diskuterats för olika designsituationer. De grundläggande teorierna har applicerats i ett beräknings-exempel och principerna för en förenklad sannolikhetsbaserad modell har diskuterats samband med en generell genomgång av tillämpningen av observationsmetoden.

I innevarande kapitel redovisas först slutsatser från de grundläggande och de principiella diskussionerna. Under rekommendationer lämnas förslag på hur den förenklade modellen kan utvecklas för att mer djupgående kunna analysera de komplexa frågeställningar som uppstår i samband med design och utförande av en samverkanskonstruktion.

9.1 Slutsatser

Osäkerheter om bergförhållandena innan bergarbetena har påbörjats gör att osäkerheten om mekaniska egenskaper och mekanisk modell är stor. Det är en komplexitet som ofta föreligger vid dimensionering av samverkanskonstruktioner i berg. Därför kan en fix design som inte tar vara på de erfarenheter som erhålls vid tunneldrivningen leda till konservativa konstruktioner. Därför bedöms observationsmetoden vara den lämpligaste designmetoden jämfört med att basera designen på partialkoefficientmetoden eller enbart sannolikhetsmetoder. Med hjälp av observationsmetoden och dess krav på sannolikhetsbetraktelser ges en formell möjlighet att hantera designsituationer där dimensionering måste baseras på osäkra indata och på osäkra beräkningsmodeller. Osäkerheten i ingående materials mekaniska egenskaper kan kvantifieras och konstruktionens tillförlitlighet kan till exempel uttryckas i form av brottsannolikhet.

I hårt berg kan observationsmetoden som den är definierad i Eurokod vara tillämplig för stabilitetsproblem som uppkommer om bergmassan har otillräcklig förmåga att bilda stabila valv eller för spänningsrelaterade stabilitetsproblem. Till denna kategori av stabilitetsproblem räknas även konstruktioner med liten bergtäckning och/eller med stor spännvidd och/eller där sättningar på markytan kan vara det primära problemet.

Även om blockutfall och spänningsrelaterade stabilitetsproblem i princip kan beskrivas i termer av samverkan mellan berg och förstärkning kan det vara svårt att definiera vad som är den observerbara storheten och att fastlägga acceptabla gränser. För sådana fall och där deformationer eller töjningar används som observerbara storheter krävs hög mätnoggrannhet då det är komplicerat att mäta små deformationer för stabilitetsproblem med plötsliga förlopp. Ett praktiskt problem i samband med observationsmetoden är då att tillgodose rådande krav på att mätningar i tillräckligt god tid ska klarlägga om konstruktionens beteende ligger inom fastlagda gränser samt säkerställa att kompletterande åtgärder utförs innan till exempel blocket ramlar ned.

Dimensionering av en samverkanskonstruktion i hårt berg kan i vissa fall genomföras med en förenklad modell där lasteffekt (S) och bärförmåga (R) betraktas vara oberoende

av deformation och av varandra. Enkla uttryck för brottgränsen av formen $R-S = 0$ kan användas för till exempel blockutfall där partialkoefficienter appliceras på ingående parametrar eller direkt på snittkrafter. Dock behöver partialkoefficienterna kalibreras för typiska belastningsfall innan de appliceras för att inte ge överstarka konstruktioner.

Det kan konstateras att krav i Eurokod samt allmänna råd omkring förutsättningarna för användandet av observationsmetoden väl överstämmer för samverkanskonstruktioners beteende i svagt berg. I svagt berg är det oftast svårt att förutsäga konstruktionens beteende men relativt lätt att kontrollera konstruktionens faktiska beteende genom att mäta deformationer, vilket också sammanfaller med den grundläggande utgångspunkten i Eurokod. Beskaffenheten på förekommande stabilitetsproblem och deras omfattning kan på ett tydligt sätt kopplas till deformationer som uppkommer i tunneln. Deformationen blir då entydigt den mest relevanta observerbara storheten. Svagt berg kan i många fall beskrivas med elastisk-plastisk kontinuummodell vilket möjliggör att en kombination av numeriska och analytiska beräkningsmodeller kan användas för att upprätta en sannolikhetsbaserad prognos som demonstrerar konstruktionens möjliga beteende och där stokastiska variabler kan användas för att beskriva mekaniska egenskaper eller storheter som styr konstruktionens beteende. Dessutom är deformationsförloppet i den här typen av berg relativt långsamt, vilket medför att mätdata kan föreligga i tillräckligt god tid för att förebyggande åtgärder i form av till exempel kompletterande bergförstärkningar ska få avsedd verkan.

Det behandlade exemplet visar att en beräkningsmodell där ingående materials egenskaper kan beskrivas som en stokastisk variabel ger ett betydande bidrag till den ingenjörsmässiga förståelsen och för bedömning av hur samverkan mellan berg och förstärkning fungerar i den berganläggning som ska designas. Beräkningsexemplet pekar också på att det ställs höga krav på den konceptuella modellen för att det initialt ska vara möjligt att med rimlig noggrannhet uppskatta samverkanskonstruktionens möjliga beteende.

Konstruktionens brottgräns vid dimensionering och vid fastläggandet av acceptabelt beteende skall relateras till både förstärkningens bärförmåga och bergets bärförmåga. Gränserna för acceptabelt beteende för respektive element i det bärande huvudsystemet bör gälla brottgränser eller definieras med avseende på oönskade konsekvenser för att ge möjlighet till en meningsfull diskussion om storleken på en acceptabel brott-sannolikhet. Men även andra faktorer kan vara styrande som till exempel krav på acceptabel arbetsmiljö, omgivningskrav eller effektivt resursutnyttjande. Beroende på vilken faktor som beaktas kan olika gränser för acceptabelt beteende bli aktuella. I princip kommer dessa gränser att ha sin egen osäkerhet.

Storleken på den acceptabla sannolikheten kan inte generellt bestämmas med fasta värden och valet är en beslutsteoretisk fråga. Storleken på acceptabel sannolikhet beror på vilken konsekvens ett eventuellt överskridande skulle orsaka. Storleken på acceptabel sannolikhet är till exempel kopplad till om det är möjligt att med hjälp av förstärkningsåtgärder successivt kontrollera det faktiska beteendet. Vidare beror den också på vilken typ av stabilitetsproblem som är dominerande. För somliga brottproblem måste risken för brott vara mycket liten. De kan vara brottproblem som

karaktiseras av plötsliga skeenden eller som relativt sätt är svåra att detektera eller där brott kan ge allvarliga konsekvenser i form av försämrade arbetsmiljö eller längre stillestånd. Det kan också vara samhälliga krav som av någon orsak definierar vad som är acceptabel sannolikhet.

Ett av kraven enligt observationsmetoden är upprättandet av en plan för kontroll och uppföljning som kan bekräfta att det faktiska beteendet ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet. Kontrollprogrammet bör innehålla indikatorer som är kopplade till förväntade stabilitetsproblem. Indikatorer bör inte enbart definieras med avseende på konstruktionens beteende invid brottgränsen utan också för beteendet innan brottgränsen uppnås i syfte att fånga upp tidiga signaler om eventuell avvikelse från prognosen.

Det är naturligt att använda resultat från mätningar av deformationer som en indikator. Men kontrollplanen bör förses med ytterligare indikatorer för att bli heltäckande i fråga om konstruktionens möjliga beteende. Det kan vara nödvändigt om det finns flera brottmekanismer för att kunna särskilja vilken av dessa som är den aktuella.

Eftersom kontrollplanen ska upprättas innan byggande startar finns osäkerheter i gjorda prognoser dels av konstruktionens möjliga beteende, dels om rådande brottmekanismer. Indikatorerna kommer därför att vara bestämda under osäkerhet och förutom beräkningar som ligger till grund bör därför ingenjörsmässiga bedömningar och erfarenheter och från projekt i liknande geologiska miljöer användas. Allteftersom erfarenheter inhämtas från mätningar och observationer i tunneln bör kontrollplanen och dess innehåll utvärderas.

Den kan finnas behov av att uppdatera den konceptuella modellen. Det är speciellt viktigt det när konstruktionens faktiska beteende avviker från det förväntade. I det behandlade exemplet visas att en ofullständig bedömning av konstruktionens möjliga beteende kan förbättras genom att omformulera den konceptuella modellen. Det är ett viktigt delmoment för att kunna göra säkrare bedömningar om hur bergmassans och förstärkningselementens bärförmåga styr det bärande huvudsystemets beteende och dess brottsannolikhet.

9.2 Rekommendationer

I designskedet och vid kontroll av design av en samverkanskonstruktion är det en central uppgift att i statistiska termer beskriva de parametrar som ingår i bergets och förstärkningens mekaniska egenskaper. Både val och beskrivning av det mekaniska systemet och av styrande parametrars mekaniska egenskaper har stor inverkan dels på bedömningen av samverkanskonstruktionens möjliga beteende, dels på bedömningar av osäkerheten kring beräknad brottsannolikhet. Dels fordras en förståelse för hur det mekaniska systemet fungerar, dels fordras att man kan fastlägga variationen samt dess rymdfördelning med avseende på de styrande parametrars mekaniska egenskaper. Vidare fordras en metodik som kan behandla återkopplingen till aktuell design och som är baserad på faktiska mätningar och observationer.

Mekaniskt system

Grundläggande frågor att ta ställning är vilken typ av mekaniskt system som föreligger och hur bärigheten kan beskrivas för den typ element som ingår i systemet samt vilken typ av belastning som verkar på systemet och elementen. Det är frågeställningar som ytterligare behöver utredas för de brottproblem eller brottmekanismer som ska behandlas i en designsituation gällande samverkanskonstruktioner.

Mekaniska egenskaper

Vid fastläggande av styrande parametrars mekaniska egenskaper har spridningen på medelvärdet stor inverkan på brottsannolikheten. Ytterligare kunskap kan läggas till samverkanskonstruktioners dimensionering för att säkerställa att inte spridningen (variansen) överskattas i designsituationer där konstruktionens beteende i princip kan beskrivas som en summa av elastisk-plastiska element. Frågan om variansreduktion är därför viktig att utreda för både bergmassa och bergförstärkning.

Kontroll och uppdatering

Observationssystem används för att kontrollera aktuell design och att det faktiska beteende överensstämmer med det förväntade. En viktig frågeställning är återkoppling till design baserad på resultat från mätningar och observationer. Speciellt viktig är frågan när det gäller att utvärdera hur sannolikheten avseende ett oönskat beteende ändras för en viss given observation, till exempel observationer i form av mätningar av deformationer. Häri omfattas grundläggande frågor som berör relevans av den konceptuella modellen som både styr konstruktions möjliga beteende och brottsannolikheten.

I samband med att observationsmetoden används kommer det troligen, även om det inte är ett formellt krav, att uppstå behov av en metodik som kan behandla data från faktiska observationer i syfte att kontrollera och uppdatera den konceptuella modellen. Det är i princip möjligt att använda Bayes teorem för att genomföra det men förutsättningarna behöver ytterligare studeras och en praktisk metodik utformas för att kunna användas i design och i observationssystem gällande samverkanskonstruktioner.

Omsätta teori till praktik

Den här inledande studien visar att sannolikhetsbaserade metoder kan användas som en integrerad del i observationsmetoden. Vidare att observationsmetoden erbjuder en formell möjlighet göra återkoppling från erfarenheter som erhålls vid tunneldrivningen till aktuell design. Metoderna kan således, rätt omsatt, medverka till en mer ekonomisk design jämfört med de onödigt konservativa konstruktioner som en fix design medför. Men för att kunna tillämpa observationsmetoden i en bergentreprenad på den svenska marknaden fordras en kontraktsform som alla intressenter kan betrakta som förutsägbar, pålitlig och rättvis. Därför rekommenderas att studier påbörjas där det övergripande syftet är att etablera en kontraktsform för observationsmetoden på den svenska marknaden. En inledande studie bör omfatta att undersöka kontraktsformer och praktikfall på den europeiska marknaden där observationsmetoden kommit till användning i hela eller delar av entreprenaden.

10 Referenser

Ang, H. & Tang, W., 1984. Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Aydan, Ö., Agaki, T., Kawamoto, T., 1993. The squeezing potential of rock around tunnels: Theory and prediction. Rock Mechanics and Rock Engineering Vol. 26.

Baecher, G.B. & Christian, J.T., 2003. Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley and Sons, Ltd. Chchester, England.

Benjamin, J. R. & Cornell, C. A., 1970. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. McGraw-Hill Book Company, New York.

Brantmark, J. 1998. Rock support in weak rock – A study based on the Uri project. Ph.D. Thesis, Division of soil and rock mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Bredenberg, H., Olsson, L. & Stille, H. Övervakning av grundläggningsarbeten i tätort. STU information nr. 253-1982.

Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. & Hoek, E. 1983. Ground response curves for rock tunnels. J. Geotechn. Eng. Am. Soc. Civ. Eng. 109.

Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. 2000. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. Tunnelling and Underground Space Tech. Vol. 15 (2).

Chang, Y. 1994. Tunnel support with shotcrete in weak rock – A rock mechanics study. Ph.D. Thesis, Division of soil and rock mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Fredriksson, A. 1984. Analys av geotekniska problem med finita elementmetoden. Ph.D. Thesis, Division of soil and rock mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Hasofer, A.M. and Lind, N.C., 1974. Exact and Invariant Second -moment Code Format. *J. Engineering Mechanics Div.*, ASCE, 100 (EM1)

Hoek, E. & Brown E.T., 1982. Underground excavations in rock. The Institute of Mining and Metallurgy, London.

Hoek, E., Marinos, P., 2000. Predicting squeeze. Tunnels & Tunnelling International.

Hoek, E., 2001. Big tunnels in bad rock. The thirty-sixth Karl Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 9.

- Holmberg, M. 1991. The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts. Ph.D. Thesis, Division of soil and rock mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Lunardi, P. 2000. THE design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soil. *Tunnels & Tunnelling*, special supplement, May.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K & Christiansson, R., 2003. Stress, instability and design of underground excavations. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40 pp 1027-1047.
- Mishra, S., 2002. Assigning probability distributions to input parameters of performance assessment models. SKB TR-02-11, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm.
- Moussa, A. 1993. Finite element modelling for shotcrete in tunnelling. Ph.d. Thesis, Innsbruck University, Austria.
- Olsson, L. & Stille, H., 1984. Partialkoefficientmetoden i geotekniken. Teoretisk grund. Bygghälsningsrådet Rapport R52:1984
- Olsson, L. & Stille, H., 2002. Observation systems with alarm thresholds and their use in designing underground facilities. SKB R-02-45, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm.
- Oreste, P.P. 2003. A procedure for determining the reaction curve of shotcrete lining considering transient conditions. *Rock Mech. Rock Eng.* Vol 36 (3).
- Pan, T. & Chen, Y., 1990. Plastic zones and characteristic line families for openings in elasto-plastic rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 23 No.4.
- Panet, M. & Guenot, A. 1982. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Tunnelling* 82.
- Peck, R.B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique* 19, No. 2
- Sakurai, S., (1983). Displacement measurements associated with the deformations of underground openings. *Proc. Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Zürich 2.
- Sezaki, M. Kibe, T. & Kawamoto T. 1989. An experimental study on the mechanical properties of shotcrete. *Journal of the Society of Materials Science*, Japan, Vol 38, No. 434.
- Stacey, A.T. 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 18 pp 469-474

Stille, H. 1980. Valvbildning i sprickigt hårt berg. BeFo 44, Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.

Stille, H. 1984. Bultförstärkning av bergtunnlar - analys med hjälp av "ground reaction curve". BeFo 151:1, Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.

Stille, H., Andersson J. & Olsson, L., 2003. Information based design in rock engineering. SweBeFo 61, Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.

Thoft-Christen, P. & Baker, M.J., 1982. Structural reliability theory and its applications. Springer Verlag, Heidelberg.

Vanmarcke, E.H, 1977. Probabilistic Modelling of Soil Profiles. J. Geotech. Eng. division, ASCE, 103, Vol GT11.

Vanmarcke, E.H, 1980. Probabilistic stability analysis of earth slopes. Engineering Geology, 16 (1980).

Vanmarcke, E.H, 1983. Random fields. analysis and synthesis. MIT Press. Cambridge, Mass., USA.

Bilaga A. Observationsmetoden

A1. Introduktion

Observationsmetoden är ett i Eurocode tillåtet sätt att dimensionera underjordsanläggningar i sådana fall där det är svårt att göra en förutsägelse om hur konstruktionens kommande beteende. Eftersom detta oftast är fallet, kan det förutses att metoden kommer att få en allt större omfattning. Detta framgår bland annat av att det inom ISSMGE finns en teknisk kommitté, TC 37: Interactive Geotechnical Design, dock utan svenska medlemmar.

