

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BEDÖMNING AV KARAKTÄRISTISK BÄRFÖRMÅGA VID GRUNDLÄGGNING PÅ BERG

Lars-Olof Dahlström

Erim Guclu

Erling Nordlund

BEDÖMNING AV KARAKTÄRISTISK BÄRFÖRMÅGA VID GRUNDLÄGGNING PÅ BERG

**Estimating characteristic bearing capacity
for foundations on rock**

Lars-Olof Dahlström, Luleå Tekniska Universitet,
Golder Associates AB

Erim Guclu, Luleå Tekniska Universitet

Erling Nordlund, Luleå Tekniska Universitet

FÖRORD

Gällande tekniska krav för att bestämma tillåtet grundläggningstryck på berg ges av Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13. Det tillåtna trycket bestäms utifrån tre givna bergtyper och mer eller mindre omfattande bedömning av sakkunnig för att verifiera ett tillåtet grundtryck 0,5, 1 eller 3 MPa vid enkel undersökning och 2, 4 och 10 MPa vid mer avancerad undersökning. Detta projekt startade under titeln, ”ökat tillåtet grundtryck på berg” eftersom det förekom en diskussion där man ifrågasatte den övre begränsningen på 10 MPa. Men i stället kom projektet att fokusera på att ta fram ett underlag för en mindre trubbig metodik än det tillvägagångssätt som framgår av TK Geo 13, vid bestämning av tillåtet grundtryck, oavsett om det är högre eller lägre. Därför redovisar projektet istället karaktäristiska tillåtna grundläggningstryck baserat på etablerad metodik (klassificeringssystem) kopplat till brottkriterium för bergmassor, för att ta fram en mer tillförlitlig bedömning av bergmassans mekaniska egenskaper. Metodikens giltighet har sedan kontrollerats genom jämförelse med resultat från numerisk analys under motsvarande bergmassors egenskaper. Förhoppningsvis skall resultat som redovisas i denna rapport kunna utgöra ett bra underlag för att uppdatera gällande tekniska krav avseende bedömning av tillåtet grundläggningstryck för fundament och grävbjälkar på berg.

Arbetet har utförts av Erling Nordlund (LTU), Erim Guclu (LTU) och Lars-Olof Dahlström (LTU, Golder Associates AB). En referensgrupp har följt projektet och bidragit med värdefulla kommentarer både vid referensgruppsmöten och vid granskning av rapportversioner. I referensgruppen representerades Beställaren av Olle Olofsson (Trafikverket), Projektören av Ulf Lindblom (GECON AB), Entreprenören av Staffan Swedenborg (Golder Associates, tidigare NCC) och BeFo av Per Tengborg.

Projektet har förutom Stiftelsen Bergteknisk Forskning (BeFo) också finansierats av Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond (SBUF).

Stockholm, juli 2021

Per Tengborg

SAMMANFATTNING

Det grundtryck som kan tillåtas vid grundläggning på berg kontrolleras/styrs av bergmassans mekaniska egenskaper. Bestämning av tillåtet grundtryck i Sverige sker emellertid vanligen väldigt schematiskt enligt Trafikverkets tekniska Krav för geokonstruktioner- TK Geo 13 (Dokument-ID TDOK 2013:0667). Detta innebär vid grundläggning på berg att tillåtet grundtryck ofta är missvisande och på kristallint berg ofta underskattas. Tillåtet grundtryck utvärderas inte utifrån bergets egenskaper, utan bestäms av mycket konservativ och förenklad förutsatt metod.

Syftet med detta dokument är utvärdera en mer tillförlitlig metodik för att ta fram ett karaktäristiskt tillåtet grundläggningstryck baserat på systematisk utvärdering av bergmassans mekaniska egenskaper. Vidare är syftet också att dokumentet skall kunna utgöra ett underlag som medför att ett mindre trubbigt och en mer tillförlitlig metodik, än den som redovisas i TK Geo, används för att ta fram ett dimensionerande grundtryck vid grundläggning på berg.

I detta fall har metodiken baserats på Hoek & Browns brottkriterium för bergmassor och det tillhörande systematiska tillvägagångssättet, klassificeringsmetod (GSI och RMR) för att bedöma bergmassans egenskaper och indata till modellen.

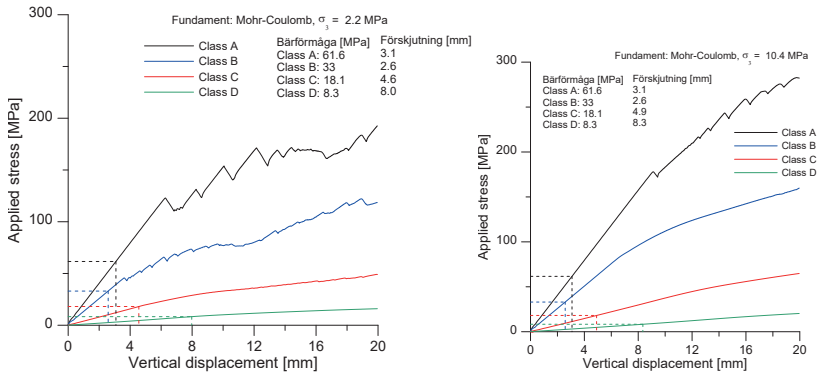
Vid utvärdering av tillåtet karaktäristiskt grundläggningstryck har en kristallin bergmassa delats upp i fyra olika klasser, mycket bra berg till dåligt berg. För utvärdering har vi valt en gnejsformation där medelvärdet av den enaxiella tryckhållfastheter på intakta bergprover mätts till 140 MPa. De enligt metodiken framtagna karaktäristiska tillåtna grundläggnings-trycken för de olika bergkvaliteterna redovisas i Tabell I.

Tabell I Karaktäristiskt tillåtet grundtrycket för bergklass A till D

Bergklass	RMR	GSI (RMR-10)	Bergkvalitet	Tillåtet karaktäristiskt grundtryck [MPa]	Deformationsmodul [GPa]
A	$>80 \leq 100$	80	Mycket bra berg	62	35
B	$>60 \leq 80$	60	Bra berg	33	15
C	$>40 \leq 60$	40	Rimligt berg	18	4
D	$>20 \leq 40$	20	Dåligt berg	8	2

En litteraturgenomgång visar en rad olika bärighetsformler för att ta fram ett tillåtet grundläggningstryck som varierar mer eller minder stora. Resultaten visar vanligen ett maximalt tillåtet grundtryck baseras på enbart hållfasthet utan hänsyn tagen till tillåten förskjutning. När sättningen är kritisk bör tillåtet grundtryck också kopplas till tillåten vertikal förskjutning. Därför redovisas också i tabellen den enligt metodiken utifrån Hoek & Browns brottvillkor framtagna deformationsmoduler för de olika bergkvaliteterna.

För att verifiera eller jämföra de enligt tabellen framtagna tillåtna karaktäristiska grundläggningstrycken har numerisk analys utförts för de fyra bergmassorna A-D med tillhörande mekaniska egenskaper. I Figur I redovisas resultatet från den numeriska analysen. I figuren är de i Tabell I listade tillåtna grundtrycken markerade, som tagits fram enligt metodik baserat på Hoek & Browns brottkriterium för bergmassor, så det framtagna grundläggningsrycken kan kopplas till aktuella vertikala förskjutningar. Enligt figuren är den vertikala förskjutningen rimlig för de framtagna tillåtna grundtrycken.



Figur I Pålastning av fundament som funktion av vertikal förskjutning under fundament.

Notera att denna rapport även finns tillgänglig i PDF-format på Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFos hemsida. Formler, tabeller och grafer kan förstöras på skärmen vid behov.¹

Nyckelord: grundtryck, bärförmåga, fundament, grävplåtar

¹ www.befoonline.se/publikationer

SUMMARY

The bearing capacity which can be accepted for foundation on rock depends on the rock mass and its mechanical conditions. However, determination of the admissible bearing capacity in Sweden today, is normally done by a simple schematic system according to the Swedish Transport Administration document Tekniska krav för geokonstruktioner, TK Geo 13 (Dokument-ID 2013:0667). This means often that the admissible bearing capacity is underestimated. The admissible ground pressure is not estimated based on true rock mass condition, but on a very conservative and simplified prerequisite method.

The objective of this document is to evaluate a more reliable methodology to evaluate a characteristic admissible bearing capacity for fundament and bored piles founded on rock, based on systematic evaluation of the rock mass mechanical conditions. Further, the objective is to serve as a ground for decision to establish a less blunt, and more reliable methodology to evaluate the characteristic design load for foundation on rock, than the methodology presented in TK Geo.

The proposed methodology is based on Hoek & Browns failure criteria for rock masses and the coupled systematic classification method GSI to evaluate rock mass condition and input to the model.

When evaluating the admissible bearing capacity, a crystalline rock mass has been divided in four rock classes, very good, good, fair, and poor rock conditions. In this case, for evaluation a gneissic rock mass has been chosen. The uniaxial compressive strength of intact rock is 140 MPa, evaluated from intact rock specimens tested in the laboratory. The results by using the methodology, for the rock mass quality respectively, is presented in the Table II.

Table II

Rock Class	RMR	GSI (RMR-10)	Rock Quality	Admissible Characteristic bearing capacity [MPa]	Deformation modulus [GPa]
A	$>80 \leq 100$	80	Very good	62	35
B	$>60 \leq 80$	60	Good	33	15
C	$>40 \leq 60$	40	Fair	18	4
D	$>20 \leq 40$	20	Poor	8	2

The literature review included in this study shows several different suggested formulas to estimate the bearing capacity. The result varying between the formulas. In most formulas, the bearing capacity is based only on strength, without considering allowable displacements. When displacement is critical the admissible bearing capacity should be coupled to the admissible vertical settlement. The deformation modulus estimated according to the Hoek & Brown methodology, for each rock class are presented in the Table II.

To verify or compare the characteristic bearing capacities presented in the Table II, a numerical analysis for each rock class A to D has been performed. Figure II below, presents the results from the analysis. In Figure II also the admissible characteristic bearing capacity estimated according to Hoek & Browns failure criterion for rock masses is presented by dashed lines. As can be seen, the vertical displacements for the estimated bearing capacities are quite reasonable.

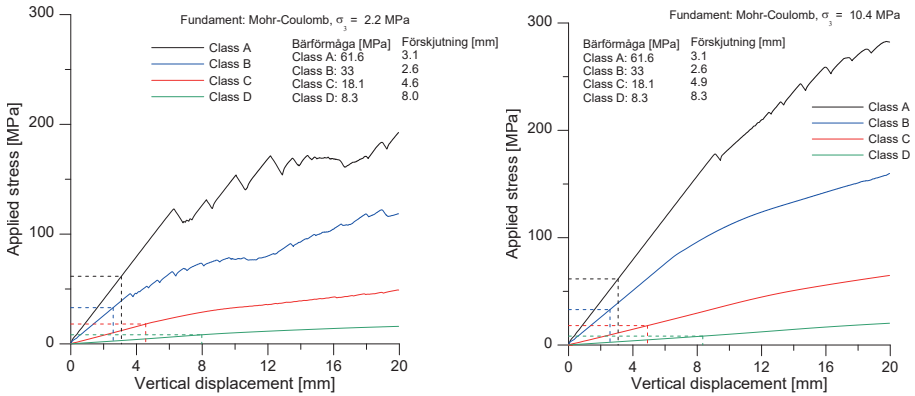


Figure II Loading of the foundation as a function of vertical displacement of the ground surface beneath the foundation.

