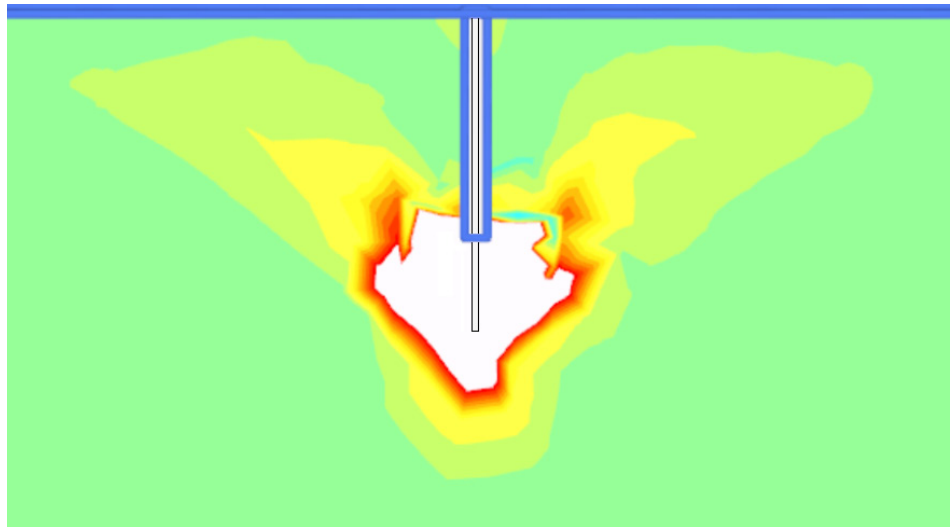




LUND
UNIVERSITY



BERÄKNINGSMETODIK FÖR BERGKONSBROTT

LUCAS DINGLE och SVANTE GRÖNQVIST

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--24/5076--SE (1-89) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

BERÄKNINGSMETODIK FÖR BERGKONSBROTT

LUCAS DINGLE och SVANTE GRÖNQVIST

Supervisor: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund.

Assistant Supervisors: **PETER JONSSON**, Lecturer, Div. of Engineering Geology, LTH
together with **HENRIK POSAY MAYOR** and **ANDERS BEIJER-LUNDBERG**, ELU Konsult AB.

Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2024 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, April 2024 (PI).

For information, address:

Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

Rock anchors can be used to handle vertical tensile loads. When rock anchors are subjected to tensile forces there are several different failure modes that should be considered during design. In many projects designing for the failure mode called rock mass uplift leads to long anchorage lengths. Rock mass uplift failure means that the anchor stays intact and a rock cone is formed and lifted out of the surrounding bedrock. Current design guidelines assume that the resisting force is only due to the weight of the displaced cone. The long anchorage lengths lead to inefficient and uneconomical designs. In this thesis a literature review was conducted to investigate if the shear or tensile capacity of the rock mass could be accounted for in design. The current design guidelines for considering the groundwater level and the water's effect on rock mass properties were also investigated. Interaction between rock cones in close proximity to each other with different loads from the anchors was analyzed numerically.

The literature review showed that many full-scale experiments indicate that current design methods lead to overestimation of anchor lengths. Methods used in other countries show that it is possible to account for the tensile or shear resistance of the rock mass. However, these methods are often based on empirical results and not on analytical or numerical rock mechanics analyses.

The groundwater level affects the effective weight of the rock as well as its mechanical properties. Saturated rock has lower uniaxial compressive and tensile strength than dry rock. With the same water content, samples tend to have higher compressive strength in saturation than during the drying process. How the groundwater level is accounted for in design does not consider the reduction in shear and tensile capacity. However, it may be sufficiently accurate method since the decrease of the weight of the rock mass during design is similar to the decrease in compressive and tensile strength of saturated rock samples that have been tested in laboratories.

In line with the findings from the literature review, the numerical modeling also indicates that the required anchorage lengths are overestimated using current design guidelines. The results from the numerical modeling also indicate that the current design guidelines for multiple anchors in close proximity to each other are also conservative. Especially when the anchors are subjected to different loads.

Sammanfattning

Bergförankring kan användas för att hantera vertikal dragbelastning. När bergförankringar utsätts för dragbelastning behöver flera olika brottmoder beaktas vid dimensionering. I många projekt i Sverige leder dimensioneringen för brottmoden bergkonsbrott till långa förankringslängder. Bergkonsbrott innebär att förankringen är intakt och att berget går till brott runt förankringen i form av en kon. Nuvarande beräkningsmetodik medför att endast bergkonens egentyngd tillgodoräknas som mot hållande kraft. De långa förankringslängderna kan leda till ineffektiva konstruktioner och ökade kostnader. I detta examensarbete utreddes huruvida bergets skjuv- eller draghållfasthet skulle kunna tillgodoräknas vid dimensionering. Nuvarande metod för att beakta grundvattenytan och inverkan av vatteninnehåll på bergets egenskaper utreddes också. Interaktionen mellan närbelägna bergkoner med olika belastningar på förankringarna analyserades numeriskt.

Litteraturstudien visade att många fullskaliga experiment har genomförts som visar att nuvarande beräkningsmetodik leder till en överdimensionering av förankringslängderna. Beräkningsmetodik från andra länder visar att det finns metoder som medför att drag- eller skjuvhållfasthet i bergmassan kan tillgodoräknas. Dessa metoder bygger dock till stor del på empiriska resultat snarare än analytisk eller numerisk bergmekanisk analys.

Grundvattennivån påverkar bergets tunghet och även de mekaniska egenskaperna. Vid vattenmättat berg minskar draghållfasthet och enaxiell tryckhållfasthet. Tidigare genomförda laborietester visade även att högre hållfasthet fås under pågående vattenmätning än vid uttorkningsprocessen, trots samma vattenhalt. Sättet på vilket grundvattenytans nivå beaktas enligt bergkonsmetoden beaktar inte dess inverkan på bergmassans skjuv- och draghållfasthet. Det kan dock anses vara en tillräckligt bra metod eftersom minskning i bergkonens tunghet enligt bergkonsmetoden är i samma storleksordning som minskningen av tryck- och draghållfasthet vid vattenmättat berg vid laborieundersökningar.

Resultat från den numeriska modelleringen bekräftar tesen att den nuvarande beräkningsmetodiken överskattar hur långa förankringar som krävs. Resultaten indikerar också att nuvarande metodik för att beakta närliggande förankringar också är konservativ, framförallt när förankringarna utsätts för olika laster.

Förord

Detta examensarbete utgör den sista delen av utbildningen till Civilingenjör inom Väg- och vattenbyggnad. Arbetet skrevs på avdelningen för Geoteknik i samarbete med ELU Konsult AB. Det omfattar 30 hp och skrevs under vintern 2023-2024.

Vi vill tacka våra handledare vid LTH, Erika Tudisco och Peter Jonsson samt våra handledare hos ELU, Henrik Posay Mayor och Anders Beijer-Lundberg för vägledning under detta examensarbete.

Lund, mars 2024.

Lucas Dingle & Svante Grönqvist

Notation

Latinska bokstäver

- a - Hoek-Brown parameter för bergmassan [-]
 A_s - Dragbrottsarean för stenblocket [m²]
 A_t - Tvärsnittsarean för staget [m²]
 c - Bergmaterialets kohesion i dilatationsvinkeln [Pa]
 c' - Kohesion [Pa]
 d - Avstånd mellan förankringar [m]
 d_{plate} - Tjocklek på *plate element* [m]
 d_{stag} - Stagdiameter [m]
 D - *Disturbance factor* [-]
 E_i - E-Modul för intakt berg [Pa]
 E_{plate} - E-modul för *plate element* [Pa]
 E_{rm} - E-modul för bergmassan [Pa]
 F - Dimensionerande dragkraft på förankringen [N]
 f_r - Lastupptagningsförmåga vid dragbelastning vid bergkonens brottyta [N]
 f_y - Maximal dragspänning för staget [Pa]
 G - Bergkonens tyngd [N]
 i - Dilatationsvinkel [°]
 K_s - Skjuvstyvhets [Pa]
 L - Förankringslängd [m]
 l_{brg} - Längden på injekteringen mellan berg och bruk [m]
 l_{btg} - Förankringens injekterade längd [m]
 l_e - Elementdimension [m]
 l_{fri} - Stagets fria längd [m]
 l_i - Djup för block i [m]
 l_N - Djup för bildandet av det djupaste tryckvalvet [m]
 l_{shear} - Längd på del av förankring som inte går till bergkonsbrott [m]
 m_b - Hoek-Brown hållfasthetsparameter för bergmassan [-]
 m_i - Hoek-Brown hållfasthetsparameter för intakt berg [-]
 M_1 - Mättad vikt [g]
 M_2 - Torrsvikt [g]
 N - Antalet block en förankring går igenom [-]
 Q_{rgu} - Lastupptagningsförmåga vid dragbelastning i gränsskiktet mellan bruk och berg [N]
 Q_{ru} - Lastupptagningsförmåga vid dragbelastning för konformat bergbrott [N]
 $Q_{ru,f}$ - Lastupptagningsförmåga vid dragbelastning för konformat bergbrott per meter i en förankringsrad [N/m]
 Q_{tgu} - Lastupptagningsförmåga vid dragbelastning i gränsskiktet mellan bruk och stag [N]
 Q_{tu} - Stagets lastupptagningsförmåga vid dragbelastning [N]
 Q_u - Förankringens lastupptagningsförmåga vid dragbelastning [N]

r - Radien för basen av bergkonen [m]
 r_e - Konstant beroende på elementnätets finhet [-]
 r_g - Yttre radien av injekteringsbruket [m]
 r_t - Radien av staget [m]
 $R_{int}(l_i)$ - Valvets lastupptagningsförmåga vid block i [N]
 $R_{ten}(l_i)$ - Lastupptagningsförmåga vid dragbrott för block i [N]
 $R(l_i)$ - Lastupptagningsförmåga vid block i [N]
 s - Hoek-Brown parameter för uppsprucket berg [-]
 S_o - Blocklängd ur plan [m]
 S_v - Blockhöjd [m]
 T_{skin} - Vidhäftning för *embedded beam element* [N/m]
 $T_{skin,max}$ - Maximal vidhäftning för *embedded beam element* [N/m]
 u - Porvattentryck [Pa]
 V - Bergkonens volym [m³]
 v - Tvärkontraktionstal [-]
 $W(l_i)$ - Tyngden av blocken ovanför valvet vid block i [N]

Grekiska bokstäver

α - Biotkoefficient [-]
 δ - Skjuvdeformation [m]
 ε_q - Deviatorisktöjning (*deviatoric strain*) [-]
 ε_v - Volumetrisk töjning [-]
 ε_{xx} - Töjning i x-led [-]
 ε_{yy} - Töjning i y-led [-]
 ε_{zz} - Töjning i z-led [-]
 η - Antalet förankringar i en rad [st]
 γ - Bergmassans tunghet [N/m³]
 γ_{eff} - Bergmassans effektiva tunghet [N/m³]
 $\gamma_{G,j,dst}$ - Partialkoefficient permanent last ogynnsamt lastfall [-]
 $\gamma_{G,j,stab}$ - Partialkoefficient permanent last gynnsamt lastfall [-]
 γ_{vatten} - Tungheten för vatten [N/m³]
 γ_m - Partialkoefficient för materialet [-]
 γ_n - Partialkoefficient för den specifika säkerhetsklassen [-]
 $\gamma_{Q,1}$ - Partialkoefficient för ogynnsam variabel last [-]
 γ_R - Partialkoefficient för reducering av bärförmåga [-]
 ϕ' - Materialets friktionsvinkel [°]
 ϕ_i - Bergets inre friktionsvinkel [°]
 ϕ_j - Bergsprickans friktionsvinkel [°]
 ϕ_r - Residual friktionsvinkel torr bergspricka [°]
 σ - Totalspänning [Pa]
 σ' - Effektivspänning [Pa]
 σ_{1-3} - Huvudspänningar [Pa]
 σ_{ci} - Enaxiell tryckhållfasthet för intakt berg [Pa]
 σ_{cm} - Enaxiell tryckhållfasthet för bergmassan [Pa]
 σ_n - Normalspänning [Pa]

σ'_n - Effektiv normalspänning [Pa]
 σ_{tb} - Bergblockets draghållfasthet [Pa]
 σ_r - Normalspänning då glidning sker i sprickan [Pa]
 σ_{tr} - Bergmassans draghållfasthet [Pa]
 τ - Skjuvspänning [Pa]
 τ_f - Skjuvspänning vid brott [Pa]
 τ_k - Bergmassans förmodade skjuvhållfasthet i brottplanet [N/m²]
 τ_p - Maximal skjuvhållfasthet för bergsprickor [Pa]
 τ_r - Residual skjuvhållfasthet för bergsprickor [Pa]
 τ_{rgu} - Maximal vidhäftningsspänning mellan berg och bruk [Pa]
 τ_{tgu} - Maximal vidhäftningsspänning mellan stag och bruk [Pa]
 ξ - Vatteninnehåll [%]
 θ - Bergkonens öppningsvinkel [°]
 ω_{xy} - Skjuvtöjning i x,y-led [-]
 ω_{yz} - Skjuvtöjning i y,z-led [-]
 ω_{zx} - Skjuvtöjning i z,x-led [-]

Förkortningar

CSP - Current Stiffness Parameter
DFN - Discrete Fracture Networks
DIC- Digital image correlation
GVY - Grundvattenyta
GSI - Geological Strength Index
JCS - Joint wall Compressive Strength
JRC - Joint Roughness Coefficient
MR - Modulus Ratio
RMR - Rock Mass Rating
EQU - Equilibrium
UPL - Uplift
2D - Tvådimensionell
3D - Tredimensionell

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	XII
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.2.1 Avgränsingar	1
1.3 Frågeställningar	2
1.4 Metod	2
2 Teori	3
2.1 Berg som material	3
2.2 Brotteori för berg	3
2.2.1 Explicit modellering av sprickor	5
2.2.2 Mohr-Coulombs brottkriterium	9
2.2.3 Hoek-Browns brottkriterium	11
2.3 Projektering av bergförankring	15
2.3.1 Förundersökning	15
2.3.2 Förankringstyper och installation	15
2.3.3 Provdragning	16
2.4 Dimensionering i brottgränstillstånd	17
2.4.1 Brott i förankringsstag (mod A)	18
2.4.2 Brott mellan stag och injekteringsbruk (mod B)	19
2.4.3 Brott mellan berg och injekteringsbruk (mod C)	19
2.4.4 Brott i berg (mod D)	20
2.5 Nuvarande beräkningsmetodik för bergkonsbrott i Sverige	21
2.5.1 Enskilda förankringar	22
2.5.2 Inverkan av grundvatten	23
2.5.3 Närbelägna förankringar	23
2.5.4 Partialkoefficienter	24
2.5.5 Alternativa beräkningsmetoder	25
2.5.6 Beräkningsexempel	32
2.6 Interaktion mellan berg och vatten	38

2.6.1	Tunghet	38
2.6.2	Spänningstillstånd	38
2.6.3	Hållfasthet	39
2.7	Sprickstrukturens påverkan på brottkonen	40
2.8	Tidigare undersökningar	41
2.8.1	Fullskaliga provdragningar	41
2.8.2	Laboratorieförsök	42
2.8.3	Numeriska modeller	44
3	Numerisk modellering	45
3.1	Finita elementmetoden	45
3.2	Modellernas uppbyggnad	46
3.2.1	Allmänt	46
3.2.2	Materialparametrar	46
3.2.3	Elementindelning	49
3.3	Genomförande	50
3.3.1	Beräkning	50
3.3.2	Tolkning av resultat	51
3.3.3	Kontroll av elementindelning	53
4	Resultat	55
4.1	Brottlaster	55
4.1.1	Brottlast med olika tungheter på berget	56
4.2	Deformationer	56
4.2.1	Materialmodell 1	57
4.2.2	Materialmodell 2	59
4.2.3	Materialmodell 3	61
4.3	Kontroll med finare elementindelning	63
4.4	Jämförelse med analytiska beräkningsmetoder	63
4.4.1	Reducerande volymer bergkonsmetoden	63
4.4.2	Metod enligt Hobst och Zajíc	64
4.4.3	Norska metoden	66
4.4.4	Kim och Cho	68
4.5	Sammanställning	68
5	Diskussion	71
6	Slutsatser	73
7	Rekommendationer för framtida arbeten	75
	Litteratur	77
A		81
A.1	Tekniska data för GEWI-stänger	81
A.2	Kontroll av finare elementnät	82
A.3	Beräkning utan tunghet	83

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Användandet av bergförankringar i olika konstruktioner är en vanlig lösning för att hantera dragbelastningar. Detta på grund av deras förmåga att ta upp stora dragkrafter. Ett problem med nuvarande beräkningsmetodik är att den upplevs vara konservativ och leda till långa förankringslängder. Överdimensionering leder till ökade projekt- och produktionskostnader vilket ger sämre lönsamhet samt ökar antalet komplexa och tidskrävande arbetsmoment. Det är en utmaning att optimera förankringslängder utan att minska säkerheten.

Vid uppförande av exempelvis vindkraftverk kan fundament förankras i underliggande berggrund. Vid dimensionering av bergförankring utvärderas olika brottmoder. Den brottmod som ofta har störst inverkan på förankringslängden är bergkonsbrott. Bergkonsbrott innebär att förankringen är intakt medan berget går till brott i form av en kon kring förankringen. Vid analys av bergkonsbrottet beaktas vid vertikala förankringar endast tyngden av bergmassan. Om bergets skjuv- eller draghållfasthet tillgodosågs skulle förankringslängden kunna reduceras. Beaktandet av grundvattenytan genomförs i dagsläget genom reduktion av bergets tyngd för att använda en effektiv tyngd. Vidare reduceras brottkonens volym som kan tillgodosågs för de enskilda bergkonerna när olika förankringsstag är närbelägna. I det fallet att förankringsstagen utsätts för olika belastningar torde detta antagande inte representera ett realistiskt brottscenario.

1.2 Syfte

Examensarbetet syftar till att utvärdera den idag etablerade beräkningsmodellen för förankringsstag genom litteraturstudie och numerisk simulering av några utvalda lastfall. Vidare syftar arbetet till att ge en bättre förståelse för hur närliggande stag samverkar.

1.2.1 Avgränsingar

Arbetet begränsas till vertikala förankringar belastade med vertikala dragkrafter. Olika förankringstyper behandlas men huvudsakligen behandlas stag som är fastgjutna i berggrunden. Vid de numeriska beräkningarna behandlas berget som ett homogent och isotropt material.

1.3 Frågeställningar

- Kan bergets skjuvhållfasthet respektive draghållfasthet tillgodoräknas vid beräkning av förankringens lastupptagningsförmåga?
- Hur påverkas bergets tunghet, porvattentryck, skjuv- och draghållfasthet av grundvattenytan?
- Hur samverkar närliggande bergkoner vid olika stagbelastning?

1.4 Metod

Examensarbetet genomförs genom att utföra en litteraturstudie med inriktning på huruvida bergets skjuv- och draghållfasthet kan tillgodoräknas samt hur grundvattenytans läge påverkar bergets tunghet och dess mekaniska egenskaper. I litteraturstudien användes främst sökorden bergkonsbrott och *rock mass uplift*. De databaser som användes i första hand var LUBsearch och Google Scholar. Vidare genomförs en numerisk parameterstudie där problemet analyseras genom att simulera hur närliggande bergkoner med olika belastning samverkar. Numerisk modellering i FEM-programmet PLAXIS kan simulera förankringsstagens påverkan på varandra och är därför ett lämpligt verktyg för detta arbete.

2 Teori

2.1 Berg som material

Bergarter kan grovt kategoriseras som magmatiska, sedimentära och metamorfa bergarter. De magmatiska bergarterna bildas när magma kristalliseras. Sedimentära bergarter som kalksten bildas genom att exempelvis skalrester och alger sedimenteras och därefter genomgår kompaktion och cementering. Denna process benämns diagenes. Sedimentära bergarter kan också bildas av vittringsprodukter från andra bergarter eller genom kemisk utfällning. Metamorfa bergarter bildas genom att magmatiska eller sedimentära bergarter omkristalliseras när de utsätts för höga tryck och temperaturer. Metamorfosen gör att mineralerna omkristalliseras och bildar nya mineraler (SGU, 2023).

2.2 Brotteori för berg

Samtidigt som berg kan ha hög hållfasthet är det svårt att generalisera materialparametrar då det finns stora variationer. Bergets egenskaper påverkas i stor utsträckning av dess geologiska bakgrund, hur det har bildats, eroderats och vittrat, belastats och andra påverkande faktorer (Lindblom, 2010).

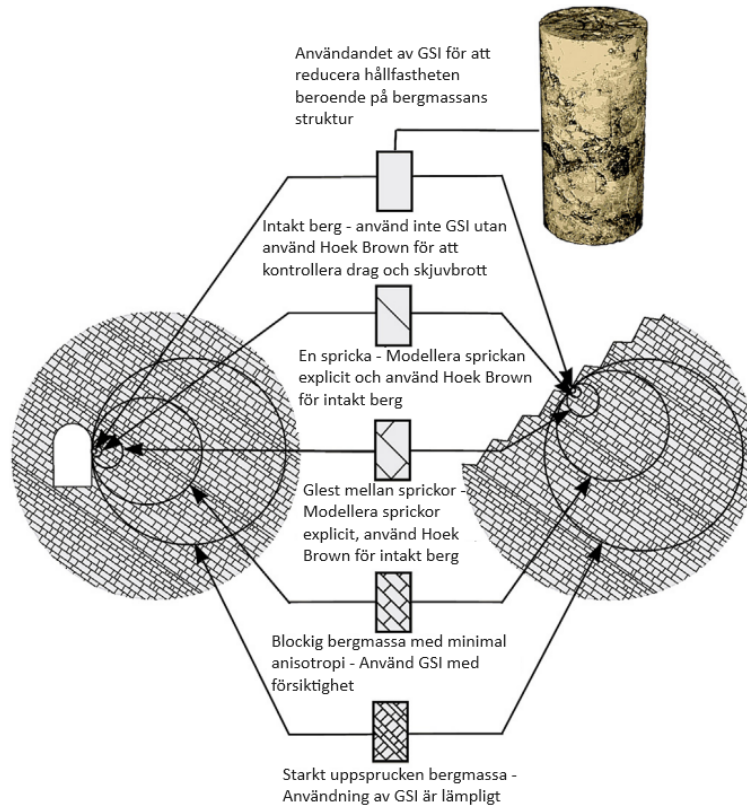
Bergmassan består av bergarter, diskontinuiteter och vatten. Diskontinuiteterna påverkar i stor utsträckning beteendet hos en bergmassa när den belastas (Lindblom, 2010). Det finns därför olika betraktelsesätt när bergmassan ska modelleras. Antingen ses den som ett homogent material som beskrivs med kontinuummekaniska modeller eller att den är uppbyggd av hårda block som skiljs åt av svaghetsplan. I den senare modellen bestäms brottbeteendet främst av sprickornas egenskaper.

Bergmassan är ständigt utsatt för spänningar, dels från sin egentygnd men även från tektonik, av- och pålastning, vattentryck med mera. Spänningstillståndet in situ varierar både lokalt och globalt och påverkar möjligheten till bergbyggnadsprojekt (Lindblom, 2010).

Hårda bergarter uppträder oftast sprött vid brott, detta innebär att hållfastheten till stor del försvinner när brottlasten nås. Mjukare bergarter uppvisar ofta ett segare brottbeteende. Vidare är sprödheten beroende av spänningstillståndet. Bergmassor betraktas ofta som elastiska fram till det att brottlasten nås. Även elastoplastiska beskrivningar kan användas, främst i s.k. mjukt berg. Då kan en residualhållfasthet tillgodoräknas efter att brottgränsen uppnåtts. Berg kan beroende på rådande spänningstillstånd gå till brott genom drag, spjälkning, skjuvning och stukning. Brott i bergmassan kan också ske genom att lösa block lossas eller glider ut ur sin ursprungliga position (Lindblom, 2010).

Inom geotekniken används olika modeller som beskriver bergets tillstånd och egenskaper. Vanliga materialmodeller för att beskriva berg är Mohr-Coulombs brottheori samt Hoek-Browns teori, eller metoder som bygger på explicit modellering av block och sprickor. I Avsnitten 2.2.1, 2.2.2 och 2.2.3 beskrivs de olika modellerna i detalj.

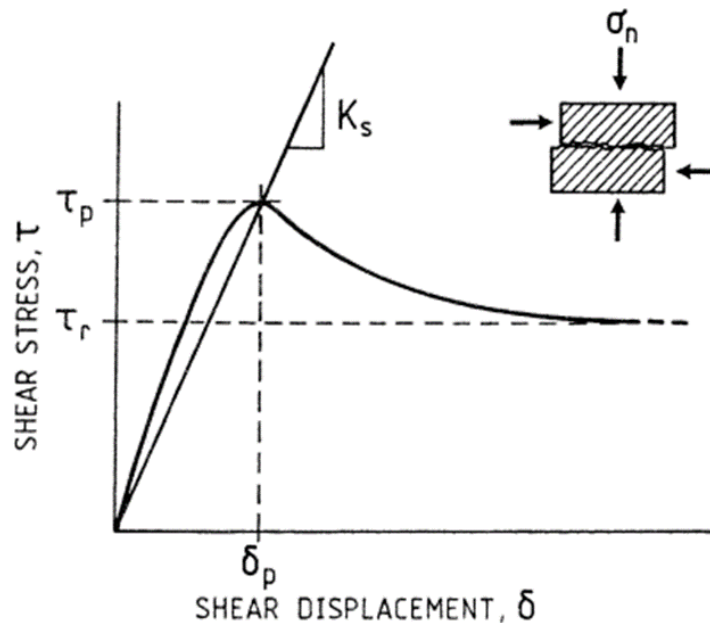
Huruvida en Hoek-Brown modell kan användas beror till viss del på skalan av diskontinuiteterna i bergmassan, se Figur 2.1 (Hoek och Brown, 2018). GSI (*Geological Strength Index*), är ett mått på bergmassans kvalitet som beskrivs mer ingående i Avsnitt 2.2.3.



Figur 2.1: När sprickor bör behandlas explicit. Modifierat från Hoek och Brown (2018).

2.2.1 Explicit modellering av sprickor

Enligt Figur 2.1 lämpar det sig ibland bättre att betrakta berget som ett blockigt medium vars egenskaper främst påverkas av diskontinuiteter mellan blocken (Leijon, 1993). Bergmassans egenskaper påverkas av sprickornas egenskaper, orientering och frekvens. Skjuvstyvheten i sprickorna beror främst på friktion och topografiska egenskaper vid sprickytan, bergartens specifika egenskaper samt den effektiva normalspänning som verkar på sprickplanet. Figur 2.2 visar hur skjuvspänningen beror på skjuvdeformationen för en typisk spricka som utsätts för konstant normalspänning (Leijon, 1993). I dessa modeller kan blocken betraktas som inkompressibla.



Figur 2.2: Skjuvspänningen som funktion av skjuvdeformationen för typiska sprickor under konstant normalspänning (Leijon, 1993). *Med tillstånd av SKB.*

där

τ_r = återstående skjuvhållfasthet


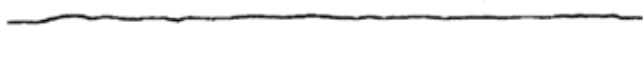


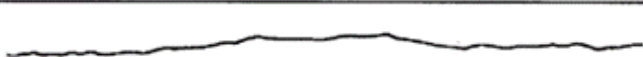





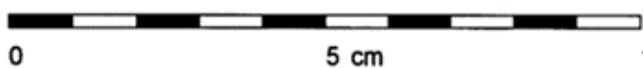
τ_p = maximal skjuvhållfasthet

δ = skjuvdeformation

K_s = skjuvstyvhet.

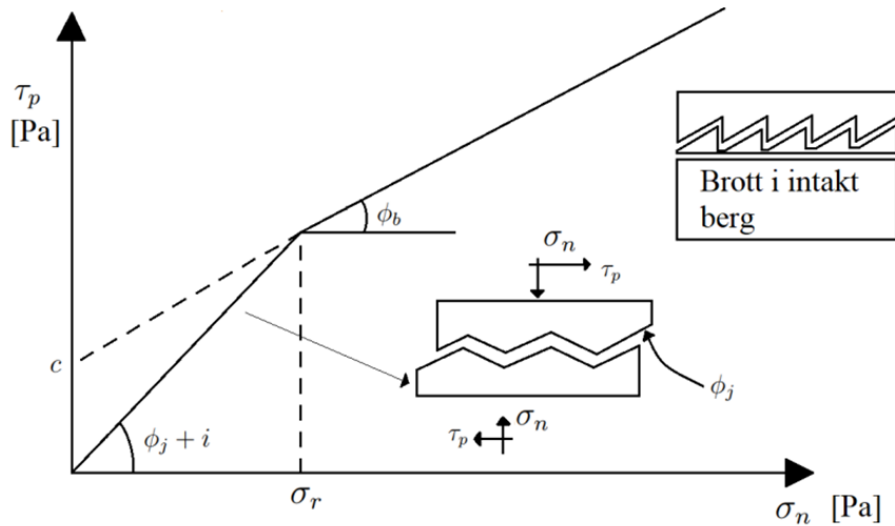
Skjuvhållfasthet på ojämna ytor

Naturliga sprickor i berg är oftast inte släta utan har ruffiga och ojämna ytor. Beroende på graden av sprickytans ojämnheter gör detta signifikant skillnad för skjuvhållfastheten. Barton (1973) utvecklade parametern JRC (*Joint Roughness Coefficient*) som tar hänsyn till ojämheterna på sprickytan. JRC graderas från 0-20, där högre gradering ger högre skjuvhållfasthet, enligt Figur 2.3.