Men det måste med skärpa påpekas, att observationsmetoden enligt Eurocode innehåller ett antal krav som måste uppfyllas. Det räcker inte med att börja göra observationer när bygget kommit igång!

Redan innan man påbörjar byggandet måste ett antal analyser göras.

Följande citat är hämtat ur Eurokod.

”(1) When prediction of geotechnical behaviour is difficult, it can be appropriate to apply the approach known as “the observational method”, in which the design is reviewed during construction.

(2)P The following requirements shall be met before construction is started:

- acceptable limits of behaviour shall be established;
- the range of possible behaviour shall be assessed and it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour will be within the acceptable limits;
- a plan of monitoring shall be devised, which will reveal whether the actual behaviour lies within the acceptable limits. The monitoring shall make this clear at a sufficiently early stage, and with sufficiently short intervals to allow contingency actions to be undertaken successfully;
- the response time of the instruments and the procedures for analysing the results shall be sufficiently rapid in relation to the possible evolution of the system;
- a plan of contingency actions shall be devised which may be adopted if the monitoring reveals behaviour outside acceptable limits.

(3)P During construction, the monitoring shall be carried out as planned.

(4)P The results of the monitoring shall be assessed at appropriate stages and the planned contingency actions shall be put in operation if the limits of behaviour are exceeded.

(5)P Monitoring equipment shall either be replaced or extended if it fails to supply reliable data of appropriate type or in sufficient quantity.”

Det krävs alltså att man har

- analyserat och bestämt de krav som styr konstruktionen och gränserna för exempelvis deformationer
- analyserat det spann som det är möjligt att deformationerna hamnar inom och påvisat att det finns en tillräcklig sannolikhet att verkliga deformationer hamnar innanför gränserna
- planerat ett övervakningssystem som kan visa om verkliga beteendet ligger inom gränserna och kan göra det så tidigt att effektiva motåtgärder kan sättas in.
- förberett åtgärder att sätta in.

Detta skiljer sig från den ibland hävdade uppfattningen att det räcker att mäta och göra alla bedömningar efterhand, något som också understryks av observationsmetodens fader, Ralph Peck:

- Instrumentation is no substitute for adequate design.
- What is often forgotten is that the observational method is an adjunct to design, not a substitute for it.
- Indeed, in my judgement, the simplest measurements are always the best because they have the least possibility for error and the greatest likelihood of survival.
- An instrument too often overlooked in our technical world is a human eye connected to the brain of an intelligent human being.
- We need to carry out a vast amount of observational work, but what we do should be done for a purpose and done well.
- Most of the shortcomings, in the writer's opinion, originate in the attitudes and actions of the persons most intimately concerned with the creation and completion of the project: the owner, designer, constructor, and technical consultant.
- The observational method, surely one of the most powerful weapons in our arsenal, is becoming discredited by misuse. Too often it is invoked by name but not by deed.
- Unhappily, there are far too many instances in which poor design is disguised as the state of the art merely by characterizing it as an application of the observational method.
- Instrumentation, vital for obtaining quantitative answers to significant questions, is too often misused, especially in earth and rockfill dams.
- There is a danger that instrumentation may be discredited because of indiscriminate use.

(Peck, 2000)

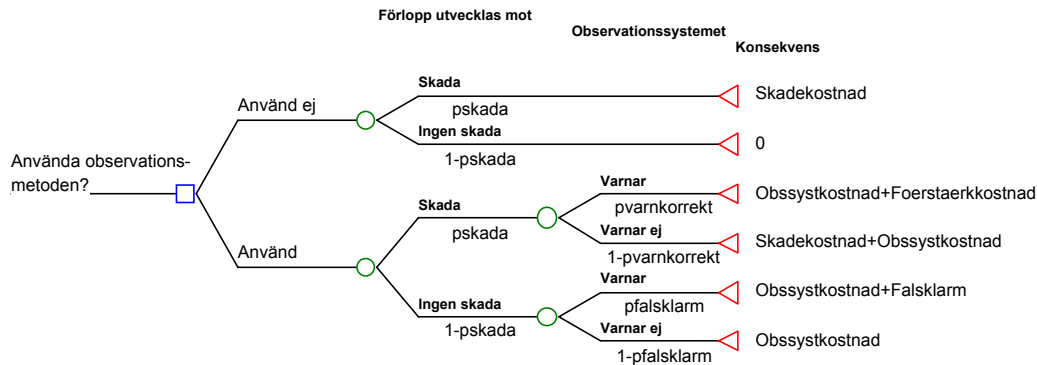
A2. Elementen i observationsmetoden

En genomgång av observationsmetodens olika element har gjorts av Olsson & Stille (2002) med en något vidare perspektiv än vad som görs i Eurocode. De anger följande huvudelement:

- Beslutsproblemet.
- Accepterade gränser.
- Intervall för möjligt beteende.
- Sannolikhet att överskrida gränserna.
- Observationssystem.
- Observationer, uppdatering.
- Förberedda åtgärder.

A2.1 Beslutsproblemet

Om man skall använda observationsmetoden eller inte är ett beslutsproblem. Ofta kan man fatta beslutet utan någon formell analys, men det kan vara av värde att visa på några viktiga principer genom en formell analys. Ett enkelt beslutsträd visas i Figur A2.1



Figur A2.1. Beslutsträd ”Använda observationsmetoden”

Det beslutsteoretiskt ”bästa” valet är det som ger lägsta förväntad kostnad. Den beror av sannolikheterna för de olika tänkbara grenarna i trädet när man går från vänster till höger och givetvis också på konsekvensen.

Trädet ser alltså annorlunda ut för varje enskilt fall, men några allmänna kommentarer kan göras som stöd vid ett val utan analys:

- Ett system med liten urskiljande förmåga ger ofta falsklarm, vilket till slut kan undergräva förtroendet för systemet.
- Om det kostar mer att använda ett observationssystem än att göra förstärkningarna överstarka är det inte motiverat.
- Det är heller inte motiverat om den konstruktion man använder är mycket säker, dvs har en mycket liten brottsannolikhet, särskilt inte om observationssystemet har dålig urskiljande förmåga och därför egentligen inte tillför någon information.
- Givetvis måste systemet vara sådant att man uppfyller kravet att åtgärder skall hinna sättas in och få effekt.
- I många fall är dock beräkningsgrunderna (beräkningsmodell, data) så osäkra att observationsmetoden är den enda rimliga.

A2.2 Accepterade gränser

Vid användandet av observationsmetoden skall man fastställa gränserna för ett acceptabelt beteende. Detta beteende gäller ofta främst inom själva bygget och under byggtiden, med risk för personskador etc. men man måste givetvis beakta alla andra tänkbara skadeeffekter. Detta måste göras utgående från de skadeobjekt som kan påverkas av bygget, till exempel av grundvattensänkningar eller vibrationer, och vad de verkligen kan tåla (deras sårbarhet, eng ”*vulnerability*”).

Det krävs alltså en analys av omgivningen och även av det som avses byggas, eftersom ju den slutliga konstruktionens kvalitet, inklusive livslängd, ofta är ett skadeobjekt.

A2.3 Intervall för möjligt beteende

Det skall visas, att det förväntade beteendet hamnar inom de acceptabla gränserna och detta med en tillräckligt hög sannolikhet (se vidare A2.4).

Hur stort det möjliga intervallet är bestäms genom bergmekaniska beräkningar och bedömningar där man tar hänsyn till osäkerheten i den kunskap man har om bergets egenskaper och även till beräkningsmodellens osäkerhet.

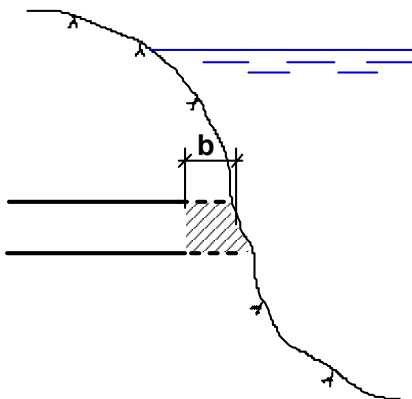
Intervallet styrs givetvis också av planerad förstärkning, drivningsmetod etc. och kan därför styras redan på dimensioneringsstadiet.

A2.4 Sannolikhet att överskrida gränserna

Bastanken med observationsmetoden liksom med övriga dimensioneringsmetoder är att det finns en accepterad risk som den färdiga konstruktionen inte får överskrida. Denna risk är dock inte samma som sannolikheten att överskrida gränserna för tillåtet beteende i observationsmetoden. Där är ett, i och för sig oönskat, överskridande av gränserna och därmed uppträdande skador ofta begränsade och reparerbara och kan ses som en ”kostnad” för ytterligare kunskap.

Ett fiktivt exempel se Figur A2.2

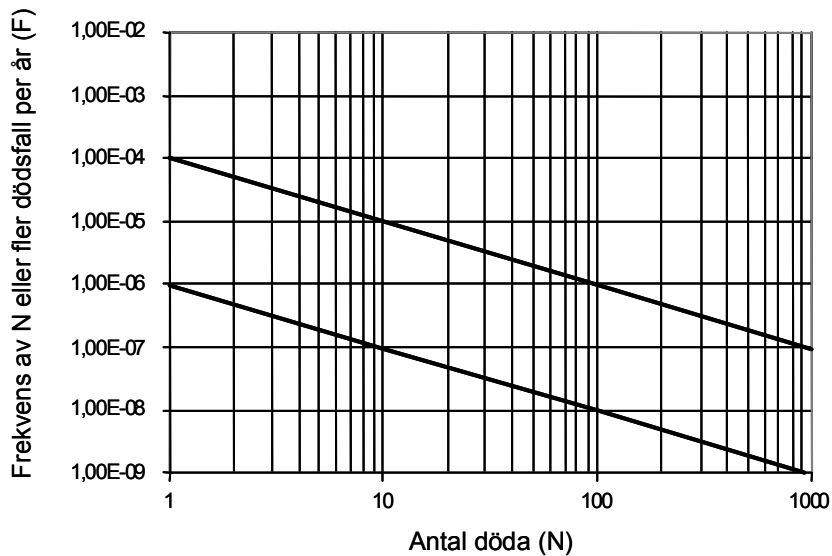
I samband med en utbyggnad av ett tunnelbanesystem skall en bergtunnel drivas fram mot ett vattendrag där den senare skall anslutas mot en undervattenstunnel. Frågan är hur långt man kan driva tunneln, d.v.s hur tjock bergskiva som måste lämnas. Ett brott i bergskivan skulle leda till mycket svåra konsekvenser, eftersom hela det bakomliggande tunnelsystemet skulle vattenfyllas.



Figur A2.2. Exempel: Vattengenombrott

Gränsen för acceptabelt beteende är här att man får vattengenombrott. I detta fall kan konsekvenserna bli extrema, och det är därför nödvändigt att nå en mycket låg risk, d.v.s. sannolikhet att överskrida gränsen.

Hur stor denna risk är finns inte fastlagt i några normer, men det är byggherren som ansvarar för säkerheten. För stora ras med fara för människoliv kan viss ledning fås ur de nominella värden som kan tolkas ur Eurokoden och man kan eventuellt också tillämpa värden på samhällsrisk, till exempel de som tagits fram av DNV åt Räddningsverket, se Figur A2.3.

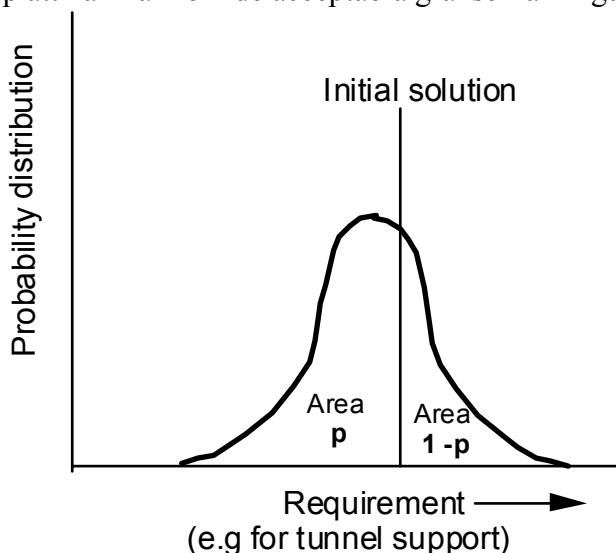


Figur A2.3. f-N-kurva föreslagen av DNV

För mindre omfattande konsekvenser finns ingen egentlig ledning att få, utan byggherren måste själv välja lämpliga sannolikheter.

Intervall för möjligt beteende och sannolikheten att överskrida acceptabla gränser avgörs av vilket grundutförande man väljer att starta med, det vill säga innan man fått några observationer. Ibland väljer man att starta med en konstruktion som svarar mot de troligaste geoförhållandena, det är det förfarande som rekommenderades av Peck (1969). Det kan dock ofta vara bättre att starta med ett mer konservativt antagande för att successivt kunna minska förstärkningsåtgärder etc.

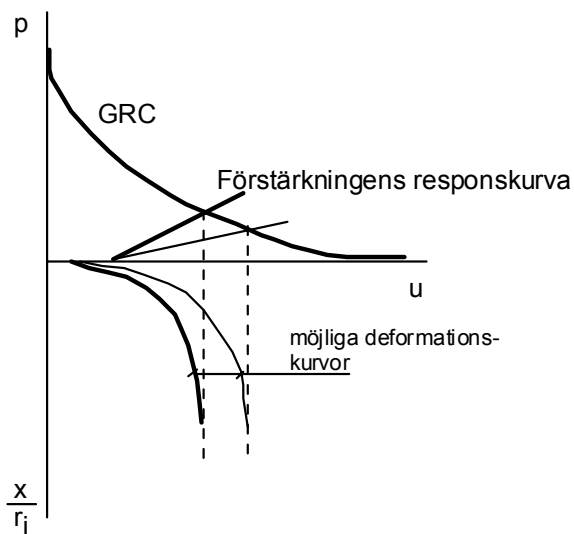
Muir Wood (2000) påvisar att man alltid skall välja startvärden sådana att sannolikheten p att hamna inom de acceptabla gränserna i Figur A2.4 är större än 0,5.



Figur A2.4 Val av initial förstärkning (efter Muir Wood 2000)

Det kan också vara så att man inte kan få data tillräckligt snabbt för att det skall vara rimligt att välja en konstruktion som eventuellt måste förstärkas, när man hinner bygga en stor längd innan man får veta om den är understark.

Ett annat problem kan vara att man inte kan bestämma vilken punkt i tiden en mätning avser. Ett exempel på ett sådant fall är när man mäter konvergens i tunnel i svagt berg. Dessa är en funktion av tidpunkten när förstärkningen applicerades och av tidpunkten när mätningar började. Det är i sådana fall viktigt att vid början av mätningen bestämma vilken deformationskurva som skall användas och hur långt deformationerna har gått, se Figur A2.5.

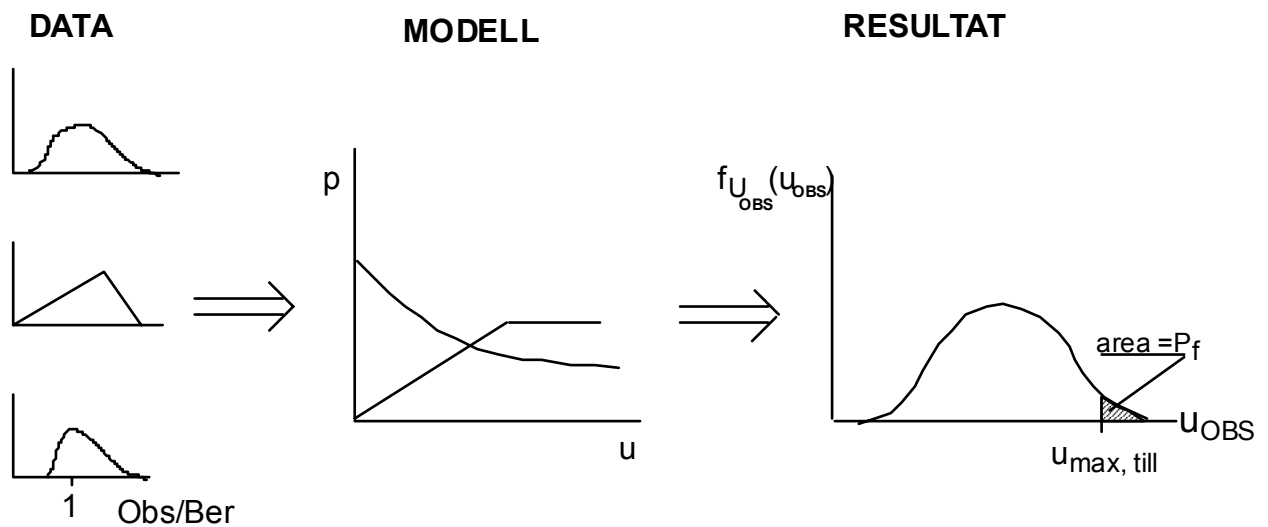


Figur A2.5. Osäkerhet i deformationskurvor

Den enda säkra mätningen är den som görs när deformationerna avstannat och jämvikt har utbildats. Om man baserar sin dimensionering på ett sådant förfarande måste man i stället vänta ett antal salvor för att få användbara värden. Det kan vara en anledning till att ligga lite på säkra sidan, så att man inte behöver gå tillbaka och komplettera sin förstärkning.