Note that this report is also available in PDF format on Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo's website. Formulas, tables and graphs can be enlarged on the screen as needed.²

Keywords: ground pressure, bearing capacity, foundation, bored piles

² www.befoonline.se/publikationer

INNEHÅLL

1. INTRODUKTION	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte	1
1.3 Mål	1
1.4 Rapportens uppbyggnad	2
2. Gällande normer	3
2.1 TK Geo 13	3
2.2 Pålkommisionen Rapport 58	4
2.3 Dimensionering enligt SS-EN 1997-1:2005. Eurokod 7	5
3. Bergmassans hållfasthet och deformationsegenskaper	9
3.1 Klassificering av bergmassor	9
3.2 Metodik för framtagande av karakteristiskt kritiskt grundläggningstryck	10
4. Uppskattning av bärförmågan – analytiska och empiriska formler	15
4.1 Formler för bärförmåga	17
4.2 Bergets bärförmåga - enkla uppskattningar	18
4.3 Bergets bärförmåga – formler baserade på brottkriterier - Fundament	19
4.4 Bergets bärförmåga – formler baserade på brottkriterier – Pålar och fundament med begränsad längd	25
4.5 Sammanställning av bärförmåga enligt bärighetsformlerna	26
5. Modell	27
5.1 Optimal belastningshastighet och deformationer	29
6. Resultat från numeriska analyser	33
6.1 Fundament respektive påle på berg.....	33
7. Jämförelse av olika resultat	35
8. Referenser.....	36

Appendix

1. INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Det grundtryck som kan tillåtas vid grundläggning på berg kontrolleras/styrs av bergmassans mekaniska egenskaper. Bestämning av tillåtet grundtryck i Sverige sker emellertid vanligen väldigt schematiskt enligt Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13 (Dokument-ID 2013:0667) och en mer tillförlitlig bedömning av bergets ”verkliga” bärighet utifrån bergmassans egenskaper utförs inte. Detta innebär vid grundläggning på berg att tillåtet grundtryck ofta är missvisande och på kristallint berg ofta underskattas. Tillåtet grundtryck utvärderas inte utifrån bergets egenskaper, utan bestäms av mycket konservativa och förenklade förutsättningar givna i TK Geo. Istället bör tillåtet grundläggningstryck på berg baseras på systematisk utvärdering av bergmassans mekaniska egenskaper. Detta gäller såväl vid direkt grundläggning med platta som med djupa plintar och grävpålar. Denna rapport utgår liksom nuvarande Tekniska krav (TK Geo) från en homogen bergmassa. Vid bestämning av bergmassan hållfasthet- och deformationsegenskaper ingår egenskaper hos strukturer och diskontinuiteter (sprickor och dess egenskaper), men som input till den homogena och isotropa bergmassans mekaniska egenskaper. Rapporten tar emellertid inte hand om specifika fall där enskilda diskontinuiteter, sprickplan och närhet till branter etc. kan orsaka instabilitet.

Enligt ovan finns ett behov av att uppdatera de råd som ges i TK Geo och istället för de förenklade förutsättningar som anges ta fram ett systematiskt tillvägagångssätt för en mer tillförlitlig bedömning av bergmassans hållfasthet och tillåtet grundläggningstryck.

1.2 Syfte

Syftet med projektet är att ta fram information och kunskap som möjliggör en mer tillförlitlig metodik för att ta fram ett tillåtet karaktäristiskt grundtryck på berg, genom att ansätta realistiska värden som tydligt baseras på bergets verkliga förutsättningar. Projektet skall kunna utgöra ett underlag som medför att ett mindre trubbigt och en mer tillförlitlig metodik, än den som redovisas i TK Geo, används för att ta fram ett dimensionerande grundtryck vid grundläggning på berg.

Genom att bättre kunna tillgodogöra sig bergmassans verkliga hållfasthets- och deformationsegenskaper vid grundläggning, relaterat till bergmassan karaktäriserade och klassificerade kvalitet kan ett mer realistiskt tillåtet grundtryck kopplat till tillåten deformation och skapa förutsättningar för ett mer rationellt och kostnadseffektivt grundläggningsförfarande.

1.3 Mål

Målet med denna studie har varit att ta fram underlag för att ändra gällande regelverk och metodik för att ta fram ett mer underbyggt största tillåtet karaktäristiskt grundläggningsryck, baserat på bergmassans mekaniska egenskaper, framtagen med vedertagen klassificeringsmetodik.

Metodikerna har jämförts med, i en litteraturstudie, identifierade formler för att bestämma bärförmågan. Resultaten från dessa och den föreslagna metodiken har sedan jämförts med resultaten från numeriska analyser.

Studien har också haft som mål att öka förståelsen av deformation- och brottsprocessen i bergmassan när den belastas av fundament och ”grävpålar”.

1.4 Rapportens uppbyggnad

I det första avsnittet redovisas de dokument som hänvisas till vid bestämning av tillåtet grundtryck för fundament och grävpålar grundlagda på berg i Sverige.

Baserat på utvärdering av bergmassans kvalitet i projekt Västlänken, i fyra klasser (Rock Mass Rating, RMR), redovisas en metodik, enligt Hoek and Browns brottkriterium (Ex. Hoek, 2002), för att ta fram bergmassans mekaniska egenskaper i undermarksprojekt som är direkt applicerbar på grundläggningsproblematik på berg.

I ett eget avsnitt redovisas resultatet från en litteraturstudie som omfattar de brott- och brukslasterna som kan tillåtas utifrån bergmekaniska teorier. Resultatet från studien är samtidigt en verifikation eller inte om resultatet från den tidigare redovisade metodiken är tillförlitlig.

Avslutningsvis redovisas en numeriska analys där bergmassan tilldelats de mekaniska egenskaper (bergklass A – D) som tidigare användes vid metodik enligt GSI och Hoek & Browns brottkriterium för bergmassor. Resultaten från analysen har sedan jämförts med de empiriska och analytiska resultat som redovisats, för att verifiera tillförlitligheten med att bestämma tillåtet grundtryck genom att använda RMR klassificering kopplat till Hoek & Browns brottkriterium för bergmassor.

2. Gällande normer

Dimensionering av grundkonstruktioner enligt Eurocode regleras i SS-EN 1997-1 och vägverkets och boverkets författningssamlingar. Som hjälpmedel vid dimensionering finns IEG:s tillämpningsdokument som hänvisar till olika normer och standarder, exempelvis Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13 (Dokument-ID 2013:0667) och Trafikverkets råd för geokonstruktioner (Dokument-ID 2013:0668).

För grundläggning med grävpålar, eller platta på berg, hänvisar tillämpningsdokumenten för Pål- och plattgrundläggning till TK Geo och Pålkommissionen rapport 58. I båda fallen för dimensionering i brottngränstillstånd som hävdvunna åtgärder.

Utförande av grävpålar regleras i SS-EN 1536. Enligt standarden definieras en grävpåle som ”En påle formad med eller utan foderrör genom att gräva eller borra ett hål i marken som fylls med betong eller armerad betong”.

2.1 TK Geo 13

I TK Geo 13 bestäms den dimensionerande bärförmågan för spetsburna grävpålar och plattor på berg enligt Tabell 1 och Tabell 2. Dimensioneringen baseras på bergtyp 1–3, där bergtyp relaterar till bergmassans hållfasthet utifrån stenmaterialets förmåga att motstå nötning. Förmågan att motstå nötning tas fram i kulkvarn och redovisas som micro-Deval- eller Los Angeles värde.

Tabell 1 Dimensionerande bärförmåga för spetsburna grävpålar på berg enligt TK Geo 13 kap 2.5.2.2. (Vägverket, 2013).

Bergtyp	Dimensionerande grundtryck [MPa]	Krav på geoteknisk undersökning
1	10	Fastställande av bergytan genom besiktning eller bergsondering
2	4	
3	2	

Tabell 2 Dimensionerande grundtryck för plattor på berg enligt TK Geo 13 kap. 2.6.2.3.

Bergtyp	Dimensionerande grundtryck för plattor på berg [MPa]	
	Enkel undersökning	Avancerad undersökning
1	3	10
2	1	4
3	0.5	2

Vid grundläggning med platta på berg dimensioneras grundtrycket efter omfattningen på undersökningen av bergkvaliteten. En enkel undersökning ”omfattar fastställande av bergart och kontroll av bergyta genom besiktning eller bergsondering”. Avancerad undersökning innebär att ”bergets kvalitet verifieras av bergmekaniskt sakkunnig person genom inspektion av grundläggningsytan samt vid behov bedömning av representativa borrkärnor och resultat av vattenförlustmätning”.

I Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13 gäller för bergtyp 1, kulkvarnsvärdet ≤ 18 , för bergtyp 2 mellan 18 och 30 och för bergtyp 3 > 30 . Enligt Trafikverkets Tekniska Råd för Geokonstruktioner (dokument-ID 2013:0668) som också ger en allmän beskrivning av de olika bergtypernas egenskaper gäller bergtyp 1 om micro-Devalvärdet är maximalt 13 och Los Angelesvärdet understiger 40, vilket innebär normalt hårt och hållfast berg, som exempelvis glimmerfattiga graniter och gnejser samt andra hårda och hållfasta bergarter såsom kvartsiter, diabas, porfyr och leptit. Berg-typ 1 ger vid bearbetning och krossning relativt små finmaterialmängder och motstår normalt nedkrossning av bygtrafik.

Det kan anses vara bergtyp 2 om micro-Devalvärdet är mellan 13 och 25 och Los Angelesvärdet fortfarande understiger 40. Bergtyp 2 innebär normalt berg med måttlig hållfasthet och dålig slitstyrka, som exempelvis homogen kalksten samt glimmerrika gnejser och graniter. Bergtyp 2 krossas relativt lätt ner av bygtrafik.

Och det kan anses vara Bergtyp 3 om micro-Devalvärdet överstiger 25. Bergtyp 3 innebär normalt löst, vittrat eller lätt nedbrytbart berg, som exempelvis bergarter med höga glimmerhalter, lerskiffer, kritkalksten, leromvandlat berg samt icke klassificerat bergmaterial. Bergtyp 3 ger vid bearbetning och vid krossning stora finmaterialmängder och mals ned av bygtrafik.

2.2 Pålkommisionen Rapport 58

I Pålkommisionen Rapport 58, Grävpåleanvisningar anges dimensionerande grundtryck för tre olika pålklasser enligt Tabell 3. För varje pålklass finns krav på geoteknisk undersökning i varierande omfattning. Endast pålklass C får hänföras till hävdvunna metoder enligt IEG:s tillämpningsdokument för pålgrundläggning. Dimensioneringsförutsättningarna för spetsbärande grävpålar på berg, i grävpåleanvisningar, gäller för minst 3 m långa pålar med en diameter på minst 0.6 m.

Tabell 3 Kvalitetskrav för olika nivåer av pållast och spetspåkänning enligt Pålkommisionen Rapport 58, Grävpåleanvisningar, kap. 2.141.

Pållklass	Max Pållast [MN]	Max Spetspåkänning [MPa]	Krav på geoteknisk undersökning
A*	> 15	> 8	25% Jb-sondering, max avstånd 10 m. Bergkärnor med bergkvalitet och bergart.
B	7.5 – 15	5-8	10% Jb-sondering, max avstånd 15 m. Ev. tas bergkärnor.
C	< 7.5	< 5	10% Jb-sondering, max avstånd 20 m.

* endast kristallint berg

Pållklass A: Före grävpåleinstallationen sonderas 3 – 5 m in i berg i varje pålläge. Kärnprovtagning utförs vid misstanke om inhomogent berg.

Vid kärnborrning (varje påle förses med två kontrollrör) i färdig påle får endast sporadisk mängd grovkornig jord finnas i bergets hålor och ojämnheter.

Pållklass B: Vid kärnborrning i färdig påle enl. ovan får bergytan vara täckt av högst 30 mm grovkornig jord.

Pållklass C: Vid kärnborrning (ev. hammarborrning) i färdig påle enligt ovan får bergytan vara täckt av högst 50 mm grovkornig jord.

Uppstår tveksamhet om bergets hållfasthet görs bestämning av berget tryckhållfasthet. Här syftar man på ett intakt bergprovs enaxiella tryckhållfasthet. Tillåten belastning kan med hänsyn till bergmaterialet sättas till 0.1 à 0.2 ggr bergets tryckhållfasthet.

2.3 Dimensionering enligt SS-EN 1997-1:2005. Eurokod 7

I SS-EN 1997-1: 2005 ges inga specifika värden för tillåtna grundläggningstryck, men däremot riktlinjer vad man måste beakta i samband att tillåtet grundläggningstryck tas fram. I bilaga till koden presenteras sedan ett exempel på hur en metod att ta fram tillåtet grundläggningstryck.