	JRC = 0 - 2
	JRC = 2 - 4
	JRC = 4 - 6
	JRC = 6 - 8
	JRC = 8 - 10
	JRC = 10 - 12
	JRC = 12 - 14
	JRC = 14 - 16
	JRC = 16 - 18
	JRC = 18 - 20
	

Figur 2.3: JRC för olika ojämna ytor (Barton och Choubey, 1977). *Med tillstånd av Nick Barton.*

Patton (1966) har gjort omfattande studier på bergsprickor med regelbundna ojämnheter. Området mellan det primära och sekundära brottet kallas för mellanliggande brottläge. I denna region, förändras friktionsvinkeln på brottet från $(\phi_j + i)$ till ϕ_b , se Figur 2.4. Patton beskrev diskrepansen mot det bilinjära brottkriteriet i denna region som “real failure envelopes for rock would not reflect a simple change in the mode of failure but changes in the intensities of different modes of failures occurring simultaneously”.



Figur 2.4: Bilinjära skjuvbrottet, efter Patton (1966).

Maximala skjuvhållfastheten mellan sprickytorna τ_p , kan beskrivas enligt

$$\tau_p = \begin{cases} \sigma_n \tan(\phi_j + i), & \sigma_n \leq \sigma_r \\ c + \sigma_n \tan(\phi_b), & \sigma_n \geq \sigma_r \end{cases} \quad (2.1)$$

där

c =bergmaterialets kohesion i dilatationsvinkeln

σ_n =normalspänning

σ_r =gräns för normalspänning vid glidning

ϕ_b =bergmaterialets inre friktionsvinkel

ϕ_j =sprickykans friktionsvinkel.

Värdet av $(\phi_j + i)$ representerar maximala friktionsvinkeln i sprickytan. När normalspänningen är låg sker skjuvrörelser samtidigt med glidning längs sprickykans ojämnheter, detta kallas dilatation (Lindblom, 2010). Dilatationsvinkeln, i , kan med hjälp av JRC beskrivas enligt

$$i = JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \quad (2.2)$$

där

JCS=tryckhållfasthet för sprickan

JRC=mått på sprickans råhet.

Dilatationen upphör vid avskjuvning av sprickytans ojämnheter. Sprickans maximala skjuvhållfasthet beskrivs med det empiriska sambandet av Barton och Choubey (1977) enligt

$$\tau_p = \sigma'_n \tan \left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma'_n} + \phi_r \right] \quad (2.3)$$

där

σ'_n = effektiv normalspänning

ϕ_r = residualfriktionsvinkeln för en torr spricka.

Det visar sig enligt Bartons brottkriterium att skjuvhållfastheten består av tre komponenter (Lindblom, 2010):

- Skjuvmotstånd på grund av sprickytans ojämnheter (JRC)
- Sprickytans residual- eller basfriktionsvinkel, ϕ_r
- Skjuvmotstånd på grund av brott i sprickytans ojämnheter, $\left(\frac{JCS}{\sigma'_n}\right)$

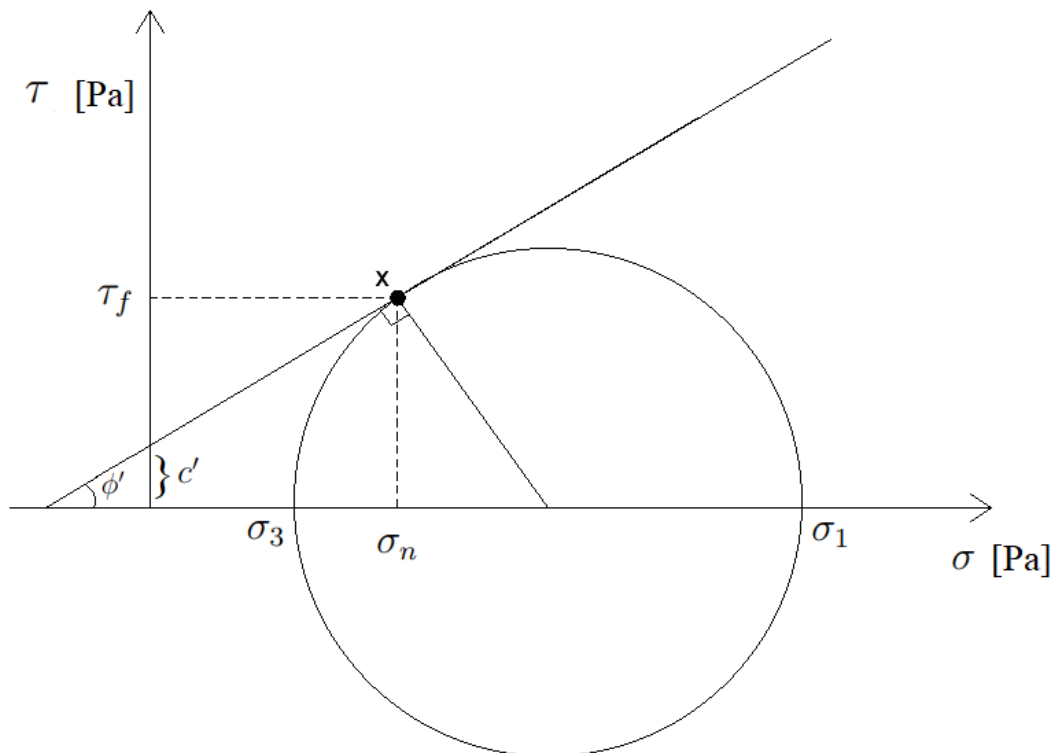
Vidare har det visats att beaktandet av kohesion och friktion verkande samtidigt i en spricka inte är realistiskt eftersom kohesionen mobiliseras innan friktionen, detta är viktigt att beakta vid numerisk modellering (Barton, 2022).

2.2.2 Mohr-Coulombs brottkriterium

Mohr-Coulombs brottkriterium är en modell där skjuvhållfastheten beskrivs med hjälp av materialparametrarna kohesion och friktionsvinkel. Modellen tar hänsyn till skjuvspänningarna som uppstår i det geologiska materialet när största och minsta normalspänning skiljer sig åt, dvs när isotropt spänningstillstånd inte råder. Mohr-Coulombs brottkriterium används ofta inom geoteknik (Lindblom, 2010).

Det går att använda Mohr-Coulombs brottkriterium för att representera hela bergmassor genom att omvandla Hoek-Brown parametrar (se Avsnitt 2.2.3) till de som används med Mohr-Coulomb (Sander och Saiang, 2014).

Mohrs spänningscirkel för ett plant spänningstillstånd illustreras i Figur 2.5, där den horisontella axeln representerar normalspänningen. Huvudspänningen är den spänning som verkar i planets normalriktning. Positivt värde för normalspänningen definieras som tryck och negativt värde som drag. Den vertikala axeln representerar skjuvspänningen τ , och är den tangentiella spänning som verkar längs det plan som utsätts för skjuvning. Brott uppstår med huvudspänningar σ_3 och σ_1 , vid punkten x , där Mohrs spänningscirkel tangerar Coulombs brottkriterium. Brottkriteriet approximeras med en rät linje som kan beskrivas med en friktionsvinkel för materialet, ϕ' (linjens lutning) och kohesionen, c' (linjens intercept med skjuvspänningsaxeln).



Figur 2.5: Mohr-Coulombs brottkriterium visualiserat i två dimensioner.

Ekvationen för brottkriteriet beskrivs enligt

$$\tau_f = c' + \sigma_n \cdot \tan \phi' \quad (2.4)$$

där

τ_f =skjuvspänning vid brott

c' =kohesionen

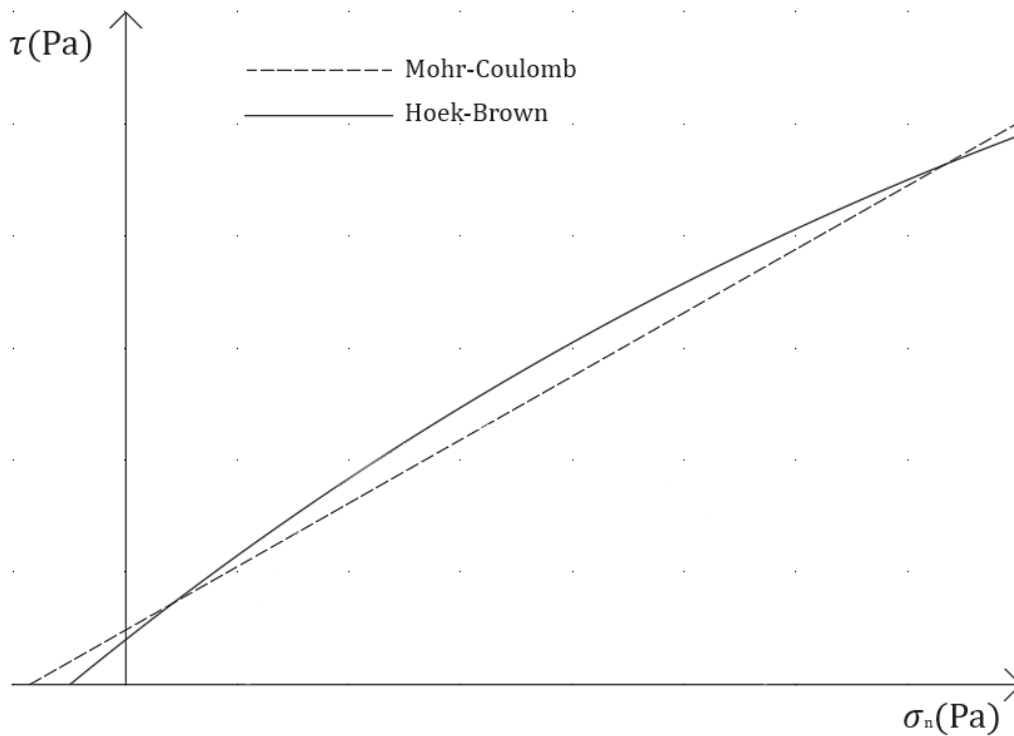
σ_n =normalspänning

ϕ' =materialets friktionsvinkel.

Brottkriteriet är vanligt inom bergmekaniken men i och med sin förenkling uppvisar kriteriet vissa brister. Laborrietester visar att brottgränskurvan egentligen är krökt och inte linjär. Kurvan är då krökt med en minskande lutning vid ökande normalspänning (Lindblom, 2010).

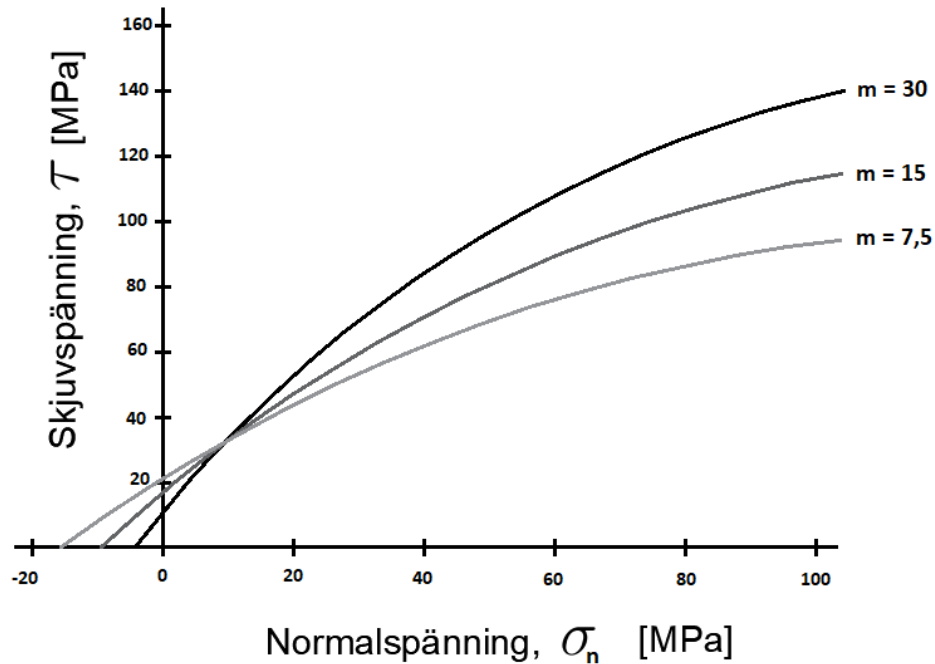
2.2.3 Hoek-Browns brottkriterium

Hoek-Browns brottkriterium är en empiriskt härledd modell som likt Mohr-Coulombs brottkriterium definierar en brottyta när ett material utsätts för ett anisotropt spänningstillstånd. Hoek-Brown följer en icke-linjär brottlinje som har en krökt form. Figur 2.6 visar hur den icke-linjära formen av Hoek-Brown-kriteriet skiljer sig från den linjära Mohr-Coulomb-kriteriet.



Figur 2.6: Jämförelse mellan Mohr-Coulombs och Hoek-Browns brottlinje, efter Hoek och Brown (2018).

För att beskriva den icke-linjära brottlinjen introduceras parametern m som beskriver brottkriteriets samband mellan skjuvspänning och normalspänning. Parametern m brukar betecknas m_i för intakt berg och m_b för bergmassa. Hur brottkriteriet ändras med m illustreras i Figur 2.7 (Hoek, 1983).









Figur 2.7: Förändring av brottkriterium enligt Hoek-Brown-metoden som en funktion av m , efter Hoek (1983).

För att ta hänsyn till minskade spänningar nära bergets yta som orsakats av exempelvis sprängningar, introduceras faktorn D . Kriteriet kan även kopplas till GSI som tar hänsyn till bergmassans kvalitet.

$$D = \text{Disturbance factor}, \quad 0 \leq D \leq 1$$

$$GSI = \text{Geological strength index}, \quad 0 \leq GSI \leq 100$$

För att bestämma värdet för GSI genomförs fältobservationer med kriterier enligt Figur 2.8 som vägledning. Ju bättre kvalitet på bergmassan, desto högre blir värdet för GSI, med intervall mellan 0 till 100 enligt ovan. D bestäms baserat på vilken typ av arbeten som genomförts i området och vilken kvalitet arbetena genomförts med (Marinos, Marinos och Hoek, 2007).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE—intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				
	BLOCKY—well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80				
	VERY BLOCKY—interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		70			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY—folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		60			
	DISINTEGRATED—poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40		
	LAMINATED/SHEARED—Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				20	
						10

Figur 2.8: GSI
(Marinos, Marinos och Hoek, 2007).

De tre konstanterna m_b , s och a som beskriver bergmassan beräknas sedan enligt

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.5)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} + e^{-\frac{20}{3}}\right) \quad (2.7)$$

där m_i är en konstant för intakt berg framtagen genom regressionsanalys av triaxialförsök. Värdet varierar beroende på bergart. När m_b , s och a är beräknade kan Hoek-Browns brottkriterium bestämmas enligt

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.8)$$

där

σ_1 = största huvudspänningen

σ_3 = minsta huvudspänningen

σ_{ci} = enaxiell tryckhållfasthet för intakt berg.

Genom att sätta $\sigma_3=0$ kan den enaxiella tryckhållfastheten för bergmassan beräknas enligt

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (2.9)$$

När $\sigma_1 = \sigma_3$ kan draghållfastheten uppskattas (Hoek, Carranza-Torres och Corkum, 2002) enligt

$$\sigma_{tr} = \frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.10)$$

Ett globalt koncept där den enaxiella tryckhållfastheten för bergmassan σ_{cm} kan uppskattas från Hoek-Brown parametrar beskrivs i Hoek, Carranza-Torres och Corkum (2002). Enaxiella tryckhållfastheten beräknas här enligt

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4+s}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.11)$$

E-modulen för bergmassan, E_{rm} , kan beräknas enligt Hoek och Diederichs (2006). Detta är en förenklad metod som inte tar hänsyn till bergart eller lokala förhållanden. Det finns andra metoder som försöker fånga dessa variationer (Hoek och Diederichs, 2006). E-Modulen beräknas enligt

$$E_{rm} = 100000 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (2.12)$$

Parametrarna som används i Mohr-Coulombs brottkriterium, friktionsvinkeln ϕ' och kohesionen c' kan också beräknas för bergmassan baserat på Hoek-Brown parametrarna enligt

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.13)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}] (s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{\frac{1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.14)$$

Hoek-Browns brottkriterium är begränsat på så sätt att det inte stämmer för mycket höga bergspänningar, då kan berget gå till brott på sätt som inte beaktas av Hoek-Browns modell. För att bestämma Hoek-Brown-parametrar för intakt berg behövs brottlast vid enaxiell kompression σ_{ci} och olika triaxialtester, förenklade metoder finns där m_i uppskattas baserat på σ_{ci} och bergart (Shen och Karakus, 2014).

2.3 Projektering av bergförankring

Styrande dokument för bergförankringar återfinns i Trafikverkets tekniska krav för infrastruktur, geokonstruktioner (Trafikverket, 2022) och Eurocode 7 (Eurocode, 2005). Vidare är processen för provning av förankringarna beskrivet utförligt i SS-EN ISO 22477-5:2018 (Eurocode, 2018).

2.3.1 Förundersökning

Innan ett projekt påbörjas där bergförankring skall användas, är det lämpligt att genomföra kartstudier, arkivstudier och fältrekognoscering. Detta görs för att få en översiktlig bild av projektområdet och avgöra huruvida bergförankring är lämpligt. Tidigare undersökningar från andra projekt i området är också en god vägledning avseende möjligheten att förankra (Lindblom, 2010).

När berggrunden skall undersökas är jord-bergsondering (Jb-sondering) en vanlig undersökningsmetod som genomförs för att få en god uppfattning om områdets geologi (SGF, 2013). Utöver jord-bergsondering kan även kärnborrning genomföras. Kärnborrning ger bland annat information om bergart, vittringsgrad, sprickfyllnad och sprickorientering. Med proverna från kärnborrningen kan även laboratorieundersökningar genomföras för att bestämma enaxiell tryckhållfasthet, skjuvhållfasthet i sprickor och draghållfasthet (Lindblom, 2010).

Hur utförliga fältundersökningar som genomförs påverkar bedömningen av hur stor lastupptagningsförmåga som kan tillgodoräknas. När borrhålet har skapats bör dess täthet undersökas genom vattenförlustmätning (Bredenberg, 2000).

2.3.2 Förankringstyper och installation

Injekterade bergförankringar kan användas både i temporära och i permanenta konstruktioner. Förankringslängder på 10-15 m är inte ovanliga. Brukslasterna brukar vara omkring 250-800 kN men kan vara så höga som 3000 kN (Bredenberg, 1984).

Förankring kan delas in i kategorierna aktiv och passiv förankring. De passiva förankringarna belastas endast av yttre laster. De aktiva förankringarna förspänns innan de belastas av yttre laster (Söder m. fl., u.å.). I Skandinavien används även stålkärnepålar, dessa är en typ av passiv förankring som kan användas både med tryck- och dragbelastning (Bredenberg, 2000).

GEWI-stag och GEWI Plus-stag tillverkade av Dywidag är vanliga typer av förankringsstag i kamgängat stål (Dywidag, 2024). Stålet placeras i ett korrugerat plaströr som fylls med bruk på fabrik. Staget med plaströret placeras sedan i ett borrhål och injekteras fast. Vid aktiv förankring används ofta linstag i stål med hög hållfasthet. Aktiva förankringar har ofta fördelar avseende krypdeformationer (Söder m. fl., u.å.).

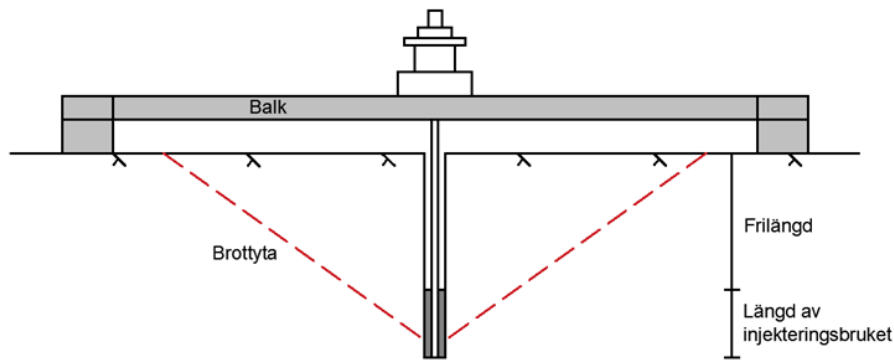
Om vattenförlustmätning visat att borrhålet inte är tätt bör det förinjekteras (Bredenberg, 2000). När förankringen injekteras är det viktigt att lämna erforderlig fri längd, som är den längd på staget som inte är fäst med bruket och därav tillåts deformeras. Detta är viktigt eftersom det säkerställer att lasten överförs till berget på rätt djup (Söder m. fl., u.å.).

2.3.3 Provdragning

Stagförankringar behöver inte dimensioneras baserat på beräkningsresultat. Enligt europeisk standard är det tillåtet att dimensionera både genom beräkning och genom provdragning (Eurocode, 2005). Huruvida den nuvarande metodiken för provning av förankringar kan påvisa bergkonsbrott är oklart. Standardförfarandet enligt Eurocode (2018) bör inte kunna påvisa bergkonsbrott eftersom den mothållande kraften motverkar att en bergkon kan bildas.

Enligt Eurocode (2005) finns tre olika tillfällen då förankringar kan provdras. Först genomförs ett undersökningsprov, därefter ett lämplighetsprov och till sist ett obligatoriskt godkännandeprov. Undersökningsprov bör genomföras på tre förankringar i områden där det inte finns tidigare erfarenhet av förankring. Förankringarna ska belastas till brott eller till provdragningslasten. Provdagningslasten motsvarar det minsta värdet av 80% av stålets brottgräns och 90% av stålets sträckgräns. Förankringen skall belastas ett antal gånger och under en viss tid. Syftet med undersökningen är att etablera en brottlast, provningslast, den effektiva fria längden och identifiera den kritiska kryplasten (Eurocode, 2018).

Under entreprenaden kan ett lämplighetsprov genomföras. Syftet med lämplighetsprovet är att bekräfta det som undersökningsproven visade samt att fastställa förspänningslasten. Ett godkännandeprov ska genomföras på samtliga förankringar enligt Eurocode. Förankringarna belastas i laststeg tills provdragningslasten uppnås och observeras under minst 5 minuter. Syftet med provet är att fastställa att samtliga förankringar uppfyller kraven. Enligt Trafikverkets krav för broar behöver endast 10% av installerade stålkärnepålar provbelastas vilket skiljer sig från Eurocode (Vägverket, 2004). För att en provdragning på barlagt berg ska kunna påvisa bergkonsbrott bör den mothållande kraften belasta marken utanför konens brottyta enligt Figur 2.9.



Figur 2.9: Provuppställning för att påvisa bergkonsbrott, efter Grindheim, Li och Hoiem (2023b).

En annan tänkbar provuppställning som bör kunna påvisa bergkonsbrott är om det finns ett jordlager ovan bergmassan. Lasten på jordlagret bör fördelas geometriskt och inte påverka resultatet i lika stor utsträckning, till skillnad från när den mothållande lasten appliceras direkt mot bergmassan.

2.4 Dimensionering i brottgränstillstånd

Vid dimensionering av bergförankringar utvärderas olika brottmoder. En brottmod är det sätt som konstruktionen kan gå till brott. Detta illustreras i Figur 2.10 och beskrivs mer ingående i Avsnitt 2.4.1-2.4.4.

Lastupptagningsförmågan vid dragbelastning för varje brottmod beräknas, minimivärdet för dessa brottmoder, Q_u , är lastupptagningsförmågan vid dragbelastning för förankringen enligt

$$Q_u = \min | Q_{tu}, Q_{tgu}, Q_{rgu}, Q_{ru} | \quad (2.15)$$

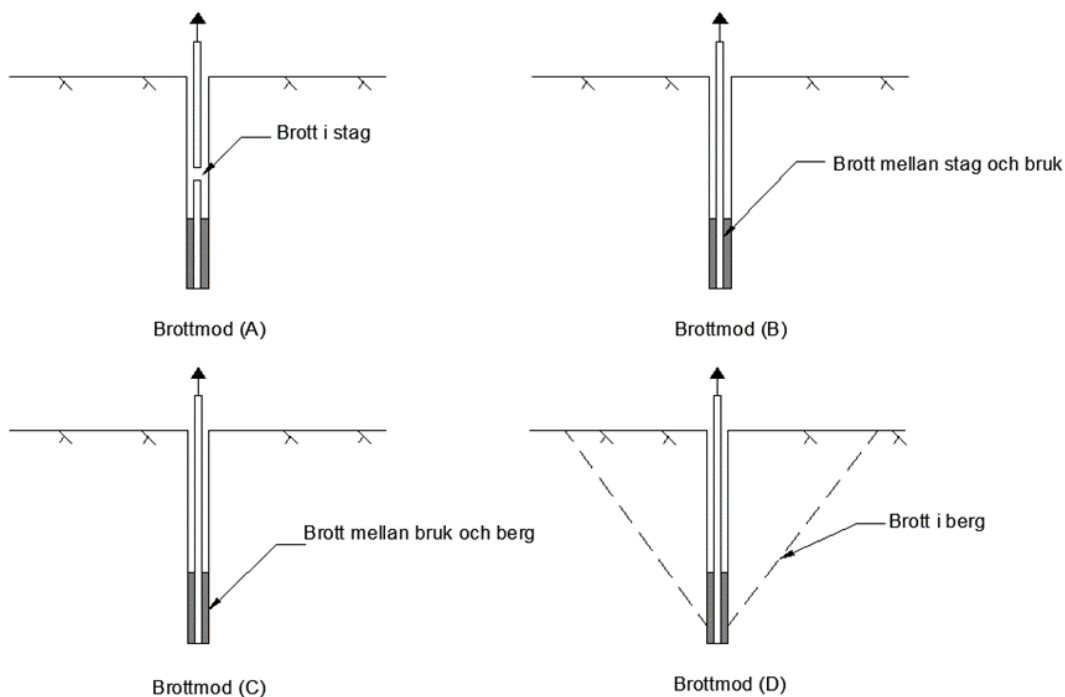
där

Q_{tu} =lastupptagningsförmåga vid dragbelastning för staget

Q_{tgu} =lastupptagningsförmåga vid dragbelastning i gränsskiktet mellan bruk och stag

Q_{rgu} =lastupptagningsförmåga vid dragbelastning i gränsskiktet mellan bruk och berg

Q_{ru} =lastupptagningsförmåga vid dragbelastning för konformat bergbrott.



Figur 2.10: Olika brottmoder för stag, bruk och bergmassa, efter Brown (2014).

Undersökningar har visat att hur bergförankring kan gå till brott är komplext och att brotten ofta är en blandning mellan olika brottmoder (Kim och Cho, 2012).

2.4.1 Brott i förankringsstag (mod A)

I brottmod A överskrider stålstagets sträckgräns av den axiella dragspänningen och slutligen sker brott i staget. Lastupptagningsförmågan vid dragbelastning för staget kan beskrivas enligt

$$Q_{tu} = f_y \cdot A_t \quad (2.16)$$

där

f_y =maximal dragspänning för staget

A_t =tvärsnittsarean för staget.

Den belastning som staget kan klara av påverkar ofta av hur mycket förspänning som appliceras om det är en aktiv förankring (Brown, 2014).

2.4.2 Brott mellan stag och injekteringsbruk (mod B)

Hela förankringen gjuts vanligtvis inte fast, utan en viss längd av staget lämnas fri att deformeras. Vidhäftningen mellan staget och bruket genereras genom mekanisk låsning, adhesion och friktion. Stagets utbuktande utformning gör att mekanisk låsning sker mellan stag och bruk. När rörelse i systemets stag/bruk utvecklas, är det främst friktion som ger upphov till vidhäftningen (Kim och Cho, 2012). Vid varierande vidhäftningsspänning utmed förankringen kan lastupptagningsförmågan beräknas enligt

$$Q_{tgu} = 2\pi r_t \int_0^{l_{btg}} \tau_{tgu}(z) dz \quad (2.17)$$

där

r_t =radien av staget

l_{btg} =förankringens injekterade längd

$\tau_{tgu}(z)$ =maximal vidhäftningsspänning vid avstånd z , $0 \leq z \leq l_{btg}$.

Det är dock vanligt att vidhäftningsspänningen, τ_{tgu} , antas vara konstant över längden på injekteringsbruket, l_{btg} , vilket förenklar ekvationen enligt

$$Q_{tgu} = 2\pi r_t \tau_{tgu} l_{btg} \quad (2.18)$$

I verkligheten är fördelningen av vidhäftningsspänningen beroende av belastningen. Endast när lasten närmar sig brottlasten kommer vidhäftningsspänningen att vara jämnare fördelad över hela kontaktytan mellan stag och bruk (Grindheim, Li och Hoiem, 2023a).