Sätt att beräkna sannolikheten att överskrida en gränsfunktion redovisas i Bilaga B. Beräkningsgången visas schematiskt i Figur A2.6. Med geotekniska och dimensionsindata angivna som stokastiska variabler och med en deterministisk modell fås ett stokastiskt slutresultat, som visar sannolikhetsfördelningen för de mätdata som skall samlas in. Bland indata kan också ingå en uppskattning av modellfelet i form av en fördelning för (Observerade resultat/ Beräknade resultat).

I Figur A2.6 visas också sannolikheten P_f att överskrida den största tillåtna deformationen.



Figur A2.6 Beräkning av observerbara deformationer

På detta stadium är normalt osäkerheterna stora om geoförhållandena. Man bör beakta detta vid åsättandet av sannolikhetsfördelningarna, så att all osäkerhet blir representerad (Åsättande av sannolikheter kommenteras i Bilaga C). Samtidigt skall sådana faktorer som variansreduktion vägas in men detta kräver en klar förståelse för hur det bergmekaniska systemet fungerar. Variansreduktion får endast utnyttjas för parallellsystem med plastiska element.

A2.5 Observationssystem

Utformningen av själva observationssystemet är en del i observationsmetoden som ofta hanteras styvmoderligt. Ofta bestäms systemet utifrån tillgängliga instrument, lågt pris, minsta intrång i arbetet vilket kan leda till ett dåligt system, det vill säga ett som inte är tillräckligt noggrant eller snabbt.

Som påpekas av Olsson & Stille (2003) ingår i utformningen av observationssystemet att man skapar en effektiv modell, som överför de egentliga gränsvärden som inte skall överskridas, till lämpliga observerbara storheter. Olika typer av sådana modeller anges också. Det bör påpekas att med observerbar omfattar såväl mätning som andra typer av observationer.

Det bör också påpekas, att utformningen av ett mätsystem måste baseras på möjligheten att mäta tillräckligt noggrant, både vad avser instrument, mätningpersonal och tolkning. Det är naturligtvis ingen mening att ha en sofistikerad modell för att bedöma en storhet, om mätningarna sedan har så dålig upplösning att man inte kan säga om något håller på att hända.

Utformningen måste också ses som en kontraktuell och organisatorisk fråga, se t.ex. Dunncliff & Powderham (2001).

Ytterligare en faktor att beakta är att många mätningar är punktmätningar och att mätpunkten måste vara representativ. För deformationsmätning över ytor finns det dock numera optiska metoder, antingen med laserskanning eller fotogrammetriskt med vanlig digital kamera.

I utformningen av observationssystemet ingår också att bestämma de gränser vid vilka åtgärder skall vidtas.

Ofta använder man uttrycket ”larmgräns” i samband med observationsmetoden. Det bör klargöras, att detta uttryck skall vara exakt vad det säger, den gräns där man slår larm, det är verkligen fara på färde.

Det behövs ofta en uppsättning olika gränser, varav larmgräns är den högsta och allvarligaste och betyder att skada befaras uppstå med stor sannolikhet och att motåtgärder omgående måste vidtas.

Det föreslås därför att man inför olika gränser och benämner dem efter graden av risk, till exempel mycket ringa, ringa, viss risk och dessutom larmgräns.

Bestämning av dessa gränser är till stor del ett beslutsproblem och kan hanteras med beslutsteoretiska metoder.

A2.6 Observationer, uppdatering

Observationerna skall leda till mindre osäkerhet och därigenom ge möjlighet till ändring av konstruktionen utan att tillåten risk överskrids.

Det finns två sorters osäkerheter att beakta härvidlag:

Aleatorisk (statistisk) osäkerhet som beror på bristande dataunderlag och epistemisk (professionell) osäkerhet som beror på bristande kunskap.

Den aleatoriska osäkerheten beror normalt på bristande data om den geologiska miljön och kan minskas med ökande mängd prover.

Den epistemiska osäkerheten beror på brister i vår bild av världen (paradigm) och kan inte minskas om vi får fler prov. Däremot kan ytterligare information hjälpa oss att välja mellan olika modeller att förklara verkligheten (till exempel om bergets beteende är elastiskt eller plastiskt).

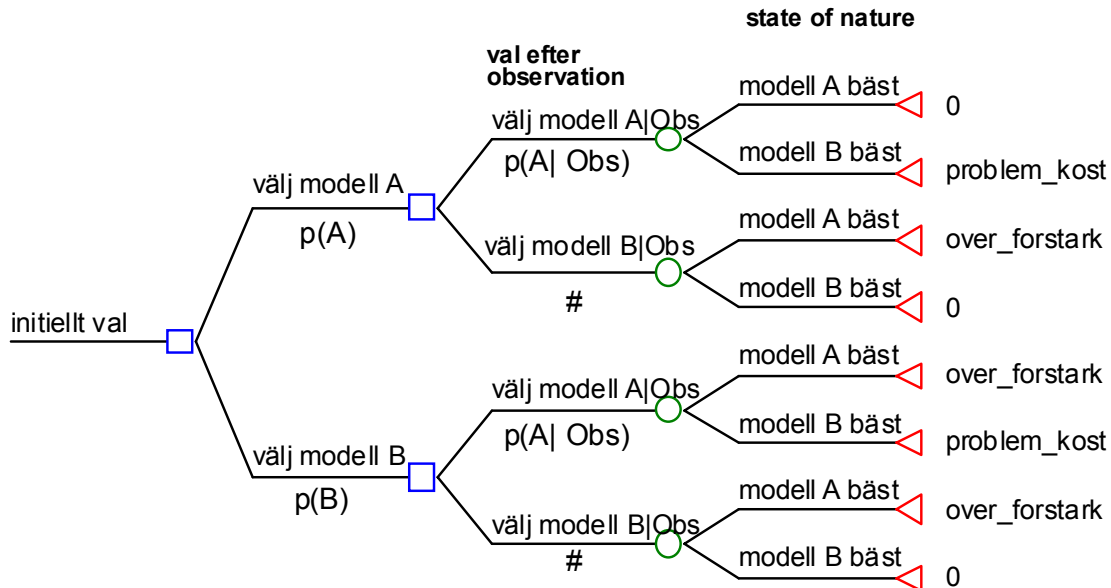
När vi har ett observationssystem har vi ibland både sorterna av osäkerheter, det vill säga vi kan ha olika fysikaliska modeller, som i sig innehåller statistiska osäkerheter.

När vi får in observationsvärden skall vi använda dessa för att göra ”bästa” möjliga prediktion om vad som kommer att hända i framtiden. Vad som skall användas som kriterium för ”bästa” är inte helt klart. Man kan, som är vanligt inom statistiken, försöka hitta den modell som närmast (t.ex. med minsta varians) beskriver verkligheten eller man kan hitta ett annat kriterium, t.ex. minsta förväntade förlust, alltså något beslutsteoretiskt baserat kriterium. Det är detta senare, ingenjörsmässiga kriterium, som bedöms som lämpligt.

Ett mycket förenklat exempel visas nedan i Figur A2.7. Man kan välja mellan två nivåer av förstärkning, A och B, där B är den mest omfattande. Valet görs i två steg, dels initialt när arbetet påbörjas, dels när man får observationer. Om man väljer att förstärka enligt A när förstärkning enligt B erfordras drar man på sig stora kostnader. Om man väljer B när behovet är A får man kostnaden för en överstark förstärkning. (Eventuella kostnader för fel val initialt ingår).

För att utnyttja tillkommande information vi får i form av observationer (av deformationen u_{OBS}) kan Bayes' teorem utnyttjas för att uppdatera en osäker storhet. Vi har då att välja vad som skall uppdateras, antingen geotekniska data, eller modellosäkerheten eller ibland vilken deterministisk modell som ger bästa prediktioner. Ett sätt att hantera problemet är att arbeta med tekniker för att välja mellan olika modeller. Vi kan ju skapa olika modeller beroende på var vi anser att osäkerheten

ligger. Vi kan ”dela upp” den ursprungliga, troligen ganska vida, fördelningen i ett antal snävare, var och en med en viss sannolikhet att vara rätt.



Figur A2.7. Beslutsproblemet i observationsmetoden

Vi skall alltså skatta sannolikheten $p(A)$ för att modell A är rätt före det vi fått några observationer och sedan efter varje observation. När man använder Bayes'-statistik görs detta ofta med så kallade bayes-faktorer. Dessa baseras på troligheten (likelihood) att den aktuella modellen är den som genererat den observerade deformationen.

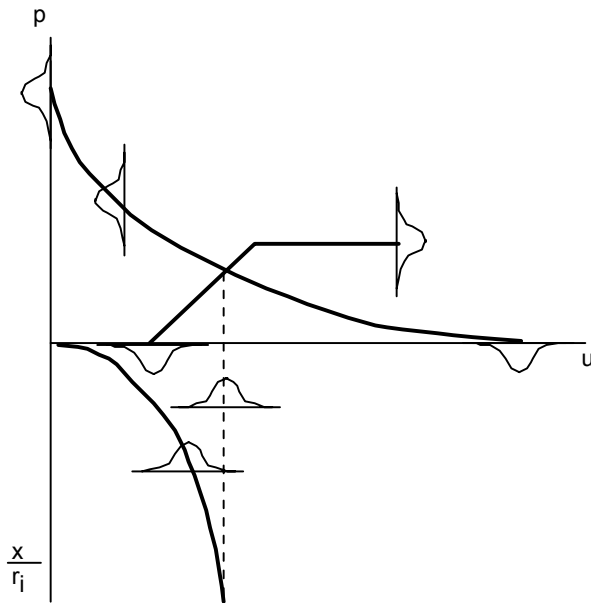
För ett observationssystem som bygger på konvergensmätning i en tunnel och där vi använder någon modell för att beräkna ground reaction curve för förutsägelser om deformationerna får vi i princip följande problem:

- Osäkerhet i geoparametrar och modell leder till att bergets responskurva blir osäker.
- Osäkerheter om förstärkningens utförande och material leder till att förstärkningens responskurva blir osäker.
- Det finns en osäkerhet i när förstärkningen sätts in.
-

Dessa osäkerheter leder till att deformationskurvan blir osäker, se Figur A2.8. Till detta kommer att mätonoggrannheten medför ytterligare en osäkerhet.

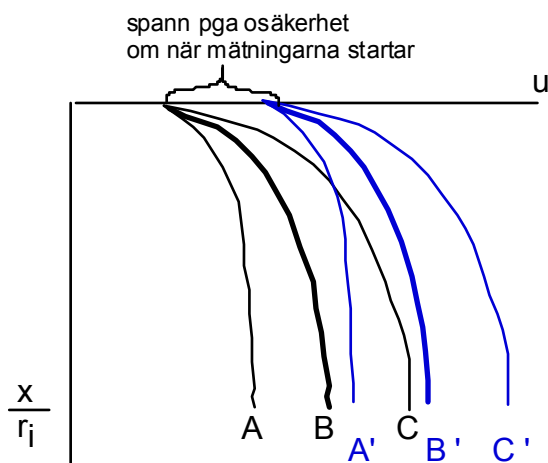
Med hjälp av observationerna vill vi få svar på grundfrågan:

”Kan vår modell förutsäga slutdeformationen med tillräcklig noggrannhet?” eller med andra ord: ”Om vi använder en förstärkning bestämd med hjälp av vår beräkningsmodell och ingående data, får vi acceptabla rörelser?”



Figur A2.8. Osäkerheter i modellen

Vi vill alltså jämföra den deformationskurva som vi förutsagt med mätresultatet och om den avviker justera vår prediktionsmodell. Att separera de olika osäkerheterna i modellen så att man justerar en specifik osäkerhet, t.ex någon bergparameter, torde vara mycket svårt. Den mest framkomliga vägen är nog att beräkna några olika deformationskurvor med pessimistiska, troliga och optimistiska antaganden och åsätta sannolikheter att just den kurvan har den bästa prediktionsförmågan. Exempelvis kan det gälla osäkerheten i när mätningarna startat vilket kan ge olika intervall för deformationskurvorna, se Figur A2.9.



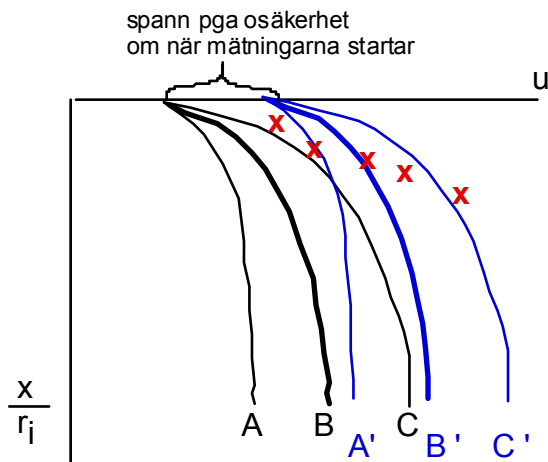
Figur A2.9. Möjliga deformationskurvor

När man sedan får observationer vill man uppdatera sannolikheterna för respektive kurva så att man får å-posteriorisannolikheterna (sannolikheten att kurvan är den rätta givet observationsdata).

Man vill alltså gå från $P'(A)$ som är `priorisannolikheten att kurva A är "bäst" till $P''(A|obs)$ som är `åposteriorisannolikheten att kurva A är "bäst" när vi fått observationsdata.

För att detta skall vara möjligt behöver vi känna den så kallade likelihood, som beskriver hur troligt det är att få se just de observerade värdena om kurva A är "bäst". Dessa kan troligen bäst åsättas med mätvärdena grupperade i intervall i stället för att man försöker beskriva en kontinuerlig likelihood.

Ett problem är att det kan inträffa att observationsdata inte följer den förväntade kurvformen utan kanske indikerar att deformationerna kommer att bli större än förväntat, se Figur A2.10.



Figur A2.10 Observationerna avviker från förväntad kurvform

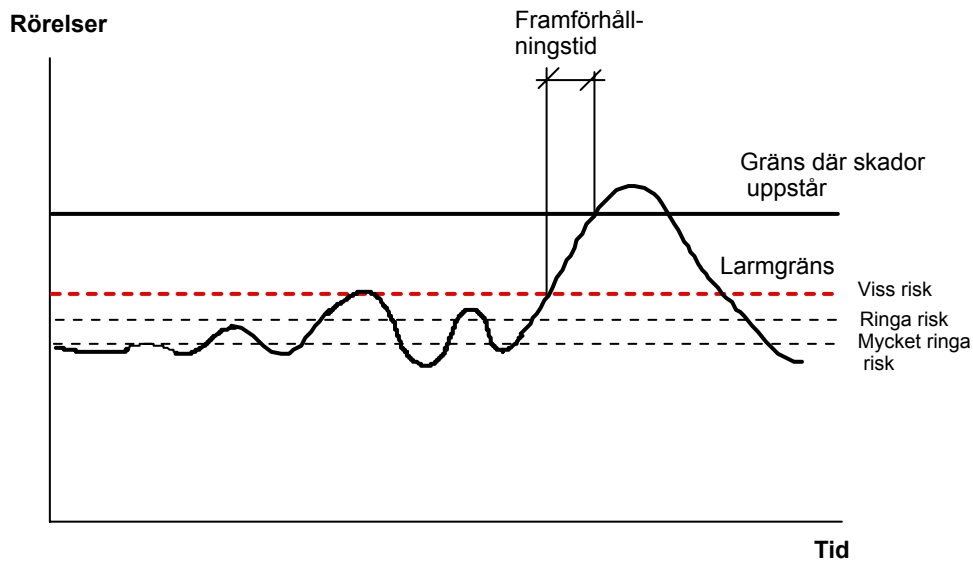
Detta är ett problem även beräkningsmässigt, eftersom Bayes' teorem kräver att alla tänkbara händelser är med i beräkningarna. Man kan alltså behöva införa ytterligare en möjlig "kurva" som täcker in detta fall eller helt omformulera sin konceptuella modell. Som syns i Figur A2.9 kan det vara svårt att få en god särskiljande förmåga på grund bland annat av osäkerheten i när mätningarna startar. En möjlighet som bör övervägas är att ta med lutningen som mätresultaten explicit i likelihood.