Grundläggning på berg; kompletterande dimensioneringshänsyn

- Vid dimensionering av plattgrundläggning på berg ska hänsyn tas till följande förhållanden:
 - deformations- och hållfasthetsegenskaperna hos bergmassan och tillåten sättning hos den uppburna konstruktionen;

- förekomst av svaga lager, med till exempel vittringsbenägenhet eller förkastningszoner, under grundplattorna;
- förekomst av sprickor och andra diskontinuiteter och deras egenskaper (till exempel fyllning, kontinuitet, vidd, avstånd);
- graden av vittring, sönderfall och sprickbildning i berget;
- störning av det naturliga tillståndet i berget orsakat av byggverksamhet, såsom till exempel undermarks- arbeten eller schaktslänter i närheten av grundläggningen.
- Plattgrundläggning på berg kan normalt dimensioneras på basis av trolig bärförmåga. För höghållfasta, intakta kristallina bergarter, gnejs, kalksten och sandsten, begränsas trolig bärförmåga av betongplattans tryckhållfasthet.
- Sättningen hos ett fundament kan utvärderas på basis av dokumenterad erfarenhet relaterad till klassificering av bergmassan.

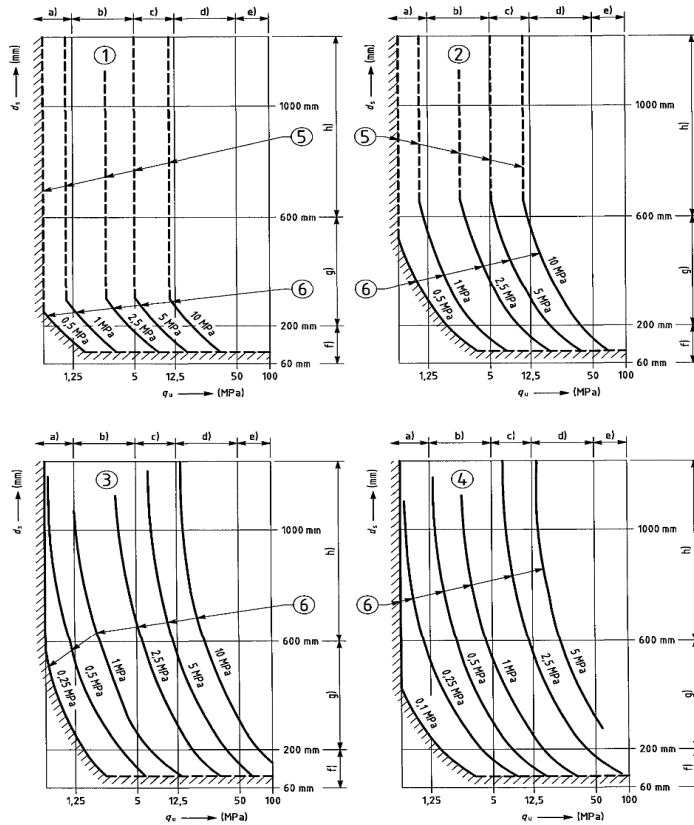
Den i bilaga till SS-EN 1997-1:2005, Eurocode 7 redovisade exemplet på tillvägagångssätt för att ta fram bärförmåga vid plattgrundläggning på berg beskrivs nedan.

För svagt och trasigt berg med tätliggande sprickor, kan bärförmågan erhållas från Figur 1. Denna baseras på den gruppindelning som visas i Tabell 4 och en tillåten vertikal sättning på 0,5 % av grundplattans bredd. Dvs om plattans bredd är 1 meter, så gäller den tillåtna lasten för en sättning på 5 mm. Värden på trolig bärförmåga för andra sättningar kan härledas genom direkt proportionering. För svagt och trasigt berg med öppna eller fyllda sprickor bör reducerade värden användas på trolig bärförmåga.

Tabell 4 Gruppindelning av svagt och trasigt berg

Grupp	Typ av berg
1	Rena kalkstenar och dolomiter Karbonatssandstenar med låg porositet
2	Magmatiska Oolitiska och mörghållande kalkstenar Väl cementerade sandstenar Härdade karbonatsslamstenar Metamorfa bergarter, inklusive skiffer (flat spaltyta/förskiffring)
3	Mycket mörghrika kalkstenar Svagt cementerade sandstenar Skiffer (brant spaltyta/förskiffring)
4	Ocementerade slamstenar och skifferar

Tillåtet grundläggningstryck baseras på en enkel klassificering, och resultatet gäller vid maximal deformation på 5% av plattans bredd.



- Abskissa: q_u (MPa): enaxlig tryckhållfasthet
- Ordinata: d_s (mm) avstånd mellan diskontinuiteter
- Gruppindelning (1-4) enligt Tabell 4
- Tillåtet grundtryck som inte får överstiga enaxlig tryckhållfasthet hos berg om sprickorna ligger tätt eller 50 % av detta värde om sprickorna är öppna,
- Tillåtet grundtryck: a) mycket svagt berg, b) svagt berg c) ganska svagt berg d) ganska starkt berg, e) starkt berg. Avstånd: f) diskontinuiteter med små mellanrum g) diskontinuiteter med mellanstort mellanrum h) diskontinuiteter med stora mellanrum

Figur 1 Bedömd bärförmåga för kvadratiska grundplattor på berg (vid sättningar som inte överstiger 0,5 % av plattbredden).

3. Bergmassans hållfasthet och deformationsegenskaper







Bergmassans mekaniska egenskaper skiljer sig från det intakta bergets egenskaper, beroende på den större volymens innehåll av diskontinuiteter, spricksystem, sprickfrekvens, vittring, etc. Bergets hållfasthet- och deformationsegenskaper är med andra ord skalberoende, och ett flertal olika klassificeringssystem för att bestämma bergmassans kvalitet och mekaniska egenskaper har tagits fram. De vanligaste som nästan uteslutande används i Sverige är Rock Mass Rating (RMR) och Q-systemet.

3.1 Klassificering av bergmassor

Syftet med klassificeringssystem är att karaktärisera och klassificera bergmassans egenskaper för en given konstruktion och funktion som exempelvis tunnlar, skärningar, gruvor, grundläggning etc. De absolut vanligaste klassificeringsmetoderna är Q- och RMR (Rock Mass Rating) som tagits fram för att klassificera bergets kvalitet för byggande av undermarksanläggningar och gruvsdrift. En vanlig metod för att bedöma en bergmassas mekaniska egenskaper är att utifrån RMR eller GSI (Geological Strength Index), bestämma hållfasthet- och deformationsegenskaper via Hoek and Browns brottkriterium. Metodiken för att ta fram de mekaniska egenskaperna är exempelvis beskriven i Hoek and Brown Failure Criterion (Hoek, Carranza - Torres, Corkum, 2002). Fortsättningsvis utgår därför bedömningsmetodiken utifrån klassificering enligt RMR eller GSI, som är grundläggande parametrar för att ta fram bergmassans mekaniska egenskaper. GSI brukar vanligen anges som RMR – 10, men kan också tas fram genom att följa schemat i Figur 2.

Beräkningsgången och ekvationerna har sammanställts i ett program och beräkningsprocessen har utvecklats som en mjukvara (Roclab) av Rocscience där Hoek and Browns brottkriterium anpassats för en bergmassa enligt följande parameterbestämning (Hoek et al. 2002). I programmet redovisas bergartstyper i rullgardinsmenyer för bestämning av m_i och MR.

- σ_{ci} = intakta bergprovets enaxliga tryckhållfasthet
- GSI (Geological Strength Index) = RMR – 10 eller GSI enligt **Figur 2**.
- m_i = faktor baserat på typiska bergartsegenskaper
- D = Sprängskadezon (D är en faktor mellan 0 och 1, där 0 är minimal skadezon efter exempelvis sågning eller TBM och 1 är hård produktionsprängning, i exempelvis bergtäkter.
- E_i = Intakta bergets elasticitetsmodul (= MR x σ_{ci} där MR = Modulus ratio som ges av typisk bergart)

Pick GSI Value		SURFACE CONDITIONS				
Rock Type:	General	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selection:	50	OK				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figur 2 Bestämning av GSI (Roclab, Rocscience 2006)

3.2 Metodik för framtagande av karakteristiskt kritiskt grundläggningstryck

För att testa metodiken för framtagande av tillåtet grundläggningstryck har vi valt att använda berggenskaper och den klassindelningen framtagen vid undersökningar av bergmassan i samband med utveckling av projekt Västlänken, som representerar typisk svensk kristallin berggrund. I Västlänken-projektet har bergmassan klassificerats i 4-klasser A-D enligt Tabell 5. Klass A representerar mycket bra berg, Klass B Bra berg, Klass C Rimligt berg och Klass D Dåligt berg. Faktorn D som redovisas i tabellen avser storlek på skadezon i samband med loss hållning, som här är här vald till 0.7, vilket är det lägsta värdet för sprängning av skärningar. D = 0 gäller skadezon motsvarande TBM borrhning i berg.

Tabell 5 Ingångsdata för Hoek and Brown klassificering för bestämning av bergmassans hållfasthet- och deformationsegenskaper baserat på egenskaper givna från Västlänken-projektet.

Bergklass	σ_{ci} [MPa]	RMR	GSI (RMR-10)	m_i (gnejs)	D^* Bra sprängning	E_i (MR $\times\sigma_{ci}$)** [GPa]
A	140	$>80 \leq 100$	80	28	0.7	74
B	140	$>60 \leq 80$	60	28	0.7	74
C	140	$>40 \leq 60$	40	28	0.7	74
D	140	$>20 \leq 40$	20	28	0.7	74

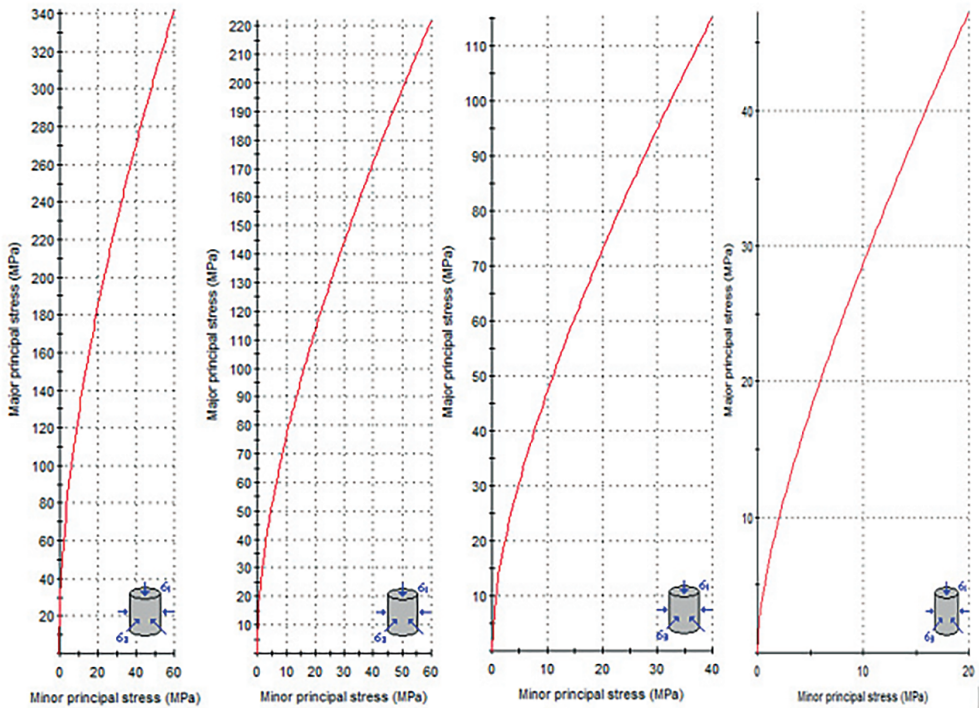
*D är vald för antagen rensad sprängbotten. **MR= 525 (gnejs),

Baserat på den i Tabell 4 redovisade indata bestäms materialparametrar enligt Hoek & Brown brottkriterium för bergmassor, Tabell 6

Tabell 6 Parametrar för Hoek and Brown brottkriterium för bergmassor

Bergklass	RMR	GSI (RMR-10)	m_b	s	a
A	$>80 \leq 100$	80	9.31	0.0600	0.501
B	$>60 \leq 80$	60	3.11	0.0030	0.503
C	$>40 \leq 60$	40	1.04	0.0002	0.511
D	$>20 \leq 40$	20	0.345	$9.22 \cdot 10^{-6}$	0.544

I Figur 3 har som exempel de resulterande brottkurvorna enligt Hoek & Browns brottkriterium plottats för bergklass A till D. Storleksordningen på respektive bergklass enaxiella hållfasthet går att bedöma ur figuren, men de exakta värdena redovisas i Tabell 7, tillsammans med den globala hållfastheten.