2.4.3 Brott mellan berg och injekteringsbruk (mod C)

På liknande sätt som i mod B, utvecklas vidhäftning mellan bruket och berget genom mekanisk låsning och friktion. Lastupptagningsförmågan kan beskrivas som

$$Q_{rgu} = 2\pi r_g \int_0^{l_{brg}} \tau_{rgu}(z) dz \quad (2.19)$$

där

r_g =yttre radien av injekteringsbruket

l_{brg} =längden på injekteringen mellan berg och bruk

$\tau_{rgu}(z)$ =maximal vidhäftningsspänning mellan berg och bruk vid avstånd z .

Det är vanligt att vidhäftningsspänningen, τ_{rgu} , antas vara konstant över längden l_{brg} och ekvationen kan förenklas enligt

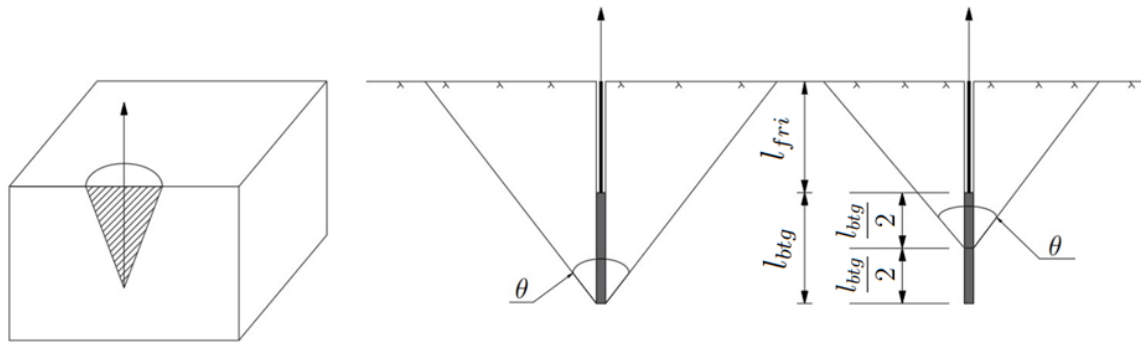
$$Q_{rgu} = 2\pi r_g \tau_{rgu} l_{brg} \quad (2.20)$$

Fördelningen av vidhäftningsspänning mellan berg och injekteringsbruk är också beroende av belastningen. Endast när lasten närmar sig brottlasten kommer vidhäftningsspänningen att vara jämnare fördelad över hela kontaktytan (Grindheim, Li och Høien, 2023a).

Bergets styvhet i förhållande till stagets styvhet påverkar också fördelningen. Ett styvare berg i förhållande till stag ger en jämnare fördelad vidhäftningsspänning (Bredenberg, 1984).

2.4.4 Brott i berg (mod D)

Bergkonmetoden är den vanligaste metoden för beräkning av brottmod D. Metoden bortser från skjuv- och draghållfasthet i berget och utgår från att den enda mothållande kraften är bergkonens tyngd. Beräkningsmetoden bygger på ett antagande om en öppningsvinkel och en utgångspunkt för brottkonen.



Figur 2.11: Konformad bergmassa som används vid beräkning av lastupptagningsförmågan för enskilda förankringar med olika utgångspunkt för bergkonen, efter Brown (2014).

Lastupptagningsförmågan vid dragbelastning för konformat bergbrott som motsvarar bergkonens tyngd om brottkonen antas bildas från mitten av den gjutna längden beräknas som

$$Q_{ru} = \frac{1}{3} \pi \gamma \tan^2 \theta \left(l_{fri} + \frac{l_{btg}}{2} \right)^3 \quad (2.21)$$

där

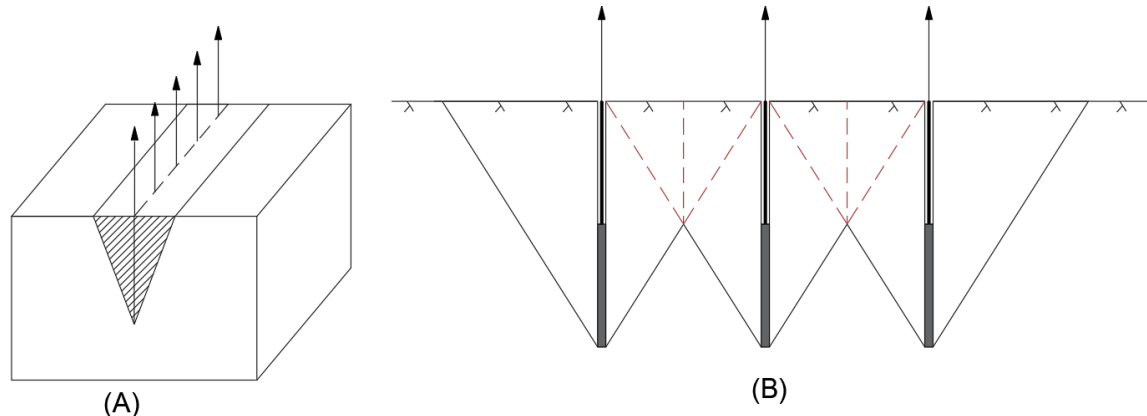
γ =bergmassans tunghet

θ =bergkonens öppningsvinkel

l_{fri} =frilängd

l_{btg} =längden av injekteringsbruket.

Beroende på vilket djup bergkonsspetsen placeras, påverkar detta bergkonsvolymen. Olika länder har olika standarder för detta val, men konceptet illustreras i Figur 2.11, där konspetsen börjar vid halva gjutna längden. Ofta förankras flera stag nära varandra, konerna kan då komma att överlappa varandra, illustrerat i Figur 2.12(B). Det finns olika sätt att beakta detta i beräkning, ett sätt är att behandla detta är genom att se den mothållande volymen som en triangulär form enligt Figur 2.12(A).



Figur 2.12: A) Vertikal sektion. B) Förankringsstag där konerna interagerar med varandra, efter Brown (2014).

För flera stag beräknas vikten av konen likt Ekvation 2.21, men med en enkel uppskattad 2D beräkning med ett antagande av ett triangulärt tvärsnitt (Brown, 2014). Detta beräknas som en kraft per meter enligt

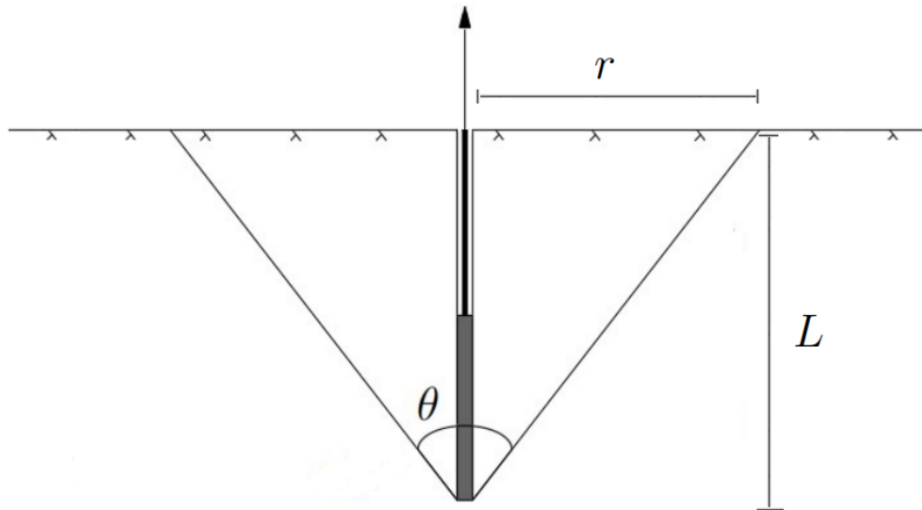
$$Q_{ru,f} = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{d} \left(l_{fri} + \frac{l_{btg}}{2} \right)^2 \tan \frac{\theta}{2} \quad (2.22)$$

där

d =avståndet mellan stagen längs raden.

2.5 Nuvarande beräkningsmetodik för bergkonsbrott i Sverige

Vid dimensionering av längden på förankringsstag i berg används idag i Sverige bergkonsmetoden. Denna metod förutsätter att den omgivande bergmassan runt varje förankringsstag går till brott med en konformad geometri med en öppningsvinkel θ , enligt brottmod D, se Figur 2.11. Dimensioneringen enligt denna metod grundar sig i att tyngden från den beräknade konformade volymen innanför brottfiguren i berget ska vara tillräcklig för ta upp de dragbelastningar förankringsstagen utsätts för (Bredenberg, 1984). I Sverige antas konspetsen vara i botten av förankringen enligt Figur 2.13.



Figur 2.13: Förankringsstag och brottytan enligt bergkonsmetoden i Sverige, efter Bredenberg (2000).

Beroende på om berget är homogent eller uppsprucket, kommer detta att påverka öppningsvinkeln θ för konerna. Vid homogent osprucket berg sätts vanligen öppningsvinkeln θ till 90° och vid uppsprucken bergmassa sätts öppningsvinkeln till 60° (Bredenberg, 2000). Vid bättre berg kan därav en större volym tillgodoräknas. Om inte någon undersökning avseende bergets beskaffenhet genomförs antas vinkeln vara 60° . Vidare får även vikten av eventuell ovanliggande jord tillgodoräknas (Trafikverket, 2022).

2.5.1 Enskilda förankringar

I det inledande steget för beräkning av längden på förankringen beräknas den dimensionerande lasten och motsvarande tyngd på bergkonen. Bredenberg (2000) redovisar nuvarande beräkningsmetodik. Utan hänsyn till partialkoefficienter eller säkerhetsfaktorer blir volymen som bergkonen bör utgöra

$$V = \frac{G}{\gamma} \quad (2.23)$$

där

V =bergkonens volym

γ =tungheten för berget

G =bergkonens tyngd som motsvarar dragkraften.

Sedan används formeln för volymen av en kon

$$V = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot L}{3} = \frac{\pi \cdot (L \cdot \tan(\frac{\theta}{2}))^2 \cdot L}{3} \quad (2.24)$$

där

r =radien för basen av konen

L =längden på staget

θ =öppningsvinkeln.

När volymen är känd kan sedan L lösas ut och beräknas enligt

$$L^3 = \left(\frac{3 \cdot V}{\pi \cdot \tan^2(\frac{\theta}{2})} \right) \rightarrow L = \left(\frac{3 \cdot V}{\pi \cdot \tan^2(\frac{\theta}{2})} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.25)$$

$$L = \left(\frac{3 \cdot G}{\pi \cdot \tan^2(\frac{\theta}{2}) \cdot \gamma} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.26)$$

Det som avgör längden på förankringsstagen är den dimensionerande dragkraften som staget utsätts för, bergmassans tyngd samt öppningsvinkeln som beror på om berget är homogent eller uppsprucket. Oavsett om det är homogent eller uppsprucket berg så räknas längden på förankringstagen på samma sätt, sånär som på öppningsvinkeln. Bredenberg (2000) rekommenderar en minsta förankringslängd på 3 m i vanliga fall.

2.5.2 Inverkan av grundvatten

Vid beräkning av bergets tunghet tas hänsyn till grundvattenytans nivå genom att beräkna en effektiv tunghet för berg beläget under grundvattenytan (Bredenberg, 2000). Den effektiva tungheten är

$$\gamma_{eff} = \gamma - \gamma_{vatten} \quad (2.27)$$

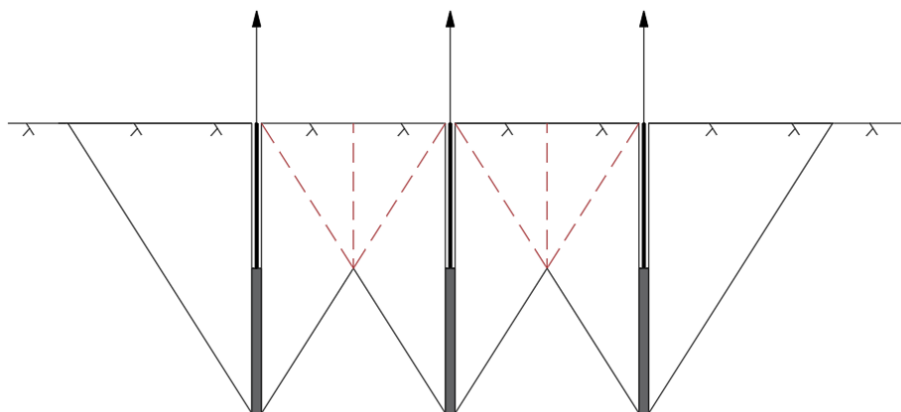
där

γ_{eff} =bergmassans effektiva tunghet

γ_{vatten} =tungheten för vatten.

2.5.3 Närbelägna förankringar

När en konstruktion förankras i berget används oftast flera förankringsstag. I teorin ger förankringarna enligt Avsnitt 2.4.4 upphov till en brottyta med en konformad geometri. Om förankringarna är placerade på tillräckligt korta avstånd från varandra kommer de teoretiska bergkonerna att överlappa. Därmed brukar inte hela volymen för bergkonerna beaktas i beräkningarna utan den överlappande volymen mellan konerna subtraheras, därmed minskas bergmassan som tillgodoräknas för varje stag, se Figur 2.14 (Brown, 2014).



Figur 2.14: Samverkande bergkoner.

I Eurocode (2005) föreslås att avståndet mellan förankringar skall vara minst 1,5 m för att undvika ogynnsam samverkan. Trafikverket (2022) föreskriver att samverkan mellan närliggande förankringar skall beaktas, men inte hur. Enligt Bredenberg (1984) ska det minsta avståndet mellan förankringarna sättas till 0,25-0,5 gånger den gjutna längden, dock minst 1,5-2,5 m.

2.5.4 Partialkoefficienter

Det finns olika metoder för att välja partialkoefficienter eller säkerhetsfaktorer. De skiljer sig till viss del och det föreligger viss oklarhet angående vad som bör användas.

En konstruktion verifieras enligt olika brottgränstillstånd enligt Eurocode (2002). De fall som är aktuella för bergkonsbrott är EQU, förlorad statisk jämvikt, eller UPL, förlorad statisk jämvikt på grund av hydraulisk upptryckning eller andra vertikala krafter. Enligt Tabell 2.1 är UPL det mer konservativa valet, därav hade det varit mer på den säkra sidan.

Tabell 2.1: Partialkoefficienter för EQU och UPL.

Kontroll	Permanent last ogynnsam $\gamma_{G,j,dst}$	Permanent last gynnsam $\gamma_{G,j,stb}$	Variabel last $\gamma_{Q,1}$	Reducering av bärförmåga γ_R
EQU	1,1	0,9	1,5	-
UPL	1,0	0,9	1,5	1,4

Praxis visar att dessa partialkoefficienter inte alltid används i Sverige. Trafikverket har i projektspecifika fall rekommenderat en total säkerhetsfaktor på 2 för enskilda förankringar, för samverkande förankringar har en faktor på 1,5 rekommenderats.

Vid dimensionering av stålkärnepålar enligt Bredenberg (2000) divideras den erforderliga tyngden med partialkoefficienten γ_n som beror på säkerhetsklassen och γ_m som avser spridning i materialegenskaper.

$$F = \frac{G}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (2.28)$$

där

F= den dimensionerande dragkraften på förankringen

γ_m =partialkoefficient för materialet.

Beroende på säkerhetsklass vid dimensionering av brottgränstillståndet väljs partialkoefficienten γ_n enligt

- Säkerhetsklass 1: $\gamma_n=1,0$
- Säkerhetsklass 2: $\gamma_n=1,1$
- Säkerhetsklass 3: $\gamma_n=1,2$

I nuvarande norm beaktas säkerhetsklassen på lastsidan och inte materialsidan. Enligt Bredenberg (2000) bör partialkoefficienten γ_m sättas till 2,5.

Enligt Bredenberg (1984) används en total säkerhetsfaktor mellan 2 och 3. Dessutom, vid dimensionering av dragna stålkärnepålar förespråkas olika säkerhetsfaktorer beroende på säkerhetsklassen, enligt Vägverket (2004). En total säkerhetsfaktor 3 för säkerhetsklass 3 och säkerhetsfaktor 2,5 för säkerhetsklass 2. Kravdokumentet ger även att en öppningsvinkel på 60° skall tillämpas.

2.5.5 Alternativa beräkningsmetoder

Internationell tillämpning av bergkonsmetoden

I Kanada används samma metod för beräkning av tungheten som den ovan beskrivna, men reglerna för dimensionering tillåter tillgodoräknande av viss drag- eller skjuvhållfasthet. Tillgodoräkandet bygger till stor del på bedömningar av erfarna geotekniker snarare än en korrekt beräkning av materialparametrar (Panton, 2016).

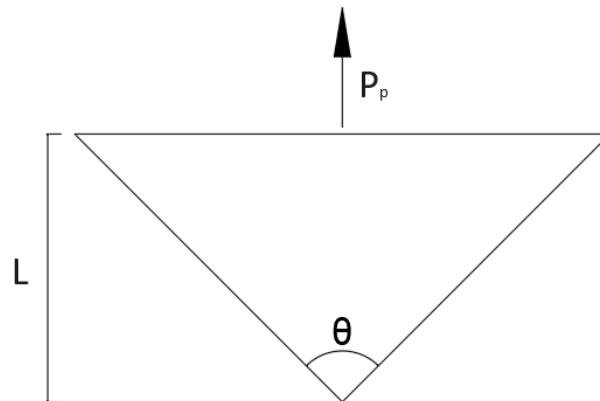
Öppningsvinkeln har historiskt valts enligt olika standard i olika länder. I tidigare litteratur har öppningsvinkel och utgångspunkt för konen från olika länder redovisats (Littlejohn och Bruce, 1977), se Tabell 2.2.

Tabell 2.2: Geometri av brottkonen i olika länder enligt Littlejohn och Bruce (1977).

Geometri av brottkon		
Öppningsvinkel [°]	Position av konspetsen	Land
60	Botten av förankringen	Kanada-Saliman & Schaefer (1968)
60	Botten av förankringen	USA - Hilf (1973)
90	Botten av förankringen	Storbritannien - Banks (1955)
90	Botten av förankringen	Storbritannien - Parker (1958)
90	Botten av förankringen	Tjeckoslovakien - Hobst (1965)
90	Botten av förankringen	USA - Wolf et al (1965)
90	Botten av förankringen	Kanada - Brown (1970)
90	Botten av förankringen	Australien - White (1973)
90	Mitten av gjutna längden	Tyskland - Stocker (1973)
90	Mitten av förankringen	Storbritannien - Morris & Garrett (1956)
90	Mitten av förankringen	Indien - Rescher (1968)
90	Mitten av förankringen	USA - Golder Brawner (1973)
60-90	Toppen av gjutna längden	Storbritannien - Littlejohn (1972)
90	Toppen av gjutna längden	Australien - Standard CA35 (1973)

Norska beräkningsmetoden

I Norge används en förmodad skjuvhållfasthet på brottytan. Likt hur dimensionering görs i Sverige förändras öppningsvinkeln på konen efter bergets beskaffenhet. En viss skjuvhållfasthet tillgodoses i brottplanet. Hur mycket skjuvhållfasthet som tillgodoses bestäms utifrån bergets tryckhållfasthet och antalet sprickzoner som observeras.



Figur 2.15: Bergkon enligt norska metoden, efter StatensVegvesen (2022).

Förankringslängden för enskilt stag enligt norska metoden beräknas enligt

$$L = \sqrt{\frac{\gamma_m \cdot P_p}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan(\theta/2)}} \quad (2.29)$$

där

P_p =provdragningslast

γ_m =partialkoefficient (vanligtvis mellan 2-3)

θ =öppningsvinkel

τ_k =bergmassans förmodade skjuvhållfasthet i brottplanet.

Den förmodade skjuvhållfastheten längs brottplanet är en kombination av friktion längs det befintliga sprickplanet och skjuvning i bergmassan. Därav kommer fastställandet av värdet τ_k att ske med stor osäkerhet. Utifrån erfarenhet har olika värden för τ_k tagits fram baserat på tryckhållfasthet och sprickfamiljer, se Tabell 2.3. Vid god kännedom av bergarten och sprickförhållanden i bergmassan samt om möjlighet till undersökning av berget finns, sätts $\gamma_m=2$. I övrigt rekommenderas $\gamma_m=3$. Det bör även noteras att metoden dimensionerar utifrån provdragningslast enligt Avsnitt 2.3.3 och inte en brottlaster.

Tabell 2.3: Indata till norska metoden (StatensVegvesen, 2022).

Beskrivning av berg	Förmodad skjuvhållfasthet, τ_k [kPa]	Öppningsvinkel θ [°]
Mycket bra berg, en sprickfamilj med enstaka sprickor. Bergmassans tryckhållfasthet > 50 MPa	100-200	≤ 90
Bergmassor med två sprickfamiljer med enstaka sprickor. Bergmassans tryckhållfasthet 15-50 MPa	50-100	≤ 80
Tre sprickfamiljer med enstaka sprickor men mindre än 20 sprickor per m ² . Tryckhållfasthet < 15 MPa	50	≤ 60

När förankringen inte är vertikal bortser den norska metoden från egentygnden av konen (StatensVegvesen, 2022). I det fall att förankringen är vertikal kan egentygnden tillgodoräknas. Denna metod har tillämpats och jämförts med fullskaliga provdragningar och konstaterats vara konservativ (Grindheim, Li och Hoiem, 2023b).

Den norska metoden ger också två olika sätt att beräkna längden för närliggande förankringar. Generellt gäller

$$L = \frac{\gamma_m \cdot P_p}{2 \cdot d \cdot \tau_k} \quad (2.30)$$

När det endast är ett fåtal förankringar i raden, gäller

$$L = \frac{-(\eta - 1) \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 \cdot d^2 + \frac{\pi \cdot \tan(\theta/2) \cdot \eta \cdot P_p \cdot \gamma_m}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan(\theta/2)} \quad (2.31)$$

där

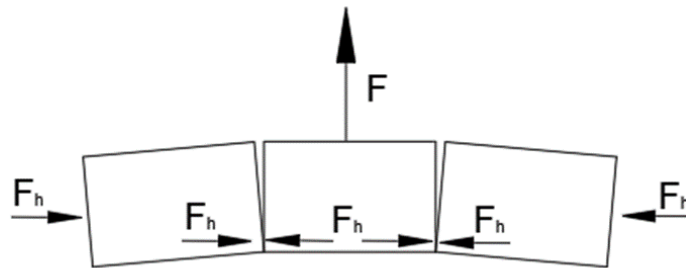
d =avståndet mellan förankringarna

η =antalet förankringar i en rad.

I beskrivningen av metoden poängteras att förankringslängder under 3 m sällan rekommenderas. Det nämns även att starkt uppsprucket berg kan behöva injekteras med bruk.

Metod enligt Shabanimashcool och Bērziņš

Shabanimashcool och Bērziņš (2023) utvecklade en analytisk metod för att beräkna lastupptagningsförmågan för passiva dragbelastade förankringar i blockigt berg. Metoden är tillämpbar när orienteringen på minst ett sprickplan är i samma, eller nästan samma riktning som förankringen. Metoden bygger på teorin om en Voussoirsvalvs analogi. Det innebär att berget behandlas som en uppsprucken balk vars bärförmåga uppstår när transversal belastning ger upphov till kompression i den uppspruckna balken.



Figur 2.16: Illustration av låsningen mellan block vid vertikal belastning och bildandet av tryckvalv, efter Shabanimashcool och Bērziņš (2023).

Valven antas kunna gå till brott med 4 olika brottmoder. Att ett block glider ut, att hörn krossas eller att ett block roteras ut ur valvet. Blocken som förankringen går igenom kan också gå till brott genom att draghållfastheten överskrids, denna brottmod har visats vara dimensionerande i alla fall som undersökts av författarna (Shabanimashcool och Bērziņš, 2023).

Förankringens lastupptagningsförmåga kan beskrivas som summan av lastupptagningsförmågan för samtliga block som förankringen passerar igenom enligt

$$Q_{ru} = \sum_{i=1}^N R(l_i) \quad (2.32)$$

där

$R(l_i)$ =lastupptagningsförmåga för block i

N =antalet block förankringen går igenom.

Lastupptagningsförmågan för block i bestäms enligt

$$R(l_i) = \min[W(l_i) + R_{int}(l_i); R_{tens}(l_i)] \quad (2.33)$$

där

$W(l_i)$ =tyngden av blocken ovanför valvet vid block i

$R_{int}(l_i)$ =valvets lastupptagningsförmåga för block i

$R_{tens}(l_i)$ =lastupptagningsförmåga för dragbrott i block i .

Lastöverföringen utmed förankringen kan antas vara exponentiellt ökande med ökande djup av förankringen. Lastupptagningsförmågan kan då uppskattas enligt

$$Q_{ru} = \sum_{i=1}^N R(l_N) e^{k(l_N - l_i)} \quad (2.34)$$

där

l_N =djupet för blocket i det djupaste tryckvalvet

$R(l_N)$ =lastupptagningsförmåga för det djupaste blocket

k =koefficient som numeriskt kalibrerats till 1.

För förankringar med kubiska block med två sprickplan orienterade parallellt med förankringen gäller följande eftersom motståndet antas vara jämnt fördelat över förankringen enligt

$$Q_{ru} = N \cdot R(l_N) \quad (2.35)$$

I metoden antas att botten av förankringen skjivas från berget och att det djupaste tryckvalvet bildas på ett avstånd av 25 gånger stagets diameter från botten av förankringen.

$$l_{shear} \leq 25d_{stag} \quad (2.36)$$

där

l_{shear} =hur lång del av staget som går till vidhäftningsbrott

d_{stag} =stagediameter

och

$$l_N = L - l_{shear} \quad (2.37)$$

Tryckvalvet som bildas antas vara lika långt som l_N . Arean för dragbrott i ett block utmed förankringen kan beräknas enligt

$$A_s = \frac{\sqrt{2} \cdot S_v \cdot S_o}{\sin(dip)} \quad (2.38)$$

där

A_s =dragbrotts area

S_v =blockhöjd

S_o =blocklängd ur plan

dip =lutning på sprickplan som går i liknande riktning som förankringen i förhållande till förankringen.

För att metoden skall kunna tillämpas gäller att JRC är minst 6, dilatationsvinkeln är minst 2° , se Avsnitt 2.2.1, och förankringen är minst 2-3 gånger längre än medelavståndet mellan sprickorna. Metoden tar inte heller hänsyn till grundvattnet. Shabanimashcool och Bērziņš (2023) jämförde metoden med både numeriska resultat och provdragningar och resultaten har visat sig stämma väl överens med detta underlag.

Metod enligt Kim och Cho

Kim och Cho (2012) använde en metod som baserades på att draghållfasthet för bergmassan tillgodoräknas kring konens mantelyta. Draghållfastheten beräknades baserat på enaxiella kompressionstester och parametrar baserade på RMR (*Rock Mass Rating*) Dessa parametrar är samma som i Hoek-Brown metoden redovisat i Avsnitt 2.2.3. Bergmassans draghållfasthet, σ_{tr} , beräknas enligt

$$\sigma_{tr} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} [m_i - (m_i^2 + 4s)^{1/2}] \quad (2.39)$$

där

σ_{ci} =enaxiell tryckhållfasthet

m_i =hållfasthetsparameter för intakt berg

s =parameter för uppsprucket berg.

Lastupptagningsförmågan vid dragbelastning på bergkonens brottyta bestäms med geometrin av en inverterad kon och bergmassans draghållfasthet, σ_{tr} , enligt

$$f_r = \frac{\sigma_{tr} \pi (l_{fri} + l_{btg}/2)^2 \tan(\theta/2)}{\cos(\theta/2)} \quad (2.40)$$

Lastupptagningsförmågan för konformat bergbrott, Q_{ru} , erhålls genom att summera egentyngheten av bergkonen, G , och lastupptagningsförmågan på brottytan av bergkonen, f_r enligt

$$Q_{ru} = f_r + G \quad (2.41)$$

Draghållfastheten för intakt berg kan vanligtvis utvärderas från laborietester. Förhållandet mellan draghållfastheten och tryckhållfastheten för det intakta berget är normalt i intervallet 4-7%. I sedimentära bergarter är förhållandet normalt 14-17%. För vittrat berg är det dock svårt att bedöma draghållfastheten (Kim och Cho, 2012).

2.5.6 Beräkningsexempel

Beräkningar genomfördes baserat på olika metoder. Inga säkerhetsfaktorer eller partialkoefficienter beaktas då de ligger mellan 2-3 för samtliga metoder som använder dem. Vissa av metoderna är inte utvecklade för dimensionering och utelämnande av dessa faktorer förenklar jämförelserna. För en enkel jämförelse genomförs beräkningar baserat på en förankringslängd på 2 m och en tunghet på berget som är 27 kN/m³.