Det kan här påpekas, att man kan använda metoder för att följa upp tidsserier när det gäller att uppdatera modeller (man ersätter tiden med deformationen). Mest användbar är ett bayesianskt angreppssätt, se t.ex Pole, West & Harrison (1994) där också lämplig programvara anges.

A2.7 Åtgärder

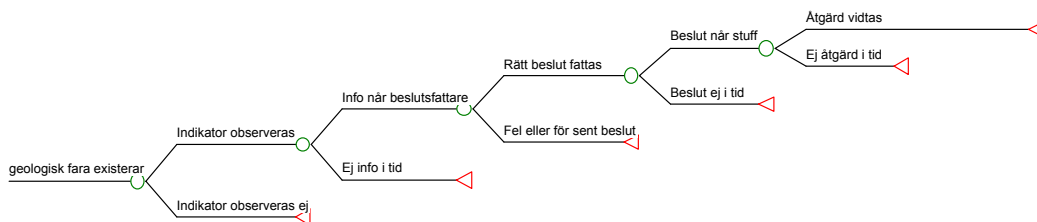
I förväg bestämda åtgärder ingår som en obligatorisk del i observationsmetoden. De skall naturligtvis vara anpassade till respektive gräns. Oavsett vilken gräns det gäller måste åtgärden hinna sättas in i tid. Det finns ju alltid en möjlighet att ett förlopp (t.ex. en deformation) fortsätter och når en sådan nivå att skada uppkommer. Man måste alltså ta hänsyn till den så kallade "lead time" (framförhållningstid) se Figur A2.11. I Figur

A2.11 har larmgränsen satts lika med gränsen för viss risk, jämför A2.5. Detta är givetvis bara ett möjligt värde.



Figur A2.11 Framförhållningstid (lead time) Efter Paté-Cornell & Benito-Claudio 1987

Det är väsentligt att man i framförhållningstiden räknar in all tid som åtgår från det en rörelse överskrider en gräns till dess den insatta åtgärden fått effekt. Det finns ett stort antal organisatoriska moment som ingår, se Figur A2. 12 där några sådana faktorer visas i händelseträdsformat. Endast den översta vägen leder till åtgärd i rätt tid. Sannolikheten att följa den är produkten av de fem sannolikheterna att man hamnar på rätt gren vid varje slumpnod. Dessa sannolikheter måste alltså vara stora. Exempelvis är den totala sannolikheten att undvika en för sen insats ”bara” 77% även om sannolikheten är 95% i varje gren.



Figur A2.12 Händelsetråd åtgärd

Vilka åtgärder som skall vidtas är ett ingenjörstekniskt problem och behandlas ej här. Dock påpekas värdet av en riskanalys för att identifiera möjliga skadehändelser som kanske inte täcks av observationssystemet.

Bilaga A. Referenser

Dunnicliff, J. & Powderham, A.J., 2001. Recommendations for procurement of geotechnical instruments in Proceedings of the CIRIA conference 'Response of buildings to excavation-induced ground movements', Imperial College, London, July 2001

Muir Wood, A.; 2000. Tunneling. Management by Design. E & FN Spon, London

Olsson, L. & Stille, H., 2002. Observation systems with alarm thresholds and their use in designing underground facilities. SKB R-02-45, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm.

Paté-Cornell, M.E. & Benito-Claudio, C. Pe. 1987. Warning systems: response models and optimization. In: Uncertainty in risk Assessment, Risk Management and Decision Making. Covello, V. T. et al (eds)

Peck, R.B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique* 19, No. 2

Peck, R.B., 2000. Words of wisdom, selected by Elmo DiBiagio and Kaare Flaate. *Geotechnical News* 18(3).

Pole, A., West, M. & Harrison, J., 1994. Applied Bayesian Forecasting and Time Series Analysis. Chapman & Hall/CRC

Bilaga B. Sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder

B1. Historik

I geoteknikens, liksom i övrig byggnadskonst, hanterades ursprungligen osäkerheter i last och bärförmåga genom att man på empirisk bas ökade dimensioner på bärande delar.

Den första svenska beskrivningen av problemet, med ett förslag att använda risken för brott återfinns i Kjellman & Wästlund (1940). Där föreslås också att en dimensionering kan baseras på ekonomiska grunder.

B2. Problemställningen

Problemet kan generellt beskrivas enligt följande:

Vi vill på konstruktionsstadiet (innan vi vidtar fysiska åtgärder, t.ex. bergförstärkning) kunna göra en förutsägelse: ”Vi kan förvänta oss att konstruktionen kommer att bete sig som önskat”.

I begreppet ”förvänta” ligger att vi accepterar en viss sannolikhet att konstruktionen inte uppfyller våra krav, och vi vill kunna påvisa att sannolikheten att konstruktionen inte uppfyller ställda krav är mindre än ett av oss bestämt värde eller med andra ord, vi vill göra en utsaga (med angiven trovärdighet) om konstruktionens framtida beteende.

Detta innebär att:

- Vi entydigt kan definiera ”uppställda krav”.
- Vi har en modell (beräkningsmetod, ”formel”) för att ur data beräkna konstruktionens beteende.
- Vi kan bedöma modellens egna osäkerhet.
- Vi har data som anges i ett sannolikhetsformat (statistiskt).

B2.1 Uppställda krav

Ofta uttalas kraven i form av en brottgräns och en bruksgräns eftersom dessa används i moderna normer.

Brottgränsen är vanligtvis förknippad med kollaps av en konstruktion eller del av en konstruktion, med åtföljande fara för skada på människor och/eller för stora ekonomiska förluster.

Bruksgränsen är sällan explicit definierad för verkliga projekt, annat än möjligen livslängd. Den hänför sig till både att konstruktionen fungerar för avsett ändamål och också att underhållsbehov etc. inte överskrider ställda krav.

Observera att kraven i både brotts- och bruksgräns inte formuleras absolut, det accepteras en viss sannolikhet för att de inte uppfylls. Vad gäller brottgränsen sätts denna sannolikhet ofta av samhället (t.ex. via krav på minsta säkerhetsindex β) men för bruksstadiet är valet av sannolikheten för gränsöverskridande en fråga för byggherren.

Det väsentliga i detta sammanhang är att både brottgränsen och bruksgränsen definieras entydigt, det vill säga som en skarp gräns, där man har ”godkänt” på ena sidan och ”underkänt” på den andra.

Gränsen måste också definieras på ett sådant sätt att man kan kontrollera om den är överskriden, det måste vara möjligt att ur data beräkna om gränsen är överskriden eller ej, det måste finnas en ”formel”.

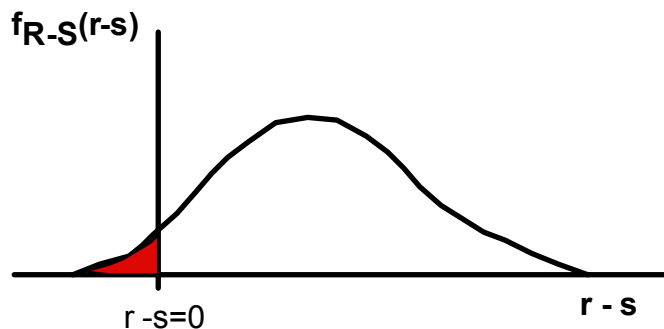
Det måste också vara möjligt att beräkna sannolikheten för att överskrida gränsen.

B3. Illustrerande grundproblem

I det följande används brottgränsen för att illustrera resonemangen, men de gäller på samma sätt för bruksgränsen.

Antag att vi kan ställa upp ett uttryck för brottgränsen av formen $R-S = 0$, där R är bärförmåga och S lasteffekt, uttryckta som stokastiska variabler. De kan t.ex. vara bärförmåga hos en bergbult och tyngden hos ett block som bulten skall bära, eller de kan vara mothållande och pådrivande moment i en cirkulär glidyta.

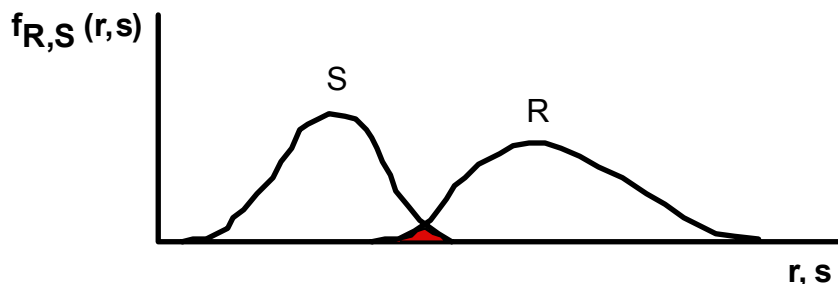
Detta kan illustreras som i Figur B3.1, där uttrycket $R-S$ har räknats ut och visas som en stokastisk variabel.



Figur B3.1. Bärförmåga – lasteffekt

I Figur B3.1 har brottgränsen markerats, liksom det område där brott inträffar. Arean av detta område är lika med brotts sannolikheten.

Om man beräknar bärförmågan och lasteffekten separat får man det fall som visas i Figur B3.2.



Figur B3.2 Separat beräknad bärförmåga och lasteffekt

Inom det med rött markerade området kan brottgränsen vara överskriden, men denna area är inte lika med brottsannolikheten.

Brott inträffar när lasteffekten är större än bärförmågan och brottsannolikheten ges av

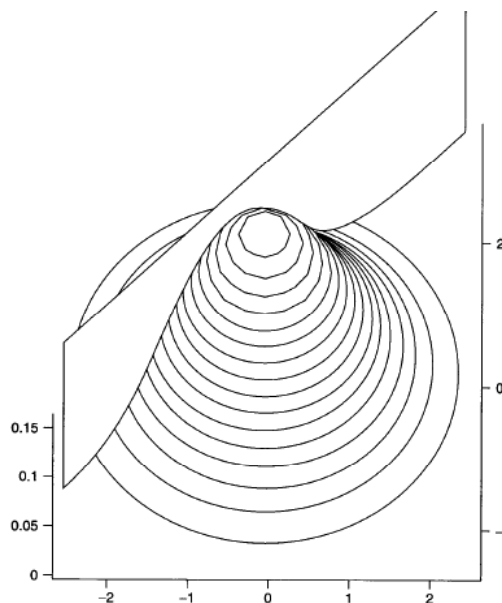
$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx$$

under förutsättning att R och S är statistiskt oberoende.

Integralen beskriver produkten av sannolikheten att S ligger i området $x, x+dx$ och sannolikheten att R är mindre än eller lika med x , summerat över alla x .

Ibland är det inte lätt eller önskvärt att beräkna lasteffekt och/eller bärförmåga, särskilt om de i sin tur är funktioner av stokastiska variabler eller, vilket ofta är fallet, att det är svårt att bestämma vad som är mothållande respektive pådrivande. Det kan då vara bättre att arbeta med basvariablerna (t.ex leras skjuvhållfasthet) och att behålla brottgränsuttrycket separat.

Om man gör detta för två variabler kan detta visas som i figur B3.3.



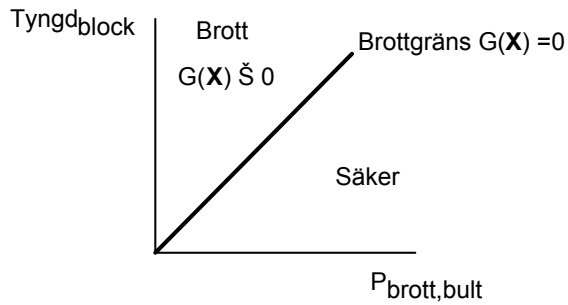
Figur B3.3 Binormal sannolikhetstäthetsfördelning med linjär brottgränsyta (ur Baecher & Christian (2003))

I Figur B3.3 visas basvariablernas simultana sannolikhetstäthetsfördelning och en (linjär) brottgränsyta.

Brottgränsytan $G(X_1, X_2) = 0$ är ett deterministiskt uttryck. För ett bultat block som bärs endast av bulten fås

$$G(X_1, X_2) = P_{\text{brott, bult}} - \text{Tyngd}_{\text{block}} = 0$$

Brott definieras av det område som ligger utanför brottgränsen $G(\mathbf{X})$ som tecknas i en sådan form att värden mindre än noll betyder brott. För exemplet ovan fås brottkriteriet $G(\mathbf{X}) = G(X_1, X_2) = P_{\text{brott, bult}} - \text{Tyngd}_{\text{block}} \leq 0$, se Figur B3.4.



Figur B3.4. Brottgräns och brottområde

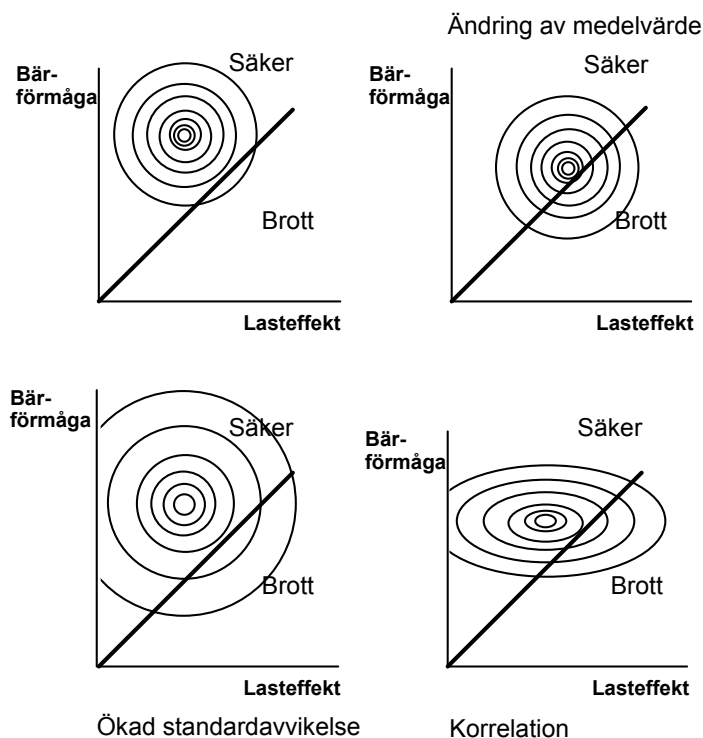
Motsvarande gäller givetvis om man har flera variabler än två. Man får då en brottgräns som är ett (hyper)plan i en n-dimensionell hyperrymd, där n är antalet basvariabler.

Analogt med Figur B3.2 ges brottsannolikheten av den volym av simultanfördelningen som avskärs av brottgränsytan (delen utanför den).

Denna volym ges av

$$p_f = P[G(X_1, X_2) \leq 0] = \int \int_{G \leq 0} f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) dx_1 dx_2$$

I Figur B3.5 visas simultanfördelningen som nivåkurvor. Det visas hur ändringar i medelvärden, standardavvikelser och korrelation hos basvariablerna inverkar vid en given brottgräns.



Figur B3.5 Inverkan av ändringar i medelvärde, standardavvikelse och korrelation
Om man har flera basvariabler fås det generella uttrycket

$$p_f = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] = \int \dots \int_{G(\mathbf{X}) \leq 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

Av uttrycket framgår att man får en multipel integral med antalet lika med antalet basvariabler.

B4. Beräkningsproblematiken

Av det ovanstående framgår att beräkningen av sannolikheten att överskrida brott- eller bruksgränsen innebär att man måste lösa den multipla integralen

$$\int \dots \int_{G(\mathbf{X}) \leq 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

Rent beräkningsmässigt är lösningen av integralen ett stort problem vid användandet av sannolikhetsbaserad dimensionering. Val av beräkningsmodell och val av indata är de övriga väsentliga svårigheterna.

Man kan i praktiken tänka sig tre olika lösningsmetoder:

- Analytisk lösning av integralen.
- Numerisk integration.
- β -metoden.