Figur 3 Brottkurvor enl. Hoek & Browns brottvillkor för bergklass A till D

Vid framtagande av bergmassans enaxiella hållfasthet tar man emellertid inte hänsyn till den eventuella inspänningen. Därför ingår också i Hoek & Browns brottvillkor för bergmassor begreppet ”global hållfasthet”. I stället för att beakta den detaljerade brottprocessen är det ofta användbart att beakta bergmassans övergripande beteende. Detta leder till konceptet bergmassans ”globala” hållfasthet. Och Hoek - Brown föreslog att detta kunde uppskattas från Mohr-Coulombs brottkriterium enligt följande

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

För omgivande trycket $0 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$

Skillnaden mellan bergmassans enaxiella tryckhållfasthet och global hållfasthet är alltså beroende på bergmassans inspänningsförhållanden. Den enaxiella hållfastheten motsvarar en situation nära en fri yta, såsom en tunnelvägg eller skärning. Den globala

hållfastheten är den hållfasthet man kan förvänta i en mer inspänd situation, dvs en bit in från tunnelvägg eller skärning.

Eftersom vi i detta fall inte tar hänsyn till enskilda sprickors- eller diskontinuiteters egenskaper och inte heller ogynnsamma förhållanden som närheten till fria ytor, är det rimlig att anta att det är den globala hållfastheten som bäst borde representera det karaktäristiska tillåtna grundtrycket. Se Tabell 7.

Tabell 7 Bergmassans hållfasthet- och deformationsegenskaper

Bergklass	RMR	GSI (RMR-10)	Drag-hållfasthet [MPa]	Bergmassans enaxiella tryckhållfasthet, σ_{cm} [MPa]	Global Hållfasthet [MPa]
A	$>80 \leq 100$	80	0.830	32.80	61.6
B	$>60 \leq 80$	60	0.140	7.60	33.0
C	$>40 \leq 60$	40	0.020	1.64	18.1
D	$>20 \leq 40$	20	0.004	0.25	8.3

Tabell 8 redovisar en sammanställning av resultat att förhålla sig till vid bestämning av karaktäristiskt tillåtet grundtryck vid grundläggning på fyra olika bergförhållanden, inklusive deformationsmodul enligt H&B brottvillkor.

Tabell 8 Tillåtet karaktäristiskt grundtryck

Bergklass	RMR	GSI (RMR-10)	Bergkvalitet	Tillåtet karaktäristiskt grundtryck [MPa]	Deformationsmodul [GPa]
A	$>80 \leq 100$	80	Mycket bra berg	62	35
B	$>60 \leq 80$	60	Bra berg	33	15
C	$>40 \leq 60$	40	Rimligt berg	18	4
D	$>20 \leq 40$	20	Dåligt berg	8	2

Storleken på grundtrycket kan bestämmas utifrån tillåten vertikal förskjutning av bergövertytan under pålen eller fundamentet eller det största tillåtna dimensionerande grundtrycket genom en säkerhetsfaktor som lämpligen bestäms utifrån konsekvens av en händelse.

Om det vid utvärdering skulle behöva tas fram egenskaper som bergmassans friktionsvinkel och kohesion redovisar Hoek & Brown en modell för att konvertera Hoek & Browns brottvillkor till Mohr- Coulombs brottvillkor. Eftersom brottkurvan inte är linjär är storleken på kohesionen och friktionsvinkeln beroende av vid vilket omgivande tryck (σ_3) man utvärderar. Det vill säga storleken på den största minsta huvudspänningen ($\sigma_{3\max}$) vid en given utvärdering av Mohr- Coulombs parametrar. Eftersom vi befinner oss på markytan vid belastning skulle $\sigma_{3\max}$ kunna antas vara mer eller mindre noll innan belastning från ett fundament för att sedan öka som funktion av tvärkontraktionstalet (ν) allt eftersom belastningen ökar. Detta innebär att $\sigma_{3\max}$ kommer inträffa vid aktuellt tillåten största belastning. I tabell 6 har tvärkonstraktionstalet (ν) valts till 0.25. Kohesion och friktionsvinkel redovisas i **Tabell 9**.

Tabell 9 Mohr Coulomb anpassning

Bergklass	RMR	GSI (RMR-10)	$\sigma_{3\max}$ [MPa]	Kohesion [MPa]	Friktionsvinkel
A	$>80 \leq 100$	80	18	8.5	50.3
B	$>60 \leq 80$	60	9	3.4	47.2
C	$>40 \leq 60$	40	6	1.7	41.1
D	$>20 \leq 40$	20	3	0.6	35

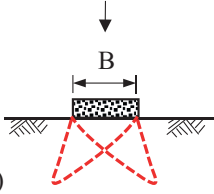
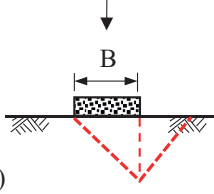
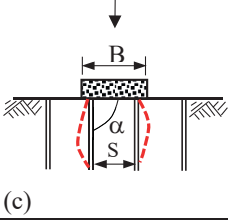
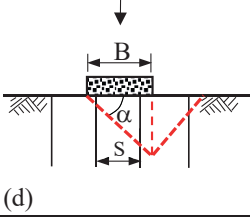
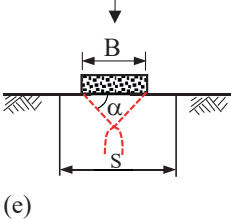
4. Uppskattning av bärförmågan – analytiska och empiriska formler

I detta avsnitt redovisas en litteraturstudie av bärförmågan för fundament och pålar. Bärförmågan hos pelare och fundament, t ex för byggnader och väg- och järnvägsbroar, har studerats av många forskare under många decennier, t ex Terzaghi (1943), Meyerhof (1951); Brich-Hansen (1970), Vesic (1973), Bishnoi (1968). De formler för bärförmåga som publicerades tidigt behandlade fundament och pålar grundlagda på jord och ibland på berg. Med tiden har formler för bärförmåga på berg utvecklats så att de kan vara baserad på Mohr-Coulombs respektive Hoek-Browns brottkriterier.

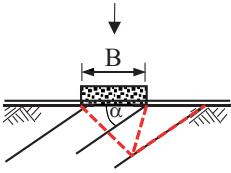
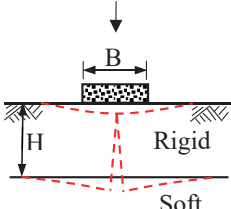
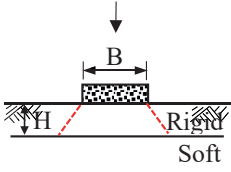
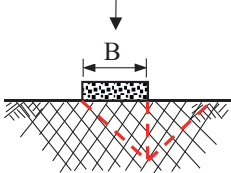
Exempel på studier som gjorts senare med berg som belastat material är till exempel, Serrano och Olalla (1994), Serrano and Olalla (1996), Bindlish et al. (2012), Chakraborty et al (2015), Serrano et al (2000), Saada et al (2008), Jing et al (2012) och Galindo et al (2017), Alavi and Sadrossadat (2016), Serrano et al. (2014), Serrano et al. (2016 part I och II).

Dessa studier har omfattat fundament och pelare placerade på bergytan eller nedsänkta en bit ner i berg. De tidiga studierna var huvudsakligen baserade på Mohr-Coulombs kriterium, medan de senare använder modifierade lösningar baserade på Mohr-Coulombs kriterium eller Hoek-Browns kriterium (för spruckna bergmassor). Exempel på sådana är Yang and Yin (2005), Saada et al. (2008), Singh and Rao (2005), Serrano and Olalla (2002 – part I and part II) Bärighetsbrott orsakade av strukturer grundlagda på berg beror på sprickavstånd (jämfört med fundamentets bredd), orientering, tillstånd (öppna eller slutna), och bergart. CECW-EG Engineer Manual 1110-1-2908 (1994) presenterade en tabell som visar olika typer av möjliga brotttyper/mekanismer i en bergmassa belastad av ett fundament/påle. (Tabell 10 och Tabell 11). De flesta av dessa brottmekanismer har också presenterats av Kulhawy och Goodman (1987) och Kulhawy och Carter (1992).

Tabell 10 Load cases (e.g., CECW-EG Engineer Manual 1110-1-2908, 1994; Kulhawy and Goodman, 1987 and Kulhawy and Carter, 1992)

Rock Mass Conditions		Failure	
Joint Dip	Joint Spacing	Illustration	Mode
N/A	$S \gg 8$	 <p>(a)</p>	Brittle rock: Local shear failure caused by localized brittle fracture
		 <p>(b)</p>	Ductile rock: General shear failure along well-defined failure surfaces
$70^\circ < \alpha < 90^\circ$	$S < B$	 <p>(c)</p>	Open joints: Compressive failure of individual rock columns. Near vertical joints set(s)
		 <p>(d)</p>	Closed joints: General shear failure along well-defined failure surfaces. Near vertical joint(s)
$70^\circ < \alpha < 90^\circ$	$S > B$	 <p>(e)</p>	Open or closed joints: Failure initiated by splitting leading to general shear failure. Near vertical joint set(s)

Tabell 11 Load cases (e.g., CECW-EG Engineer Manual 1110-1-2908, 1994; Kulhawy and Goodman, 1987 and Kulhawy and Carter, 1992)

Rock Mass Conditions		Failure	
Joint Dip	Joint Spacing	Illustration	Mode
$20^\circ < \alpha < 70^\circ$	$S < B$ or $S > B$ if failure wedge can develop along joints	 (f)	General shear failure with potential for failure along joints. Moderately dipping joint set(s)
$0 < \alpha < 20^\circ$	Limiting values of H with respect to B is dependent upon material properties	 (g)	Thin rigid upper layer: Failure is initiated by tensile failure caused by flexure of thin rigid upper layer
		 (h)	Thin upper rigid layer: Failure is initiated by punching tensile failure of the thin rigid upper layer
N/A	$S \ll B$	 (i)	General shear failure with irregular failure surface through rock mass. Two or more closely spaced joint sets

4.1 Formler för bärförmåga

I detta avsnitt redovisas de formler för bärförmåga som kan användas för att uppskatta bärförmågan i ett specifikt fall. Dessa formler används sedan till att beräkna bärförmågan för fundament och/eller pålar grundlagda på bergytan. Vi har valt att

använda bergsegenskaper och den klassindelningen som användes vid undersökningar av bergmassan i samband med utveckling av projekt Västlänken. I Västlänken-projektet har bergmassan klassificerats i 4-klasser A-D enligt Tabell 5. Faktorn D är här vald till 0.7, vilket är det lägsta värdet för sprängning av skärningar. $D = 0$ gäller skadezon motsvarande TBM borring i berg.

Från och med nu kommer litteraturstudien och rapporten att fokusera på bergmassor som är semi-kontinuerliga, d v s de kan behandlas som ett kontinuum, d v s som ett intakt material men med lägre styvhet och hållfasthet (eftersom bergmassan innehåller diskontinuiteter). Vi kommer också att anta att bergmassan är isotrop.

4.2 Bergets bärförmåga - enkla uppskattningar

Förenklade uppskattningar av bärförmåga. Ett stort antal studier har utförts för att bestämma bergmassans bärförmåga när den belastas av fundament och pålar. Enligt Serrano et al (2002 part II) finns det tre idéer som använts för att uppskatta bergmassans maximala bärförmåga (i) bärförmågan är proportionell mot det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet, (ii) Bärförmågan är proportionell mot roten av det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet och (iii) Bärförmågan är en funktion av ett antal faktorer.