Bergkonsmetoden

Enligt svenska praxis antas brottkonen formas i spetsen av förankringen, se Avsnitt 2.5.1. Exempelberäkning genomfördes av brottlasten för en två meter lång förankring ovanför grundvattenytan med öppningsvinkel 60° och en tunghet på berget som är 27 kN/m³.

$$V = \frac{G}{\gamma} \rightarrow G = \frac{\pi \cdot L(L \cdot \tan(\theta/2))^2 \cdot \gamma}{3} \rightarrow G = \frac{\pi \cdot 2(2 \cdot \tan(60/2))^2 \cdot 27}{3} = 75,4 \text{ kN} \quad (2.42)$$

Samma beräkningsmetodik genomfördes för olika kombinationer av förankringslängd, öppningsvinkel och effektiv tunghet.

Tabell 2.4: Brottlast enligt bergkonsmetoden för utvalda värden.

Förankringslängd, L [m]	Öppningsvinkel, θ [°]	Effektiv tyngd, γ_{eff} [kN/m ³]	Egentyngd, G [kN]
2	60	17	47
2	90	27	226
6	60	17	1284
6	90	27	6098

Norska metoden

Beräkning av brottlast för en två meter lång förankring ovanför grundvattenytan med öppningsvinkel 60°. Förmodad skjuvhållfasthet τ_k , sattes till 50 kPa.

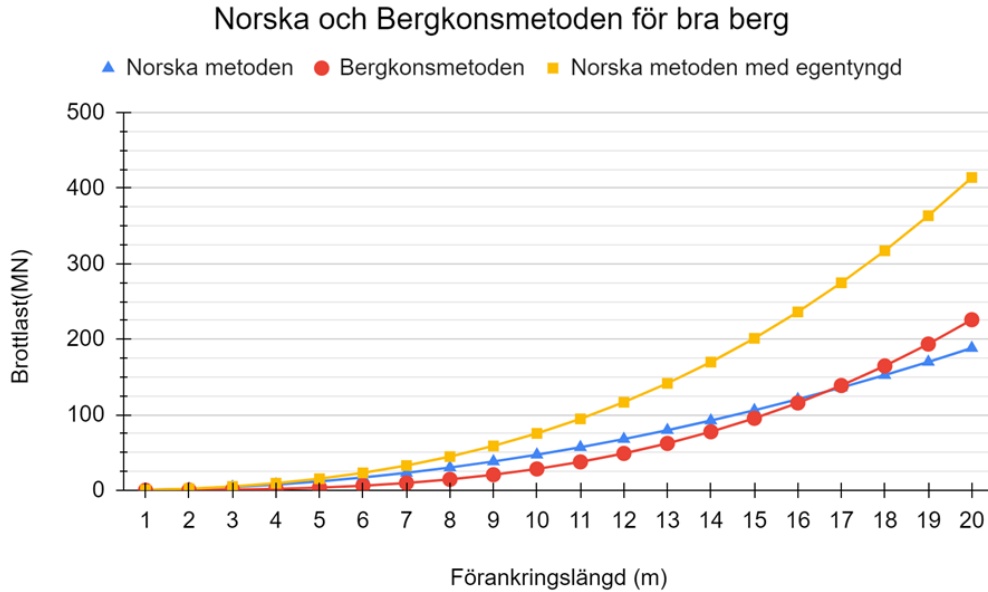
$$L = \sqrt{\frac{\gamma_m \cdot P_p}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan(\theta/2)}} \quad (2.43)$$

med
 $\gamma_m=1$.

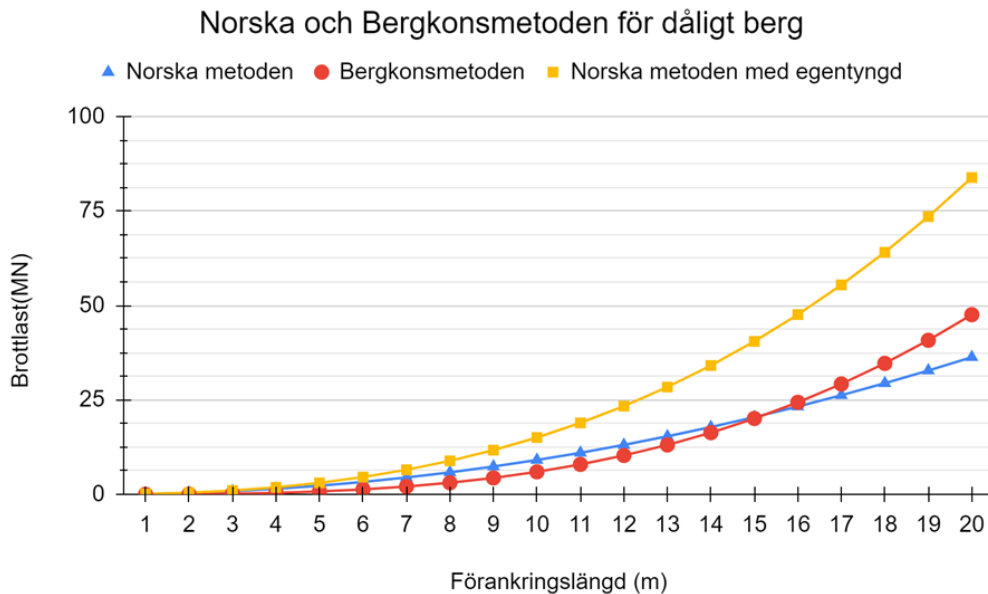
Beaktande av egentyngd medför

$$P_p = \tau_k \cdot \pi \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot L^2 + G = 50 \cdot 10^3 \cdot \pi \cdot \tan\left(\frac{60}{2}\right) \cdot 2^2 + 75,4 \cdot 10^3 = 438,2 \text{ kN} \quad (2.44)$$

Norska metoden och bergkonsmetoden jämfördes i Figur 2.17 och 2.18. Provdraagningslasten i norska metoden likställdes med brottlasten enligt bergkonsmetoden. Bra berg innebar en öppningsvinkel på 90° och förmodad skjuvhållfasthet 150 kPa. Dåligt berg innebar öppningsvinkel på 60° och förmodad skjuvhållfasthet på 50 kPa. För bra berg antogs tyngden på berget vara 27 kN/m³. För dåligt berg antogs tyngden vara 17 kN/m³, alltså under grundvattenytan. Egentyngden kan beaktas i den norska metoden om det är en vertikal förankring.

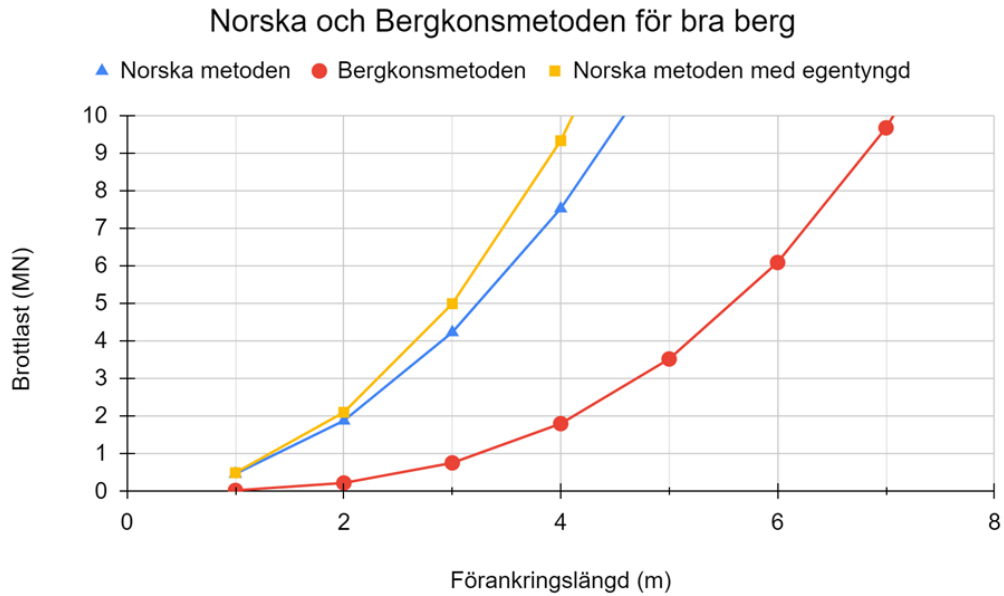


Figur 2.17: Brottlast i MN för olika förankringslängder vid bra berg, $\theta = 90^\circ$. Blå linje är brottlast enligt norska metoden utan egentyngd. Gul linje är norska metoden med egentyngd, röd är bergkonsmetoden.

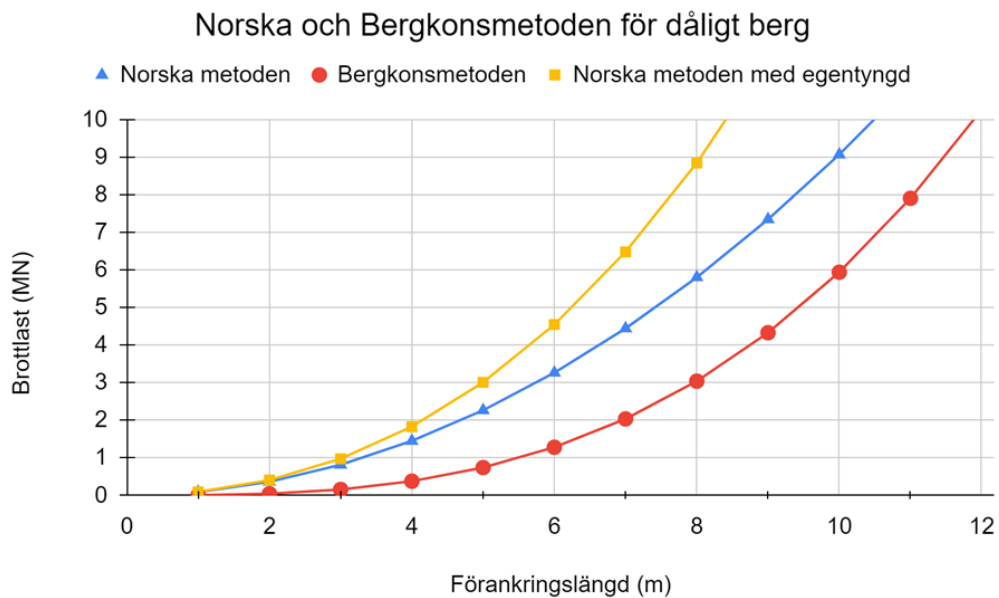


Figur 2.18: Brottlast i MN för olika förankringslängder vid dåligt berg, $\theta = 60^\circ$. Blå linje är brottlast enligt norska metoden utan egentyngd. Gul linje är norska metoden med egentyngd, röd är bergkonsmetoden.

Figur 2.17 visar på extremt hög brottlast vid längre förankring. Enligt Bredenberg (1984) är det normalt med en brukslast mellan 250-800 kN, men kan i extrema fall uppgå till över 3 MN. Figur 2.19 och 2.20 visar samma jämförelse som Figur 2.17 och 2.18, men med en maximal brottlast utan säkerhetsfaktorer på 10 MN.



Figur 2.19: Brottlast i MN för olika förankringslängder vid bra berg, $\theta = 90^\circ$. Blå linje är brottlast enligt norska metoden utan egentyngd. Gul linje är norska metoden med egentyngd, röd är bergkonsmetoden, med maximal last på 10 MN.



Figur 2.20: Brottlast i MN för olika förankringslängder vid dåligt berg, $\theta = 60^\circ$. Blå linje är brottlast enligt norska metoden utan egentyngd. Gul linje är norska metoden med egentyngd, röd är för bergkonsmetoden, med maximal last på 10 MN.

Metod enligt Kim och Cho

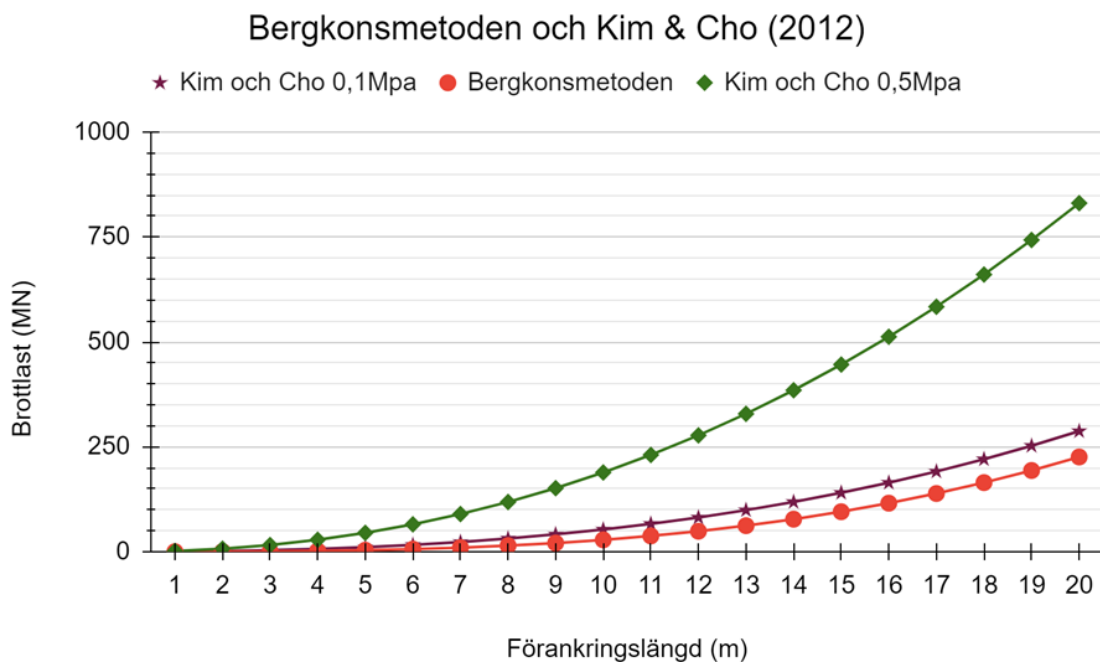
Exempelberäkning med en två meter lång förankring, där den fria längden är 1,5 m. Öppningsvinkeln är 90° vilket är standard enligt metoden. Draghållfastheten i bergmassan sattes till 1 MPa.

$$f_r = \frac{\pi \cdot \sigma_{tr} \cdot (l_{fri} + l_{btg}/2)^2 \cdot \tan(\theta/2)}{\cos(\theta/2)} = \frac{\pi \cdot 10^6 \cdot 1,75^2 \cdot \tan(90/2)}{\cos(90/2)} = 13606,3 \text{ kN} \quad (2.45)$$

$$G = \frac{\pi \cdot 1,75 \cdot (1,75 \cdot \tan(90/2))^2 \cdot 27}{3} = 151,5 \text{ kN} \quad (2.46)$$

$$Q_{ru} = f_r + G = 13606,3 + 151,5 = 13757,8 \text{ kN} \quad (2.47)$$

Diagrammen nedan skapades för att jämföra metoden med bergkonsmetoden då öppningsvinkeln är 90° . Draghållfastheten för bergmassan sattes till 0,1 respektive 0,5 MPa. Den fria längden antogs vara 75% av stagets hela längd.



Figur 2.21: Brottlast i MN för olika förankringslängder. Grön och lila linje är brottlast enligt Kim och Cho (2012) med en draghållfasthet i bergmassan motsvarande 0,5 MPa respektive 0,1 MPa. Röd linje enligt bergkonsmetoden.

Brottlasten skiljer sig mycket mellan de olika beräkningsmetoderna. Denna metod medför att draghållfasthet sätts för bergmassan vilket kan vara svårbedömt.

Metod enligt Shabanimashcool och Bērziņš (2023)

Antaganden:

Block i form av kuber med dimensioner= $0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^3$

JRC= 6+

$d_{stag}=16 \text{ mm}$

Dilatationsvinkel= 2° +

$l_{shear} = d_{stag} \cdot 25 = 16 \cdot 25 = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$

$\sigma_{tb}=1 \text{ MPa}$

Blocken som förankringen löper genom antas gå till dragbrott då detta visats vara den avgörande brottmoden i samtliga tidigare beräkningar enligt Shabanimashcool och Bērziņš (2023), dessa beräkningar har även använt högre draghållfasthet för berget.

$$A_s = \frac{\sqrt{2} \cdot S_v \cdot S_0}{\sin(dip)} = \frac{\sqrt{2} \cdot 0,4 \cdot 0,4}{\sin(90)} = 0,226 \text{ m}^2 \quad (2.48)$$

$$R_{ten} = \sigma_{tb} \cdot A_s \cdot \sin(45) = 10^6 \cdot \sin(45) = 0,16 \text{ MN} \quad (2.49)$$

För kubiska block med orientering i samma riktning som förankringen gäller

$$Q_{ru} = R(l_N) \cdot N \quad (2.50)$$

Där blockens draghållfasthet är begränsande gäller

$$Q_{ru} = R_{ten} \cdot N \quad (2.51)$$

Där N är antalet block i valvet gäller

$$l_N = l - l_{shear} = 2 - 0,4 = 1,6 \text{ m} \quad (2.52)$$

$$N = \frac{l_N}{S} = \frac{1,6}{0,4} = 4 \quad (2.53)$$

$$Q_{ru} = R_{ten} \cdot N = 0,16 \cdot 10^6 \cdot 4 = 0,64 \text{ MN} = 640 \text{ kN} \quad (2.54)$$

2.6 Interaktion mellan berg och vatten

2.6.1 Tunghet

Grundvattenytan påverkar bergets tunghet som används i beräkningen. I nuvarande beräkningsmetodik förutsätts att berget har en effektiv tunghet som innebär att bergets tunghet subtraheras med tungheten hos vatten. Den effektiva tungheten blir då

$$\gamma_{eff} = \gamma - \gamma_{vatten} \quad (2.55)$$

där

γ = tungheten för bergmassan

γ_{vatten} = tungheten för vatten

med ett antagande att

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{vatten} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{eff} = 27 - 10 = 17 \text{ kN/m}^3$$

kunde lastupptagningsförmågan som tillgodoräknas för en brottkon belägen under grundvattenytan i förhållande till ovanför jämföras.

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma} = \frac{17}{27} = 0,63 \quad (2.56)$$

Detta medför att lastupptagningsförmågan minskar med 37% om hela brottkonen är under grundvattenytan.

2.6.2 Spänningstillstånd

Teorin som ligger till grund för hur berget och porvattnet samverkar kallas por-elasticitet. I huvudsak kan porositet i bergmassor delas in i två kategorier, sprickor och porer. Hårda bergarter som granit har oftast större delen av sin porositet i sprickor medan sandsten har större andel porer. Två mekanismer spelar en avgörande roll för hur de interagerar. Dels genom att ökat porvattentryck medför en dilatation av berget och dels att komprimering av berget ger ett ökat porvattentryck om vattnet inte kan lämna porsystemet. Teorin bygger på att både berget och porsystemet är sammanhängande och att berget är ett linjärelastiskt material. Detta antagande stämmer inte helt överens med experimentell erfarenhet, utan volymen av berget förändras oftast olinjärt med lasten genom öppnande och stängande av sprickformade porer och i väldigt porösa bergmassor med låg hållfasthet genom kollaps av porer (Detournay och Cheng, 1993).

Effektivspänningen bestäms enligt

$$\sigma' = \sigma - \alpha \cdot u \quad (2.57)$$

där

σ' =effektivspänning

σ =totalspänning

u =porvattentryck

α =biotkoefficient.

Biotkoefficient α beskriver förändringen av porvattenvolymen vid en förändring av bulkvolymen under dränerade förhållanden. Ett vanligt värde för biotkoefficient är 0,6-0,7. Biotkoefficienten tenderar också att minska med ökande spänningar (Gray, 2017).

2.6.3 Hållfasthet

Det har genomförts flera laboratorieundersökningar där vattnets påverkan på bergmaterials hållfasthet har undersökts. Zhang m. fl. (2023) undersökte vattnets påverkan på kalksten. Kalkstenstufvernas hållfasthet undersöktes när de var helt torra och när de var delvis vattenmättade. Vatteninnehållet i kalkstensstufven beräknades enligt

$$\xi = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \quad (2.58)$$

där

ξ =vatteninnehåll

M_1 =mättad vikt

M_2 =torrvikt.

Den enaxiella tryckhållfastheten mättes vid fyra olika tillfällen med varierande vatteninnehåll, från 0% till 0,27%, se Tabell 2.5.

Tabell 2.5: Enaxiell tryckhållfasthet för kalksten med varierande vatteninnehåll (Zhang m. fl., 2023).

Stuf	1	2	3	4
ξ [%]	0	0,07	0,10	0,27
σ_{ci} [MPa]	74,11	64,73	63,70	57,60

Resultatet visar att den enaxiella tryckhållfastheten minskar med ökat vatteninnehåll. När stoffen går från helt torr (0%) till lågt delvis mättad (0,27%), minskar den enaxiella tryckhållfastheten σ_{ci} , från 74,11 MPa till 57,60 MPa, vilket är en reduktion med 22,3%. Viktigt att nämna är att det sker en tydlig reduktion av den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , med en ytterst liten ökning av vatteninnehållet. När kalkstenstoffens vatteninnehåll ökade från 0% till 0,07% reducerades den enaxiella tryckhållfastheten med 12,7% (Zhang m. fl., 2023).

För bergkongsbrott är det inte bergets tryckhållfasthet som är avgörande utan skjuv- och draghållfasthet. För vissa typer av kalksten har laboratorietester visat att det föreligger en stark korrelation mellan enaxiell tryckhållfasthet och draghållfasthet för stofferna (Nazir m. fl., 2013).

Tang m. fl. (2022) genomförde enaxiella tryckprover på stuffer av granit med olika vatteninnehåll. Testerna visade att tryckhållfastheten minskade linjärt med ökande vatteninnehåll. När vatteninnehållet förändrades mellan 0 och 0,3% minskade tryckhållfastheten med omkring 30-40%. Detta vatteninnehåll återfanns efter 10 h av vattenmätning, efter denna tid förändrades vatteninnehållet inte längre signifikant.

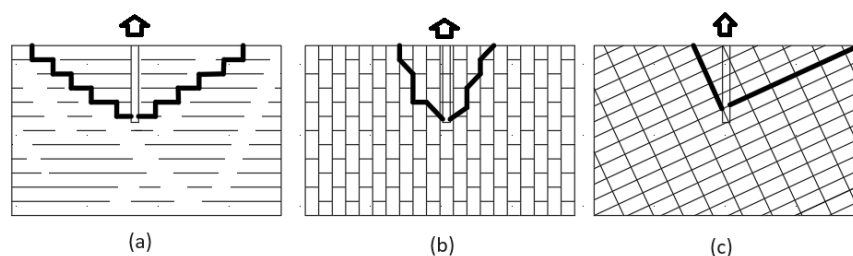
Zhou m. fl. (2016) genomförde experiment på sandstensstuffer och konstaterade att hållfastheten sänks betydligt vid högre vatteninnehåll. Experimentet visade att både drag- och tryckhållfastheten minskade omkring 30% när vatteninnehållet förändrades från 0 till 3,5%. Experimentet visade också att proverna hade högre hållfasthet under vattenmätning än vid uttorkning trots samma vattenhalt. Detta var med stor sannolikhet eftersom mer vatten var koncentrerat till mitten av stofferna.

Sammanfattningsvis påverkas hållfastheten i stor utsträckning av vatteninnehållet, detta verkar stämma för flera olika bergarter. Vidare är reduktionen av hållfasthet i ungefär samma storleksordning som då tungheten reduceras enligt Avsnitt 2.6.1.

2.7 Sprickstrukturens påverkan på brottkonen

Strukturen och orienteringen på sprickorna i bergmassan kommer att ha stor påverkan på brottkonens form och förankringens lastupptagningsförmåga. Beroende på om sprickorna är horisontella, vertikala, korsande eller diagonala, kommer detta att påverka brottkonens geometri och öppningsvinkel. Figur 2.22 visar tre fall för detta.

Wyllie (1999) menade att det mest fördelaktiga fallet är när staget är vinkelrätt mot sprickorna, (a) och mest ogynnsamt när sprickorna är parallella med staget, (b). Normalt brukar en större öppningsvinkel ge större lastupptagningsförmåga eftersom konvolymen blir större. Dock skriver Littlejohn och Bruce (1977) att stag vinkelrätt mot sprickorna faktiskt kan vara mer ogynnsamt eftersom laminärt brott kan uppstå. Laminärt brott uppstår som ett resultat av att sprickorna i samma plan "öppnar upp" sig vid stagets botten, för att sedan fortsätta i varje skikt längst med staget. Nyare forskning som redovisas i Avsnitt 2.8.2, visar att sprickornas orientering påverkar lastupptagningsförmågan i stor utsträckning men inte främst genom storleken på brottkonen utan genom ökande horisontalspänningar i marken.



Figur 2.22: Sprickorienteringens påverkan på brottkonen vid dragbelastning av förankringar, efter Wyllie (1999).

Vid folierade bergmassor rekommenderar norska Vegvesendet att förankringslängderna bör varieras om stagen är närliggande (StatensVegvesen, 2022).

2.8 Tidigare undersökningar

2.8.1 Fullskaliga provdragningar

Provdra­gingar har genomförts sedan några decennier tillbaka. Redan på 70-talet drogs slutsatsen att förankringslängderna var långa när säkerhetsfaktorer på 0,9-23,5 observerades vid provdragning av förankringar i skiffer. Den stora variationen berodde dels på varierande bergkvalitet, men även att olika antaganden gjordes avseende utgångspunkten för brottkonen (Littlejohn och Bruce, 1977).

Grindheim, Li och Hoi­en (2023b) genomförde fullskaliga prover i ett kalkstensbrott i Norge. Fyra st 64 mm förankringar med förankringsdjup på 0,9-1,4 m installerades med ändplåtar. Berget var ovittrat och hade en enaxiell tryckhållfasthet runt 115 MPa. Det fanns tre olika sprickzoner i området med råa sprickytor. Förutom att mäta last och deformation vid belastning av staget uppmättes även deformation och horisontalspänningar i berget med lastceller och borrhåls­extensometer. Brottmoder för provbelastningarna visade sig vara en kombination av bergkonsbrott och brott mellan berget och bruket. Öppningsvinklar på brotten konstaterades vara mellan 120-140°. Proverna visade även att horisontalspänningarna ökade i övre delen av bergmassan i form av ett tryck­valv vilket tros bidra till att öka brottlasten. Vidare resonerades kring hur lastupptagningsförmågan för berget är starkt beroende av vittringsgraden och att norsk berggrund är relativt ovittrad. Resultatet visade att berget kring 1,4 m förankringen gick till brott vid dragbelastning omkring 2000 kN. Den största beräknade brottlasten enligt den norska beräkningsmetodiken var 403 kN. Enligt bergkonsmetoden borde brottlasten varit omkring 76 kN. Provuppställningen var tänkt att ta stöd på marken utanför brottkonens område, jf Figur 2.9, i verkligheten tros provuppställningen ha påverkat resultatet till viss del eftersom öppningsvinklarna för brotten var större än förväntat. Detta tros kunnat medföra att brottmoden blev en kombination av bergkonsbrott och brott mellan bruk och berg och inte ett rent bergkonsbrott.

Inför byggnationen av Citytunneln i Malmö genomfördes provdragningar av linstag med förankringslängder på 2,4 och 6 m. Samtliga stag förankrades i Bryozokalksten och de kortaste stagen hade en utdragslast på minst 3165 kN (Söder m. fl., u.å.). Vid beräkning av bergkonsbrott enligt Avsnitt 2.5.6 var brottlasten 47-225 kN enligt bergkonsmetoden, det är en väsentligt skillnad på brottlast med samma förankringslängd. Provuppställning var enligt rapporten i enlighet med DIN4125, det kan vara så att en provuppställning enligt denna standard inte kan påvisa bergkonsbrott eftersom den mothållande kraften påverkar berget i direkt anslutning till förankringen, detta framgick inte av rapporten.

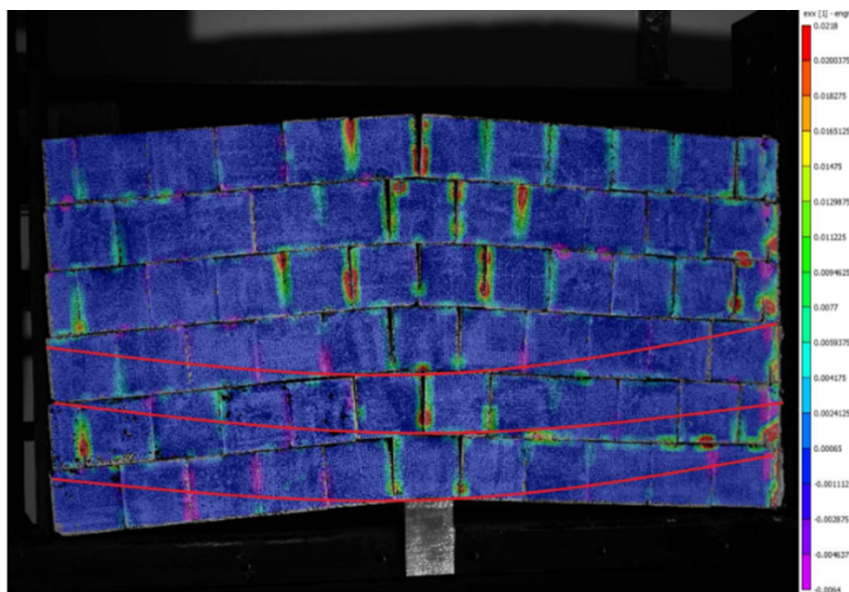
Kim och Cho (2012) genomförde fullskaliga provdragningar i ett område med metamorfa bergarter och kalksten. De observerade inga bergkonsbrott men konstaterade att brotten i verkligheten är en kombination av de olika brottmoderna. De rekommenderade även ett visst minimidjup för förankringar eftersom kortare förankringar oftare får sprödare brott än djupare förankringar. Anledning till att de får sprödare brott är att den dominerande brottmoden för de kortare förankringarna var brottmod C (mellan bruket och berget). De drog även slutsatsen att risken för spröda brott ökar med sämre kvalitet på bergmassan.

