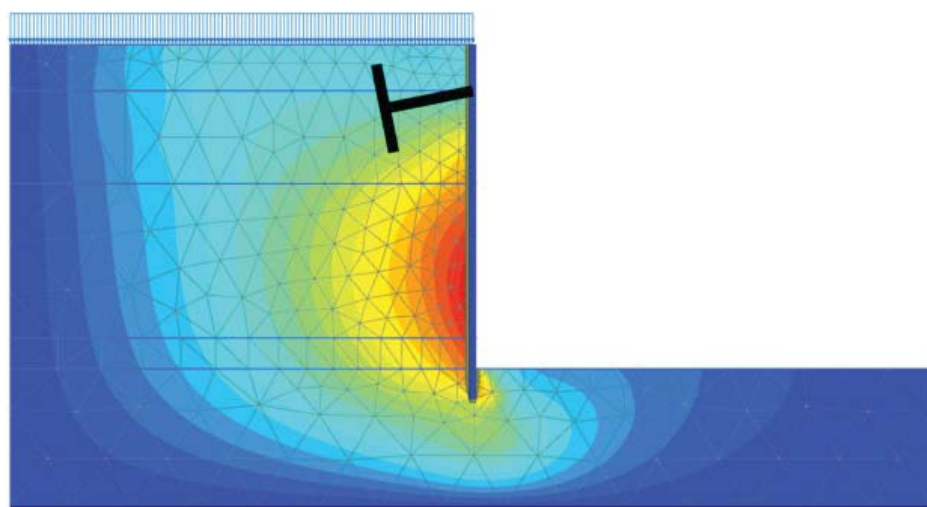




LUND
UNIVERSITY



UPPSPRUCKET KALKBERG

Påverkan på projektering av stödkonstruktioner

SARA BENGTTSSON

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--26/5079--SE (1-84) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

UPPSPRUCKET KALKBERG

Påverkan på projektering av stödkonstruktioner

SARA BENGTSSON

Supervisor: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund.
Assistant Supervisors: **ANDERS BEIJER LUNDBERG** and **KRISTOFFER LARSSON**, ELU Konsult AB.
Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2026 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.
Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, June 2026 (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

In the southwestern part of Skåne, the bedrock consists mainly of limestone, followed by sedimentary soils. Limestone differs from other rock types due to its relatively low strength and often fractured structure. This results in it being classified as a weak rock in many cases. These properties affect the design of retaining structures, their embedment depth and the effects of actions that develop. Since limestone is a heterogeneous material with varying structure and properties, practical design should take the sensitivity of the properties of the soil into account.

In Denmark and Copenhagen, limestone is common, and much of the research carried out on similar types of limestone originates from there. In this thesis, an analysis of how the different material parameters of the limestone governs the embedment depth and the effects of actions is presented. The limestone was modelled in both a limit equilibrium model (LEM) and finite element (FEM) calculations. The aim was also to provide guidance on what should be taken into account when dimensioning retaining structures in fractured limestone in the future.

The literature study showed that during the construction of the city tunnel in Malmö, a comprehensive site investigation was carried out to characterize the limestone. The preliminary investigations showed that limestone had properties including high compressive strength and lower tensile strength. To investigate the issues, two models of the limestone were made: equilibrium calculations with earth pressure and finite element calculations in PLAXIS. In the equilibrium calculations, the limestone was modelled based on its angle of friction and effective cohesion, while PLAXIS could take further strength parameters into account.

The results showed that the limestone should be modelled with drained soil parameters. The depth of impact is greater in the softer hardness classes. This can be explained partly because the sheet pile needs a larger support to achieve equilibrium, and partly because, in softer soil conditions, it makes it possible to drive the sheet pile down further. The effects of action differ greatly between the different models. In equilibrium calculations, the load effects are significantly higher than in PLAXIS. For simpler structures, the equilibrium calculations can provide a good overview of the conditions, but if the retaining structure is to be installed under more critical conditions, it is better to use a PLAXIS model.

Sammanfattning

I sydvästra Skåne består berggrunden huvudsakligen av kalkberg som överlagras av en fast lermorän. Kalkberget skiljer sig från andra bergarter genom sin relativt låga hållfasthet och sin ofta uppspruckna struktur. Detta resulterar i att kalkberg i många fall klassas som mjukt berg. Dessa egenskaper påverkar dimensioneringen av stödkonstruktioner, dess nedslagningsdjup samt de lasteffekter som utvecklas. Eftersom kalkberg dessutom är ett heterogent material med en varierande struktur och egenskaper, försvåras dimensioneringen ytterligare.