Serrano och Ollala (2002 part II) och Zhang och Einstein (1998) gav exempel på författare som rapporterat bärförmågor som är proportionella mot det intakta bergets tryckhållfasthet (bärighetsfaktorer, se Tabell 12 och formlerna)

$$q_u = (4 - 11)\sigma_c \quad (\text{Pells, 1977}) \quad (1)$$

$$q_u = 3\sigma_c \quad (\text{Coates, 1967}) \quad (2)$$

$$q_u = (5 - 8)\sigma_c \quad (\text{Teng, 1962}) \quad (3)$$

$$q_u = 2.7\sigma_c \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (4)$$

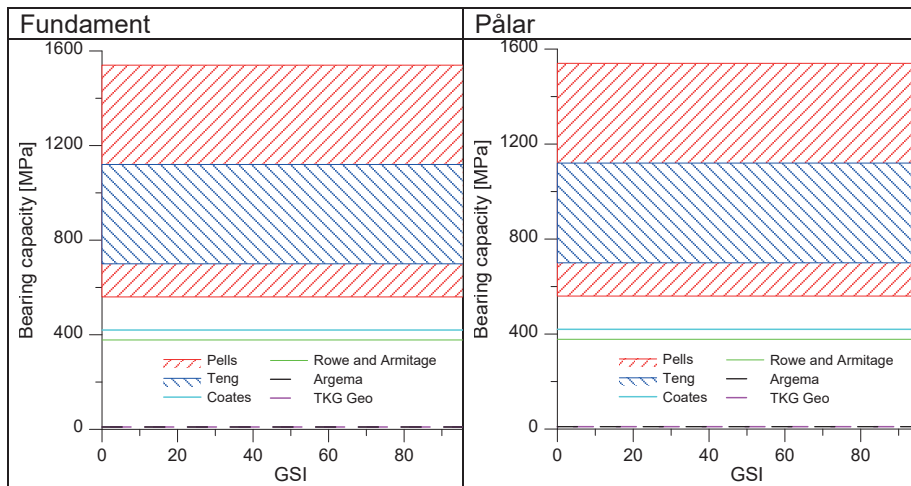
$$q_u = 4.5\sigma_c \leq 10 \text{ MPa} \quad (\text{Argema, 1992}) \quad (5)$$

Tabell 12 Bärighetsfaktorer

Författare	Bärförmågefaktorer
Pells (1977)	4 - 11
Coates (1967)	3
Teng (1962)	5 - 7
Rowe and Armitage (1987)	2.7
Argema (1992)	4.5

Bärförmågan enligt Tabell 12 är proportionell mot den intakta enaxiella tryckhållfastheten. Den uppskattade bärförmågan enligt de refererade författarna har

plottats i Figur 4 tillsammans med krav från TK Geo. I Figur 4 redovisas bärförmågan enligt Tabell 12 samt de nationella regler som TK Geo



Figur 4 Bärförmåga för a) fundament och b) grävståle enligt tabell 13.

4.3 Bergets bärförmåga – formler baserade på brottkriterier - Fundament

Eftersom studien har som mål att kunna uppskatta bergets verkliga bärförmåga kommer resultaten från formlerna att jämföras med de numeriska resultaten. Vi har därför valt att använda bergens egenskaper och den klassindelning som är framtagen vid undersökningar av bergmassan i samband med utveckling av projekt Västlänken, se kapitel 3 (enligt Tabell 5).

Mohr Coulomb

Om Mohr-Coulombs brott/plasticitetskriterium används kan bärförmågan enligt Brinch Hansen (1970) respektive (Brady and Brown 1985) uttryckas som

$$q_u = 0.5\rho gBN_\gamma + cN_c \quad (6)$$

där

q_b = Bärförmåga

ρ = Bergmassans densitet

g = Gravitation

c = Bergmassans kohesion

B = Fundamentets bredd

N_γ = Bärighetsfaktor

N_c = Bärighetsfaktor

Bärighetsfaktorerna bestäms ur:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (7)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (8)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9)$$

där ϕ = bergmassans friktionsvinkel (i radianer)

Hoek-Brown

Hoek-Browns generaliserade brottkriterium definieras av följande relation

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

där m_i och σ_{ci} är materialkonstanter, m_b är m_i :s värde för bergmassan och s och a är konstanter som beror på bergmassans karakteristik.

Ovanstående parametrar för bergmassan definieras som

$$\frac{m_b}{m_1} = \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (10)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (11)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right] \quad (12)$$

där D är en faktor som beror på graden av störning som bergmassan har utsatts för genom till exempel sprängning och spänningsrelaxation. Faktorn $D = 0$ om bergmassan är ostörd och $D = 1$ om bergmassan är kraftigt störd.

I vårt fall antar vi att bergmassan är ostörd och därför används $D = 0$, som innebär att parametrarna bestäms av följande samband

$$\frac{m_b}{m_1} = \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (13)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \quad (14)$$

där GSI är det geologiska hållfasthetsindexet ("Geological Strength Index").

Wyllie, 1992

$$q_u = \sqrt{s}\sigma_c \left(1 + \sqrt{1 + m_b\sqrt{s}} \right) \quad (15)$$

Saada et al (2008) (Övre gränslast)

$$q_u = \sqrt{s}\sigma_c N_\sigma \quad (16)$$

där N_σ är bärlighetsfaktorn och definieras av Tabell 13. För Västlänken är den dominerande bergarten gnejs, som enligt Roclab ger $m_i = 28$. Eftersom den maximala det maximala värdet på m_i i Tabell 13 är 25, kommer det att användas vid beräkningen av bärförmåga både med formlerna och de numeriska analyserna. Kolumnen i Tabell 13 som är märkt med en röd ram, visar värdena på N_σ som använts för beräkning av bärförmågan.

Tabell 13 Bärighetsfaktor enligt Saada et al (2008)

GSI	N_σ				
	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	5.016	7.054	10.718	12.285	19.045
10	8.341	11.561	17.201	19.546	29.430
15	11.231	15.334	22.360	25.227	37.064
20	13.241	17.848	25.588	26.713	41.376
25	14.358	19.150	27.077	30.244	42.951
30	14.760	19.513	27.286	30.369	42.637
35	14.670	19.240	26.660	29.587	41.167
40	14.263	18.582	25.551	28.287	39.065
45	13.676	17.713	24.189	26.726	36.678
50	13.002	16.746	22.730	25.067	34.212
55	12.298	15.756	21.265	23.411	31.793
60	11.598	14.784	19.845	21.814	29.484
65	10.923	13.854	18.499	20.303	27.319
70	10.283	12.977	17.239	18.891	25.309
75	9.683	12.160	16.070	17.583	23.454
80	9.125	11.402	14.989	16.376	21.748

Kulhawy and Carter (1992) (Nedre gränslast)

$$q_u = \left[\sqrt{s} + \sqrt{m_b \sqrt{s} + s} \right] \sigma_c \quad (17)$$

Serrano et al (2000)

$$q_u = P_h = \beta_n (N_\sigma - \zeta_n) \quad (18)$$

där

$$k = \frac{1-a}{a} \quad (19)$$

$$\beta_n = A_n \sigma_c \quad (20)$$

$$A_n = (A_n^k)^{1/k} \quad (21)$$

$$A_n^k = \frac{m_b(1-a)}{2^{1/a}} \quad (22)$$

$$\zeta_n = \frac{s}{m_b A_n} \quad (23)$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n \quad (24)$$

$$\sigma_1 = 0 \quad (25)$$

a och m_b är Hoek-Brown parametrar

Jing et al (2017)

$$q_u = \sigma_c N_\sigma \quad (26)$$

där N_γ definieras av Tabell 14. I fallet Västlänken är den dominerande bergarten gnejs som enligt Roclab ger ett m_i lika med 28. Eftersom m_i :s maximala värde är 25 enligt Tabell 14 kommer det användas i beräkningarna. Kolumnen i Tabell 14 som är märkt med en blå ram, visar värdena på N_σ som använts för beräkning av bärförmågan.

Tabell 14 Bärighetsfaktor enligt Jing et al (2017)

GSI	N_σ				
	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
10	0.057	0.079	0.118	0.135	0.203
20	0.157	0.213	0.306	0.346	0.497
30	0.306	0.405	0.568	0.633	0.891
40	0.514	0.671	0.925	1.025	1.42
50	0.816	1.053	1.432	1.572	2.164
60	1.267	1.618	2.177	2.394	3.245
70	1.956	2.473	3.292	3.61	4.848
80	3.023	3.783	4.983	5.447	7.251

Yang et al (2005) (övre gränslast)

$$q_u = N_\sigma \sqrt{s} \sigma_c \quad (27)$$

där N_σ definieras i Tabell 15. Kolumnen som är märkt med en grön ram i Tabell 15, visar värdena på N_σ som använts för beräkning av bärförmågan.

Tabell 15 Bärighetsfaktor enligt Yang et al (2005)

GSI	N_{σ}				
	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	8.369	13.678	25.015	30.352	55.793
10	15.025	23.87	41.36	49.16	84.142
15	20.679	31.843	52.77	61.785	100.742
20	24.272	36.46	58.526	67.823	107.049
25	25.901	38.194	59.95	68.982	106.494
30	26.075	37.928	58.589	67.081	101.981
35	25.316	36.444	55.647	63.487	95.475
40	24.026	34.306	51.929	59.092	88.174
45	22.48	31.881	47.933	54.438	80.765
50	20.848	29.393	43.947	49.835	73.614
55	19.234	26.968	40.13	45.449	66.905
60	17.694	24.677	36.558	41.359	60.709
65	16.257	22.552	33.265	37.595	55.044
70	14.935	20.602	30.256	34.159	49.894
75	13.73	18.827	27.52	31.038	45.227
80	12.636	17.218	25.044	28.214	41.008

Merifield et al (2006)

$$q_u = [s^a + (m_b s^a + s^a)] \sigma_c \quad (28)$$

där m_b , s and a är Hoek-Brown parametrar.

4.4 Bergets bärförmåga – formler baserade på brottkriterier – Pålår och fundament med begränsad längd

Mohr Coulomb

Brinch-Hansen (1970)

Om Mohr-Coulombs brottkriterium används kan bärförmågan uttryckas som (Brinch Hansen, 1970; Brady and Brown 1985)

$$q_u = 0.5 \rho g B N_\gamma S_\gamma + c \cot \phi N_q S_q - c \cot \phi \quad (29)$$

där

S_γ = Formfaktor

S_q = Formfaktor

Formfaktorerna är definierade som

$$S_\gamma = 1.0 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (30)$$

$$S_q = 1.0 + \sin \phi \left(\frac{B}{L} \right) \quad (31)$$

där L är fundamentets längd.

Hoek-Brown

Wyllie (1992)

$$q_u = \frac{c_{fl} \sqrt{s} \sigma_c \left(1 + \sqrt{1 + m_b \sqrt{s}} \right)}{F_s} \quad (32)$$

där C_{fl} = Formfaktor och F_s är säkerhetsfaktorn (som i de flesta fall ska vara minst 2). Se Tabell 16.

Tabell 16 Korrektionsfaktor för olika form på fundamentet (from Wyllie, 1992)

Form och typ av fundament	C_{fl}
Långsträckt, Längd/Bredd > 6	1.0
Rektangulärt, Längd/Bredd=2	1.12
Rektangulärt, Längd/Bredd=5	1.05
Kvadratisk	1.25
Cirkulärt	1.2

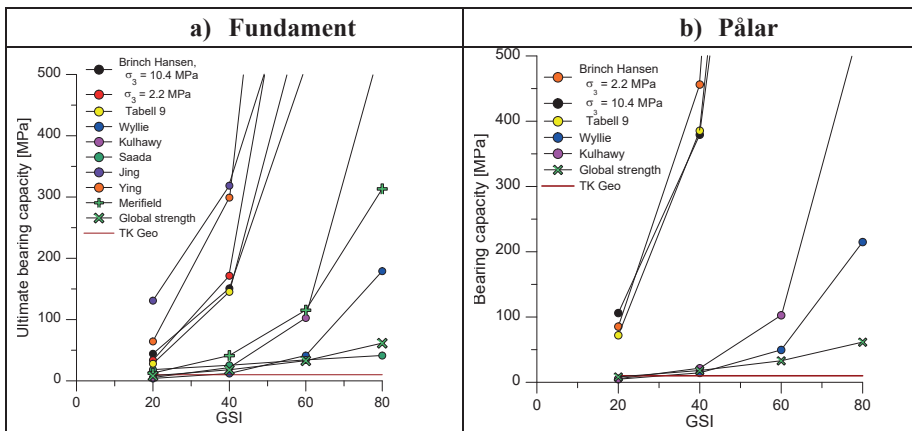
Kulhawy and Carter (1992) (nedre gränslasten)

Den nedre gränslasten för cirkulära pålar uttrycks enligt Kulhawy och Carter (1992) som

$$q_u = \left[\sqrt{s} + \sqrt{m_b \sqrt{s} + s} \right] \sigma_c \quad (33)$$

4.5 Sammanställning av bärförmåga enligt bärighetsformlerna

Bergmassans egenskaper är presenterad i form av intervall (Tabell 5 och Tabell 6). I denna rapport har bärförmågans medelvärde plottats som funktion av bergmassans kvalitet för att göra diagrammet enklare att förstå (Figur 5). I Figur 5, har en maximal bärförmåga på 500 MPa, satts som övre gräns för vad som är rimligt.