B4.1 Analytisk lösning av integralen

En analytisk lösning torde vara möjlig endast i ett fåtal mycket enkla fall. I praktiken kommer den knappast till användning, och behandlas därför inte vidare här.

Det finns dock ett speciellt fall, nämligen när alla variablerna är oberoende och normalfördelade och brottgränzfunktionen är en linjär kombination av variablerna:

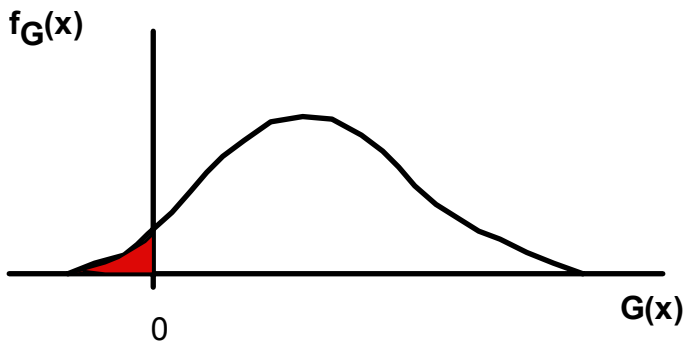
$$G(\mathbf{X}) = a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n$$

I detta fall är $G(\mathbf{X})$ normalfördelad och dess medelvärde och varians kan lätt beräknas, varefter brottsannolikheten kan beräknas utan integration.

B4.2 Numerisk integration

Här behandlas numerisk integration med Monte Carlo-simulering, en metod som på senare år blivit lättanvänd genom sådana program som @Risk och CrystalBall. Mer sofistikerade simuleringsmetoder finns tillgängliga i program som STRUREL, som också kan lösa problem med hjälp av β -metoden.

Den bakomliggande principen är att man skapar ett statistiskt urval (sampel) genom att upprepade gånger beräkna ett möjligt resultat av brottgränzfunktionen $G(\mathbf{x}_i)$ (av oändligt många). Man kan antingen kontrollera om $G(\mathbf{x}_i)$ för varje beräkning underskrider 0 (dvs att brott inträffat) eller ej. Om man gör ett stort antal sådana beräkningar kan brottsannolikheten skattas ur kvoten (antal fall som innebär brott)/(totala antalet fall). Ett annat sätt är att (upprepade gånger) beräkna $G(\mathbf{x}_i)$, skapa ett histogram och skatta arean av funktionen som är mindre än 0, se figur B4.1.



Figur B4.1 Brottsannolikhet som arean av $g(x) \leq 0$

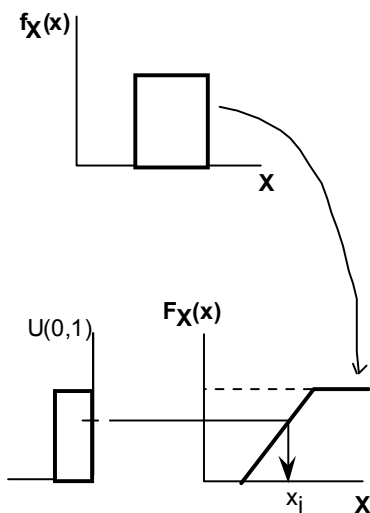
Skattningen av arean kan antingen göras direkt i simuleringsprogrammet, eller med större noggrannhet genom att man skattar fördelningstypen för $G(x)$ och beräknar sannolikheten ur denna.

Denna skattning av fördelningsfunktionen kan göras på flera sätt, t.ex. med Pearsondiagram eller med programvara.

Viktigt att komma ihåg är att vi arbetar med en (statistisk) sampling och kan använda teorier därifrån för att skatta noggrannheten i resultatet, beräkna erforderligt antal simuleringar o.s.v.

Det är väsentligt att när man beräknar värdet av $G(x)$ detta görs på ett statistiskt korrekt sätt, d.v.s. med slumpvis dragning ur de olika variablerna, d.v.s. med korrekt sannolikhet för olika värden att bli dragna. För exempelvis en normalfördelad variabel bör man oftare få ett utfall nära medelvärdet än ett värde i någon svans.

Ett sätt att göra detta korrekt visas i Figur B4.2.



Figur B4.2. Generering av värden för beräkning av $G(x)$

Man drar ett slumpstal ur en rektangelfördelning $U(0,1)$ så att man får ett slumpstal mellan 0 och 1, där alla värden har samma sannolikhet. Detta värde används sedan som

en sannolikhet för att beräkna motsvarande x-värde ur variabelns kumulativa sannolikhetsfördelning.

Noggrannheten vid en MonteCarlosimulering beror på hur många ”dragningar” som görs och den kan beräknas.

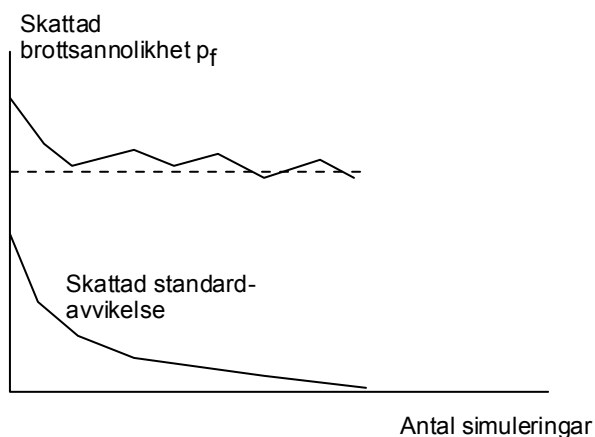
Som en tumregel brukar anges $10/p - 100/p$, där p är sannolikheten som skall bestämmas.

För värden på p_f som är, 10^{-3} - 10^{-5} kan vi alltså behöva upp emot 10^7 simuleringar! Förutom beräkningstiden ger sådan mängd av simuleringar problem med beräkningsprogrammen, eftersom deras förmåga att skapa slumpstal sällan klarar en så lång serie. Det finns alltså en fara att man omedvetet upprepar samma simuleringsserie. Det har på grund av problemen med (krav på) stora antal simuleringar utvecklats metoder som kan nå önskad noggrannhet (minskad varians) med ett mindre antal simuleringar.

En sådan metod är så kallad ”importance sampling”, se till exempel Melchers (1999).

Kommentarer till Monte Carlo-simulering

- Monte Carlo-simulering är en mycket ”ingenjörsmässig” metod
Med moderna dataprogram, som ofta är kopplade till Excel, kan man lätt ställa upp integreringsuttrycken.
Moderna datorer är också så snabba att en simulering inte tar lång tid.
- Man kan förledas att tro att man har en tillräcklig noggrannhet för alla sorts beräkningar, men som skrivits ovan är detta ej nödvändigtvis sant. Det kan vara en bra idé att under simuleringen följa brottsannolikheten och dess varians för att se när de blir stabila, se Figur B4.3.



- Figur B4.3 Brottansannolikhet och standardavvikelse som funktion av antal simuleringar (efter Melchers 1999)
- Man kan inte simulera ingenjörskunskap! Det krävs att man lägger stor omsorg på korrekt modell och korrekta indata: GIGO (Garbage In, Garbage Out).

Ersättning med sannolikhetsindex β

I stället för att lösa den multipla integralen direkt, kan man ersätta den med något ställföreträdande mått, som helst bör ha en koppling till brottsannolikheten p_f . Ett sådant mått är det så kallade säkerhetsindex β . Detta är ett tillåtet mått att använda vid sannolikhetsbaserad dimensionering enligt Eurocode och har också anvisats som en grund vid kalibrering av så kallade partialkoefficienter.

Det måste härvid betonas, att det finns flera definitioner av säkerhetsindex, varav alla inte kan användas för dimensionering.

Här kommer att behandlas:

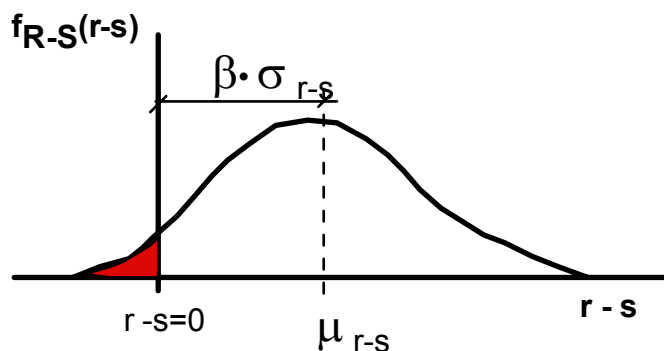
- enkelt (second-order) β
- β_{hs} enligt Hasofer-Lind (FORM).

Enkel (second-order) β

Second order avser det faktum att man bara använder sig av de två första centralmomenten av de stokastiska variabler som ingår dvs medelvärdet och standardavvikelsen.

Definitionen visas i Figur B4.4. Skillnaden mellan bärförmåga och lasteffekt (R-S) är en stokastisk variabel. Den har de två första momenten medelvärde (väntevärde), μ_{r-s} och standardavvikelse, σ_{r-s} .

Då definieras säkerhetsindex β som avståndet uttryckt i standardavvikelser mellan brottgränsen ($R-S=0$) och väntevärdet.



Figur B4.4 Definition av enkelt säkerhetsindex.

Vi får alltså definitionen

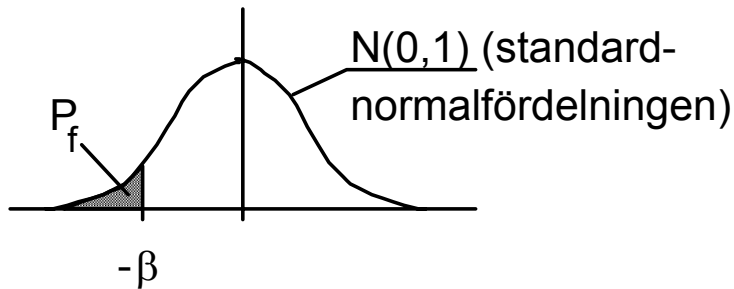
$$\beta = \frac{\mu_{r-s}}{\sigma_{r-s}}$$

Medelvärde och varians för summor (och skillnader) av stokastiska variabler kan beräknas ur momenten för de ingående variablerna enligt:

$$E[\sum c_i X_i] = \sum c_i E[X_i] \quad \text{och} \quad \text{Var}[\sum c_i X_i] = \sum c_i^2 \text{Var}[X_i] + 2 \sum c_i c_j \text{Cov}[X_i X_j]$$

För andra funktioner av stokastiska variabler hänvisas till litteraturen, t. ex Alén (1998), Ang & Tang (1975).

Det är alltså förhållandevis enkelt att beräkna värdet av ett enkelt β om man känner medelvärden och standardavvikelser för de ingående stokastiska variablerna. Man kan också beräkna ett samband mellan β och brottsannolikheten p_f enligt $p_f = \Phi(-\beta)$ där $\Phi(\cdot)$ är standardnormalfördelningen, se Figur B4.5. Man kan alltså beräkna brottsannolikheten utan att lösa de komplicerade integralerna.



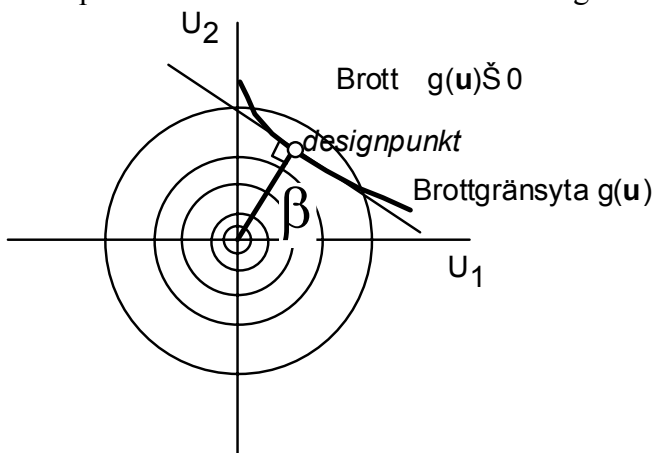
Figur B4.5 Samband β - p_f

Det finns dock en nackdel med det enkla säkerhetsindex β . Om variablerna som använts för att beräkna värdet på β inte är oberoende och normalfördelade och dessutom brottgränsfunktionen inte är en linjär kombination av variablerna gäller inte sambandet $p_f = \Phi(-\beta)$. Då kan inte heller värdet på β användas för att verifiera en konstruktion eftersom samma värde på β kan motsvara olika brottsannolikheter.

β enligt Hasofer-Lind:

En lösning på problemet med enkelt β är att använda det β som definierats av Hasofer-Lind (1974).

Principen för denna definition illustreras i Figur B4.6.



Figur B4.6 Definition av β enl. Hasofer-Lind

Efter att alla ingående variabler transformerats till oberoende normalfördelningar $N(0,1)$ och brottgränsvytan räknats om till det nya koordinatsystemet, så är β lika med kortaste avståndet mellan brottgränsvytan och origo. Eftersom origo i det nya koordinatsystemet är medelvärdet och alla variabler har standardavvikelsen 1 motsvarar detta i princip

definitionen av enkelt β . Det nya är att man infört transformationerna till standardnormalfördelningar. Metoden brukar kallas FORM (First Order Reliability Method).

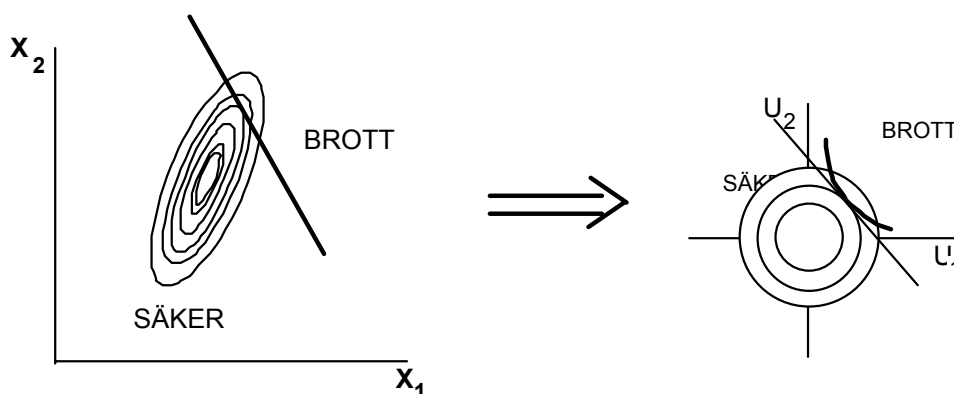
Tack vare transformationen gäller alltid $p_f = \Phi(-\beta_{HL})$ där β_{HL} betecknar säkerhetsindex beräknat enligt Hasofer-Lind. Man kan alltså direkt jämföra olika konstruktioner och också normera värden på β som alltid svarar mot en specifik brottsannolikhet, se Tabell B4.1.

Tabell B4.1 Säkerhetsindex enl BKR 2003.

Säkerhetsindex	Motsvarande brottsannolikhet
$\geq 3,7$ för säkerhetsklass 1,	10^{-4}
$\geq 4,3$ för säkerhetsklass 2,	10^{-5}
$\geq 4,8$ för säkerhetsklass 3.	10^{-6}

Det måste dock observeras, att den sannolikhet som definieras genom β är den sannolikhet som ligger utanför tangentplanet genom den så kallade designpunkten och att den verkliga sannolikheten är den som ligger utanför den verkliga brottgränssytan. Detta gör att en krökt brottgränssyta kan ge för höga eller för låga värden beroende på krökningsriktningen. Ofta är krökningsradien så stor att felet kan bortses från, men det kan finnas skäl att kontrollera den transformerade brottgränssytan.

Transformationen från de ursprungliga stokastiska variablerna till oberoende $N(0,1)$ fördelade görs vid behov i steg, se t.ex Olsson & Stille (1984), Melchers (1999). Först transformeras eventuella korrelerade variabler till okorrelerade, sedan görs en transformation till oberoende $N(0,1)$ fördelade variabler. Vid båda transformationerna uttrycks brottgränssytan i det nya koordinatsystemet, varvid den ändrar form, se Figur B4.7.



Figur B4.7. Transformation enl Hasofer-Lind.