I Danmark och Köpenhamn är kalkberg vanligt, och mycket av den forskning som utförts på kalkberget har sitt ursprung där. I detta examensarbete analyserades hur de olika materialparametrarna hos kalkberget påverkade nedslagningsdjup och lasteffekter. Kalkberget modellerades i både klassiska jämviktsekvationer samt finita elementberäkningar. Syftet var även att ge vägledning till vad som bör beaktas vid dimensioneringen av sponter i uppsprucket kalkberg i framtiden.

Den litteraturstudie som gjorts visade att det under byggandet av citytunneln i Malmö gjordes många undersökningar av just kalkberg. Förundersökningarna visade att kalkberget hade egenskaper liknande en friktionsjord, med hög tryckhållfasthet och lägre draghållfasthet. För att undersöka frågeställningarna gjordes två analyser med två olika metoder av kalkberget; jämviktsberäkningar med jordtryck samt finita elementberäkningar i datorprogrammet PLAXIS. I jämviktsberäkningarna modellerades kalkberget utifrån dess friktionsvinkel samt effektiva kohesion, medan PLAXIS kunde ta flera hållfasthetsparametrar i beaktning. Utöver kalkbergets egenskaper är lermoränens mäktighet och dräneringsförhållanden två viktiga faktorer som påverkar nedslagningsdjupet.

Resultatet visade att kalkberg bör modelleras som en friktionsjord. Nedslagningsdjupet blir större i de mjukare hårdhetsklasserna. Detta kan förklaras dels av att sponten behöver ett större mothåll för att uppnå jämvikt, dels av att det i mjukare jordförhållanden är möjligt att driva ner sponten längre. Lasteffekterna skiljer sig mycket mellan de olika modellerna. I jämviktsberäkningar blir lasteffekterna markant högre än i PLAXIS. Vid enklare konstruktioner kan jämviktsberäkningarna ge en god överblick över förhållandena, men om sponten ska installeras under mer kritiska förhållanden är det bättre med en PLAXIS-modell.

Förord

Efter fem år i V-huset och ett år på Nya Zeeland avslutar detta examensarbete min civilingenjörsutbildning inom väg- och vattenbyggnad på Lunds Tekniska Högskola. Arbetet har varit ett samarbete mellan avdelningen för geoteknik på LTH och ELU Konsult AB i Malmö och Stockholm.

Jag vill rikta ett stort tack till mina handledare Erika Tudisco och Anders Beijer-Lundberg som stöttat och väglett mig under våren. Ett särskilt tack till Anders som svarat varje gång jag ringt och bokat in snabba handledningsmöten. Jag vill även tacka avdelningen för teknisk geologi på LTH som guidade mig i början av arbetet, och tack till Kristoffer Larsson och alla andra på ELU kontoret i Malmö som varit otroligt välkomnande under våren.

Till sist, tack till vänner och familj som stöttat mig under hela utbildningen!

Lund, maj 2026

Sara Bengtsson

Notation

Latinska bokstäver

b - spontbredd
 c' - Effektiv kohesion
 c_u - Odränerad skjuvhållfasthet
 E - Elasticitetsmodul
 E_d - Dimensionerande lasteffekt
 F_{aktivt} - Kraft från aktivt jordtryck
 $F_{jordlager}$ - Kraft resultant från jordlager
 $F_{kalkberg}$ - Kraft resultant från kalkberg
 $F_{passivt}$ - Kraft från passivt jordtryck
 F_{res} - Kraft resultant
 g - Tyngdacceleration
 h_A - Avståndet från momentpunkten till angreppspunkten för $P_{A,n}$
 h_P - Avståndet från momentpunkten till angreppspunkten för $P_{P,n}$
 k - Permeabilitet
 K_a - Jordtryckskoefficient för aktivt tryck
 K_{ac} - Kohesionsberoende jordtryckskoefficient för aktivt tryck
 K_p - Jordtryckskoefficient för passivt tryck
 K_{pc} - Kohesionsberoende jordtryckskoefficient för passivt tryck
 l - Vertikal utbredning
 L - Spontlängd
 M_{aktivt} - Moment från aktivt jordtryck
 M_{Ed} - Dimensionerande böjmoment
 $M_{passivt}$ - Moment från passivt jordtryck
 N_{Ed} - Dimensioneringsvärde för tryckkraft
 N_{cb} - Schaktens bärighetsfaktor
 $P_{A,n}$ - Resulterande kraft från det aktiva trycket
 $P_{P,n}$ - Resulterande kraft från det passiva trycket
 $q_{h,ed}$ - Dimensionerande för belastning på hammarband/dubb
 Q - Förankringskraft
 Q_H - Horisontell förankringskraft
 R - Radie
 R_d - Dimensionerande bärförmåga
 T - Transmissivitet
 T_{Ed} - Dimensionerande tvärkraft
 u - Grundvattentryck
 u_a - Vattentryck på spontens aktiva sida
 u_d - Vattentryck
 z - Djup