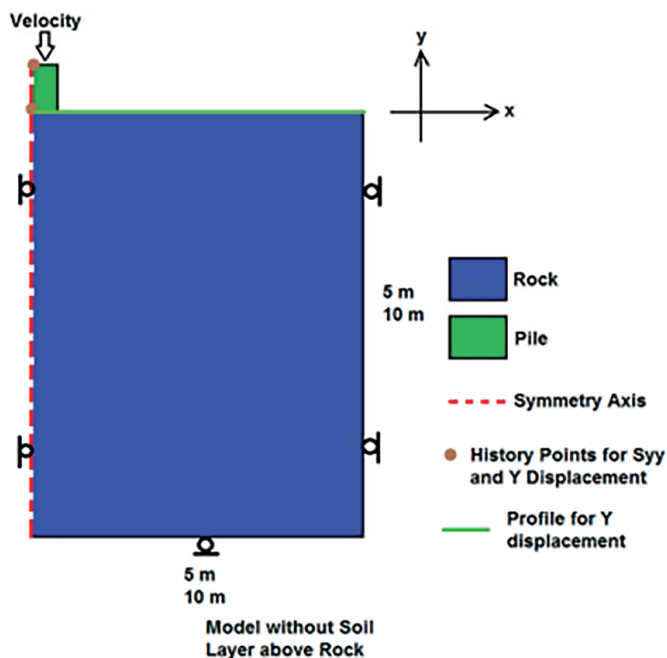
Figur 5 Bärförmåga som funktion av bergmassans kvalitet: a) för fundament respektive b) pålar.

5. Modell

I denna studie har fundament och pålar som belastar bergmassan analyserats med hjälp av det tvådimensionella finita differensprogrammet FLAC (Itasca Fast Lagrangian Analysis of Continua). Modellen visas i Figur 6. Det simulerade fundamentet var 1 m bred och 1 m hög, medan pålen hade en diameter på 1 m och var 1 m hög. Eftersom problemet med ett fundament respektive en påle som belastar berget är symmetriskt med avseende på y-axeln, analyserades bara halva modellen.

För att minimera analystiden användes symmetri, d v s halva modellen behövde bara analyseras (Figur 6). Bergmassans vänstra vertikala rand låstes i x-riktningen för att uppfylla kravet på symmetri. Den vänstra randen låstes också i x-riktningen. Den nedre horisontella randen var låst i y-riktningen, medan överytan var fri att röra sig.

Modellerna som simulerade pålar hade alla samma storlek. För fundamenten hade Class A, C, D samma storlek medan modellen för Class B var något större (Tabell 17). Modellernas storlek bestämdes av plasticeringens utbredning. Ingen plasticering i modellen tilläts nå ut till den högra vertikala respektive den nedre horisontella randen. Om plasticeringen nådde fram valdes en större modell som sedan analyserades.



Figur 6 Symmetrisk modell som använts i analyserna

Tabell 17 Modellstorlekar

Modell	Höjd x Bredd			
	$\sigma_3 = 2.2$ MPa		$\sigma_3 = 10.4$ MPa	
	Fundament	Påle	Fundament	Påle
Klass A	40 m x 30 m	20 m x 15 m	40 m x 30 m	20 m x 15 m
Klass B	40 m x 30 m	20 m x 15 m	40 m x 30 m	20 m x 15 m
Klass C	40 m x 30 m	20 m x 15 m	50 m x 60 m	20 m x 15 m
Klass D	50 m x 40 m	20 m x 15 m	50 m x 60 m	20 m x 15 m

För att analysera belastningens påverkan på berget, användes en linjär elastisk – idealplastisk Mohr-Coulomb modell med ett servo fish funktion. Fundamentet/pålen antogs vara linjärt elastiska. Mohr-Coulomb-parametrarna beräknades med hjälp av Roclab, med Hoek-Brown-parametrarna, och spänningstillståndet från en linjärt elastisk analys som indata. Bergmassan antogs vara isotrop och homogen.

Kontaktytan mellan fundamentet respektive pålen och berget simulerades som en diskontinuitet (Tabell 18). Analyserna gjordes i flera steg. Lasten på fundamentet/pålen genererades genom att den övre horisontella randen på fundamentet/pålen tilldelades en hastighet.

Pålen och fundamentet var i modellerna linjärt elastiska. De elastiska parametrarna för fundamentet/pålen samt bergmassan är presenterade i Tabell 19.

Tabell 18 Egenskaper hos kontaktytan mellan fundament/påle och berg

Kontaktytans egenskaper	Värde
Normalstyvhet, k_n , (GPa)	$1 \cdot 10^2$
Skjuvstyvhet, k_s , (GPa)	$1 \cdot 10^2$
Kohesion, c_i , (MPa)	0
Friktionsvinkel, ϕ_i , (°)	45
Dilationsvinkel, ψ_i (°)	0
Draghållfasthet, σ_{it} (MPa)	0

Tabell 19 Elastiska egenskaper för berg och fundament/påle

Material	Densitet [kg/m ³]	Bulkmodul [GPa]	Skjuvmodul [GPa]
Berg	2700	53.33	32
Fundament/Påle	2700	22.7	17.1

Bärförmågan för fyra olika bergklasser studerades. Hoek – Brown parametrarna och andra parametrar för bergmassorna för varje klass presenteras i Tabell 20. Bergmassans Mohr-Coulombegenskaper presenteras i Tabell 21.

Tabell 20 Bergmassans elasticitets och hållfasthetsparametrar

Bergklass	RMR	σ_{ci} [MPa]	m_b	s	a	σ_{cm} [MPa]	σ_t [MPa]	E [GPa]	ν
A	80-100	140	7.397	0.1783	0.5	59.12	3.90	60.88	0.25
B	60-80	140	3.487	0.0179	0.502	18.58	0.80	39.90	0.25
C	40-60	140	1.644	0.0018	0.508	5.65	0.20	13.53	0.25
D	20-40	140	0.775	0.0002	0.531	1.52	0.04	3.72	0.25

Tabell 21 Mohr-Coulomb parametrar

Bergklass	c [MPa]	ϕ [°]
A	2.07	46.56
B	1.09	45.64
C	0.33	46.79
D	0.13	46.51

5.1 Optimal belastningshastighet och deformationer

Litteraturstudien visade att de flesta studierna söker den maximala bärförmågan. I några fall har man angett nedre respektive övre gränslast men detta relateras fortfarande till maximala bärförmågan. I ett första skede av det rapporterade projektet gjordes en delstudie för att bestämma maximal bärförmåga. Det framgick då att man kan definiera åtminstone tre sätt att definiera bärförmågan:

- Maximala vertikala spänningen innan residuala spänningstillståndet
- Maximala vertikala spänningen under hela analysen inklusive pålastning och residualtillstånd
- Medelvärde av den vertikala spänningen under residuala tillståndet

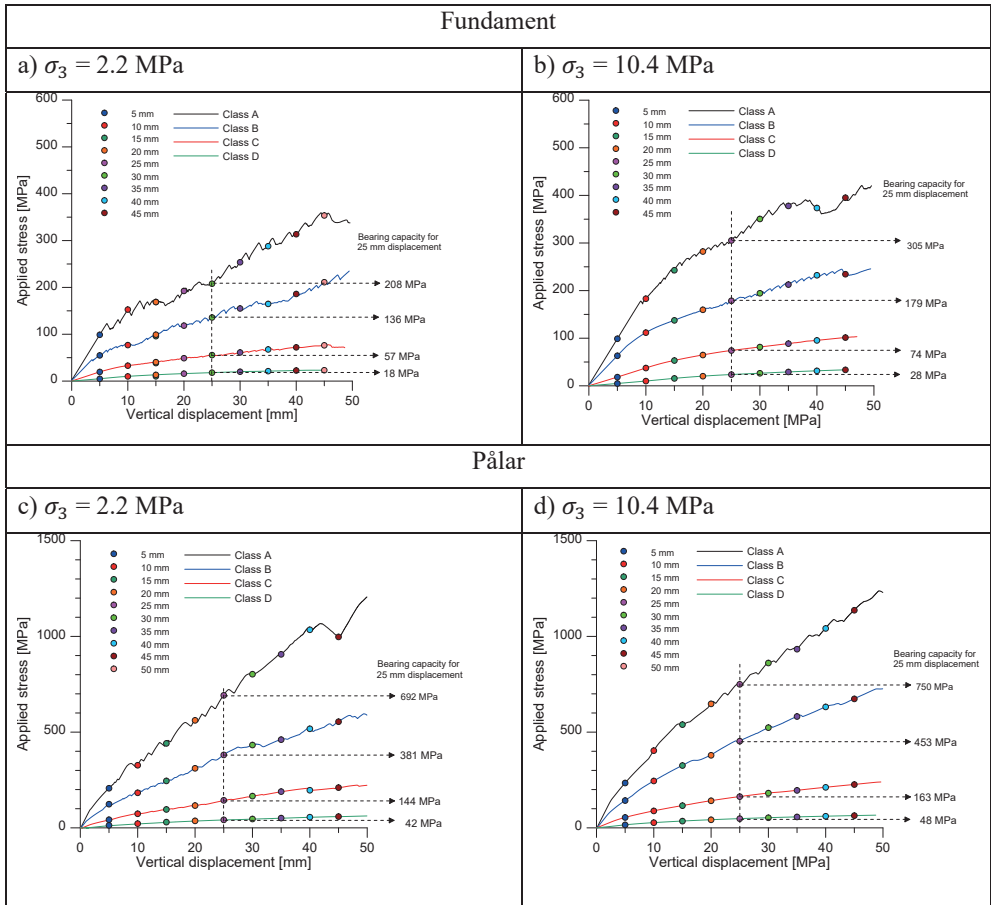
Den maximala vertikala spänningen (a) kan vara svår att identifiera och valet av maxlast kan vara subjektiv eftersom övergången från pålastning till residualtillstånd inte är tydlig.

Med metoderna b) och c), beror värdena både av materialegenskaperna och på hur länge man låter analysen pågå samt hur programmet hanterar mycket stora deformationer. I våra analyser använde vi ”re-meshing”, men ändå var det tydligt att man i vissa fall fick största pålagda vertikalspänningen nära slutet på analyserna, vilket t ex i fallet

Bergklass D kunde vara flera decimetrar. Trots att a) ibland var subjektivt identifierad, var det den metod som hade minst variation för olika belastningshastigheter.