Beräkning av β_{HL} kan visserligen göras manuellt i mycket enkla fall (t.ex där man har enkla transformationer, som från lognormal fördelning till normal), se t.ec Thoft-Christensen & Baker (men för praktiska ändamål används särskilda dataprogram)

Samband β och partialkoefficienter

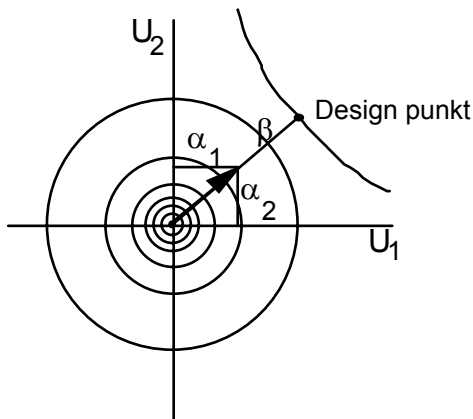
Ett tillåtet sätt att verifiera en konstruktion genom beräkning är att använda den så kallade partialkoefficientmetoden. I denna multipliceras lasteffekt och divideras bärförmåga med en partialkoefficient (som är större än 1). Partialkoefficientmetoden är i grunden en sannolikhetsbaserad metod men dess praktiska tillämpning är deterministisk. Partialkoefficientmetoden i sin normerade utformning är inte lämpad för alla sorts geoproblem utan snarast bara för de enklaste. För att möjliggöra en uppskattning av rimligheten i de normerade koefficienterna på ett specifikt problem, kan man utnyttja sambandet mellan (teoretiskt korrekta) partialkoefficienter och säkerhetsindex β .

Man utgår från kravet att man med partialkoefficientmetoden skall få en konstruktion som har önskat säkerhetsindex. Detta uppnås om man väljer partialkoefficienterna så, att man hamnar i designpunkten med konstruktionen.

Designpunktens koordinater i de ursprungliga basvariablerna X_i kallas x_i^* och motsvarande koordinater i det transformerade systemet u_i^*

Av Figur B4.8 framgår att läget av designpunkten kan beskrivas med hjälp av enhetsvektorn α och avståndet β .

Enhetsvektorn är riktad ut från origo med komponenterna α_i . Dessa kallas ofta sensitivitetsfaktorer.



Figur B4.8 Designpunkt och enhetsvektorn α

Designpunkten u_i^* har koordinaterna $u_i^* = \alpha_i \beta$

Transformation från u_i till x_i görs genom

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}};$$

$$u_i^* = \frac{x_i^* - \mu_i}{\sigma_i} = \alpha_i \beta; \quad x_i^* = \sigma_i \alpha_i \beta + \mu_i;$$

Om vi kallar partialkoefficienten γ_i och det "karakteristiska värde" som den skall användas på för x_{ki} fås följande uttryck för partialkoefficienten

$$x_i^* = \frac{x_{ki}}{\gamma_i}; \quad \gamma_i = \frac{x_{ki}}{\sigma_i \alpha_i \beta + \mu_i}$$

Det ”karakteristiska värdet” är karakteristiskt ur en statistisk synpunkt, det är definierat med statistiska mått som t.ex medelvärde eller 5% fraktilen. Det bör påpekas att här finns en språkförbistring. Många geotekniker tolkar ordet karaktäristiskt utgående från det geotekniska problemet eller ingående egenskaper.

Valet av ”karakteristiskt värde” har en mycket stor inverkan på partialkoefficienten. Om man väljer att använda medelvärdet behöver man använda varierande partialkoefficienter, som tar hänsyn till spridningen σ_i .

Om man å andra sidan väljer en låg (respektive hög) percentil, kommer partialkoefficienten att vara relativt konstant, men man måste ju ändå ta hänsyn till spridningen vid bestämningen av karakteristiska värdet.

Ytterligare bör påpekas, att de teoretiskt korrekta partialkoefficienterna förutsätter att man har en koefficient för varje ingående variabel, inklusive eventuell modellosäkerhet. Ett annat problem med partialkoefficienter är att man måste kunna särskilja lasteffekter och mothållande krafter. Om man gör en β -beräkning framgår detta av sensitivitetsfaktorerna α_i (som är positiva för lasteffekter), men att göra en β -beräkning för ett speciellt problem för att få fram partialkoefficienter syns vara att gå över ån efter vatten.

Partialkoefficientmetoden har dock en stor fördel som varken direkt beräkning av brottsannolikheten p_f (med simulering) eller säkerhetsindex β har:

Med partialkoefficientmetoden gör man en dimensionering, med de andra metoderna kontrollerar man en redan dimensionerad konstruktion. Dimensionering med dessa blir alltså en iterativ beräkning.

B5. Tillämpning på bergmekaniska problem

De sannolikhetsbaserade metoderna har fått relativt stor användning på komplicerade byggnadsverk som oljeplattformar och liknande, men har hittills använts i mycket liten omfattning på undermarks- och andra bergtekniska problem.

Orsaken till detta är naturligtvis till en del att metoderna är svårare att lära sig än ”vanliga”, deterministiska metoder, men det finns en del speciella problem inom bergmekaniken som komplicerar användningen.

Detta gäller främst två områden:

- Den bergmekaniska modellen (och därmed brottgränsfunktionen).
- Bestämning och beskrivning av indata (Se även Bilaga C).

En sammanfattning av modellering och beräkningsmetoder inom byggnadsstatik finns i JCCS Probabilistic Model Code (2001). Mycket av resonemangen är tillämpliga även inom bergmekaniken.

B5.1 Den bergmekaniska modellen

Alla sannolikhetsbaserade metoder kräver att man kan skriva ett explicit brottuttryck som entydigt definierar vad som är acceptabelt och vad som är brott. Detta gäller även när man behandlar bruksgränstillståndet, se Olsson & Stille (1984).

Inom bergmekaniken gäller ofta att:

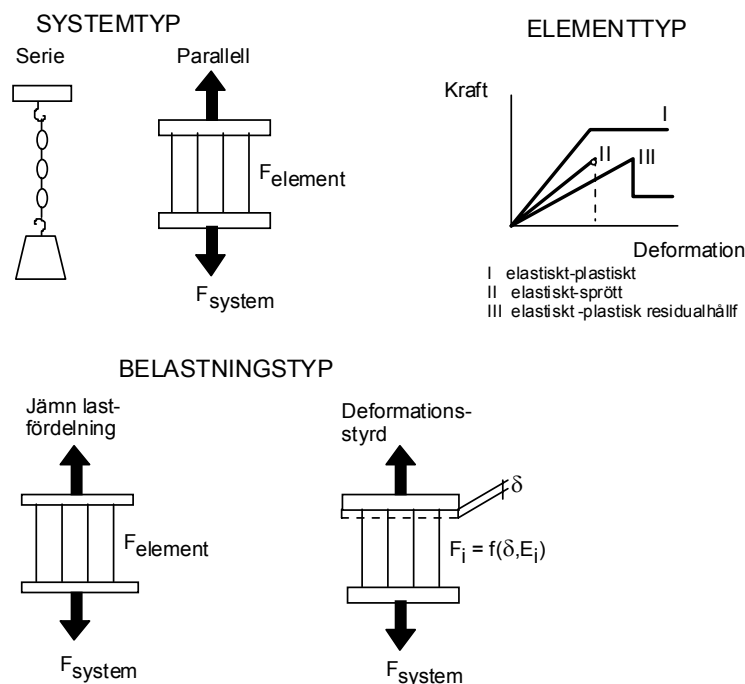
- Modellerna har starka empiriska inslag, de kan t.ex. vara baserade på något klassificeringssystem.
- Modellerna har därför ofta en stor modellosäkerhet, som man måste värdera och införa i modellen, se t.ex. Olsson (1986). Det kan också finnas ”inbyggd” säkerhet, som inte skall ingå i modellen.
- De bergmekaniska problem som modelleras är ofta samverkansproblem, se Kap 5. Sådana kan hanteras med Monte Carlo simulering och beta-metoden, men kan medföra att man måste införa förenklingar i modellen.
- I samband med att observationsmetoden används, måste beräkningsmodellen ge utdata som är observerbara och kan användas för uppdatering. Detta gör att beräkning av deformationer är väsentligare än beräkning av krafter.
- Den bergmekaniska ”konstruktionen” är ofta ett system av komponenter och detta måste man ta hänsyn till i modellen.

Mekaniska system

De mekaniska systemens uppförande beror på:

- Systemtyp (serie eller parallell).
- Elementtyp (elastisk-plastisk, elastisk-spröd, etc).
- Belastningstyp (jämn lastfördelning eller deformationsstyrd).

De olika inverkanse faktorerna illustreras i Figur B5.1.



Figur B5.1 Faktorer som påverkar beteendet hos mekaniska system

Det är viktigt att man modellerar systemet på ett korrekt sätt, även om man ibland kan göra förenklingar. Ett sprött parallellsystem med ett begränsat antal element (t.ex bult och sprutbetong utan armering) kan eventuellt betraktas som ett seriesystem, eftersom brott i svagaste elementet leder till en omfördelning av lasterna och troligen ett brott.

För de renodlade systemtyperna gäller följande.

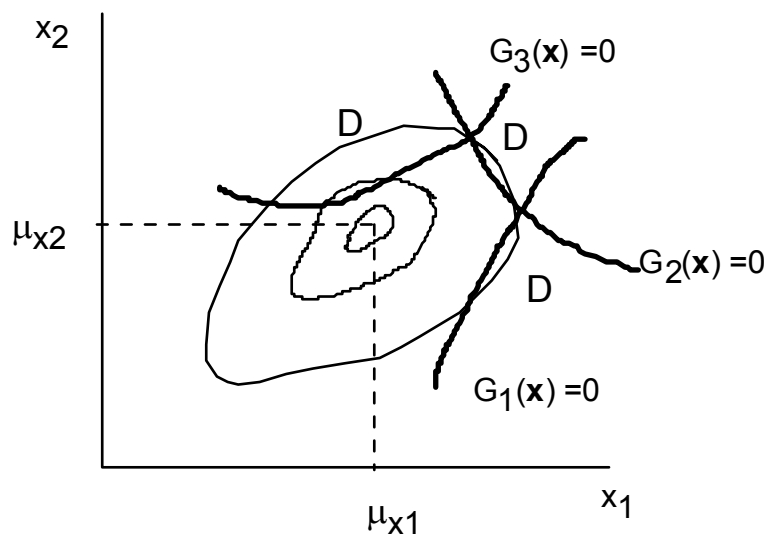
Seriesystem

Systemet går till brott så snart någon länk brister enligt följande uttryck

$$p_f = P(F_1 \cup F_2 \cup F_3 \cup \dots \cup F_m)$$

där F_i betyder brott i länk i , eller med andra ord, F_i är en av m olika brottmoder.

Om varje brottmod motsvaras av en gränsfunktion $G_i(\mathbf{x}) = 0$ så får man följande uttryck för p_f , jämför Figur B5.2.



Figur B5.2. Brottområde för ett seriesystem

I Figur B5.2 visas "nivåkurvor" för $f_X(\cdot)$ i basvariabelsystemet. Basvariablernas fördelning är skev och de är korrelerade, vilket ger kurvorna ett asymmetriskt utseende. Tre av brottgränserna visas, med brott på "utsidan". Det totala brottgränsområdet definieras av dessa kurvor och har markerats med D i figuren.

Brottsannolikheten för detta fall ges av

$$p_f = \int_{D \in X} \dots \int f_X(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

där \mathbf{X} är vektorn för samtliga basvariabler.

Man kan direkt uttrycka systemets bärförmåga $F_R(r)$ som en funktion av elementens, se t.ex Thoft-Christensen & Baker (1982) eller Melchers (1999). Om elementen är oberoende blir sannolikheten för brott för en last $R=r$ följande

$$F_R(r) = 1 - \prod_{i=1}^m [1 - F_{R_i}(r_i)]$$

Seriesystem är intressanta för bergdimensionering, eftersom de dyker upp inte bara som mekaniska system utan också när brott i en konstruktion kan inträffa genom olika brottmekanismer, brottmoder.

Om de olika brottmoderna är oberoende kan den totala brotts sannolikheten beräknas som $p_f = \sum \Phi(-\beta_i)$.

där β_i är säkerhetsindex för respektive brottmod.

För de fall där brottmoderna inte är oberoende hänvisas till litteraturen.

Parallellsystem

Ett parallellsystem går till brott först när alla element har gått till brott. Till skillnad från seriesystem är parallellsystemens beteende beroende både av elementtyp och belastningstyp. Samtliga olika fall tas inte upp här, det hänvisas till exempelvis Thoft-Christensen & Baker (1982) eller Melchers (1999).

Ett speciellt fall som är av stor vikt är när elementen är elastiskt plastiska med jämn lastfördelning mellan elementen.

Då gäller att systemets bärförmåga är lika med summan av elementens bärförmåga: $R_s = \sum R_i$.

För många system är det svårt att hitta ett explicit uttryck för systemets bärförmåga. Det finns dock approximationer och gränsvärden i litteraturen.

B5.2 Indata

Val av indata till bergmekaniska beräkningar görs så gott som alltid på en subjektiv grund, eftersom indata är få.

Vid informationsbaserade beräkningen krävs förutom ett troligt värde också en skattning av spridningen kring detta. Vanligtvis görs detta genom att man anger medelvärde och standardavvikelse (eller alternativt variationskoefficienten), men det skall observeras, att många stokastiska fördelningar beskrivs med andra parametrar än dessa. Så är till exempel medelvärdet inte det troligaste värdet annat än om fördelningen är symmetrisk.

Man kan ta hänsyn till ingenjörskunskap och väga samman den med data, vartefter man får dessa. Detta görs stringent med hjälp av Bayes' teorem som kan tecknas med formeln

$$f''(\theta) = kL(\theta)f'(\theta)$$

där

$f'(\theta)$, å priori-fördelningen är en sannolikhetstäthetsfördelning som beskriver förhandskunskapen vi har om parametern θ innan vi får provdata.

$L(\theta)$ kallas likelihood och innehåller provdata.

$f''(\theta)$, å posteriori-fördelningen, är den sannolikhetstäthetsfördelning (för parametern θ) som innehåller både provdata och förhandskunskapen.

För en närmare beskrivning av Bayes' teorem och åsättande av subjektiva sannolikheter hänvisas till litteraturen, t.ex Ang & Tang (1975), Benjamin & Cornell (1970), Press (1989), O'Hagan (1998), Olsson (2000), Stille, Andersson & Olsson (2003), Vick (2002).

Ofta har spridningen större inverkan på brottsannolikheten än vad medelvärdet har. Det är därför viktigt att få en korrekt skattning av medelvärdet. Ett vanligt fall, där man lätt kan överskatta spridningen är hos ett material där hållfastheten i princip kan beskrivas som en summa av elastisk-plastiska element, det vill säga som ett parallellsystem.

Under förutsättning att detta villkor gäller, kan man beräkna standardavvikelsen hos summan som en funktion av elementens (vanligen provens) varians.

När man gör en sådan beräkning måste man ta hänsyn till eventuell korrelation mellan elementen. En sådan finns ofta, för jord- och bergmaterial är det ofta så att två prov som ligger nära varandra har likartade egenskaper, det finns en rymdkorrelation.

Vanmarcke (1977, 1980, 1983) har behandlat detta problem och redovisat en förenklad metod att beräkna standardavvikelse (eller varians) hos ett rymdmedelvärde.

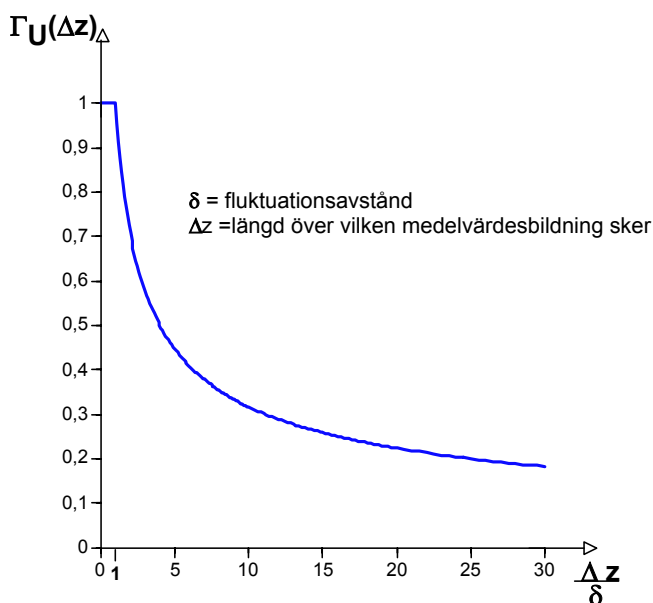
Denna standardavvikelse kommer att bero av tre faktorer:

- Rymdkorrelationen som funktion av avståndet, som Vanmarcke definierar i det så kallade fluktuationsavståndet.
- Storleken av den yta man medelvärdesbildar över, som en funktion av fluktuationsavståndet.
- Punktvariansen.