Grekiska bokstäver

α - Förankringskrafts inspänningsvinkel
 γ - tunghet
 γ' - Effektiv tunghet
 γ_d - Säkerhetsfaktor
 γ_f - Tunghet fyllning
 γ_l - Tunghet lermorän
 γ_m - Vattenmättad tunghet
 γ_{ms} - Tunghet mättad sand
 γ_{Rda} - Partialkoefficient för yttre faktorer för det passiva trycket
 γ_s - Tunghet sand
 γ_{Sda} - Partialkoefficient för yttre faktorer för det aktiva trycket
 ν - Tvärkontraktionstal
 ρ - Densitet
 ρ_w - Vattnets tunghet
 σ'_1 - Huvudspänning
 σ'_3 - Huvudspänning
 σ_a - Aktivt tryck
 σ'_a - Effektivt aktivt tryck
 $\sigma_{a,d}$ - Dimensionerande aktivt tryck
 σ_c - Tryckhållfasthet
 σ'_m - Huvudspänningars medelvärde
 σ_{netto} - Nettotryck
 σ'_{net} - Effektivt nettotryck
 σ_p - Passivt tryck
 σ'_p - Effektivt passivt tryck
 σ_t - Draghållfasthet
 σ_v - Jordens vertikala tryck
 σ_{vHd} - Totalt vertikalt tryck vid schaktgropens botten
 σ_x - Horisontellt jordtryck
 σ'_z - Effektiv vertikal spänning
 σ_z - Vertikal spänning
 τ_f - Skjuvhållfasthet
 ϕ - Friktionsvinkel
 ϕ' - Effektiv friktionsvinkeln
 ϕ_f - Friktionsvinkel fyllning
 ϕ_l - Friktionsvinkel lermorän
 ϕ_s - Friktionsvinkel sand
 ψ - Dilatansvinkel

Förkortningar

AJB - Allmänna jämviktsberäkningar

FEM - Finita elementmetoden

GVY - Grundvattenytan

H1 - Hårdhetsklass ett

H2 - Hårdhetsklass två

H3 - Hårdhetsklass tre

H4 - Hårdhetsklass fyra

H5 - Hårdhetsklass fem

OCR - Överkonsolideringsgrad

UCS - Unconfined Compressed Strenght (Exaxiell tryckhållhasthet)

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	XII
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Frågeställningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Avgränsningar	2
2 Teori	3
2.1 Spont som stödkonstruktion	3
2.1.1 Geoteknisk undersökning	3
2.1.2 Konsolspont	4
2.1.3 Förankrad eller stämpad spont	5
2.1.4 Slagen tätspont	6
2.1.5 Glesspont	7
2.1.6 Andra typer av stödkonstruktioner	7
2.2 Dimensionering av sponter	7
2.2.1 Materialval	8
2.2.2 Lasteffekter	8
2.2.3 Dimensioneringsmetoder	8
2.3 Jordtrycksberäkningar	11
2.3.1 Aktivt jordtryck	11
2.3.2 Passivt jordtryck	12
2.3.3 Nettojordtryck	13
2.3.4 Vattentryck	14
2.4 Kalkberg	16
2.4.1 Spridning och härkomst	16
2.4.2 Sprickor	18
2.4.3 Hårdhetsklasser	18
2.4.4 Hållfasthetstest	19
2.4.5 Tekniska egenskaper	20

2.5	Övriga sydsvenska jordarter	23
2.5.1	Vanliga jordlagerföljder	24
2.5.2	Lermorän	26
2.5.3	Sand	30
2.5.4	Fyllning	32
2.6	Grundvatten	33
2.6.1	Grundvattennivå	33
2.6.2	Hydrauliskt upplyft	33
3	Metodik	35
3.1	Grundläggande förutsättningar	35
3.2	Jämviktsberäkningar	37
3.2.1	Nedslagningsdjup och förankringskraft	37
3.2.2	Lasteffekter	39
3.3	Modellering av kalkberget	40
3.3.1	Jämviktsberäkningar	40
3.3.2	Finita elementberäkningar i PLAXIS	41
4	Resultat	47
4.1	Allmänna jämviktsberäkningar	47
4.1.1	Översikt av beräkningsfall	47
4.1.2	Inverkan av kalkbergets materialparametrar	48
4.1.3	Dränerade och odränerade förhållanden	51
4.1.4	Lermoränens mäktighet	52
4.1.5	Beräkningsfall utan förankring	53
4.2	Lasteffekter i sponten	53
4.2.1	Inverkan av kalkbergets hårdhetsklass vid sex meter lermorän	53
4.2.2	Inverkan av ökad lermoränmäktighet	54
4.3	Finita element beräkningar i PLAXIS	55
4.3.1	Förankringskraft	55
4.3.2	Lasteffekter	55
4.3.3	Deformationer	57
4.3.4	Säkerhetsfaktor	59
4.3.5	Verifiering av verkliga nedslagningsdjup	59
4.4	Jämförelse mellan jämviktsberäkningar och FEM-beräkningar	60
5	Diskussion	63
5.1	Parametrarnas inverkan	63
5.2	Jämförelse av analytisk och numerisk metod	64
5.3	Praktisk projektering	64
5.4	Begränsningar och osäkerheter	65
6	Slutsatser	67
7	Rekommendationer för framtida arbeten	69
A	Bilaga A	73
A.1	Beräkningsmodeller	73
A.2	Jämförelse av böjmoment- och tvärkraftsdiagram från AJB & PLAXIS	75