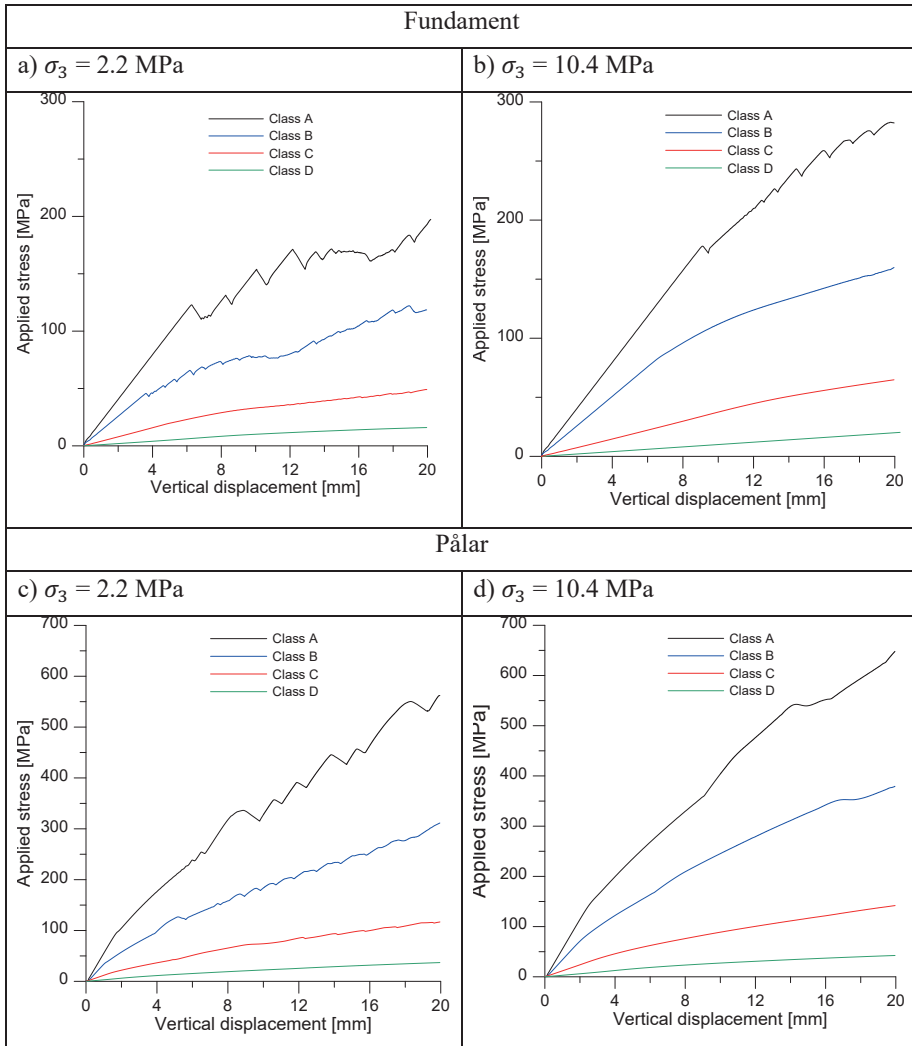
För att bestämma den kritiska belastningshastigheten för vilken en minskning av hastigheten inte förändrar bärförmågan, analyserades modeller av klasserna A-D med fyra olika hastigheter, $1 \cdot 10^{-5}$, $1 \cdot 10^{-6}$, $1 \cdot 10^{-7}$, $1 \cdot 10^{-8}$ m/s. Den hastighet vi sökte, var den som representerar kvasi-statiska förhållanden. Om man fortsätter att sänka hastigheten kommer bärförmågans ändring att vara försumbar. Baserat på många olika analyser men ett antal olika kombinationer av mekaniska egenskaper, har det visat sig att belastningshastigheten 10^{-6} m/s och för 10^{-7} m/s erhöles liknande värden. Eftersom analys tiden blir kortare om 10^{-6} m/s används, valde vi den belastningshastigheten i våra analyser.

Analyserna visade också att deformationerna, speciellt för klasserna C och D, kunde ge flera dm förskjutning. Detta verkar inte vara praktiskt användbara resultat. Till exempel om en byggnad eller bro grundläggs på fundament med olika klasser, kommer stora vertikala differentialdeformationer inträffa som kan förstöra konstruktionen som grundlagts på dessa fundament/pålar. Därför valdes istället metoden att bestämma bärförmågan vid olika deformationer som bas för analyserna. Bärförmågan för 5 mm till 45 mm bestämdes. Se Figur 7.



Figur 7 Spänningskurvor för de olika bergklasserna, där förskjutningarna 5 mm till 45 mm visas med olika symboler

För att kunna utvärdera spännings-deformationskurvan och kunna uppskatta en eventuell elastisk del av kurvan (den linjära delen) redovisas resultatet vid rimliga spännings- och förskjutningsnivåer (0 till 20 mm) i Figur 7.

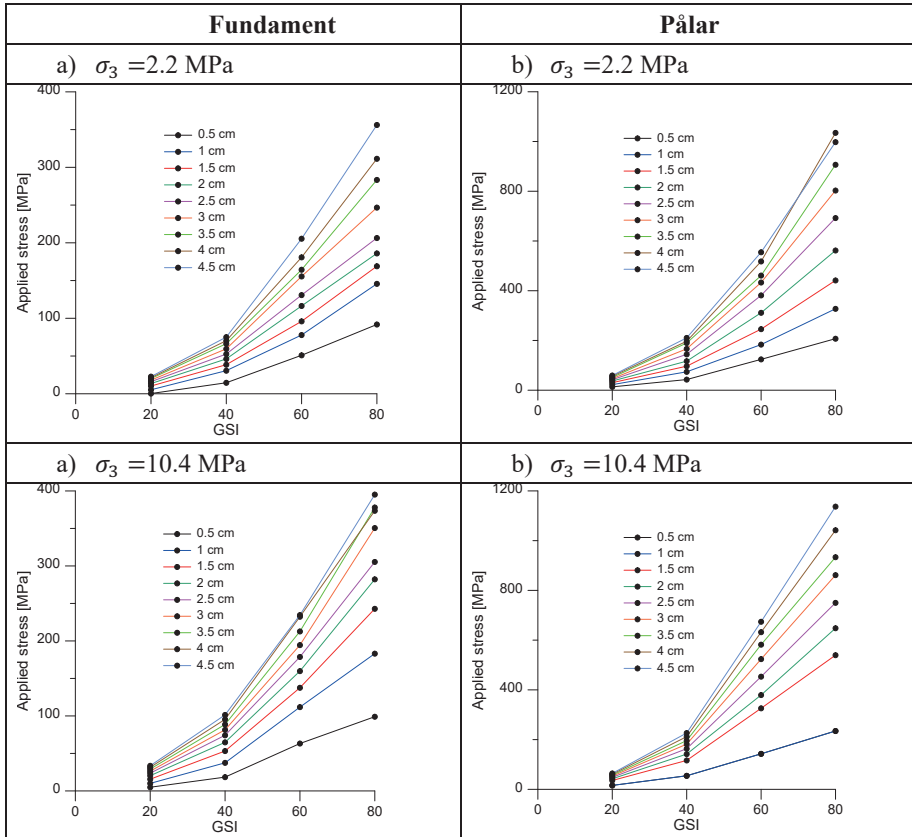


Figur 8 Last- deformationskurvor för de olika bergklasseran inom området 0 till 20 mm vertikal förskjutning.

6. Resultat från numeriska analyser

6.1 Fundament respektive påle på berg

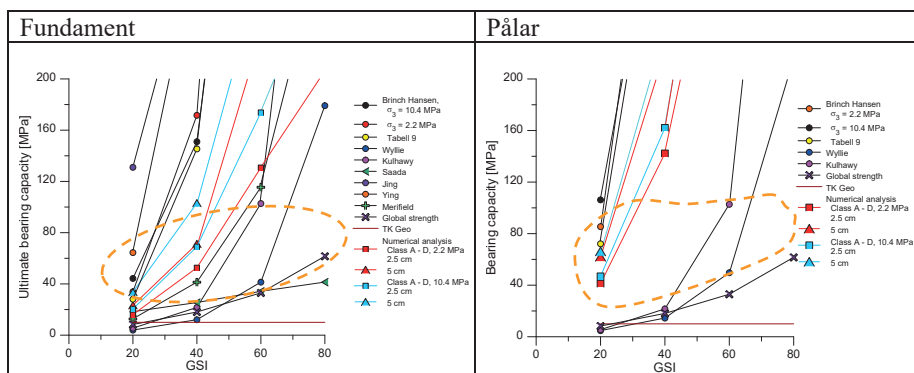
Fundamentets respektive pålens bärförmåga som en funktion av bergkvaliteten för den valda belastningshastigheten, $1 \cdot 10^{-6}$, visas i Figur 9. Varje kurva representerar en förutbestämd förskjutning (0.5 cm, 1 cm, ..., 5 cm).



Figur 9 Bärförmåga för olika deformationer

7. Jämförelse av olika resultat

Resultaten från modellanalyserna har jämförts med några av de bärlighetsformler från litteraturstudien, se Figur 10.



Figur 10 Jämförelse av resultat från bärlighetsformler och numeriska resultat

De flesta bärförmågeformlerna som vi hittat genom litteraturstudier ger bara maximal bärförmåga, ingen hänsyn tas till om deformationen är rimlig eller ej. När vi utvärderade våra numeriska analyser insåg vi att det fanns flera sätt man kunde använda för att beräkna maximal bärförmåga

Om man inte vill eller kan använda numeriska analyser så verkar man kunna använda någon av bärförmågeformlerna. För fundament är det Globala hållfastheten samt Saada et al (2008) (alla GSI), Wyllie (1992) (GSI = 30 – 70), Kulhawy et al (1987) (GSI = 70 – 90), ger låga värden, dock betydligt högre än de från TK Geo. För pålarna verkar man kunna använda Global hållfasthet, Wyllie (1992) för GSI 30 – 70, Kulhawy et al (1987) för 30 – 50 samt Global hållfasthet. Se Figur 10. För att sammanfatta

- Fundament:
Global strength och Saada et al (2008) samt Wyllie (1992) (GSI = 30 – 70)
- Pålar:
Global strength samt Wyllie (1992) (GSI = 30 – 70)

8. Referenser

- AASHTO, 1997. Standard specifications for highway bridges. Washington, DC: American Association of State Highway and Transport Officials.
- Alavi, A.H., Sadrossadat, E., 2016. New design equations for estimation of ultimate bearing capacity of shallow foundations resting on rock masses, *Geoscience Frontiers*, Vol. 7, pp. 91-99.
- Argema. Design guides for offshore structures: offshore pile design. In: Tirant PL, editor. *Association de Recherche en Geotechnique Marine*. Paris, France: Editions Technip, 1992.
- Bindlish, A., Singh, M., Samadhiya, N.K., 2012. Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Jointed Rock Mass, *Indian Geotech J*, Vol. 42(3), pp. 169–178.
- Bishnoi BL. Bearing capacity of a closely jointed rock, PhD thesis. Georgia Institute of Technology Atlanta, GA, 1968.
- Brinch Hansen, J., 1970: Bearing Capacity. *Danish Geotech. Inst. Bull.*, No. 28, pp. 5-11.
- Brady, B. H. G; Brown, E. T. 1985 Springer Netherlands. ISBN: 978-1-4020-2064-3, 978-90-481-0022-4, 978-1-281-33866-2, 978-1-4020-2116-9. *Engineering Geology*.
- Chakraborty M, Kumar J Bearing capacity of circular footings over rock mass by using axisymmetric quasi lower bound finite element limit analysis *Computers and Geotechnics* 70 (2015) 138–149
- CECW-EG, Engineer Manual 1110-1-2908 Engineering and design rock foundations. Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC 20314-1000 EM 1110-1-2908. 30 November 1994
- Coates DF. Rock mechanics principles. Monograph 874. Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen's printer. Ottawa, Canada, 1967.
- Galindo R.A. , Serrano A., Olalla C. Ultimate bearing capacity of rock masses based on modified Mohr-Coulomb strength criterion *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 93 (2017) 215–225
- Hoek E, Brown ET. *Underground excavation in rock*. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- Hoek E, Brown ET. The Hoek–Brown failure criterion—a 1988 Update. *Proceedings of the Canadian Rock Mechanics Symposium*. Ontario, Canada: University of Toronto, 1988. p. 31–8.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Vol.1, p.267 – 273, Toronto.