Det har även observerats att bergkonsbrott inte tenderar att utgå från botten av förankringen utan att brottmod B eller C (se Figur 2.11) utvecklar sig i botten av förankringen även vid bergkonsbrott. Fältobservationer visar även att brottytan för bergkonsbrott tenderar att först uppstå vid markytan och sprida sig ner mot förankringen (Shabanimashcool och Bērziņš, 2023).

2.8.2 Laboratorieförsök

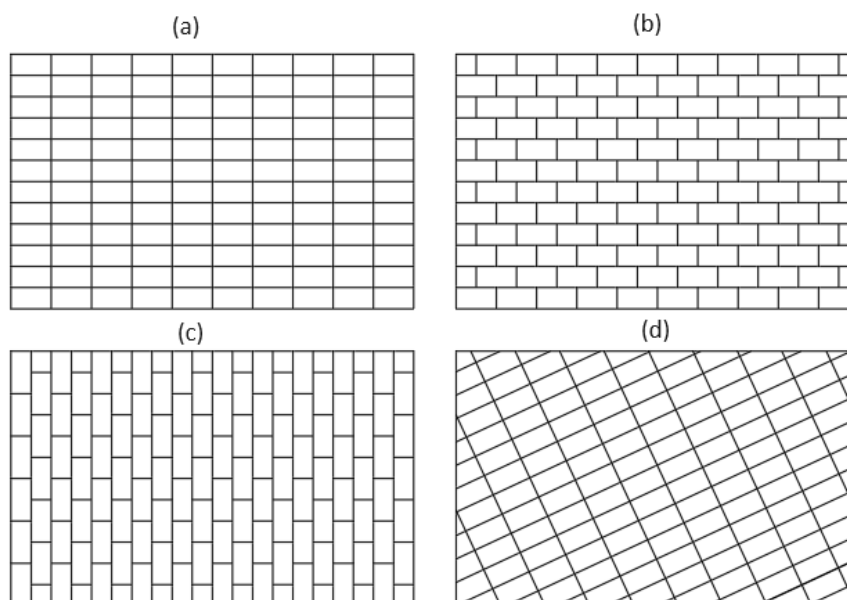
Hogset, Hoiem och Li (2023) genomförde laboratorieförsök där friktionsmaterial och material med låg kohesion belastades till bergkonsbrott. Friktionsmaterialet var krossad eklogit (en metamorf bergart), materialet med låg kohesion var eklogit med cement inblandat. Resultaten visade öppningsvinklar på 60-80° för friktionsmaterial och 100-110° för materialet med låg kohesion. Resultaten visade också att tyngden av brottkonen endast motsvarar 15% av brottlasten för friktionsmaterialet och 2% av brottlasten för materialet med låg kohesion. Resultaten visade även en konkav brottyta.

Grindheim m. fl. (2022) genomförde laboratorieförsök där betongblock orienterade med sprickplan vertikalt och horisontellt belastades med ett block som simulerade en förankring samtidigt som horisontalspänning applicerades. Detta gav upphov till tryckvalv till följd av ökade horisontalspänningar. Dessa tryckvalv konstaterades bidra i hög grad till den simulerade förankringens lastupptagningsförmåga. Testet kunde också verifieras med en numerisk modellering trots att modellering gav ett aningen mindre konservativt resultat. Deformationerna uppskattades med DIC (*Digital Image Correlation*). Figur 2.23 illustrerar försöket.



Figur 2.23: Horisontella töjningar från försöket och inritade röda linjer för att visualisera bildandet av tryckvalv (Grindheim m. fl., 2022), <https://creativecommons.org/licenses/by/3.0>.

Grindheim och Hoiem (2023) genomförde en laborativ undersökning där olika mönster av rektangulära betongblock simulerade spruckna bergmassor som belastades till bergkonsbrott, se Figur 2.24.



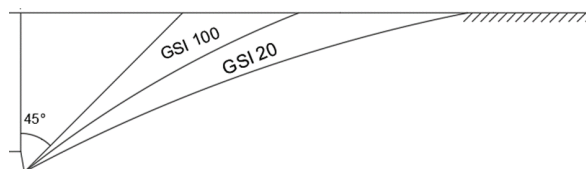
Figur 2.24: De olika mönstren på block som undersöktes, efter Grindheim och Hoiem (2023).

Resultatet visade öppningsvinklar mellan 90-140°. Den uppmätta brottlasten jämfördes med lastupptagningsförmågan beräknat med bergkonsmetoden och norska meto-

den enligt Avsnitt 2.5.6. Den norska beräkningsmetoden gav en brottlast nära försöken med lägst brottlast. Bergkonsmetoden gav betydligt lägre brottlast än uppmätt från försöken. Vilket blockmönster som hade högst brottlast berodde på vilken horisontal-spänning som applicerades samt på hur många block som staplades på varandra (vertikalspänning). Vidare drogs slutsatsen att brottlasten ökas mest med större spänningar vinkelrätt blockens avlånga sidor. I samtliga försök förutom (d) ökade horisontal-spänningarna. Försök (d) hade dock störst öppningsvinkel på brottet med 140° .

2.8.3 Numeriska modeller

Cerfontaine m. fl. (2021) genomförde numerisk analys med finita elementmetoden för att bedöma lastupptagningsförmågan för självborrande bergförankringar i marina miljöer. Bergmassan beskrevs med Hoek-Browns brottkriterium enligt Avsnitt 2.2.3. Förankringstypen var ej injekterad utan ändförankrad. Berget antogs vara homogent och resultat jämfördes med olika värden för GSI. Samtliga modeller gick till brott med öppningsvinklar större än 90° . I simuleringarna ökade öppningsvinkeln för brottet med minskande GSI. Vidare var brottytan konkav i sin form. Analysen visade också att när relationen mellan förankringsdjupet och förankringens diameter blir stor ökar inte längre lastupptagningsförmågan med förankringsdjupet. Anledningen är att brottmekanismen inte längre liknar en bergkon utan att det sker ett lokalt brott vid förankringens ände. Analysen genomfördes endast på en sida av förankringen eftersom antaganden medförde en symmetrisk modell, se Figur 2.25.



Figur 2.25: Brottytor för basaltberg för olika GSI i jämförelse med antagen brottkon vid ett höjd-genom diameterförhållande på 4 för förankringen, efter Cerfontaine m. fl. (2021).

För att beakta inverkan av sprickor i berget kan en metod baserat på DFN (*Discrete Fracture Networks*) användas. Att modellera med DFN kan ske antingen genom att explicit modellera geometrin för varje spricka eller att de genereras slumpmässigt. Den slumpmässigt genererade metoden används ofta när det inte är möjligt eller lönsamt att undersöka berggrunden utförligt utan sprickorna genereras utifrån statistiskt baserad tillgänglig information. Att explicit modellera sprickorna ger ett mer tillförlitligt resultat (Lei, Latham och Tsang, 2017). Panton (2016) genomförde numeriska modelleringar med DFN genom att explicit modellera sprickorna. Syftet var att bättre kunna bestämma hur berget går till brott med olika sprickplan och bedöma den verkliga lastupptagningsförmågan. Han resonerade även kring hur konens form påverkas av den relativa styvheten mellan bruket och bergmassa. Resultaten visade att oavsett orientering av sprickor är tillgodoräkandet av endast bergkonens vikt ett konservativt antagande. Vidare visar simuleringarna att valvverkan (se Figur 2.23) gav ökad lastupptagningsförmåga i förankringen.

3 Numerisk modellering

Att undersöka frågeställningarna redovisade i Kapitel 1 genom provdragning är både dyrt, tidskrävande och komplext. Beslutet togs att skapa modeller i Plaxis 3D där olika parametrar undersöktes. Materialmodellen som användes var en Hoek-Brown-modell. Litteraturstudien visade inga exempel på att närliggande förankringar har modellerats numeriskt. En 3D-modell valdes före en axisymmetrisk modell eftersom det är ett lämpligare val när flera förankringar ska modelleras numeriskt.

3.1 Finita elementmetoden

För att kunna modellera bergmassor på ett lämpligt vis krävs det att många parametrar beaktas. Bergspänningar, temperatur, vattentryck, sprickzoner, inhomogenitet, anisotropi, plastiskt beteende mm. I dagsläget är det ovanligt att en modell beaktar samtliga dessa parametrar, omdöme krävs istället för att avgöra vad som är en tillfredsställande modell (Jing, 2003).

Finita elementmetoden (FEM) är en av de vanligaste numeriska metoderna inom bergmekanik. Anledningen är att FEM ger möjligheter att beakta heterogenitet, icke-linjära materialmodeller, bergspänningar och gravitation. Metoden ger också möjlighet att beakta sprickzoner genom att skapa speciella element där sprickorna är belägna (Jing, 2003). Med FEM går det att beakta heterogenitet genom att olika regioner och element i modellen får olika materialegenskaper (Nikolic, Roje-Bonacci och Ibrahimbegovic, 2016).

Ett fysiskt problem i ett kontinuum kan beskrivas av oändligt många frihetsgrader. Systemets beteende kan beskrivas med partiella differentialekvationer över området. En kontinuumbaserad modell kan användas då berget är intakt eller starkt uppsprucket. När bergmassor har tydliga sprickriktningar och ett anisotropt beteende är en diskretiserad modell att föredra. I en diskretiserad modell kommer sprickor och block att påverka beteendet i stor utsträckning (Jing, 2003).

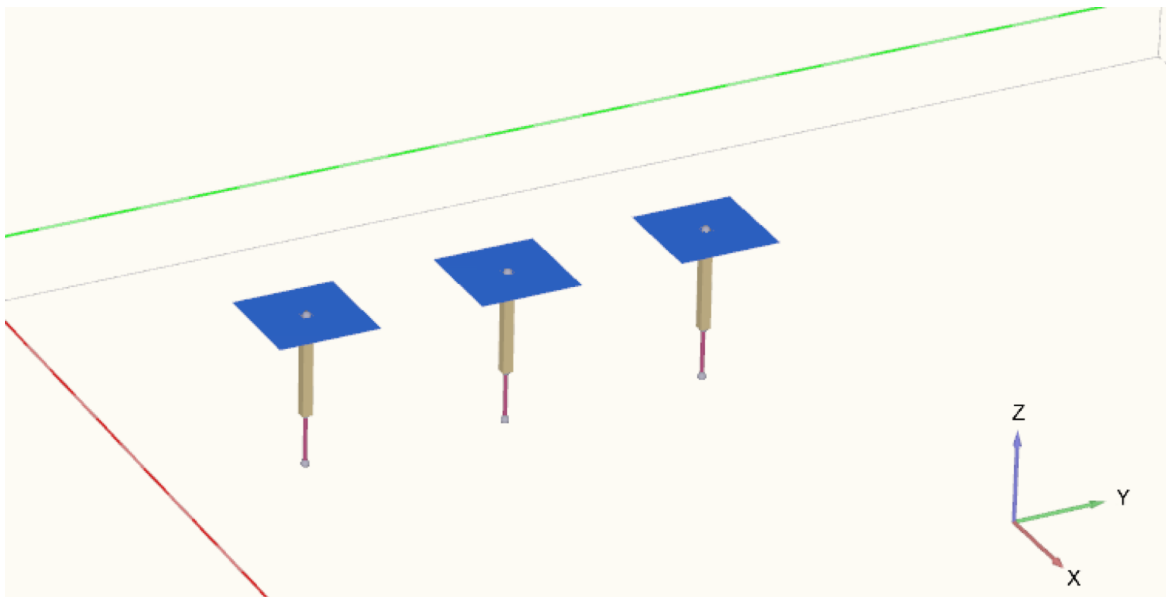
Vid statiska problem med olinjära materialmodeller beräknas deformationerna genom att beräkningen itereras tills jämvikt uppnås. Metoden ger inte exakta lösningar på fysikaliska problem utan ger en approximation som anses tillräckligt bra om de är inom definierade feltoleranser. När lösningen kommer tillräckligt nära anses den ha konvergerat. Materialet representeras med en styvhetsmatris uttryckt för varje element vilket relaterar lasten till deformationen (Jing, 2003).

3.2 Modellernas uppbyggnad

3.2.1 Allmänt

Förankringarnas fria längd modellerades med ett *node to node anchor* vilket innebär en linjärelastisk anslutning mellan två noder. Detta medförde att stagens lastupptagningsförmåga inte kunde bli begränsande för brottlasten. Runt den fria längden skapades ett fyrkantigt borrhål med dimensionerna 0,2x0,2 m. Förankringarnas gjutna längd modellerades med en *embedded beam*. Den ingjuta längden var i kontakt med bergmassan. För att kunna skapa ett sammanhängande beräkningsnätverk behövde ett *plate element* anslutas till toppen av förankringen. Detta *plate element* gjordes flexibelt för att det inte skulle påverka resultatet. Randvillkoren för modellen medförde att botten av modellen var förhindrad från rörelse. Sidorna av modellen var förhindrade från rörelse i x- och y-led men fri att röra sig i z-led (PLAXIS, 2023b).

I den ena modellen hade stagen en längd på 3 meter, varav 1 meter ingjuten längd. I den andra modellen var stagen 6 meter långa varav 2 meter ingjuten längd. Avstånden mellan stagen var 4 meter i båda modellerna. Berget modellerades med en kalkstensmodell vars materialparametrar därefter reducerades i två steg. Figur 3.1 visar modellen med förankringslängd 3 meter.



Figur 3.1: Modellen för 3 m stag.

3.2.2 Materialparametrar

För beräkning av bergmassans elasticitetsmodul användes formlerna i Plaxis 3D referensmanual (PLAXIS, 2023b). Berget antogs vara en kalksten vars materialparametrar baserades på en sammanvägning av olika typer av kalksten.

E-modulen bestämdes enligt

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (3.1)$$

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad (3.2)$$

där

E_i =E-modul för intakt berg

E_{rm} =E-modul för bergmassan

MR =modulus ratio.

MR antogs vara 500 vilket är ett konservativt värde när olika värden för kalkstenar sammanvägs. Tvärkontraktionstalet, v , för kalkstenen varierar i stor utsträckning, i beräkningarna användes 0,25 eftersom det ligger i mitten av intervallet som är normalt för kalksten (PLAXIS, 2023a).

Materialparametrar för de olika materialmodellerna presenteras i Tabell 3.1 nedan.

Tabell 3.1: Materialparametrar för de olika materialmodellerna.

Materialmodell	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	γ [kN/m ³]	v	E_{rm} [MPa]
1	75	12	80	27	0,25	33013
2	35	12	40	27	0,25	2794
3	5	12	10	27	0,25	75,6

Vid bestämmande av materialparametrar för injekteringsbruket behövde avvikelser från verkliga förhållanden göras. Enligt litteraturen är den maximala vidhäftningsspänningen mellan injekteringsbruk och berg vid brott omkring 0,5-5 MPa (Bredenberg, 1984). Med antagen stagdiameter på 50 mm och antagen borrhålsdiameter på 70 mm beräknades lastupptagningsförmågan enligt Ekvation 2.20.

$$Q_{rgu} = 2\pi \cdot 0,035 \cdot 2,5 \cdot 10^6 \cdot 1 = 549,5 \text{ kN} \quad (3.3)$$

med

$$r_g = 0,035 \text{ m}$$

$$\tau_{rgu} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$l_{brg} = 1 \text{ m.}$$

Vidhäftningen mellan injekteringsbruk och staget varierar beroende på injekteringsbrukets tryckhållfasthet och typ av stag som används. Värdena ligger vanligtvis inom intervallet 1,2-2,5 MPa (Bredenberg, 1984). Med antagen stagdiameter på 50 mm beräknades lastupptagningsförmågan enligt Ekvation 2.18.

$$Q_{tgu} = 2\pi \cdot 0,025 \cdot 1,85 \cdot 10^6 \cdot 1 = 290 \text{ kN} \quad (3.4)$$

med

$$r_t = 0,025 \text{ m}$$

$$\tau_{tgu} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$l_{btg} = 1 \text{ m.}$$

Användandet av dessa värden skulle begränsa möjligheten att studera bergkonsbrott. Den maximala vidhäftningen mellan staget och berget varierades istället beroende på last och förankringslängd. Målbilden var att lastupptagningsförmågan för bruket skulle vara ungefär 100% högre än bergkonens brottlast. Anledningen till detta var att brukets lastupptagningsförmåga inte skulle vara så pass svagt att det blir en annan brottmod som är begränsande men inte heller så pass starkt att det blir en orealistisk lastöverföring mellan staget och berget.

Enligt Figur A.1 i Bilaga A har ett GEWI-plus stag på 50 mm en brottlast på 1570 kN. Detta hade också varit begränsande i många beräkningar. Därför användes ett elastiskt material med ett E-modul på 210 GPa och en diameter på 50 mm för att representera den fria längden enligt

$$EA = 210 \cdot 10^9 \cdot \pi \cdot 0,025^2 = 412,3 \text{ kN} \quad (3.5)$$

Tabell 3.2: Materialparametrar för *embedded beam*.

E [GPa]	A [m ²]	T_{skin} [kN/m]	$T_{skin,max}$ [kN/m]	γ [kN/m ³]
210	0,00196	$\approx 2 \cdot$ brottlast	$\approx 2 \cdot$ brottlast	24

Plate-elementet behövdes för att skapa ett sammanhängande elementnät, det gjordes flexibelt för att inte påverka resultatet enligt

$$E_{plate} = 1 \text{ kPa} \quad (3.6)$$

$$d_{plate} = 0,1 \text{ m} \quad (3.7)$$

Tabell 3.3 anger vidhäftningen per meter mellan staget och berget för de olika modellerna. Notera att det är angivet per meter gjuten längd, för 3 m-staget är den gjutna längden 1 m, och för 6 m-staget är den gjutna längden 2 m.

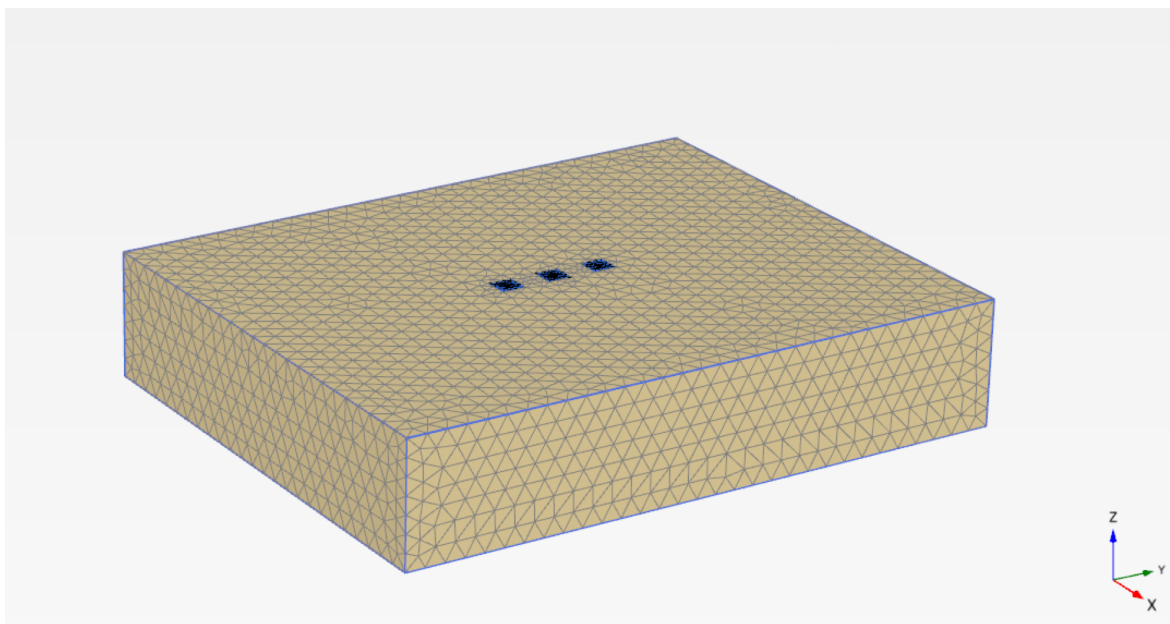
Tabell 3.3: Specifik vidhäftning (T_{skin}) för de olika modellerna.

Materialmodell	Staglängd [m]	T_{skin} [kN/m]	$T_{skin,max}$ [kN/m]
1	3	200000	200000
1	6	200000	200000
2	3	10000	10000
2	6	25000	25000
3	3	1000	1000
3	6	4000	4000

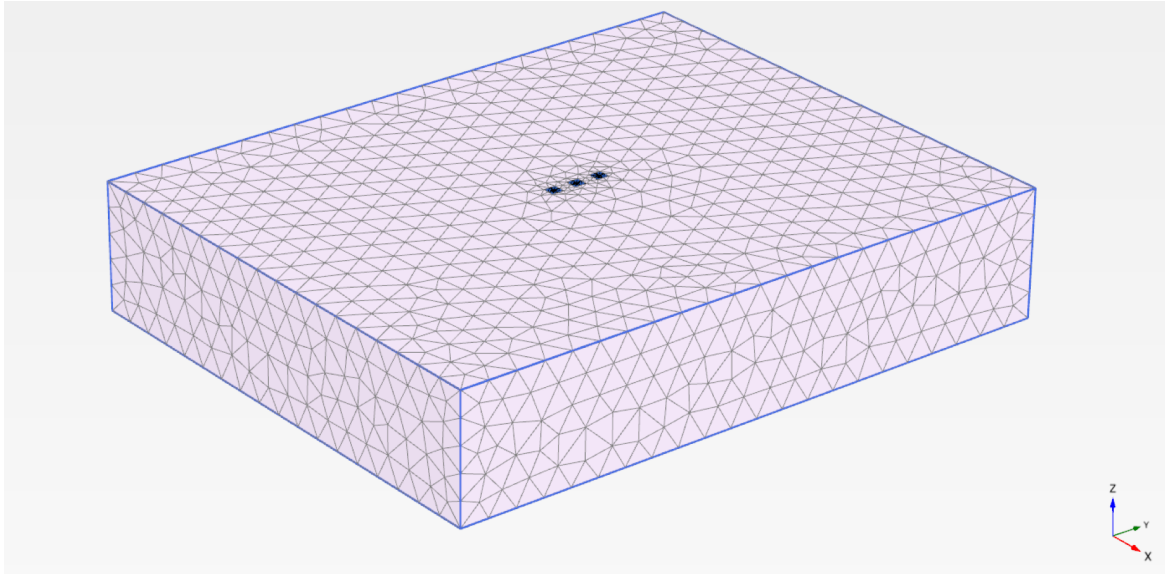
3.2.3 Elementindelning

Elementnäten utgjordes av tetraederformade element med 10 noder. För att eliminera felkällor relaterade till modellens storlek i förhållande till förankringslängderna gjordes 6 m-modellen dubbelt så stor som 3 m-modellen. För 3 m-förankringen var modellen 50x40x10 m, enligt Figur 3.2. För 6 m var den 100x80x20 m, enligt Figur 3.3. Vid beräkningarna användes följande elementnät för de olika modellerna.

Begreppet elementdimension definieras i Avsnitt 3.3.3.



Figur 3.2: Elementnät 3 m stag, mellanfin elementindelning, elementdimension 3,24 m.



Figur 3.3: Elementnät 6 m stag, mellanfin elementindelning, elementdimension 6,48 m.

3.3 Genomförande

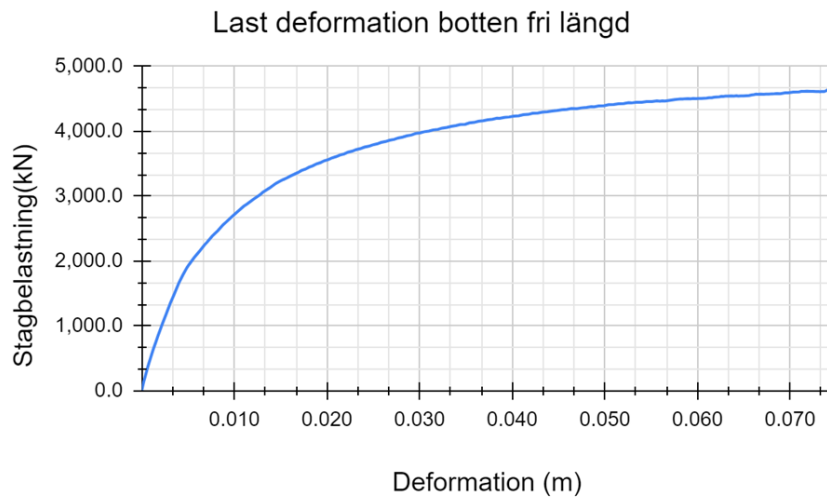
3.3.1 Beräkning

Spänningstillståndet beräknades i ett initialt laststeg och baserades på K_0 -metoden vilket innebar att den baserades på bergets tunghet och tvärkontraktionstal. Därefter skedde en plastisk beräkning när stagen belastades. Plaxis har en *load stepping procedure* inbyggd vilket innebär att programmet kan avgöra hur stora laststeg som är lämpliga. För varje laststeg itererar programmet tills det globala jämviktsfelet är mindre än det tolererade felet. Det tolererade felet var 0,01. I samtliga beräkningar genomfördes minst 100 laststeg innan modellen gick till brott. När modellen belastades med last större än brottlasten kollapsade bergmaterialet. Kollapsen antogs ha skett när lasten minskar i 5 laststeg och när styvhetsparametern CSP (*Current stiffness parameter*) var mindre än 0,015. CSP är ett mått som beskriver hur plastisk beräkningen är (PLAXIS, 2023b). Om detta har skett kommer programmet visa att det inte konvergerat och att bergvolymen har kollapsat.

Först belastades mittenstaget (jfr Figur 3.1) utan att stagen vid sidan belastades. Därefter belastades alla tre stagen. Stagen bredvid mittenstaget belastades med samma last som mittenstaget i ett försök, och med 80% av mittenstagets last vid ett annat försök. Den last som uppnåddes när modellen inte konvergerar antogs vara brottlasten. Detta genomfördes för samtliga materialmodeller, förankringslängder och belastnings-scenarier. Ett försök genomfördes också där bergets tunghet varierades och påverkan på brottlasterna observerades. Detta gjordes för materialmodell 3 med 3 meters förankringar.

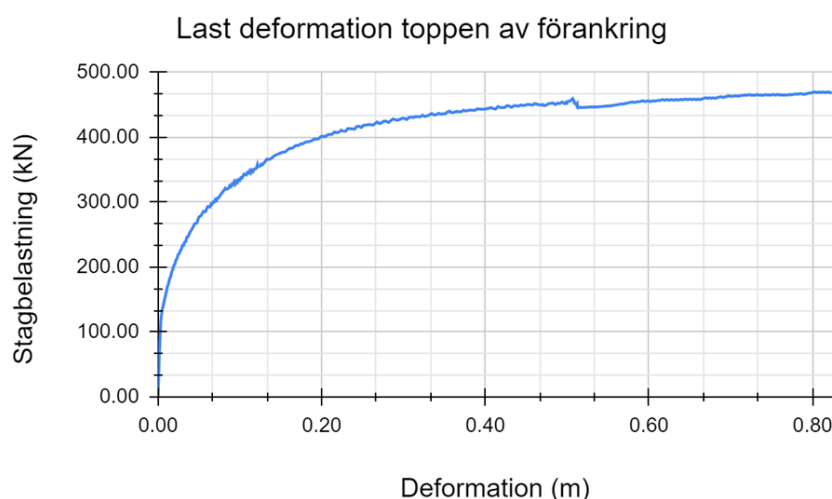
3.3.2 Tolkning av resultat

Figur 3.4 visar ett last-deformationsdiagram för en nod som befinner sig på botten av den fria längden av mittenstaget. Kurvan visar hur lasten närmar sig en last där modellen inte konvergerar. Detta mönster stämmer för alla beräkningar. Brottlasten har bedömts vara lasten på mittenstaget i det sista laststeget.



Figur 3.4: Last-deformationssamband för botten av den fria längden för mittenstaget, vid staglängd 3 m, materialmodell 2 och lika belastning på alla stag.

Figur 3.5 visar last-deformationsdiagram i en annan beräkning för en nod som befinner sig på toppen av den fria längden. Kurvorna beter sig på liknande sätt, men Figur 3.5 illustrerar ett fall där brottlasten inte är lika enkel att tolka. En tolkning är att brott sker vid hacket eftersom lasten då sjunker. Felmarginalerna anses dock vara små och lasten i det sista steget var den som användes i resultatet.