Vanmarcke har tagit fram en ”standardfunktion” som ofta kan användas, se Figur B5.3, men det skall observeras att den endast gäller för vissa typer av autokorrelationsfunktioner.

Diagrammet visar reduktionsfaktorn för en dimension. I vissa fall kan man använda den för problem i flera dimensioner genom att multiplicera reduktionerna för de olika dimensionerna. Detta förutsätter dock att den underliggande rymdkorrelationsmodellen är vad som kallas separerbar, vilket inte alltid är fallet.

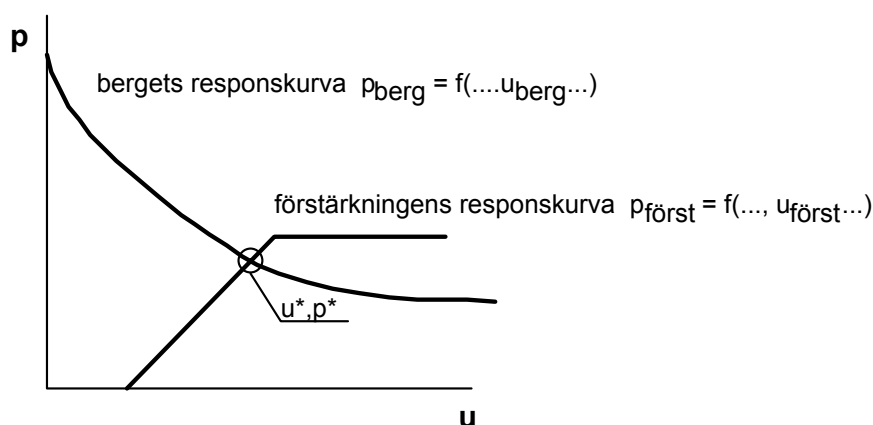
Man kan dock i andra fall gå tillbaka till den ursprungliga definitionen av variansreduktionsfaktorn, se t.ex Olsson (1986) och lösa ingående integraler, eventuellt numeriskt.



Figur B5.3. Vanmarckes reduktionsfaktor för standardavvikelse för 1 dimension

B6. Principer för beräkning av samverkansproblem med simulering respektive beta-metoden

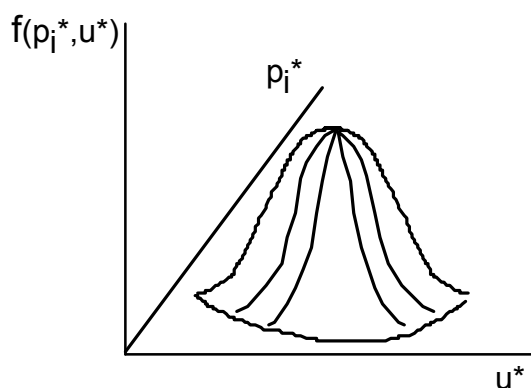
När man gör en stokastisk beräkning av ett GRC-problem söker man sannolikheten att nå jämvikt mellan bergets responskurva och förstärkningens responskurva, som en funktion av p_i och u , se Figur B6.1.



Figur B6.1. Grundproblemet

Beräkningarna måste baseras på en observerbar storhet, i detta fall den radiella deformationen u , för att det skall vara möjligt att genom observationsmetoden kunna successivt bedöma det framtida beteendet.

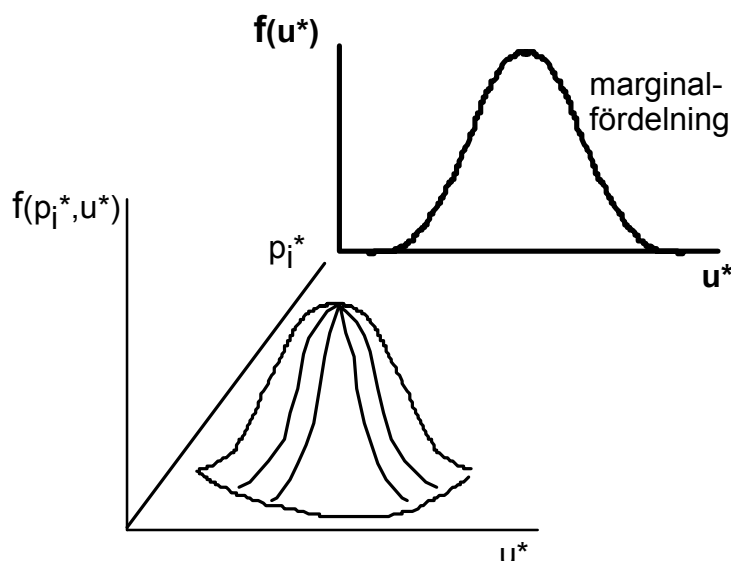
Eftersom vi använder stokastiska beräkningar blir resultatet i princip en bivariat sannolikhetsfördelning över koordinaterna för jämviktspunkten u^* , p_i^* , se Figur B6.2.



Figur B6.2. Bivariat sannolikhetsfördelning för jämviktspunkten

Praktiskt är det inte av intresse att beräkna den bivariata fördelningen, eftersom vi endast är intresserade av den mätbara kvantiteten u^* . Därför beräknar man en så kallad

marginalfördelning för u^* . Denna fördelning redovisar sannolikhetstäthetsfördelningen för u^* när man inte vet något om p_i . Se Figur B6.3.



Figur B6.3. Marginalfördelning för u^*

Man kan definiera ett brottgräns för systemet. Den innebär antingen

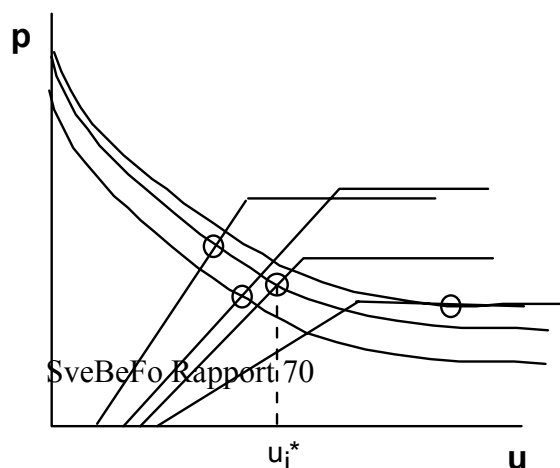
- att man inte kan nå ett förhållande där förstärkningen kan mobilisera tillräckliga krafter för att kunna hålla emot lasten från berget, d.v.s. det finns ingen jämviktspunkt u^*, p_i^* . eller
- att man visserligen når jämvikt men vid en oacceptabelt stor deformation.

Vid praktiska beräkningar hanterar man dessa två brottkriterier separat, d.v.s man beräknar jämviktspunktens läge under antagandet att förstärkningen är idealt elastisk-plastisk. I ett andra skede kontrollerar man denna jämviktspunkt mot deformationskriteriet.

För beräkningarna krävs att man löser ut p^* ur uttrycken för bergets och förstärkningens responskurvor och tecknar brottgränsuttrycket som en funktion av u^* (och ett antal andra variabler). För det generella fall som använts i exemplet, med plasticering av berget har det visat sig ogörligt att teckna ett explicit uttryck för u^* . Vid beräkningar med Monte Carlo-metoden respektive β -metoden har något olika angreppssätt använts.

Monte Carlo-simulering

Vid Monte Carlo-simulering betraktar man osäkerheterna i princip som i Figur B6.4. Man betraktar alla de möjliga kombinationerna av responskurvor för berg och



förstärkning och beräknar sedan jämviktspunkten u^* för varje sådan kombination.
 Figur B6.4. Möjliga jämviktspunkter

Denna beräkning görs med en iteration, eftersom något explicit uttryck för u^* inte har kunnat skrivas vilket gör beräkningen något tidskrävande.

Praktiskt kan beräkningarna göras som i exemplet, där ett speciellt kalkylblad skrivits i Excel och där simuleringen görs med hjälp av de slumpalsgeneratorer som finns i Excel.

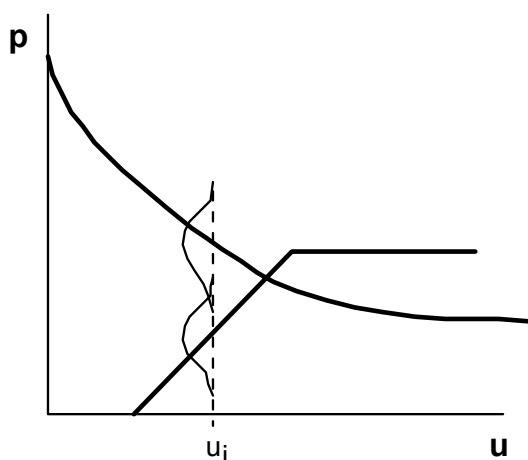
En annan möjlighet är att använda speciell programvara, t.ex CrystalBall tillsammans med Excel, samt Excelfunktionen "Problemlösaren" (eng. Solver) för att göra iterationsberäkningarna i varje simulering.

β -metoden

Vid beräkning med β -metoden hanteras problemet med brottgränsuttrycket på ett annat sätt.

Vi skriver brottgränsuttrycket som $g(\cdot) = p_i \text{ förstärkning} - p_i \text{ berg}$.

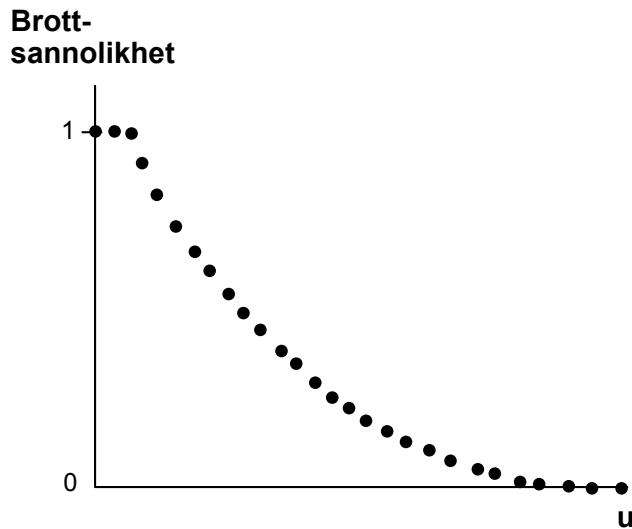
Om vi sätter in ett värde på u i brottgränsuttrycket kan vi beräkna sannolikheten att få "brott" för detta värde på u . "Brott" betyder i detta fall att vi inte når jämvikt. För varje u finns det en sannolikhet, $0 \leq p \leq 1$ att det finns ett par möjliga responskurvor som ger jämvikt. Man kan beskriva sannolikheten för läget hos responskurvan (för ett givet u) med en täthetsfördelning, se Figur B6.6.



Figur B6.6. Sannolikhet nå jämvikt för givet $u = u_i$

I figuren syns hur man för det valda värdet på u får en problemställning som är "typisk" för β -metoden. Med β -metoden gör man därför så att man stegar u och beräknar sannolikheten för jämvikt för varje u .

Man får en kurva med det principutseende som visas i Figur B6.7. Ur denna kan man skatta den kumulativa sannolikhetsfördelningen för u^* .



Figur B6.7 Resultat β -beräkning. Principskiss

Av de provade beräkningsmetoderna kan sägas att Monte Carlo-simulering torde vara den metod som passar bäst för allmänt bruk i designsammanhang. β -metoden är något snabbare, särskilt vid krav på större noggrannhet, men kräver speciell programvara och speciella hänsyn vid val av beräkningsalgoritm.

Bilaga B. Referenser

- Alén, Cl., 1998. On probability in geotechnics. Vol.2. Thesis. Dep't of Geotechnical engineering, Chalmers, Göteborg
- Ang, H. & Tang, W., 1984. Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Baecher, G.B. & Christian, J.T., 2003. Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley and Sons, Ltd. Chchester, England
- Benjamin, R. J., Cornell A. C., 1970. Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers. McGraw-Hill, New York.
- Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974) Exact and Invariant Second -moment Code Format. *J. Engineering Mechanics Div.*, ASCE, 100 (EM1)
- Kjellman, W. & Wästlund, G., 1940. Säkerhetsproblemet i byggnadskonsten. Ingenjörsvetenskapsakademien handlingar Nr 156
- Melchers, R.E., 1999. Structural reliability analysis and prediction, 2nd edition. John Wiley and Sons.
- O'Hagan, A., 1998. Eliciting expert beliefs in substantial practical applications. *The statistician* Vol 47, Part 1, 1998
- Olsson, L., 1986. Användning av β -metoden i geotekniken – illustrerad med spontberäkning. Thesis. Institutione för jord- och bergmekanik, KTH.
- Olsson, L., 2000. Att bestämma subjektiva sannolikheter. SIG Varia 488. Statens Geotekniska Institut, Linköping
- Olsson, L. & Stille, H., 1984. Partialkoefficientmetoden i geotekniken. Teoretisk grund. Byggnadsforskningsrådet Rapport R52:1984
- Press, S. J., 1988. Bayesian statistics: Principles, models, and applications. John Wiley & Sons.
- Stille, H., Andersson, J. & Olsson, L., 2003. Information based design in rock engineering. SveBeFo Rapport 61
- Thoft-Christen, P. & Baker, M.J., 1982. Structural Reliability Theory and Its applications. Springer Verlag, Heidelberg.
- Vanmarcke, E.H, 1977. Probabilistic Modelling of Soil Profiles. *J of the geotechnical engng division*, ASCE, 103, vol GT11
- Vanmarcke, E.H, 1980. Probabilistic Stability Analysis of Earth Slopes. *Engineering Geology*, 16 (1980)
- Vanmarcke, E.H, 1983. Random Fields. Analysis and Synthesis. MIT Press. Cambridge, Mass., USA
- Vick, S. 2002. Degrees of Belief: Subjective Probability and Engineering Judgement. ASCE Press

Bilaga C. Beskrivning av indata i statistiska termer

C1. Inledning

Sannolikhetsbaserade metoder kräver att man beskriver alla ingående osäkra storheter som stokastiska variabler.

(För beskrivning av berg finns veterligen ingen beskriven metodik med anknytning till Eurokoderna, medan det finns en sådan för jord i JCSS Probabilistic Model Code, Section 3.7: SOIL PROPERTIES)

En kortfattad sammanställning finns i Mishra (2002), i övrigt hänvisas till litteratur om tillämpad statistik, t.ex Ang & Tang (1984), Benjamin & Cornell (1970) och Baecher & Christian (2003).

C2. Parametrar och moment

En stokastisk variabel beskrivs med ekvationen för dess fördelning, men man använder sig ofta av ”vanliga” typer av fördelningar, till exempel Normalfördelningen. Då kan man beskriva den stokastiska variabeln genom att ange dels fördelningens typ, dels dess statistiska parametrar.

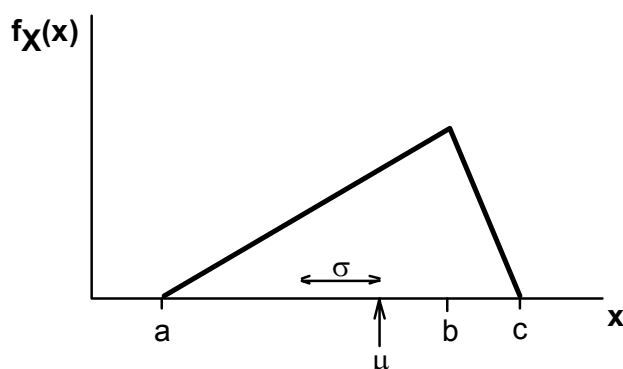
Det skall observeras, att dessa parametrar ibland, men inte alltid, överensstämmer med fördelningens centralmoment, d.v.s. medelvärde och varians (eller standardavvikelse) Så beskrivs till exempel triangelfördelningen med tre parametrar: minsta värde, troligaste värde och största värde.

Mellan parametrarna och centralmomenten finns oftast ett samband, medelvärdet motsvarar ju tyngdpunkten och standardavvikelsen motsvarar tröghetsmomentet för massan under täthetsfördelningen.

För triangelfördelningen gäller (se även Figur C2.1):

Medelvärdet $\mu = (a+b+c)$

Variansen $\sigma^2 = (a^2 + b^2 + c^2 - ab - ac - bc)/18$



Figur C2.1. Triangelfördelningens parametrar och moment

I vissa fall (enkel β -beräkning) kan det räcka med att känna till medelvärde och standardavvikelse, utan att veta fördelningstyp, men detta är ett undantag.