- Jing T and Yongbiao L Bearing Capacity Calculation of Rock Foundation based on Nonlinear Failure Criterion 2012 2nd International Conference on Mechanical, Industrial, and Manufacturing Engineering. IERI Procedia 1 (2012) 110 – 116
- Kulhawy FH., Goodman RE., 1987. Foundations in rock. In: Bell FG, editor. Ground engineers reference book. London, England: Butterworths.
- Kulhawy FH, Carter JP. Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses and socketed foundations in rock masses. In: Bell FG, editor. Engineering in rock masses. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann; 1992. p. 231–45.
- Merifield, R.S., Lyamin A.V., Sloan, S.W., 2006. Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalized Hoek–Brown criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 43 (6), pp. 920–937.
- Meyerhof GG. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, London 1951;II(4):301–21.
- Pells PJ. Theoretical and model studies related to the bearing capacity of rock. Paper presented to Sydney Group of Australian Geomechanics Society, Institute of Engineers, Australia, 1977 [Taken from Poulos Davis, 1980].
- Roclab, Rocscience 2006
- Rowe RK, Armitage HH. A design method for drilled piers in soft rock. *Can Geotech J* 1987;24(1):126–42.
- Saada., Maghous. S., Garnier, D., 2008. Bearing capacity of shallow foundations on rocks obeying a modified Hoek–Brown failure criterion, *Computers and Geotechnics*, Vol. 35, pp. 144–154.
- Serrano A, Olalla C Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, No. 2, pp. 93-106, 1994
- Serrano, A., Olalla, C., 1996. Allowable Bearing Capacity of Rock Foundations Using a Non-linear Failure Criterion, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 33 (4), pp. 327-345.
- Serrano A, Olalla C, González J Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion., *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37 (2000) 1013±1018
- Serrano, A., Olalla, C., 2002. Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock—part 1: theory, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* Vol. 39, p. 833–846.
- Serrano, A., Olalla, C., 2002. Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock—part 2: application, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* Vol. 39, p. 847–866.
- Serrano A, Olalla C, Galindo R.A Technical Note: Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock based on the modified Hoek–Brown criterion

- International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences
International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 71 (2014)
83–90
- Serrano, A., Olalla, C., Jimenez, R., 2016. Analytical Bearing Capacity of Strip Footings in Weightless Materials with Power-Law Failure Criteria, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 16(1): 04015010.
- Serrano A, Olalla C, Galindo R.A. Technical note: Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass based on the modified Hoek–Brown criterion *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 83 (2016) 24–40
- Singh, M., Rao, K.S., 2005. Bearing Capacity of Shallow Foundations in Anisotropic Non-Hoek–Brown Rock Masses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (8), pp. 1014-1023.
- Stephansson, O. (1993) Rock stress in the Fennoscandian shield. In: *Comprehensive Rock Engineering* (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 17, Vol. 3, pp. 445-459.
- SVENSK STANDARD SS-EN 1997-1:2005. Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler
- Teng WC. *Foundation design*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice- Hall, Inc, 1962.
- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, p. 510.
- Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13 (Dokument ID-2013:0667)
- Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner TR Geo 13 (Dokument ID-2013:0668)
- Vesic, A.S., (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *ASCE J. of Soil Mech. Foun. Div.* Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.
- Wyllie, D. C., 1992: *Foundations on Rock*. London: E & FN Spon, 333 p.
- Yang, X., Yin, J., 2005. Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek–Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 42, pp. 550–560.
- Zhang L, Einstein H. End bearing capacity of drilled shafts in rock. *J Geotech Geoenviron Eng* 1998;124(7):574–84.

Appendix

Bestämning av Mohr – Coulombs brottparametrar, c och ϕ , från Hoek-Brown parametrar

För att kunna jämföra kriterier som är baserade på olika brottkriterier, väljer man vanligen att uppskatta kohesionen och friktionsvinkeln från de resultat som erhållits med andra kriterier. I denna studie, förekommer Hoek – Browns och Mohr – Coulombs brottkriterier. Ett antal av de bärlighetsformler som identifierats under litteraturstudien, samt de numeriska analyserna, baseras på Mohr – Coulombs brottkriterium. Eftersom Hoek – Browns brottkurva är krökt, erhålls olika värden på kohesionen och friktionsvinkeln för olika värden för minsta huvudspänningen, σ_3 .

Det finns några sätt att utvärdera kohesionen och friktionsvinkeln från Hoek – Brown data. Ett sätt att beräkna minsta huvudspänningen som sedan kan användas för att beräkna kohesionen och friktionsvinkeln har presenterats av Hoek et al (2002), Tabell A.

Metod I

Tabell A1 Utvärdering av minsta huvudspänning

Typ av bergkonstruktion	Minsta huvudspänning för beräkning av c och ϕ
Djupt liggande underjordskonstruktioner	$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$
Bergslänter	$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$

Metod II

En annan ansats brukar vara att göra en elastisk analys av problemet som ska analyseras, och från resultaten utvärdera den typiska minsta huvudspänningen i berget. Detta gjordes för en belastad berggrund, och linjer utefter vilka minsta huvudspänningen utvärderades visas i Figur 1.

Metod I: Det krävs ett djup i berget. Eftersom djupet varierar från 0 till ett antal meter, anser vi att denna metod inte är tillämpbar för bärlighetsberäkningar.

Metod II: Denna metod innebär att man beräknar den minsta huvudspänningen i berget under fundamentet/pålen. Vi testade denna metod, men på grund av att allt ifrån relativt höga σ_3 , just under konstruktionen, och noll eller dragspänningar på den fria markytan, fungerade inte denna metod.

Metod III

Modellen av ett bärighetsbrott enligt (Wyllie, 1992), visar att i b), så är σ_3 , på gränsen mellan aktiv och passiv zon, horisontellt orienterad. Om vi antar att bergmassans c och ϕ är hållfasthetsparametrar som inte beror på belastningen (vilket man antar i alla formler baserade på Mohr-Coulombs teori), då skulle vi kunna använda den primära horisontalspänningen som σ_3 vid beräkningen av c och ϕ . Vi har då valt att utvärdera kohesionen och friktionsvinkeln för två olika konstanta horisontalspänningar, se inringade värden (Tabell 22). Vi valde ett största och ett minsta värde på horisontalspänningen.

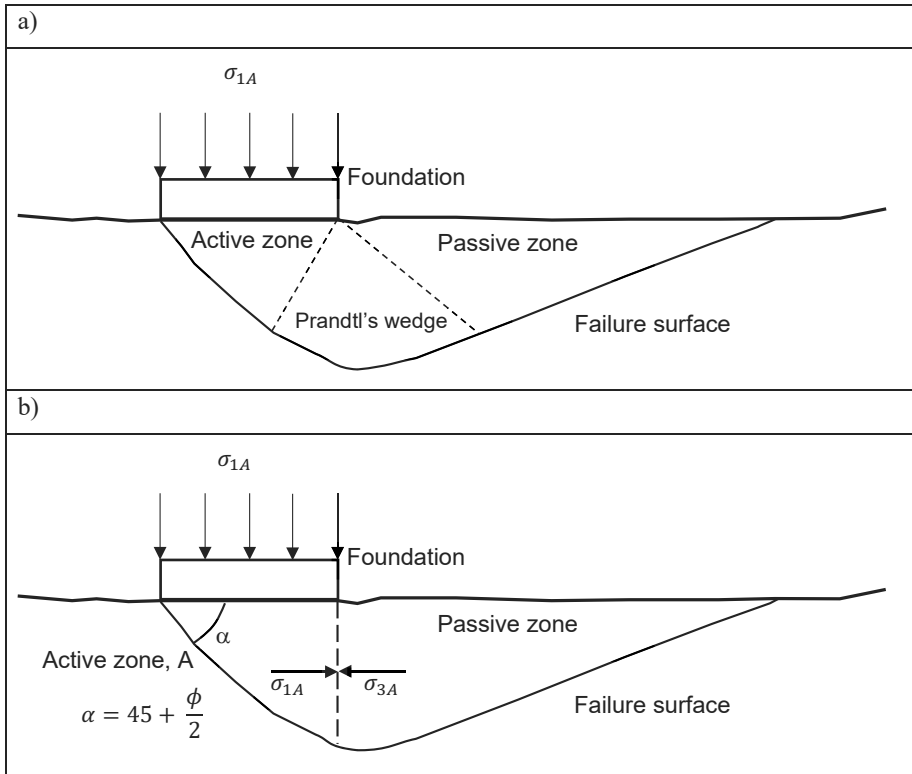
Tabell A222 Primärspänningar enligt Stephansson, (1993)

Horisontella spänningen variation med djupet i meter	Typ av mätmetod - Djupintervall (m)
$\sigma_H = 10.4 + 0.0446z$	Leeman-Hiltscher överborring, 0 – 700
$\sigma_h = 5 + 0.0286z$	
$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$	Leeman-Hiltscher överborring, 0 – 1000
$\sigma_h = 0.8 + 0.0399z$	
$\sigma_H = 2.8 + 0.04z$	Hydraulisk spräckning, 0 – 1000 m
$\sigma_h = 2.2 + 0.024z$	

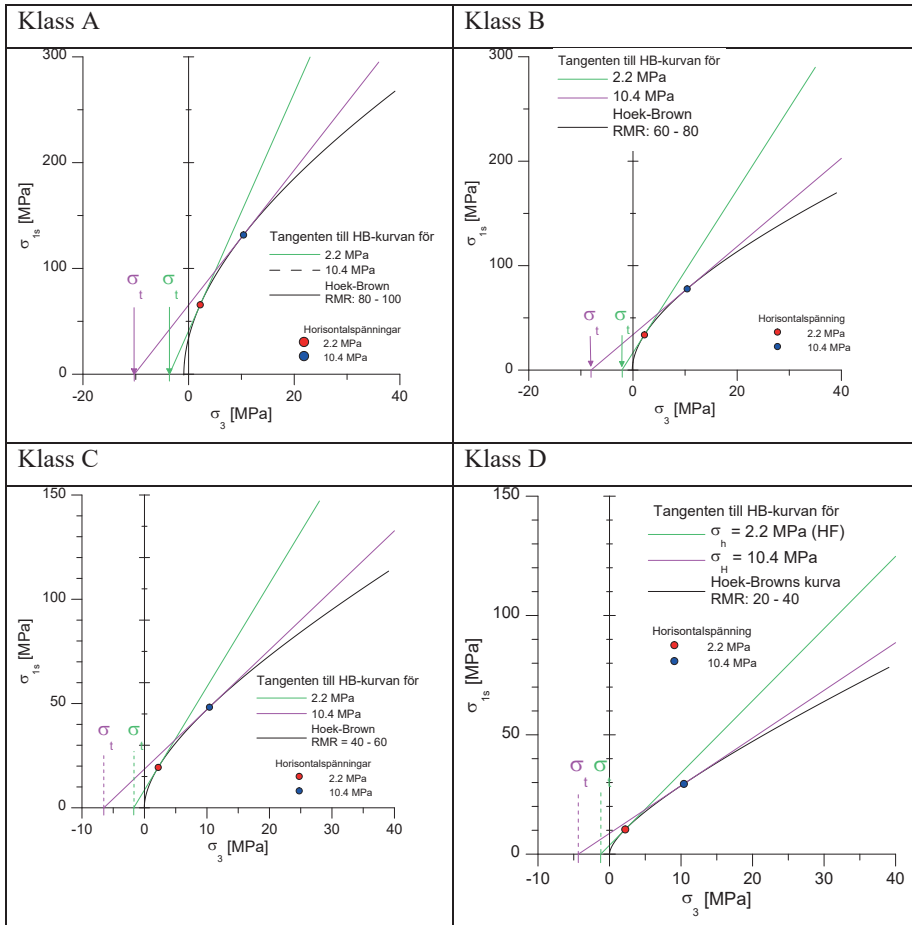
Med hjälp av att beräkna tangenten för minsta huvudspänningen, kan friktionsvinkeln, kohesionen och enaxiella draghållfastheten erhållas för de två valda spänningarna (Figur 14). De data som utvärderades är presenterade i Tabell 23

Tabell A3 Utvärderade Mohr-Coulomb data

$\sigma_3 = \sigma_{h,HF} = 2.2 \text{ MPa}$	ϕ [°]	c [MPa]	σ_i [MPa] MC
Case A	56.8	6.1	3.6
Case B	50.6	3.0	2.1
Case C	41.6	1.9	1.7
Case D	30.2	1.1	1.2
$\sigma_3 = \sigma_{H,OC} = 10.4 \text{ MPa}$			
Case A	46.8	12.9	10.3
Case B	38.1	8.3	8.0
Case C	28.8	5.5	6.5
Case D	19.4	3.1	4.4



Figur A1 Bärighetsbrott under ett fundament; a) utbildande av aktiv och passiv kil, samt övergångszon (Prandtl's kil), b) förenklad belastningssituation för beräkningssändamål (modifierad efter Wyllie, 1992, Nordlund et al, 1998).



Figur A2 Utvärdering av c , ϕ och enaxiella draghållfastheten från Hoek-Browns brottkriterium.



Box 55545
SE-102 04 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org
Besöksadress: Sturegatan 11, Stockholm

ISSN 1104-1773