Figur 3.5: Last-deformationssamband för toppen av den fria längden för mittenstaget, vid staglängd 3 m, materialmodell 3 och sidostag 80% av mittenstag.

Deviator-töjningarna kontrollerades för att kunna urskilja brottbeteende. Deviator-töjning i Plaxis 3D benämns *deviatoric strains* och beräknas enligt

$$\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{3}[(\varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3})^2 + (\varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3})^2 + (\varepsilon_{zz} - \frac{\varepsilon_v}{3})^2 + \frac{1}{2}(\omega_{xy}^2 + \omega_{yz}^2 + \omega_{zx}^2)]} \quad (3.8)$$

där

ε_{xx} = töjning i x-led

ε_{yy} = töjning i y-led

ε_{zz} = töjning i z-led

ε_v = volumetrisk töjning

ω_{xy} = skjuvtöjning i x,y-led

ω_{yz} = skjuvtöjning i y,z-led

ω_{zx} = skjuvtöjning i z,x-led.

För de resultat där det var aktuellt kunde en öppningsvinkel för en brottkon uppskattas. Detta gjordes genom att följa de största deviator-töjningarna och ansluta till förankringen. Då kunde även en utgångspunkt för brottkonen uppskattas.

3.3.3 Kontroll av elementindelning

För att kontrollera att elementnätet var tillräckligt fint genomfördes ett försök genom att krympa modellen för att få en finare elementindelning och testa den med olika elementstorlekar för att se om resultatet skiljde sig. Detta gjordes för enskilt stag, materialmodell 2 med 3 meters stag. Modellens storlek var 20x24x5 m³.

Elementdimension representerar målbilden för storleken på elementen. Beräknas enligt

$$l_e = r_e \cdot 0,05 \cdot \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2} \quad (3.9)$$

där

l_e =elementdimension

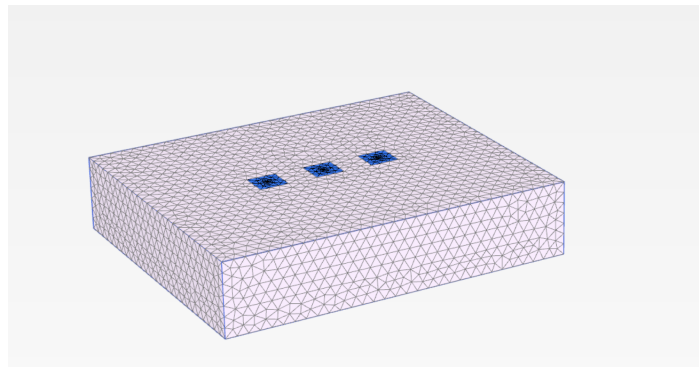
x_{max} och x_{min} = modellens största och minsta x-värde

y_{max} och y_{min} = modellens största och minsta y-värde

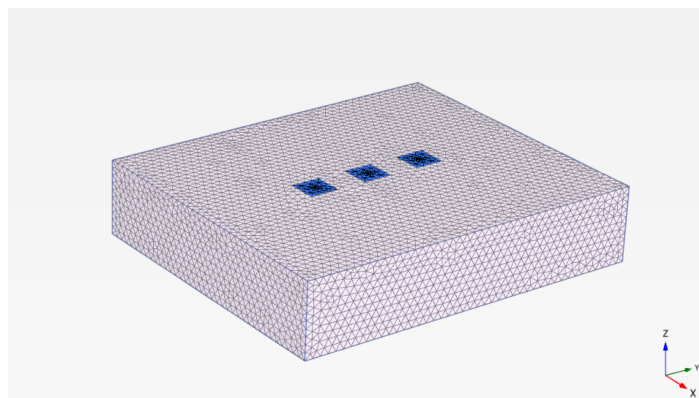
z_{max} och z_{min} = modellens största och minsta z-värde

r_e =konstant beroende på elementnätets finhet.

Resultaten för kontrollen redovisas i Avsnitt 4.3.



Figur 3.6: Mindre modell med mellanfin elementindelning, elementdimension 1,582 m.



Figur 3.7: Mindre modell med fin elementindelning, elementdimension 1,107 m.

4 Resultat

I följande kapitel likställs begreppet lastupptagningsförmåga beräknad för de analytiska metoderna med brottlast.

4.1 Brottlaster

Tabell 4.1 nedan visar brottlasten för materialmodell 1-3 med förankringslängd 3 m och 6 m vid enskilda och flera stag. Brottlast flera stag 80% innebär att stagen bredvid mittstaget belastas med 80% av lasten för mittstaget.

Tabell 4.1: Brottlaster från Plaxis.

Materialmodell	Staglängd [m]	Brottlast enskilt stag [kN]	Brottlast flera stag 80% belastning [kN]	Minskning pga närliggande stag 80% [%]	Brottlast flera stag med samma belastning [%]	Minskning pga närliggande stag med samma last [%]
1	3	87127	78922	9,4	85517	1,8
1	6	130398*	311533*	-	-	-
2	3	5248	4935	6,0	4624	11,9
2	6	29424	21167	15,3	18770	36,2
3	3	457	469	-2,6	463	-1,3
3	6	4378	3778	13,7	3356	21,6

För materialmodell 1 vid 6 meters förankringslängd har programmet svårt att få beräkningarna att konvergera då det behövs väldigt många laststeg och iterationer, dessa resultat har markerats med (*) och bör ej betraktas som tillförlitliga. Dessa resultat beaktas inte i analysen.

4.1.1 Brottlast med olika tungheter på berget

Försöket genomfördes för att se hur bergets tunghet påverkade brottlasten. För detta användes materialmodell 3 och 3 meters stag. Detta jämfördes med bergkonsmetoden med en antagen öppningsvinkel på 60° .

Tabell 4.2: Brottlaster med olika tunghet materialmodell 3, 3 m stag, enskilt stag. Jämfört med bergkonsmetoden.

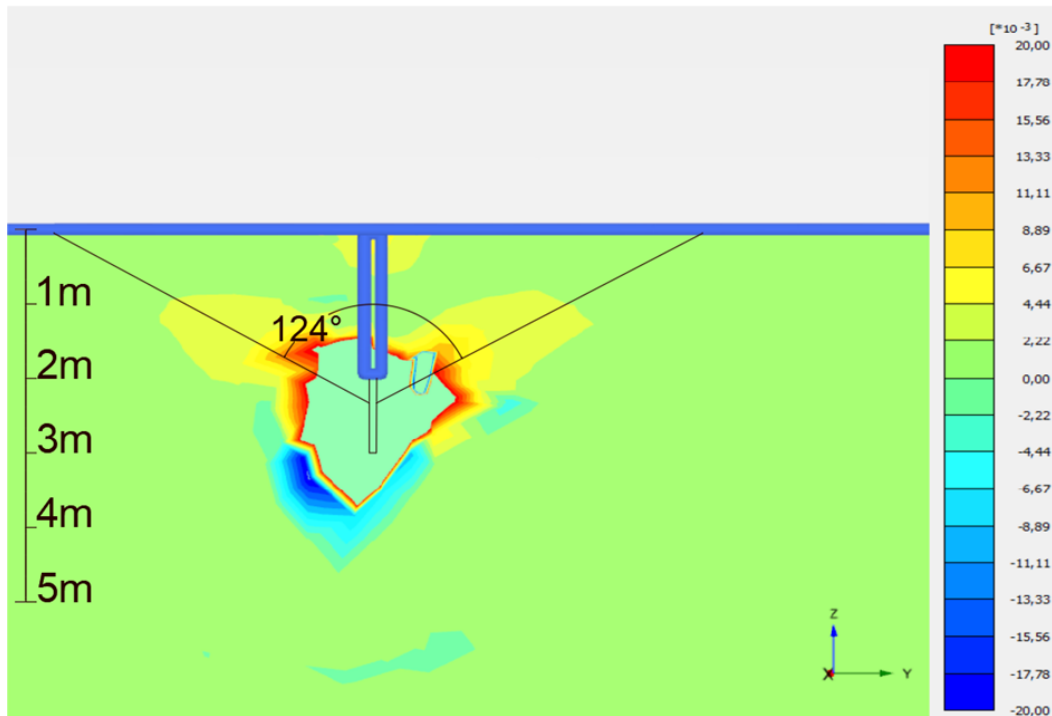
γ [kN/m ³]	Plaxis [kN]	Bergkonsmetoden [kN]	Differens [kN]
27	457	254	203
27 (GVY vid marken)	383	160	223
23	429	217	212
17	382	160	222
0	74	0	74

4.2 Deformationer

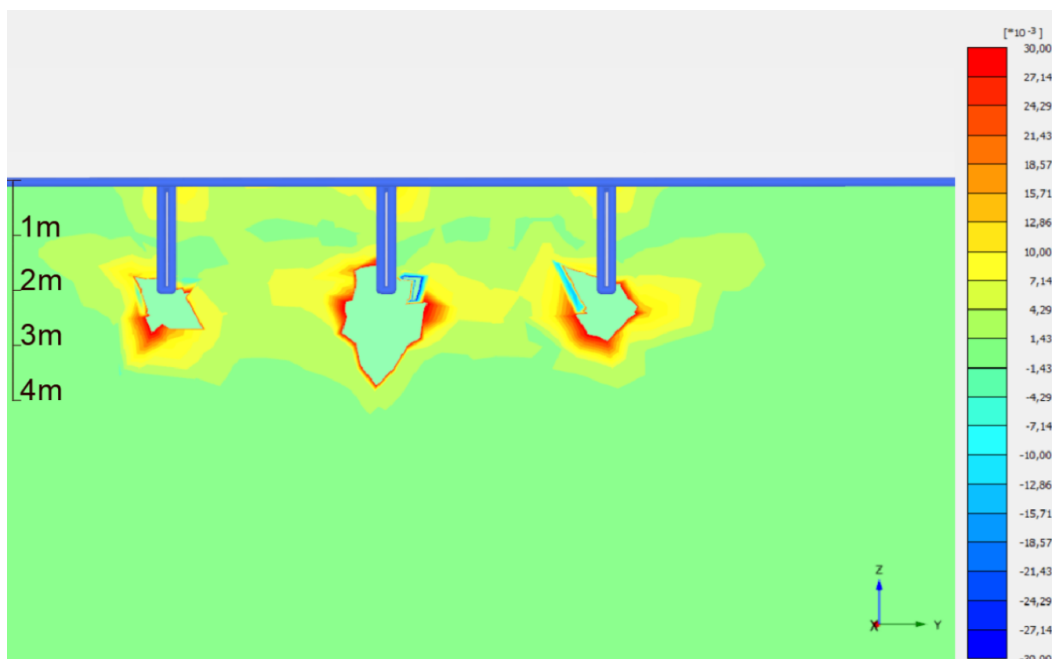
Bilderna i följande avsnitt är framtagna genom att det skapats ett snitt över förankringarna i 3D-modellen och deviatortöjningarna visualiseras i snittet. De allra största töjningarna uppstod runt den ingjutna längden, för att visualisera brottet filtrerades de största töjningarna bort. Där det bedömdes relevant anpassades en brottkon till figurerna. Förankringarna var uppradade längs y -axeln. Observera att figurerna med sidovy i figurtexten betraktar x -axeln och inte y -axeln.

4.2.1 Materialmodell 1

Figur 4.1 visar deviatorertöjningarna för förankringen på 3 meter när det är belastat enskilt. En brottkon har anpassats till deviatorertöjningarna. Figur 4.2 visar deviatorertöjningarna när förankringarna vid sidan belastas med 80% av lasten för mittenförankringen.

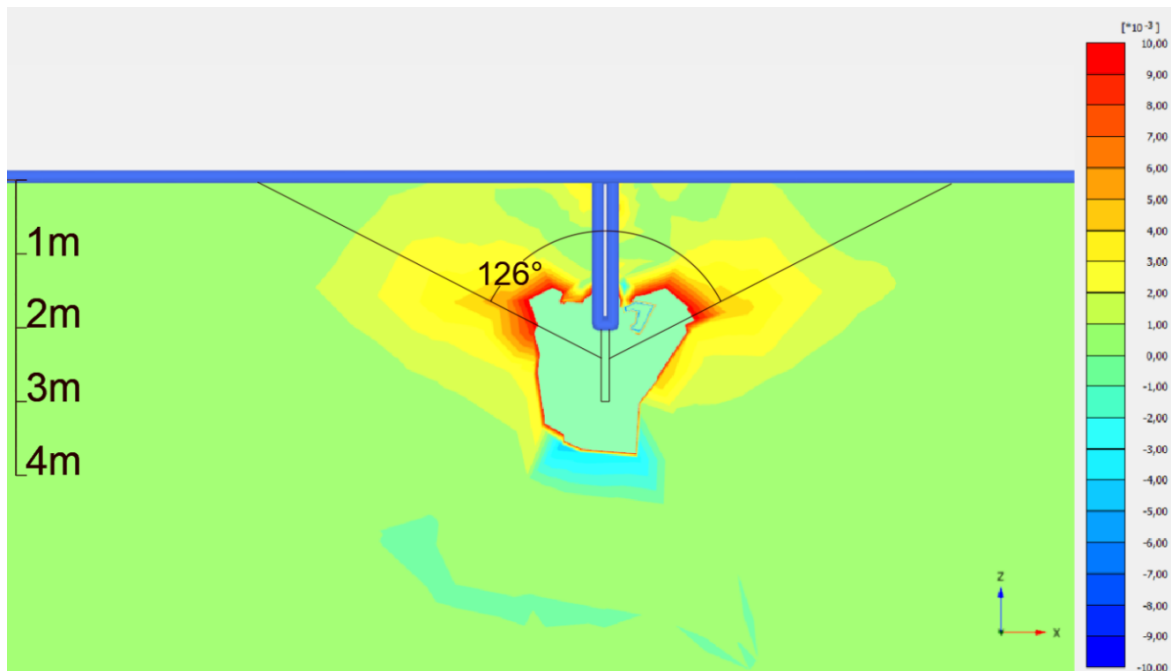


Figur 4.1: Deviatorertöjningar och antagen brottkon materialmodell 1, 3 m, enskilt stag.

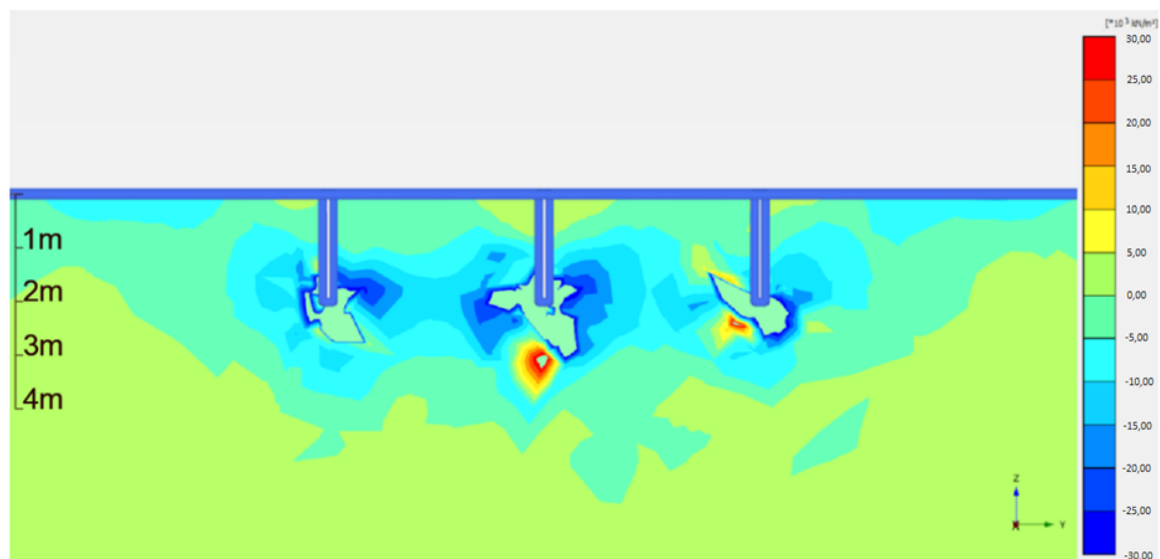


Figur 4.2: Deviatorertöjningar materialmodell 1, 3 m, flera förankringar, olika belastning.

Figur 4.3 visar deviatorertöjningarna för mittenförankringen för samma fall som Figur 4.2 från sidan. Figur 4.4 visar horisontalspänningarna vid detta lastfall.



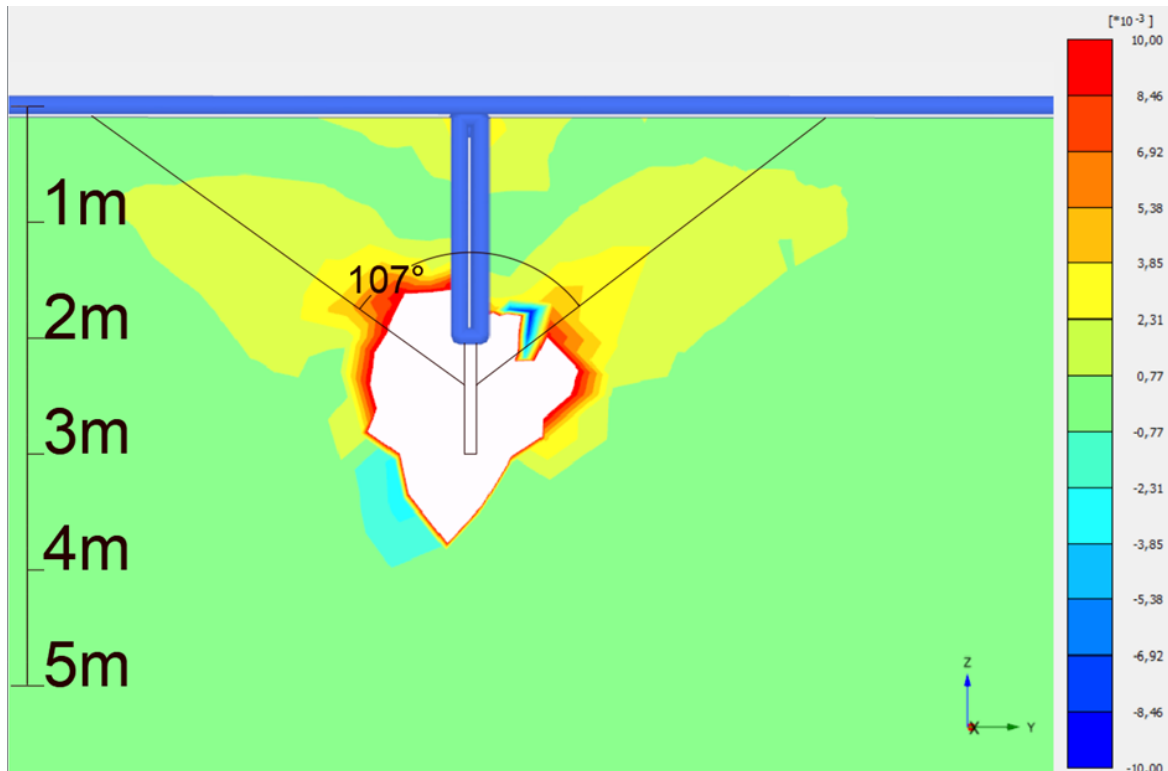
Figur 4.3: Sidovy, deviatorertöjningar materialmodell 1, 3 m, flera förankringar, olika belastning.



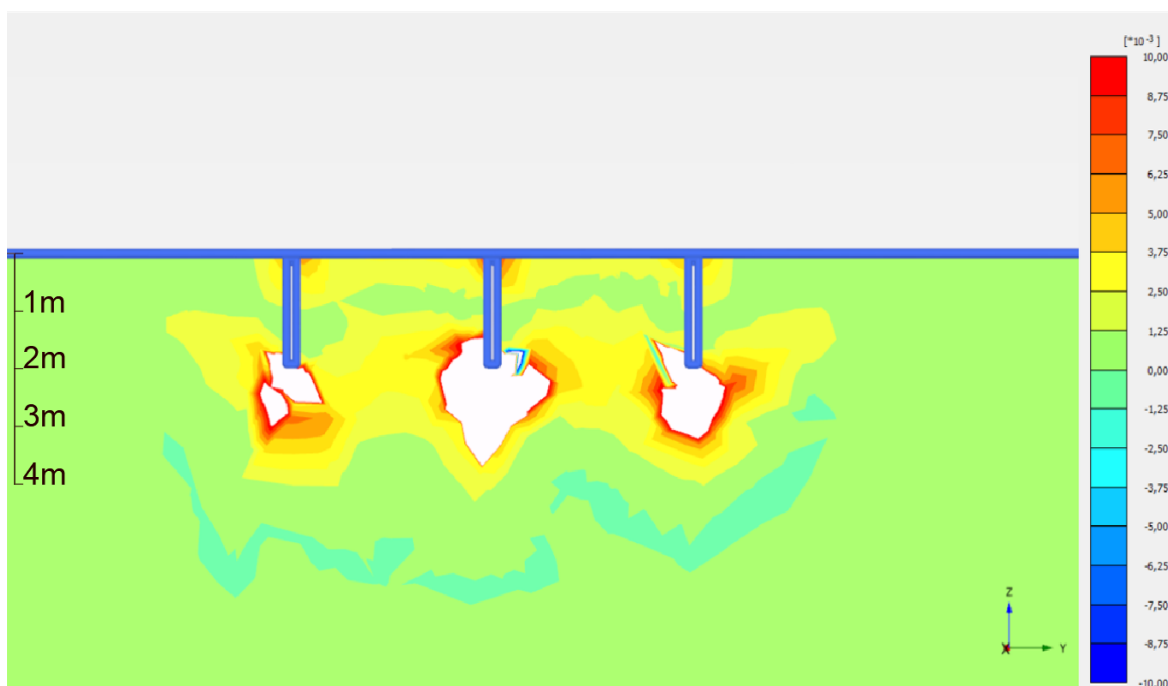
Figur 4.4: Horisontalspänningar σ_{yy} där negativa värden är kompression, materialmodell 1, 3 m, förankringar med olika belastning.

4.2.2 Materialmodell 2

Figur 4.5 visar deviatorertöjningar för enskild förankring på 3 meter. Figur 4.6 visar deviatorertöjningar när förankringarna vid sidorna belastas med 80% av lasten för mittförankringen.

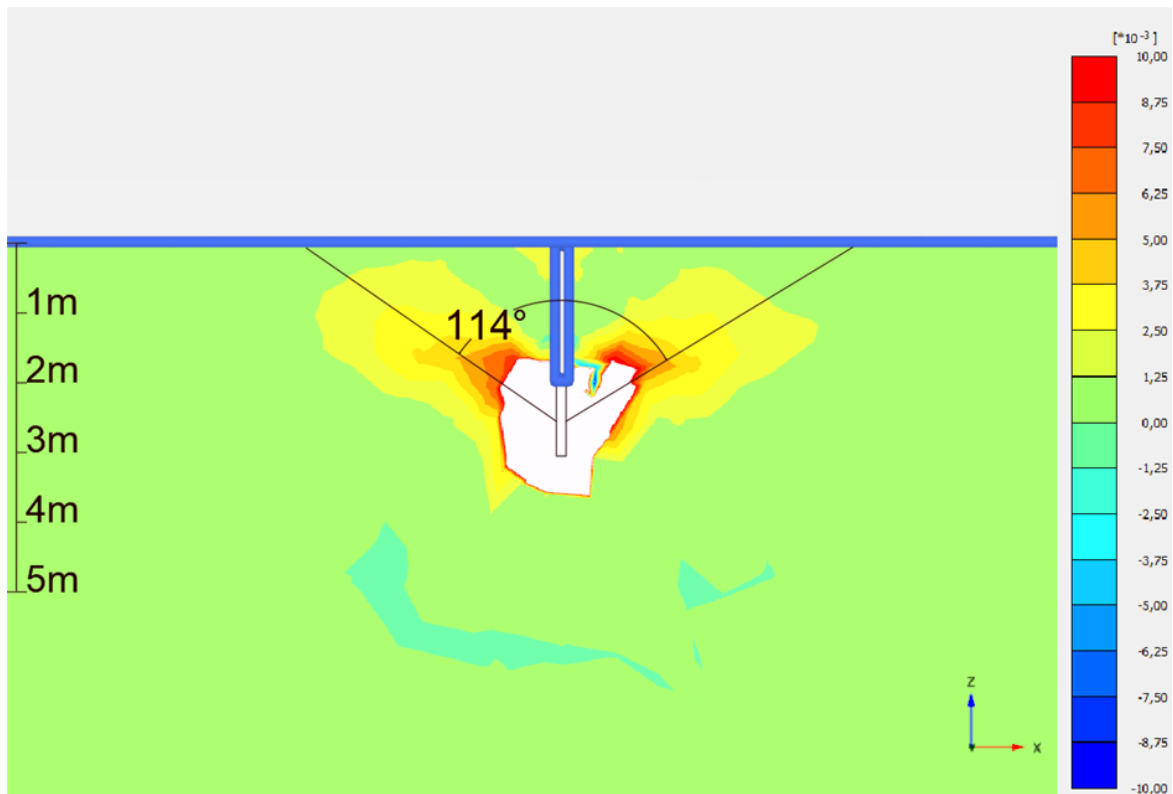


Figur 4.5: Deviatorertöjningar materialmodell 2, 3 m, enskild förankring.

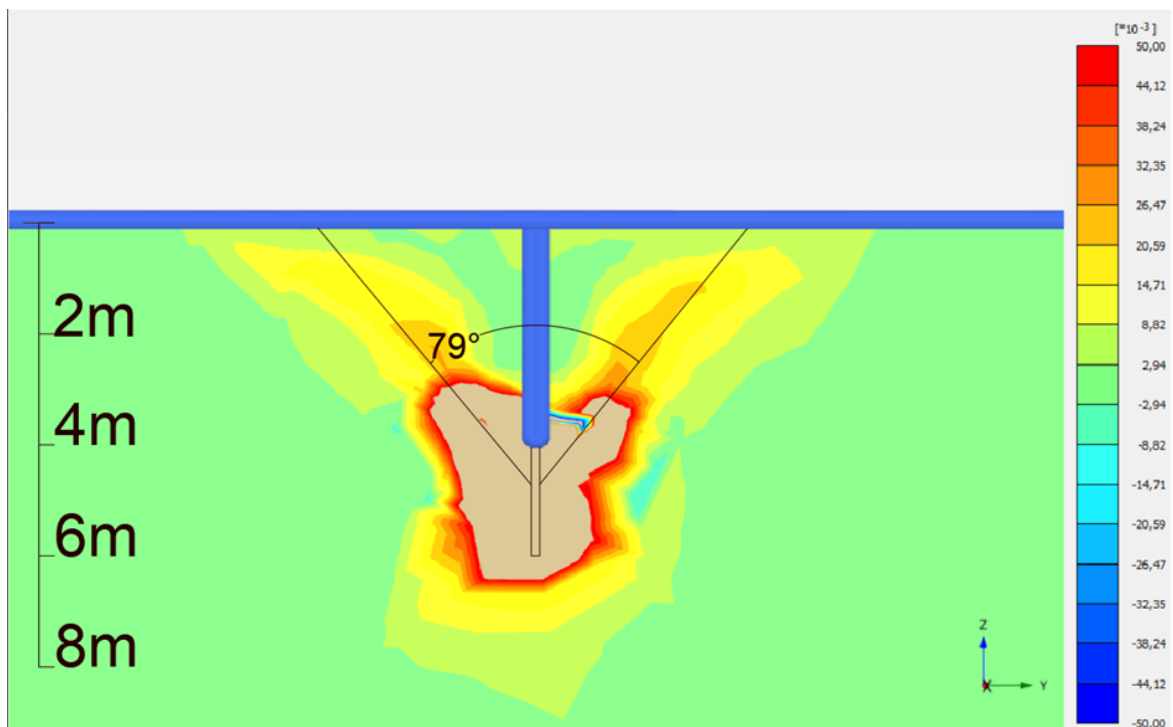


Figur 4.6: Deviatorertöjningar materialmodell 2, 3 m, flera förankringar, olika belastning.

Figur 4.7 visar deviatortöjningarna för mittenförankringen för samma lastfall som figur 4.6 från sidan. Figur 4.8 visar deviatortöjningarna för 6 meter enskilt stag.