C3. Hur mycket arbete skall läggas på att bestämma rätt fördelningstyp och rätta parametrar?

Hur noggrant man skall bestämma fördelningstyp och parametrar, beror på vad man skall använda resultatet till. Det krävs en noggrannare bestämning om resultatet skall användas i en sannolikhetsbaserad dimensionering och har stor inverkan på resultatet än om det ingår i en bedömning av troligt beteende i observationsmetoden (se Kapitel 7). Eftersom resultatet skall tjäna som underlag för ett beslut, bör man göra en sensitivitetsanalys för att se när beslutet bör ändras, och utgå från detta vid bedömningen av nödvändigt datainsamlings- och analysarbete.

C4. Bestämning av fördelningstyp

En grundprincip i bayesiansk statistik är att all tillgänglig information skall utnyttjas, på ett oförvanskat sätt. Det innebär att man får utnyttja bland annat:

- Fysikaliska överväganden.
- Kunskapsnivå.
- Mätdata.

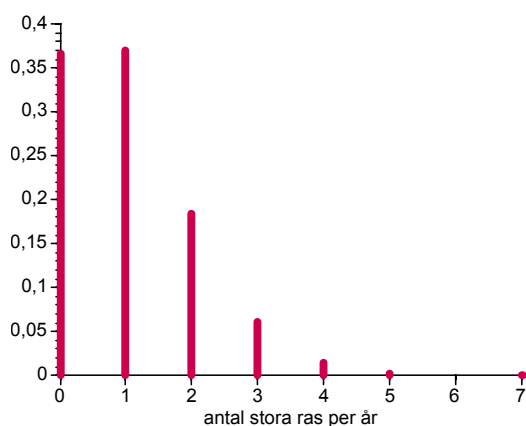
C4.1. Fysikaliska överväganden

Man kan ibland utnyttja kunskap om de fysikaliska processer som ligger bakom den intressanta storheten och därigenom hitta en lämplig fördelning. Detta gäller både diskreta och kontinuerliga fördelningar.

Binomialfördelningen (upprepade försök)

Uppkommer som ett resultat av ett upprepat antal oberoende försök, (n stycken) där varje försök har samma sannolikhet p att lyckas.

Exempel: Antag att det finns 100 bergrum, där den årliga sannolikheten för ett större ras i varje rum är 0,01. Man får då fördelningen i Figur C4.1 över årliga antalet blocknerfall:



Figur C4.1. Binomialfördelning

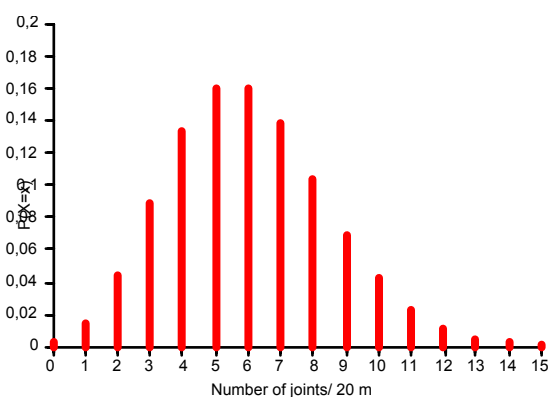
Poissonfördelningen (antal sprickor på en viss längd)

Kan ses som ett gränsvfall av binomialfördelningen om produkten np hålls konstant, medan n går mot oändligheten och p går mot 0.

Används ofta för att beskriva antal bergsprickor på en viss mätsträcka och andra liknande diskreta händelser som kan inträffa fördelade i rummet eller tiden och där följande villkor uppfylls:

- En händelse kan inträffa slumpmässigt och vid vilken som helst punkt i rymden (tiden).
- En händelse kan inträffa i ett givet intervall oberoende av om den inträffar i ett annat intervall.
- Sannolikheten att en händelse skall inträffa i det lilla intervallet Δt är proportionell mot storleken av Δt . Sannolikheten att händelsen skall inträffa två eller flera gånger i Δt är försumbar.

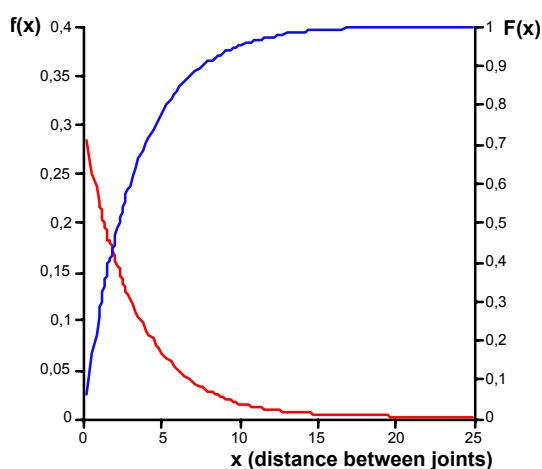
Ett exempel visas i Figur C4.2.



Figur C4.2 Poissonfördelningen

Exponentialfördelningen (avstånd mellan sprickor)

Om en storhet, till exempel bergsprickor är fördelade enligt en Poissonfördelning så beskrivs deras inbördes avstånd med exponentialfördelningen. Ett exempel visas i Figur C4.3.

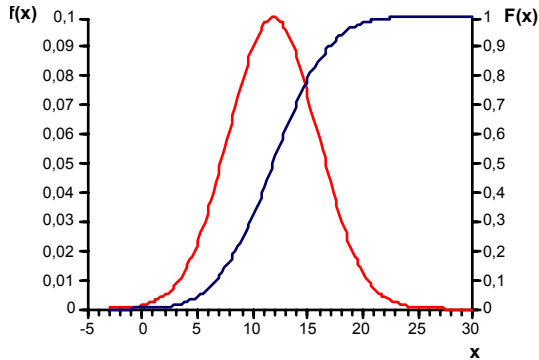


Figur C4.3. Exponentialfördelningen

Normalfördelning (summa av variabler)

Om en stokastisk variabel kan ses som summan av ett antal variabler, tenderar den (enligt centrala gränsvärdesatsen) att vara Normalfördelad. Detta kan gälla till exempel hållfasthet (om den kan ses som summan av ett antal element) eller en variabel som beräknas som summan av ett antal faktorer, till exempel RMR.

Ett exempel på en Normalfördelning visas i Figur C4.4.



Figur C4.4 Normalfördelning

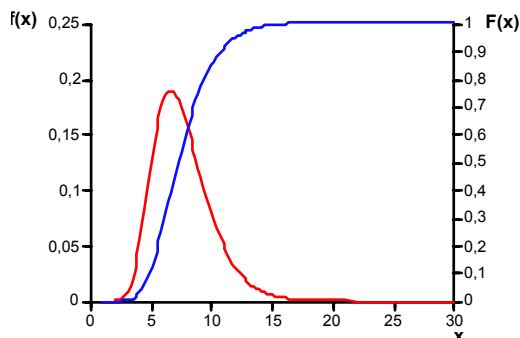
Det måste påpekas, att Normalfördelningen sträcker sig från $-\infty$ till $+\infty$. Detta är naturligtvis omöjligt för en fysikalisk storhet, och man kan därför vara tvungen att ersätta Normalfördelningen med en trunkerad normalfördelning.

Lognormalfördelning (produkt av variabler)

Om en variabel kan ses som produkten av ett antal andra variabler, kommer dess logaritm att vara Normalfördelad, jämför ovan.

Lognormalfördelningen kan uppkomma om en bergmekanisk storhet bestäms som produkten av ett antal faktorer, till exempel Q-värdet. Eftersom Lognormalfördelningen ej kan anta negativa värden föreskrivs i vissa normer att den skall användas för att beskriva hållfasthetsegenskaper.

Ett exempel på en Lognormalfördelning visas i Figur C4.5.

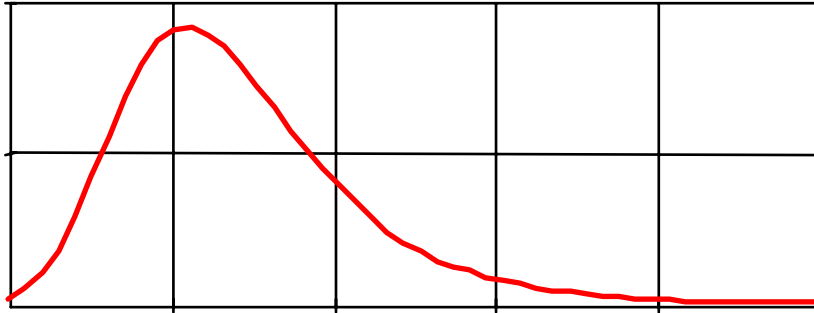


Figur C4.5 Lognormal fördelning

Extremvärde (fördelning av max- och minvärden)

Extremvärdesfördelningar beskriver fördelningen av största (eller minsta) värdet i ett sampel (om flera prov) draget ur en fördelning. Det kan därför vara hållfastheten hos ett seriesystem, som kan beskrivas som minsta värdet hos ett sampel med storleken lika med antalet länkar.

Extremvärdesfördelningar har i litteraturen använts för att beskriva enaxiella tryckhållfastheten hos bergprover, se t.ex. McLellan & Hawkes (1998). Ett exempel visas i Figur C4.6.



Figur C4.6 Extremvärdesfördelning

C4.2. Val av fördelning beroende på kunskapsnivå

Om man inte kan bestämma fördelningstyp utgående från fysikaliska överväganden eller på andra grunder kan man låta fördelningstypen återspegla den subjektiva kunskapsnivån hos den som åsätter fördelningen, se t.ex. Mishra (2002)

Dessa sammanfattas i Tabell C4.1 och kommenteras ytterligare nedan.

TabellC4.1.

	Den som åsätter kan ange	Fördelning
a	<i>Ingen</i>	<i>Uninformed prior (Bayesiansk analys)</i>
b	Största och minsta värde	Rektangelfördelning
c	Största, troligaste och minsta värde	Triangelfördelning
d	Medelvärde, standardavvikelse	Normalfördelning
e	Spann, medelvärde, standardavvikelse	Betafördelning
f	Medelfrekvens (t.ex sprickor/m)	Poissonfördelning

a. Ingen som helst förhandskunskap finns

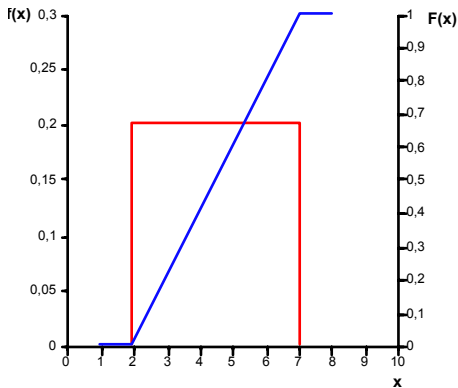
Detta fall brukar ibland uppträda i bayesiansk dataanalys och man åsätter då en så kallad uninformed à-priorifördelning.

Det är föga sannolikt att det inträffar i verkligheten att man inte har någon som helst förhandskunskap varför detta fall inte behandlas vidare.

b. Största och minsta värde med likformig fördelning (rektangelfördelning)

Man är villig att göra en utsaga om största och minsta värdet, t.ex på fysikaliska grunder som att ett värde inte kan vara negativt etc. Däremot har man ingen information som gör att man föredrar ett värde i intervallet före ett annat.

I detta fall beskrivs kunskapen av en rektangelfördelning (likformig fördelning), se Figur C4.7.



Figur C4.7 Rektangelfördelning

c. Största, troligaste och minsta värde (triangelfördelning)

I detta fall är man villig att förutom gränserna (spannet) också det troligaste värdet. Observera: troligaste värdet är ej nödvändigtvis lika med medelvärdet (väntevärdet). Fördelningen är i detta fall en triangelfördelning, se Figur C2.1.

d. Medelvärde och standardavvikelse (normalfördelning)

Om man är villig att ange medelvärde och standardavvikelse bör man enligt principen om maximering av entropin välja en Normalfördelning, se Figur C4.4

e. Spann, medelvärde, standardavvikelse (beta-fördelning)

Om man förutom medelvärde och standardavvikelse också kan ange spannet bör man, enligt samma princip som under d, välja en Beta-fördelning. Betafördelningarna är mycket flexibla och kan anta ett mycket stort antal olika former.

f. Medelfrekvens

Om man kan ange en medelfrekvens för en diskret variabel bör man välja Poisson-fördelningen, se Figur C4.2 .

C4.3. Bestämning av fördelningstyp ur mätdata

Om man har ett stort antal mätdata kan man bestämma fördelningens typ direkt ur dessa, med frekventistisk statistik.

Bland metoder kan nämnas: fördelningspapper, Pearson-diagram och speciella dataprogram.

För undermarksbyggande torde generellt gälla att man inte har så mycket data att man kan bestämma fördelningstyp enbart ur dessa utan att osäkerheten blir mycket stor. (Ett undantag är när man gör en MonteCarlosimulering och vill bestämma fördelningstyp för resultatet)

Metoderna behandlas därför inte här. Intresserade hänvisas till den statistiska litteraturen.

C5. Bestämning av parametrarna i en fördelning

Parametrarna kan åsättas subjektivt eller bestämmas ur indata (uppdatering).

C5.1 Subjektivt åsättande

Att åsätta värden subjektivt kräver en hel del eftertanke och förståelse. Att bara ”ta ett värde ur luften” duger inte. Tyvärr saknas en välutvecklad metodik för att göra ett sådant åsättande, särskilt om det skall göras utan hjälp av en statistisk analytiker. Viss hjälp kan fås ur Mishra (2002), Vick (2002), Olsson (2000).

C5.2 Bestämning ur indata

En bestämning av parametrarna ur indata görs på olika sätt beroende på om mängden data är stor eller liten.

Om man har gott om data och inte vill använda någon tidigare erfarenhet, kan man använda frekventistiska metoder. Normalt gör man så, att man bestämmer medelvärde och standardavvikelse och sedan beräknar man parametrarna ur dem. Bestämningen av medelvärde och standardavvikelse kan göras antingen genom att man använder provets motsvarande värden eller genom att man beräknar de parametrar i fördelningen som har störst trolighet att ge de observerade värdena, så kallad maximum likelihood.

Om man har ett fåtal data behöver man utnyttja all tillgänglig information för att bestämma parametrarna. Detta görs då lämpligen genom att man utnyttjar Bayes teorem: Steg 1. Man börjar med att bestämma sig för fördelningen för storheten och vet då vilka dess parametrar är .

Steg 2 blir att uttrycka sin osäkerhet om dessa parametrar. Det görs genom att man beskriver parametrarna som stokastiska variabler

Steg 3 blir att göra en uppdatering av parametrarna med hjälp av indata

Steg 4. Man beräknar den så kallade prediktionsfördelningen (bayesianska fördelningen) för storheten. Denna fördelning används sedan i analysen.

Det är alltså ett antal steg att gå igenom och Steg 2 innehåller problematiken med åsättande av subjektiva sannolikheter, medan Stegen 3 och 4 kan vara arbetsamma ur beräkningssynpunkt.

Det skall dock här påpekas, att det finns metoder för att hantera beräkningarna även i de fall de måste göras numeriskt. Ett exempel på hur man kan använda ett kalkylblad för uppdatering finns i Mishra (2002) medan Sturk (1998) beskriver ett fall där flera typer av provdata samtidigt användes vid uppdateringen.

Bilaga C. Referenser

Ang, H. & Tang, W., 1984. Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II. John Wiley & Sons, Inc. New York

Baecher, G.B. & Christian, J.T., 2003. Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley and Sons, Ltd. Chchester, England

Benjamin, J. R. & Cornell, C. A., 1970. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. McGraw-Hill Book Company, New York.

McLellan, P.J. and Hawkes, C.D. 1998. Application of Probabilistic Techniques for Assessing Sand Production and Borehole Stability Risks, SPE 47334, Presented at SPE/ISRM Eurock'98, Trondheim, Norway, July 1998

Mishra, S., 2002. Assigning probability distributions to input parameters of performance assessment models. SKB technical Report TR-02-11

Vick, S. 2002. Degrees of Belief: Subjective Probability and Engineering Judgement. ASCE Press

Olsson, L., 2000. Att bestämma subjektiva sannolikheter. SGI Varia 488. Statens Geotekniska Institut, Linköping. (In Swedish)

Sturk, R. 1998. Engineering geological information-its value and impact on tunnelling. Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Sweden.