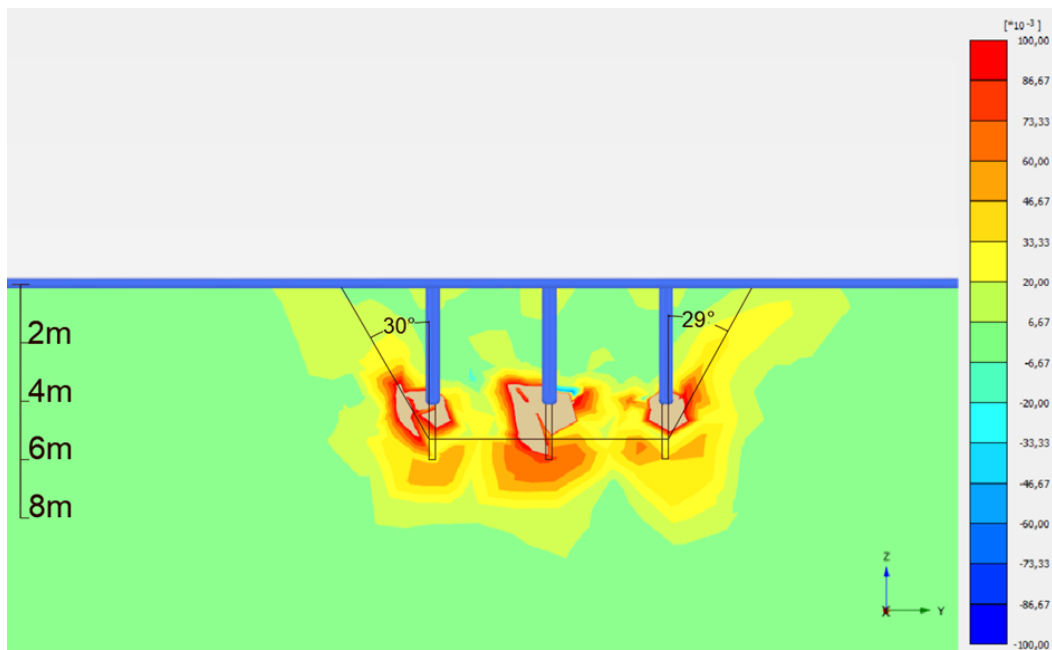


Figur 4.7: Sidovy deviatortöjningar mittenförankring materialmodell 2, 3 m, flera förankringar, olika belastning.



Figur 4.8: Deviatortöjningar materialmodell 2, 6 m, enskild förankring.

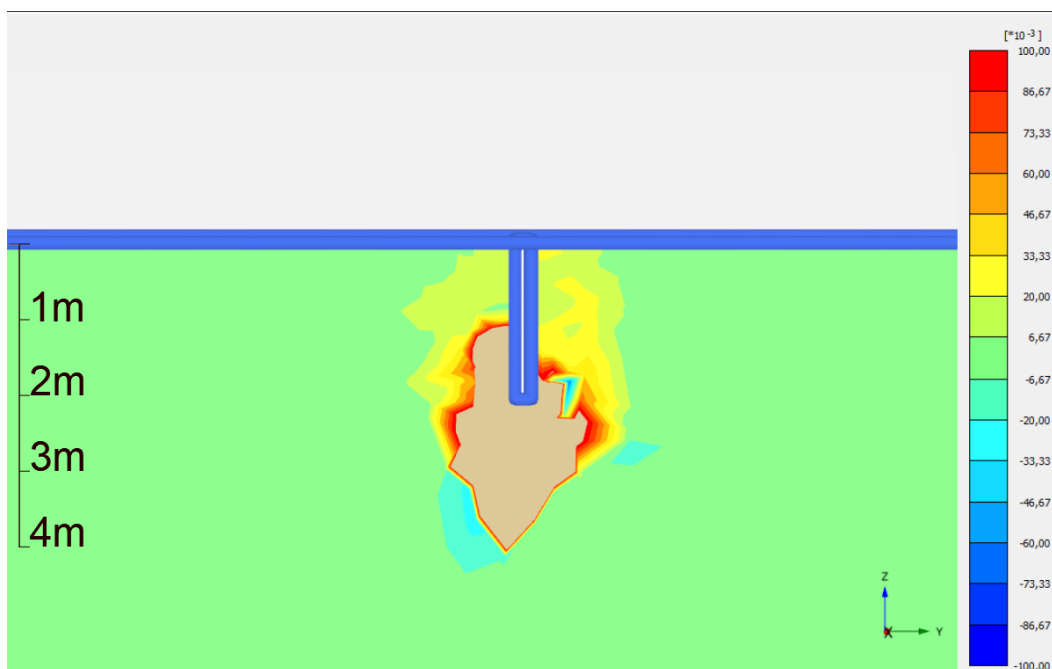
Figur 4.9 visar deviatorertöjningar med inritad storkon för flera förankringar där förankringarna vid sidan belastas med 80% av mittenförankringen vid förankringslängd 6 meter.



Figur 4.9: Deviatorertöjningar materialmodell 2, 6 m, flera förankringar, olika belastning.

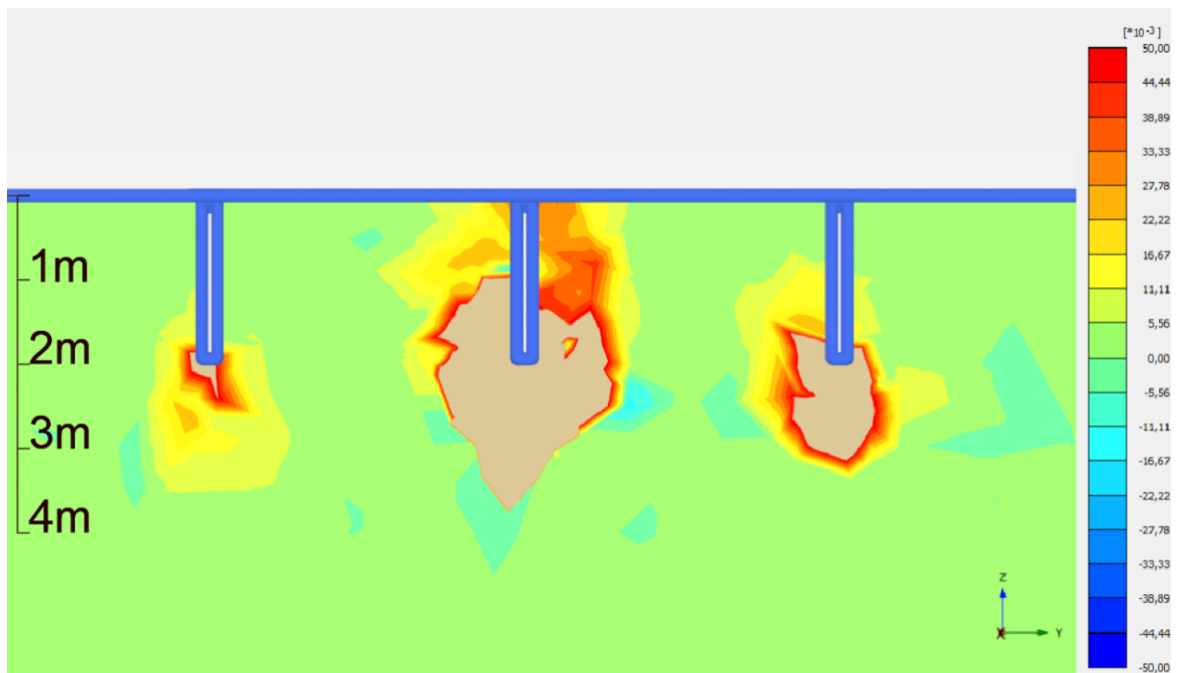
4.2.3 Materialmodell 3

Figur 4.10 visar deviatorertöjningar för enskilt stag med 3 meter förankringslängd.

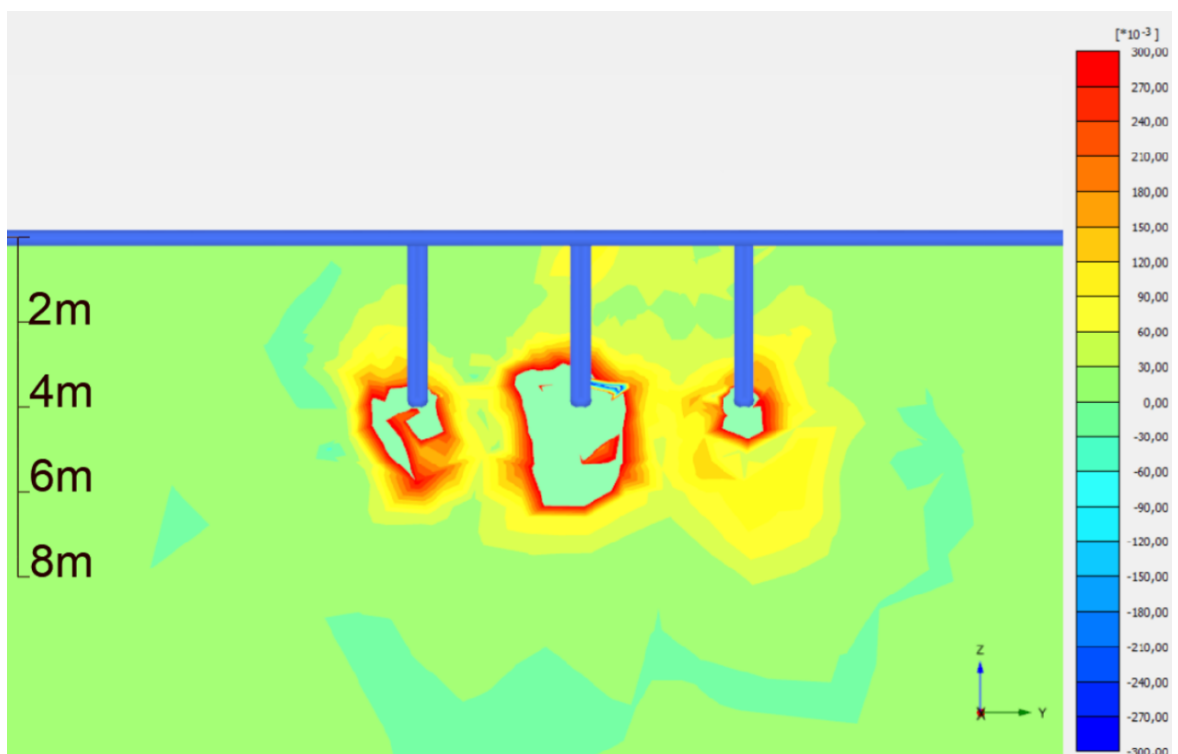


Figur 4.10: Deviatorertöjningar materialmodell 3, 3 m, enskild förankring.

Figur 4.11 visar deviatorertöjningar för flera förankringar där förankringarna vid sidan belastas med 80% av mittenförankringen vid förankringslängd 3 meter. Figur 4.12 visar samma för förankringslängd 6 meter.



Figur 4.11: Deviatorertöjningar materialmodell 3, 3 m, flera förankringar, olika belastning.



Figur 4.12: Deviatorertöjningar materialmodell 3, 6 m, flera förankringar, olika belastning.

4.3 Kontroll med finare elementindelning

Enligt Tabell 4.3 skiljer sig inte brottlasten mycket med en mindre modell. Med finare elementindelning skiljer sig resultatet mindre än 5%. Det antas vara tillräckligt lite för att rättfärdiga användandet av en mellanfin elementindelning. Figur på deviatortöjningar visas i Figur A.2 och A.3 i Bilaga A.

Tabell 4.3: Brottlast från mindre modell med olika elementindelning och ursprunglig modell.

Materialmodell	Förankringslängd [m]	Brottlast ursprunglig modell [kN]	Brottlast mindre modell, mellanfin elementindelning [kN]	Brottlast mindre modell, fin elementindelning [kN]
2	3	5248	5235	4974

4.4 Jämförelse med analytiska beräkningsmetoder

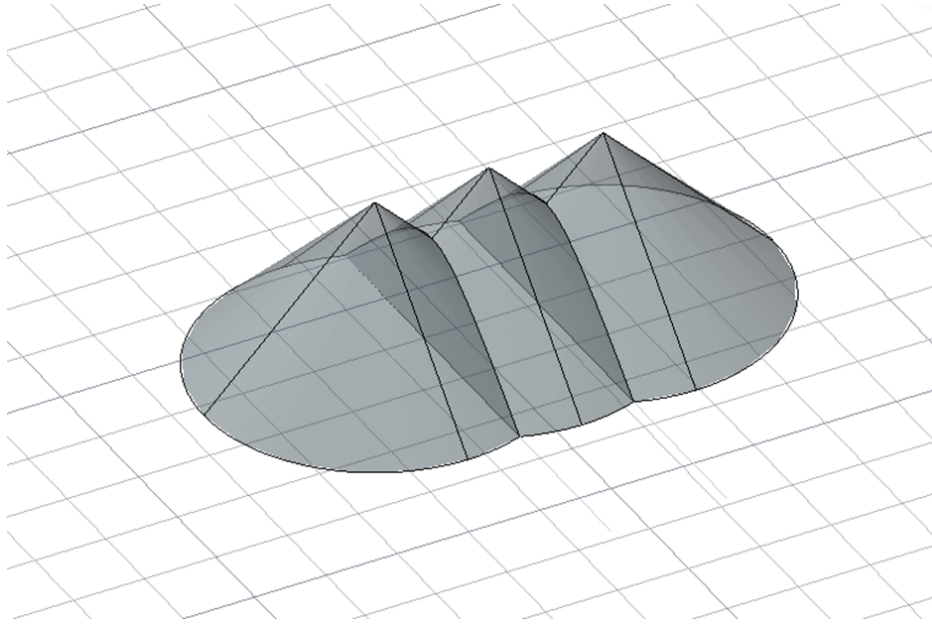
4.4.1 Reducerande volymer bergkonsmetoden

Närliggande förankringar i bergkonsmetoden kan beaktas genom att reducera volymerna, detta illustreras i Figur 4.13.

Brottlasten jämfördes för enskilt stag för en hel kon samt för mittenstaget vid överlappande koner. Beräkningarna i Tabell 4.4 gäller för ett avstånd på 4 m mellan stagen.

Tabell 4.4: Brottlaster beskurna koner.

Staglängd [m]	Öppningsvinkel θ [°]	Konvolym enskild kon [m ³]	Volym koner på kanten [m ³]	Volym reducerad kon i mitten [m ³]	Minskning mittenstag [%]	Brottlast enskilt stag [kN]	Brottlast mittenstag [kN]
3	60	9,4	9,4	9,4	0	254	254
3	90	28,3	27,1	25,9	8,4	763	699
6	60	75,4	69,8	64,2	14,8	2036	1734
6	90	226,1	178	130	42,5	6107	3511



Figur 4.13: Visualisering av närbelägna koner med reducerad volym för fallet då $L=6$ m, $\theta=90^\circ$, $d=4$ m.

Resultatet visar att vid längre förankring och högre öppningsvinkel, sänks brottlasten mer i både relativa och absoluta termer. Störst förlorad brottlast fås vid 6 meters förankring med öppningsvinkel 90° , med 42,5% förlorad brottlast. Vid 3 meters förankring med öppningsvinkel 60° påverkades inte brottlasten eftersom konerna inte överlappar varandra.

4.4.2 Metod enligt Hobst och Zajíc

Beräkningen är snarlik bergkonsmetoden, skillnaden är att utgångspunkten för bergkonen är i mitten på den gjutna längden, se Figur 2.11. Brottkonen enligt metoden stämmer bättre överens med det som observerats i Plaxis-modellerna. Beräknad brottlast enligt Hobst och Zajíc metod visas i Tabell 4.5.

Tabell 4.5: Brottlast för enskilt stag enligt Hobst och Zajíc (1977).

L [m]	Öppningsvinkel [°]	Fri längd [m]	Brottlast [kN]
3	60	2	147
3	90	2	442
6	60	4	1179
6	90	4	3534

Samma metod används sedan med öppningsvinklarna som togs fram från Plaxis-modellerna enligt Avsnitt 4.2, detta redovisas i Tabell 4.6.

Tabell 4.6: Brottlast för enskilda förankringar med öppningsvinklar från Plaxis-modellerna.

Materialmodell	Öppningsvinkel [°]	Längd [m]	Fri längd [m]	Brottlast [kN]	Brottlast enligt Plaxis [kN]
1	124	3	1	1563	87127
2	107	3	1	807	5248
2	79	6	2	2402	29424

För förankringar på rad användes Ekvation 2.22 och resultatet redovisas i Tabell 4.7.

Tabell 4.7: Brottlast för flera förankringar enligt Hobst och Zajíc (1977).

L [m]	Avstånd mellan förankring [m]	Öppningsvinkel [°]	Frilängd [m]	Längd av inj.bruk [m]	Brottlast [kN/m]	Brottlast för 8 meter [kN]	Brottlast per förankring [kN]
3	4	60	2	1	12,2	97	32
3	4	90	2	1	21,1	169	65
6	4	60	4	2	48,7	390	130
6	4	90	4	2	84,4	675	225

Brottlasten för flera förankringar beräknades även baserat på öppningsvinkeln observerad i Plaxis-modellerna för flera stag med materialmodell 2, redovisat i Tabell 4.8.

Tabell 4.8: Jämförelse med metoden för flera stag enligt Hobst och Zajíc (1977) och resultat från Plaxis.

Materialmodell	Öppningsvinkel [°]	Längd [m]	Fri längd [m]	Brottlast per förankring [kN]	Brottlast enligt Plaxis [kN]
2	114	3	1	86,6	4935

4.4.3 Norska metoden

Metoden delades in i tre huvudsakliga bergkvaliteter enligt Tabell 4.9 (StatensVegvesen, 2022).

Tabell 4.9: Värden för olika bergkvaliteter.

Bergkvalitet	Förmodad skjuvhållfasthet τ_k [kPa]	Öppningsvinkel θ [°]	Bergmassans tunghet γ [kN/m ³]
Hög	150	90	27
Mellan	75	80	27
Låg	50	60	27

Tabell 4.10 redovisar den teoretiska brottlasten för stagen enligt den norska metoden, jf Avsnitt 2.5.5.

Tabell 4.10: Brottlast enligt norska metoden med egentyngd för enskilda förankringar med olika staglängd.

Bergkvalitet	Brottlast 3 m [kN]	Brottlast 6 m [kN]
Hög	4999	23049
Mellan	2316	11413
Låg	1072	5307

Den norska beräkningsmetoden kan även beakta brottlast vid närliggande förankringar. Denna metod bygger också på en triangelformad geometri. Tynghden torde kunna medräknas i beräkningen men det saknas vägledning om hur detta kan göras.

Enligt Ekvation 2.30 beräknades brottlasten för olika förankringar i rad enligt norska metoden, se Tabell 4.11.

Tabell 4.11: Brottlast per förankring för förankringar i rad enligt norska metoden.

Bergkvalitet	d [m]	Förankringslängd [m]	Brottlast [kN]
Hög	4	3	3600
Hög	4	6	7200
Mellan	4	3	1800
Mellan	4	6	3600
Låg	4	3	1200
Låg	4	6	2400

Vid tillämpning av Ekvation 2.31 kan brottlasten räknas ut enligt metoden, när det endast är ett fåtal förankringar, se Tabell 4.12.

Tabell 4.12: Brottlast per förankring för förankringar i rad enligt norska metoden med metoden för ett fåtal stag.

Bergkvalitet	d [m]	Förankringslängd [m]	Brottlast [kN]
Hög	4	3	3814
Hög	4	6	10455
Mellan	4	3	1793
Mellan	4	6	4773
Låg	4	3	1062
Låg	4	6	2688

4.4.4 Kim och Cho

Brottlasten enligt Kim och Cho (2012) beräknades enligt Avsnitt 2.5.5 med utgångspunkt enligt materialmodellerna i Tabell 3.1 och redovisas i Tabell 4.13.

Tabell 4.13: Brottlast för olika materialmodeller enligt metoden för Kim och Cho.

Materialmodell	Förankringslängd [m]	s	σ_{tr} [kPa]	f_r [kN]	G [kN]	Brottlast [kN]
1	3	0,108	760	21108	442	21546
1	6	0,108	760	84415	3534	87949
2	3	$1,27 \cdot 10^{-3}$	3,7	103	442	545
2	6	$1,27 \cdot 10^{-3}$	3,7	411	3534	3945
3	3	$4,54 \cdot 10^{-5}$	0,0189	0,5	442	442
3	6	$4,54 \cdot 10^{-5}$	0,0189	2,1	3534	3536

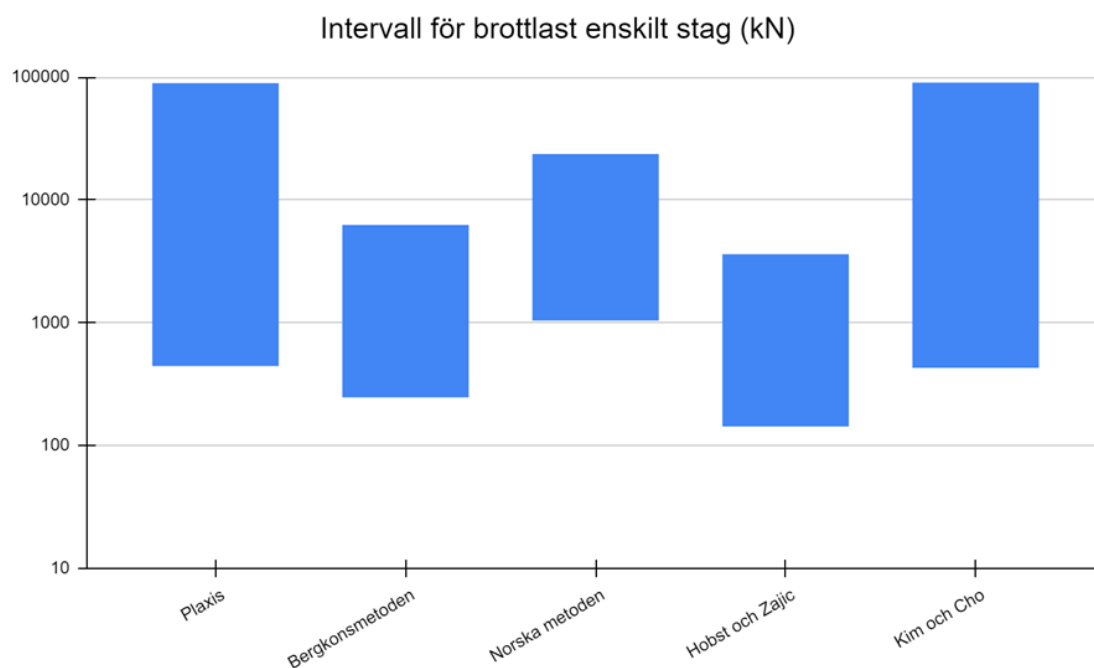
4.5 Sammanställning

I Tabell 4.14 och 4.15 redovisas beräkningsresultat med olika metoder. I tabellerna antas för norska metoden enligt Avsnitt 4.4.3, bra berg motsvara materialmodell 1, mellan motsvara materialmodell 2 och dåligt motsvara materialmodell 3. För bergkonsmetoden och Hobst och Zajíc-metoden användes 90° för materialmodell 1 och 2, 60° för materialmodell 3.

Tabell 4.14: Brottlaster i kN för enskilda förankringar med olika metoder.

Materialmodell	Förankringslängd [m]	Plaxis	Bergkonsmetoden	Norska metoden	Hobst & Zajic	Kim & Cho
1	3	87127	763	4999	442	21546
1	6	-	6096	23049	3534	87949
2	3	5248	763	2316	442	545
2	6	29424	6096	11413	3534	3945
3	3	457	254	1072	147	442
3	6	4378	2039	5307	1179	3536

I Figur 4.14 visas intervallet för brottlasterna i de fall som undersökts med de olika metoderna för enskilda förankringar. Observera att skalan i Figur 4.14 är logaritmisk.



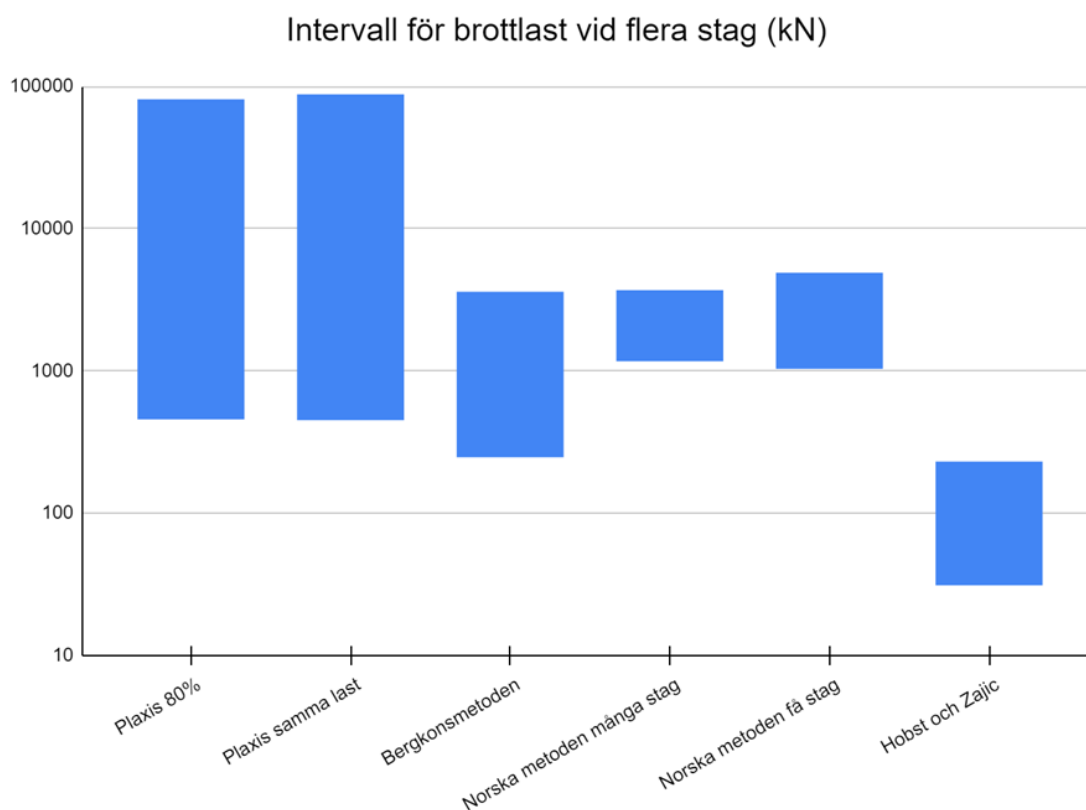
Figur 4.14: Intervall för brottlast för de olika metoderna för enskilda stag.

I Tabell 4.15 har den norska metoden inte inkluderat egentygnd eftersom det ej framgår om detta ska göras i metoden. Procentsatsen i diagrammet representerar hur stor belastningen var på stagen bredvid mittenstaget i förhållande till lasten på mittenstaget.

Tabell 4.15: Brottlaster i kN per stag, för stag i rad, beräknat med olika metoder.

Materialmodell	Staglängd [m]	Plaxis [80%]	Plaxis samma last	Bergkonsmetoden	Norska metoden många stag	Norska metoden få stag	Hobst & Zajíc
1	3	78922	85517	699	3600	3814	65
2	3	4935	4624	699	1800	1793	65
2	6	21167	18770	3511	3600	4773	225
3	3	469	463	254	1200	1062	32
3	6	3778	3356	1734	2400	2688	130

I Figur 4.15 visas intervallen för brottlasten per förankring i de fall som undersökts med de olika metoderna för flera förankringar. Observera att skalan i Figur 4.15 är logaritmisk.



Figur 4.15: Intervall för brottlast per stag för de olika metoderna för flera stag.

5 Diskussion

Som väntat har materialmodell 1 högst brottlaster och materialmodell 3 lägst brottlaster i Plaxis-modellerna. När bergets hållfasthet och GSI minskar närmar sig brottlasten den som är beräknad med bergkonsmetoden. Det går dock att diskutera ifall berg med så pass låga värden avseende enaxiell tryckhållfasthet och GSI som materialmodell 3 skulle användas för förankring.

Materialmodell 2 visar tydliga tendenser till bergkonsbrott vid undersökning av deviatortöjningarna. Materialmodell 1 och 3 visar inte samma tydliga mönster. Materialmodell 1 visar vad som liknar ett bergkonsbrott vid 3 m stag och inte 6 m. Cerfontaine m. fl. (2021) påvisade en liknande effekt som innebar att djupare förankring kan gå till brott genom lokala brott nära förankringens ände. Ett test gjordes för materialmodell 3 med att bergets tunghet sattes till 0, resultatet blev en väldigt tydlig bergkon, se Figur A.4. Detta kan indikera att när tyngden blir stor i förhållande till bergets hållfasthet kommer deviatortöjningarna inte att visa ett tydligt bergkonsbrott.

När 6 meters-förankringen för materialmodell 2 undersöks är brottytan mer konkav än för 3m-staget, detta gör det svårare att bedöma en korrekt öppningsvinkel. Det visar också att öppningsvinklarna förändras baserat på förankringens djup. Materialmodell 1 bedöms ha större öppningsvinkel än materialmodell 2, detta är förenligt med teorin. Det som dock inte stämmer överens med teorin är hur stora öppningsvinklarna är, i modellerna blir de betydligt större än de som används i teorin. Detta är dock förenligt med vad som påvisats i provdragningar och modelleringar enligt Avsnitt 2.8. Utgångspunkten för brotten är enligt figurerna omkring mitten av den gjutna längden.

Resultaten från Plaxis-modellerna visar tydligt att de längre förankringarnas brottlaster påverkas mer av närliggande stag än de kortare gör. Detta är förenligt med resultatet enligt bergkonsmetoden. Påverkan ser även ut att vara högre för materialmodell 2 än vad den är för materialmodell 3. Detta kan också anses förenligt med bergkonsmetoden eftersom bättre berg kan dimensioneras med större öppningsvinklar. Materialmodell 1 följer dock inte samma mönster, dessa resultat får även anses vara behäftade med mer osäkerhet eftersom lasterna är väldigt höga.

De flesta försöken visar också att brottlasten påverkas mindre när närliggande stag belastas med 80% av mittenstagets last än när de belastas med samma last. Den största procentuella minskningen var 15% medan samma värde var 36% när stagen hade samma belastning. Motsvarande värde enligt bergkonsmetoden var 43%. Detta tyder på att bergkonsmetoden blir ännu mer konservativ när närliggande stag har olika last.

För materialmodell 3 blev brottlasterna högre vid belastning av flera stag än vid belastning av ett enskilt stag, men lasterna skiljer sig lite och anses ligga inom felmarginal. Påverkan är även liten, vilket kan anses förenligt med bergkonsmetoden då sämre berg ofta beaktas genom att använda mindre öppningsvinklar vilket innebär att närliggande

stag har mindre inverkan på varandra. Det är även möjligt att tolkning av det sista laststeget som brottlast kan påverka resultatet som redovisas i Figur 3.5. Valet av hur många laststeg som krävs innan beräkningen avbryts kan även ha påverkat resultatet.

Vidare visar materialmodell 2 bildandet av en storkon vid belastning med flera stag. Öppningsvinkeln för storkonen är tillsynes lite högre än vid enskilt belastat stag.

Resultatet från de olika metoderna enligt Tabell 4.14 och 4.15 visar att ingen av de analytiska metoderna stämmer bra överens med resultatet från Plaxis. Den norska metoden stämmer bäst överens, men den ger en högre brottlast än Plaxis för materialmodell 3. Det kan vara bra att ha i åtanke att de materialparametrar som materialmodell 3 har är väldigt låga, de hade möjligtvis behöva vara bättre för att kunna jämföras med den norska metoden. Den norska metoden förespråkar även att dåligt berg bör injekteras innan förankring.

Inverkan av vidhäftningen var tydlig, högre värden innebar större brottlaster även om brottet var ett bergkonsbrott. Detta var extra tydligt för materialmodell 1. Detta fenomen bidrar till osäkerhet avseende de resultaten från Plaxis-modellerna.

För enkelhetens skull skapades ett fyrkantigt borrhål i programmet. Denna form bör kunna ge en del spänningar framförallt i kanten av modellen. Det bedöms dock inte ha påverkat brottlast eller deformationer. Det som kan ha påverkats är hur elementnäten formas precis runt borrhålet vilket kanske bidragit till att deviatortöjningsfigurerna är lite asymmetriska.

Finare elementnät hade varit bättre men beräkningstiderna påverkades. Finare elementnät testades vilket innebar förändringar i brottlasterna med mindre än 5%. Brottlasterna blev lägre med finare elementnät. Detta bör beaktas vid tolkning av resultat. En avgörande fråga är hur stor modellen bör vara, ju större den görs desto mindre påverkar randvillkoren resultaten, samtidigt blir elementen större.

Resultaten har endast baserats på en typ av berg, resultatet kan skilja sig mycket mellan olika bergarter. Hoek-Browns modell är endast lämplig som materialmodell när berget kan betraktas som isotropt. Att använda en homogen, isotrop materialmodell för att representera ett komplext material som en bergmassa har begränsningar. Framförallt när det finns tydliga strukturer som är avgörande för bergmassans beteende enligt Avsnitt 2.2.

Det var inte möjligt att applicera förspänning på modellen. Förspänning torde kunna påverka resultaten på ett par olika sätt. De elastiska deformationerna i staget bör minska. Initiella spänningen i berget skulle kunna påverka spänningsfördelning och brottytan.

Det kan även diskuteras om modellen borde tillämpat en *tension cut-off* eller inte. En *tension cut-off* innebär att en lägre draghållfasthet sätts för berget än vad Hoek-Brown modellen räknar ut enligt Avsnitt 2.2.3. Viss litteratur anser att det är mer realistiskt att använda en *tension cut-off*, framförallt vid lägre värden på GSI.

6 Slutsatser

Metoden som i dagsläget används för att beräkna lastupptagningsförmågan för vertikala bergförankringar i Sverige är konservativ. Framförallt eftersom bergets skjuv- eller draghållfasthet inte beaktas. Det är även problematiskt från ett fysikaliskt perspektiv eftersom de flesta fullskaliga provdragningar som genomförts visar att majoriteten av lastupptagningsförmågan inte skulle kunna motsvaras av bergkonens tyngd utan uppstår på grund av bergmassans skjuv- och draghållfasthet. Dimensioneringsmetoden bygger således på en parameter som inte är avgörande för lastupptagningsförmågan. Beräkningsmetoden utvecklades för att kunna beakta att berggrunden är vittrad, detta är en av anledningarna till att den blir konservativ.

Den norska metoden leder till betydligt kortare förankringslängder och skulle kunna medföra besparingar både ekonomiskt och materialmässigt. Metoden beaktar även en viktig parameter vid dimensionering, skjuvhållfasthet. Vid NTNU bedrivs det för tillfället ett forskningsprojekt "ROCARC", som delvis utreder ifall en annan metod kan användas vid dimensionering av förankringarnas längd då de anser att den norska metoden är konservativ (NTNU, 2023). Detta talar för att det skulle vara en bra idé att utreda ifall den norska beräkningsmetoden kan användas i Sverige. Det finns även stora likheter mellan den norska och svenska berggrunden vilket bör medföra att metoden är lämplig även i Sverige.

Laborrietester, fullskaliga provdragningar och numeriska modeller tyder på att öppningsvinkeln för brottkonen sällan är mindre än 90° . Geometrin på konen kan i vissa fall uppvisa en mer konkav brottyta, även om detta påverkas starkt av lokala förhållanden. Nuvarande kunskapsläge tyder på att användandet av öppningsvinklar på 60° saknar stöd.

Undersökningar visar också att belastningen av förankringar kan leda till ökade horisontalspänningar i berget vilket bidrar till ökad lastupptagningsförmåga för förankringen. Detta verkar dock vara starkt beroende på hur sprickorna är orienterade i förhållande till förankringen. Att detta fenomen skulle beaktas vid dimensionering ligger förmodligen en bit in i framtiden. Att beakta detta skulle även kräva noggranna förundersökningar avseende sprickorientering och sprickegenskaper som kanske inte skulle vara ekonomiskt lönsamma.

Huruvida bergkonsbrott är möjligt vid djupare förankringar är oklart eftersom brott endast har observerats för korta förankringar. Det kan även tänkas vara förenligt med den konkava brottyta som observerats i både laborieförsök och numeriska modeller, brottkonens volym och skjuvningssyta ökar snabbt i förhållande till ökad förankringslängd om brottytan är konkav. Modelleringsförsök har även påvisat att längre förankringar kan gå till brott genom att lokala brott i berget sker nära förankringen. En möjlig utveckling på beräkningsmetoden är att brottmoden bergkonsbrott inte behöver beaktas för förankringar över en viss längd.

Grundvattennivån påverkar bergets tunghet samt dess mekaniska egenskaper. De tidigare undersökningarna har visat att i de flesta fall kommer majoriteten av lastupptagningsförmågan i förankringen inte från tungheten av bergkonen utan från skjuv- och draghållfasthet i berget. Således kan det ifrågasättas i vilken grad det är relevant att reducera tungheten när det egentligen inte är en parameter som påverkar lastupptagningsförmågan i hög grad. Samtidigt har vi redovisat att bergets tryck- och draghållfasthet minskar med vatteninnehåll vilket talar för att lastupptagningsförmågan borde reduceras med högre grundvattennivå. I Avsnitt 2.6.1 beräknas att upp till 37% av lastupptagningsförmågan kan försvinna vid beräkning med effektiv tunghet. Laboratorieprover på olika bergstuffer har visat att draghållfasthet och enaxiell tryckhållfasthet kunde minska med omkring 30% vid vattenmättnad, denna påverkan kan förmodligen bli ännu högre när en hel bergmassa beaktas. Detta skiljer sig säkerligen mellan olika bergarter och lokala förhållanden. Det stödjer dock att lastupptagningsförmågan sänks vid vattenmättnad, även om den sänks genom att bergets effektiva tunghet används i beräkningen.

Avseende beaktandet av närliggande stag finns inte mycket tidigare forskning att tillgå. De numeriska beräkningarna i detta examensarbete tyder på att beaktandet av närliggande stag i dagsläget sker på ett konservativt sätt. Detta verkar stämna framförallt om närliggande stag inte har samma last. I dagsläget fokuserar forskare på att förstå brottbeteendet av en förankring, förståelse för brottbeteendet vid flera närliggande stag bör ses som en naturlig utveckling av forskningen.

Något som inte behandlas utförligt i detta arbete är frågan om seghet. Som redovisat i Avsnitt 4.4.4 ökar risken för spröda brott med kortare förankringar eftersom brottmoden förändras. Om beräkningsmetoden skall utvecklas bör även detta beaktas. Avseende partialkoefficienter är det idag otydligt vilket tillvägagångssätt som skall tillämpas. Det finns till synes en skillnad mellan vad som är standard enligt Eurocode och vad som är praxis idag.

Konsekvenserna av brott i en bergförankring kan vara stor. Att tillämpa kortare förankringslängder kan mötas med ett visst motstånd. Kostnaderna för dessa ökade förankringslängder är kanske inte tillräckligt stora för att motivera en förändring av beräkningsmetoden. Riskerna med dimensioneringsmetoder som tillåter kortare förankringslängder bör sättas i proportion till vilka besparingar som kan uppnås.

7 Rekommendationer för framtida arbeten

- Fullskaliga provdragningar för djupare förankringar hade givit intressanta resultat. Detta eftersom att inga bergkonsbrott av djupa förankringar har observerats. Det hade kunnat leda till att en maximal förankringslängd där bergkonsbrott anses som en möjlig brottmod kan etableras. Det är dock problematiskt avseende provuppställningen eftersom vi vill undvika att belasta marken inom den tilltänkta brottkonen. Att få en tillräckligt hög vidhäftning vid djupare förankringar är också ett problem, detta går möjligtvis att lösa genom ändförankring. Problemen med provuppställning kanske skulle kunna lösas genom att belasta berggrunden med ett mellanliggande jordlager.
- Användandet av den nuvarande norska beräkningsmetodiken i Sverige bör utredas och tillämpas om den bedöms lämplig för svenska förhållanden.
- Numeriska modeller som beaktar olika sprickorientering och sprickegenskaper, DFN, hade kunnat bidra till förståelse för hur stor påverkan lokala förhållanden har på lastupptagningsförmågan.
- Tydliga riktlinjer avseende användandet av partialkoefficienter hade underlättat dimensioneringsprocessen.

Litteratur

- Barton (2022). “Keynote Lecture: Continuum or Discontinuum – That is the Question”. I: *ISRM IX Latin American Rock Mechanics Symposium*.
- Barton, N. (1973). “Review of a new shear strength criterion for rock joints”. I: *Engineering Geology*.
- Barton, N. och V. Choubey (1977). “The shear strength of rock joints in theory and practice”. I: *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Bredenberg, H. (1984). *Handboken Bygg, Geoteknik*. LiberFörlag Stockholm.
- (2000). *Stålkärnepålar, Anvisningar för projektering, dimensionering utförande och kontroll. Pålkommissionen, rapport 97*. Tekn. rapport. Pålkommissionen.
- Brown, E.T. (2014). “Rock engineering design of post tensioned anchors for dams- A review.” I: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Cerfontaine, B., M. Brown, A. Caton, A. Hunt och N. Cresswell (2021). “Numerical modelling of rock anchor uplift capacity for offshore applications.” I: *14th European Wave and Tidal Energy Conference, Plymouth, forankted Kingdom*.
- Detournay, E. och A.H.D. Cheng (1993). “Fundamentals of Poroelasticity. Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects. Vol. II, Analysis and Design Method.” I: *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects*.
- Dywidag (2024). *GEWI-Plus Geotechnical Systems*. Tekn. rapport. Dywidag.
- Eurocode, The European Committee Standardization (2002). *SS-EN 1990 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Tekn. rapport.
- (2005). *SS-EN 1997-1. Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler*. Tekn. rapport.
- (2018). *SS-EN ISO 22477-5:2018. Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical– Part 5: Testing of grouted anchors*. Tekn. rapport.
- Gray, I. (2017). “Effective stress in rock”. I: *Australian Centre for Geomechanics (ACG)*.
- Grindheim, B., K.S. Aasbo, C.C. Li och A.H. Høien (2022). “Laboratory block model tests simulating rock anchoring in rock mass.” I: *IOP Conf. Ser. Earth Environ.*
- Grindheim, B. och A.H. Høien (2023). “Large scale laboratory block model tests simulating rock mass uplift failure.” I: *The IV Nordic Symposium on Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Grindheim, B., C.C. Li och A.H. Høien (2023a). “Full-scale pullout tests of rock anchors in a limestone quarry focusing on bond failure at the anchor-grout and grout-rock interfaces.” I: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- (2023b). “Full-scale pullout tests of rock anchors in limestone testing rock mass uplift failure”. I: *The IV Nordic Symposium on Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Hobst, L. och J. Zajíc (1977). *Anchoring in Rock and Soil*. Elsevier Scientific Pub.
- Hoek, E. (1983). “Strength of jointed rock masses”. I: *Géotechnique*.

- Hoek, E. och E.T. Brown (2018). “The Hoek–Brown failure criterion and GSI-2018 edition”. I: *Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Hoek, E., C. Carranza-Torres och B. Corkum (2002). “Hoek–Brown failure criterion—2002 edition”. I: *Proceedings. NARMS-TAC Conference, Toronto*.
- Hoek, E. och M.S. Diederichs (2006). “Empirical estimation of rock mass modulus.” I: *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences*.
- Hogset, M.H., A.H. Høien och C.C. Li (2023). “Laboratory Investigations on the Mode of Failure in Frictional and Low-Cohesive Materials Under the Load of a Ground Anchor.” I: *Geotechnical and Geological Engineering*.
- Jing, L. (2003). “A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering.” I: *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences*.
- Kim, H. och N. Cho (2012). “A design method to incur ductile failure of rock anchors subjected to tensile loads”. I: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.
- Lei, Q., J.P. Latham och C.F. Tsang (2017). “The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks.” I: *Computers and Geotechnics*.
- Leijon, B. (1993). *Mechanical properties of fracture zones*. Tekn. rapport. Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Lindblom, U. (2010). *Bergbyggnad*. Liber AB.
- Littlejohn, S. och D. Bruce (1977). “Rock anchors - State of the art.” I: *Foundation publications LTD*.
- Marinos, P., V. Marinos och E. Hoek (2007). “The geological strength index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses.” I.
- Nazir, R., E. Momeni, D. Arhmagni och M. Amin (2013). “Correlation Between Unconfined Compressive Strength and Indirect Tensile Strength of Limestone Rock Samples.” I: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.
- Nikolic, M., T. Roje-Bonacci och A. Ibrahimbegovic (2016). *Overview of the numerical methods for modelling of rock mechanics problems*. Tekn. rapport. University of Split.
- NTNU (2023). *ROCARC - Rock anchoring for stabilization of infrastructures*. URL: <https://www.ntnu.edu/igp/rocarc>.
- Panton, B. (2016). *Numerical modelling of rock anchor pullout and the influence of discrete fracture networks on the capacity of foundation tiedown anchors*.
- Patton, F.D. (1966). “Multiple modes of shear failure in rock and related materials”. I: *1st ISRM Congress, Lisbon, Portugal*.
- PLAXIS (2023a). *Material Models Manual 3D*. Tekn. rapport. PLAXIS.
- (2023b). *Reference Manual 3D*. Tekn. rapport. PLAXIS.
- Sander, G. och D. Saiang (2014). *Hoek-Brown vs Mohr-Coulomb- Results from a three-dimensional open pit/underground interaction model*. Tekn. rapport. SRK Consulting.
- SGF, Svenska Geotekniska Föreningen. (2013). *Geoteknisk Fälthandbok, version 1,0*. Tekn. rapport. Svenska Geotekniska Föreningen.
- SGU (2023). *Bergarter*. URL: www.sgu.se/om-geologi/berg/bergarter/. (läst: 2023-11-20).

- Shabanimashcool, M. och A. Bērzis (2023). "A Simplified Approach to Estimate Anchoring Capacity of Blocky Rock Mass with Pressure Arch Theory". I: *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Shen, J. och M. Karakus (2014). "Simplified Method for Estimating the Hoek-Brown Constant for Intact Rocks." I: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- StatensVegvesen (2022). *Handbook V220 - Geoteknikk i vegbygging*. Tekn. rapport. Vegdirektoratet.
- Söder, C.O., M. Burtu, G. Ericson och J. Nyman (u.å). *Stagförankring mot uppflytning-förankringsförsök i Malmö*. Tekn. rapport. SWECO VBB.
- Tang, S., J. Li, S. Ding och L. Zhang (2022). "The influence of water-stress loading sequences on the creep behavior of granite." I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*.
- Trafikverket (2022). *TRVINFRA-00230, Geokonstruktion*. Tekn. rapport. Trafikverket.
- Vägverket (2004). *Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar*. Tekn. rapport. Vägverket.
- Wyllie, D.C. (1999). *Foundations on rock: engineering practice*.
- Zhang, Q., Y. Liu, G. He, Q. Chen, X. Ou och J. Tian (2023). "Study on the Effects of Different Water Content Rates on the Strength and Brittle Plasticity of Limestone." I: *Applied Sciences*.
- Zhou, Z., X. Cai, X. Li och W. Cao (2016). "Influence of Water Content on Mechanical Properties of Rock in Both Saturation and Drying Processes." I: *Rock Mechanics and Rock Engineering*.

Bilaga A

A.1 Tekniska data för GEWI-stänger

DYWIDAG Sverige AB

WR og WS stänger tekniska data

∅		Stålkvalitet	Tvårsnittarea	Sträckgräns	Brottgräns	Vikt	Vikt permanent
[mm]		Fp,01k/Fpk [N/mm ²]	A [mm ²]	Fp0,1k [kN]	Fpk [kN]	[kg/m]	[kg/m]
26,5	WR	950/1050	552	525	580	4,48	7,40
32	WR	950/1050	804	760	845	6,53	9,80
36	WR	950/1050	1018	960	1070	8,27	12,30
40	WR	950/1050	1257	1190	1320	10,21	14,00
47	WR	950/1050	1735	1650	1820	14,10	20,00
57	WR	835/1030	2581	2155	2671	20,95	-
65	WR	835/1030	3318	2771	3434	27,10	-
75	WR	835/1030	4418	3689	4573	35,90	-
32	WS	950/1050	804	760	845	6,31	-
36	WS	950/1050	1018	960	1070	7,99	-

GEWI® stänger tekniska data

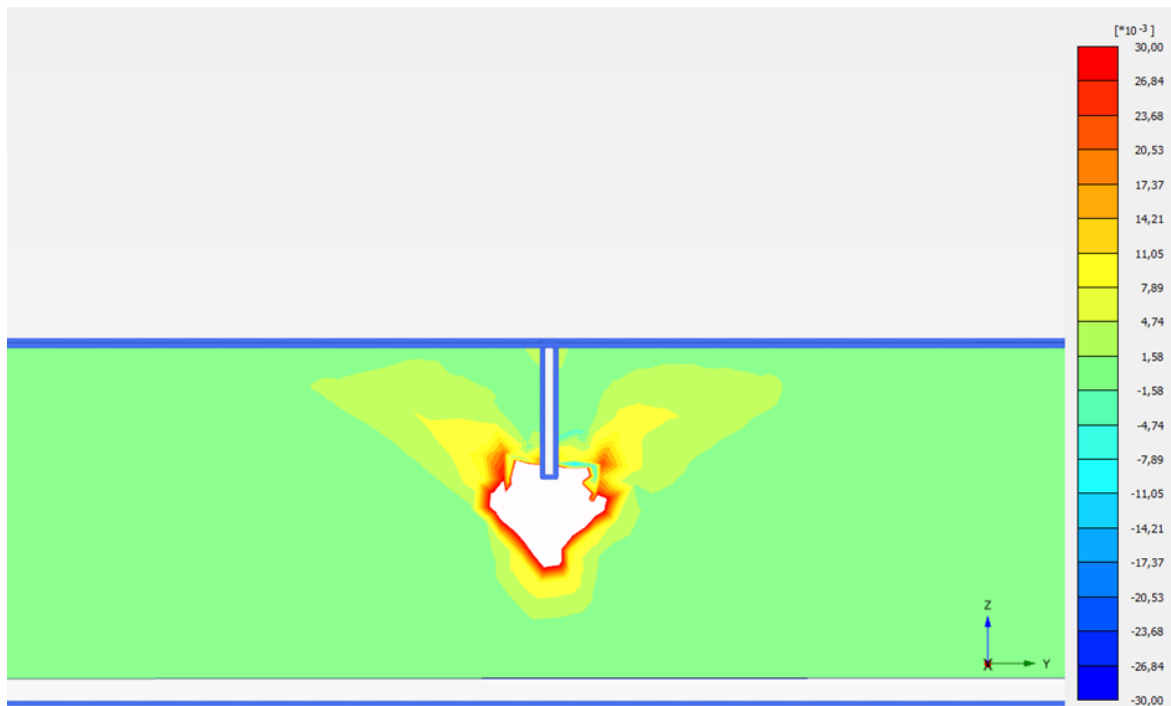
∅		Stålkvalitet	Tvårsnittarea	Sträckgräns	Brottgräns	Vikt	Vikt permanent
[mm]		Fp,01k/Fpk [N/mm ²]	A [mm ²]	Fp0,1k [kN]	Fpk [kN]	[kg/m]	[kg/m]
28	T	500/550	616	308	339	4,83	8,60
32	T	500/550	804	402	442	6,31	9,50
36	T	500/550	1020	510	560	8,01	11,90
40	T	500/550	1257	628	691	9,86	13,60
43	T	500/550	1452	726	799	11,40	21,00
50	T	500/550	1963	982	1080	15,41	21,00
57,5	T	555/700	2597	1441	1818	20,38	27,10
63,5	T	555/700	3167	1758	2217	24,86	32,40
75	T	500/550	4418	2209	2430	34,68	38,00

GEWI®Plus stänger tekniska data

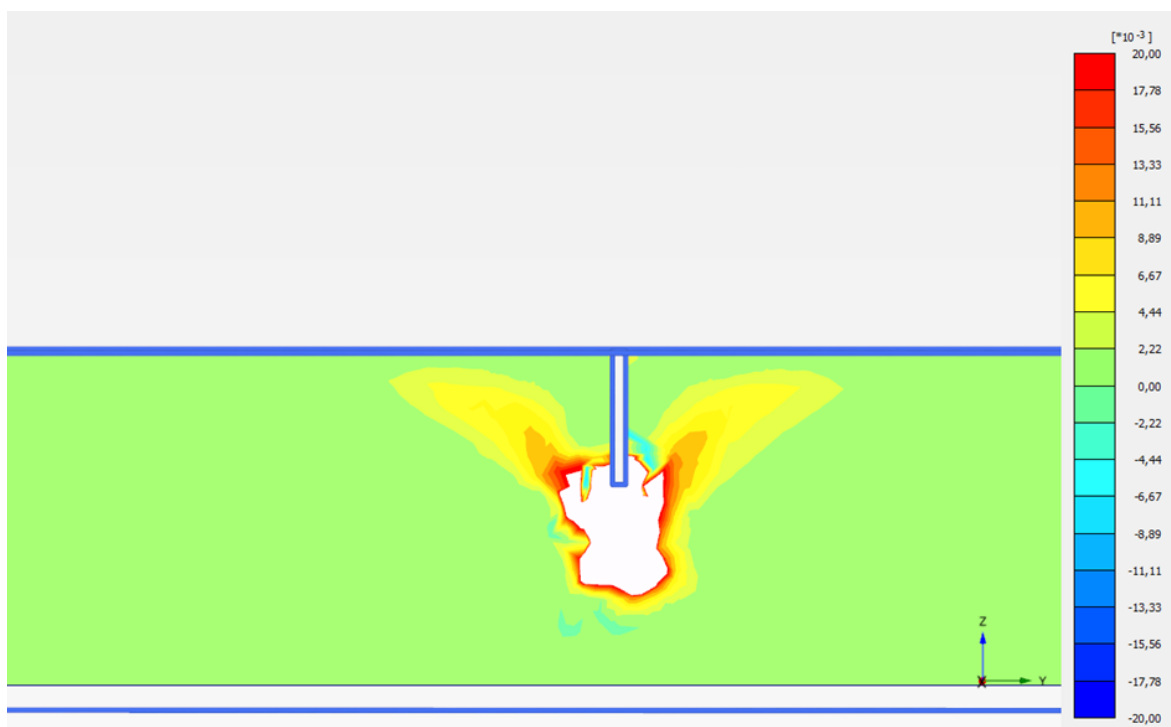
∅		Stålkvalitet	Tvårsnittarea	Sträckgräns	Brottgräns	Vikt	Vikt permanent
[mm]		Fp,01k/Fpk [N/mm ²]	A [mm ²]	Fp0,1k [kN]	Fpk [kN]	[kg/m]	[kg/m]
18	TR	670/800	254	170	204	2,00	5,40
22	TR	670/800	380	255	304	2,98	6,50
25	TR	670/800	491	329	393	3,85	7,00
28	TR	670/800	616	412	493	4,83	8,60
30	TR	670/800	707	474	565	5,55	9,00
35	TR	670/800	962	645	770	7,55	11,30
43	TR	670/800	1452	973	1162	11,40	15,80
50	TR	670/800	1963	1315	1570	15,40	22,80
57,5	TR	670/800	2597	1740	2077	20,38	30,00
63,5	TR	670/800	3167	2122	2534	24,86	32,40
75	TR	670/800	4418	2960	3534	34,68	38,00

Figur A.1: Tekniska data för GEWI-stänger.

A.2 Kontroll av finare elementnät

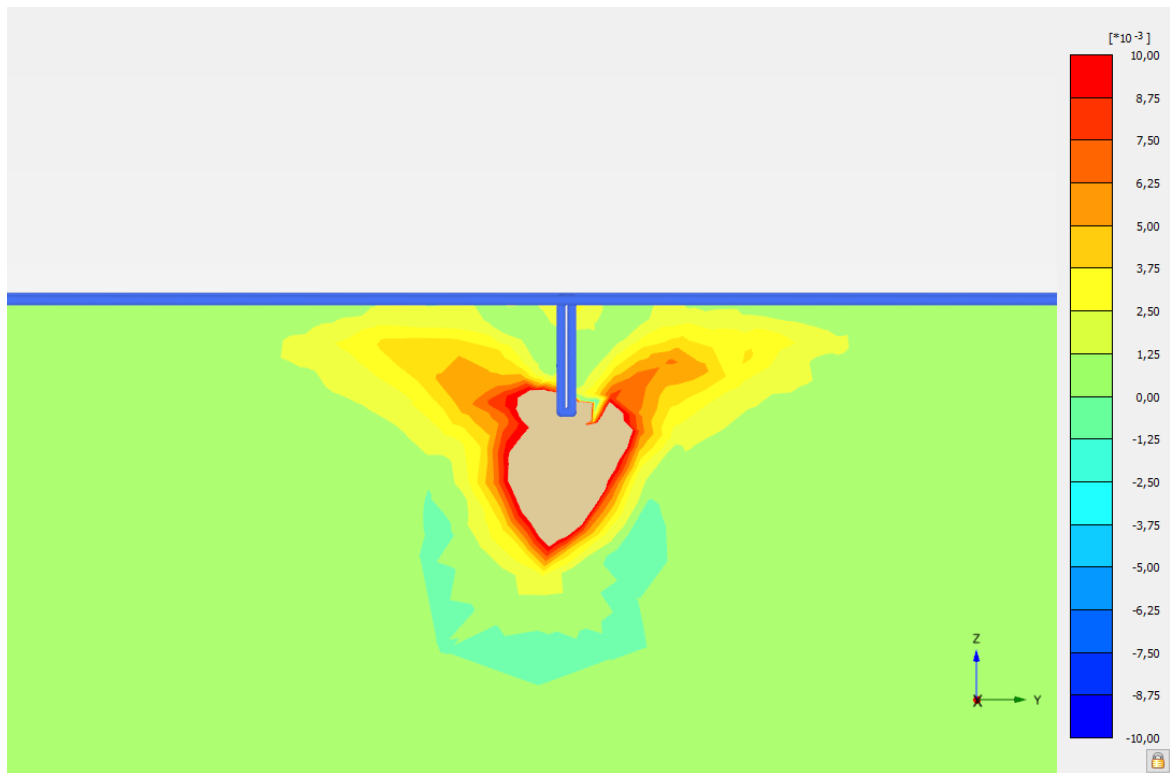


Figur A.2: Deviatorertöjningar med mellanfin elementindelning, 3 m, materialmodell 2.



Figur A.3: Deviatorertöjningar med fin elementindelning, 3 m, materialmodell 2.

A.3 Beräkning utan tunghet



Figur A.4: Deviatorertöjningar 3m stag, materialmodell 3, enskilt stag, ingen tunghet.