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid spontning i Malmö med omnejd (sydvästra Skåne) är sand- och fyllningslager de vanligaste jordlagerföljderna som överlagrar lermorän på kalkberg. I de flesta fallen är den översta biten av kalkberget uppsprucken, vilket innebär att det går att driva ner en spont en bit in i kalkberget genom vibrering och slagning. Det är dock oklart vilka mekaniska egenskaper det uppspruckna kalkberget har. Markundersökningar visar generellt på allt större sonderingsmotstånd vid sondering i det uppspruckna kalkberget, och det finns olika ansatser för att beskriva de mekaniska egenskaperna i kalkberget vid projektering av geokonstruktioner.

För sponter som vibreras eller slås ner kan det uppspruckna kalkberget modelleras som ett fast friktionslager med en betydande dränerande kohesion, alternativt till en fast inspanning invid det intakta kalkberget, när sponten når stopp. Hur sponten modelleras har stor betydelse vid jämviktsberäkningen enligt en allmän jämviktsberäkning (AJB). Detta kommer i sin tur påverka det erforderliga nedslagningsdjupet och de resulterande lasteffekterna i spont, stag eller stämp när den räknas i en jämviktssituation med jordtryck och någon typ av förankring.

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att undersöka hur olika modeller av kalkberget påverkar spontens lasteffekter, nödvändig förankringskraft samt hur det ska kunna projekteras i framtiden. Detta genom en litteraturstudie om den sydsvenska geologin samt tidigare undersökningar av kalkberg, följt av bestämning av värden på materialparametrar vilka används för en beräkningsstudie med parameteranalys.

1.3 Frågeställningar

Examensarbetet kommer att utgå från följande frågeställningar;

- Hur ska uppsprucket kalkberg modelleras i jordtrycksberäkningar?
- Hur kommer modellen av kalkberget påverka nedslagningsdjupet för stödkonstruktioner?
- Hur kommer modellering av kalkberget påverka lasteffekterna på stödkonstruktioner i vanliga dimensioneringssituationer?
- Hur ska modellering av uppsprucket kalkberg genomföras i praktisk projektering?

1.4 Metod

Examensarbetet inleds med att en variation av vanliga jordlagerföljder i södra Sverige tas fram. Dessa jordlagerföljder ska därefter analyseras med hjälp av en litteraturstudie. Litteraturstudien kommer att redovisa vanliga spridningar på egenskaper i de olika jordlagren, detta kommer inkludera jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper. I Danmark är kalkberg vanligare än i Sverige och därför kommer den danska standarden vid sponting att beaktas i arbetets gång. Samverkan mellan spont, jord och kalkberget kommer sedan att beräknas med två olika metoder, jordtrycksberäkningar enligt sponthandboken och finita elementberäkningar i datorprogrammet PLAXIS.

1.5 Avgränsningar

Examensarbetet är avgränsat till sydsvenska jordlagerföljder med huvudfokus på kalkberg som överlagras av lermorän i sydvästra Skåne.

2 Teori

2.1 Spont som stödkonstruktion

En spont är en typ av stödkonstruktion som används vid schaktning där omkringliggande mark inte gör det möjligt att utföra schakt med slänt. Detta kan bero på jordens hållfasthet eller andra närliggande anläggningar. Beroende på markförhållandena kan olika sponttyper användas för den mest optimala lösningen avseende kostnader och genomförande. När sponterna installeras drivs de ner i marken av antingen slag eller vibrationer, se Figur 2.1. Sponter kan delas in i två huvudgrupper; konsolspont och förankrad spont. Inom dessa huvudgrupper finns det sedan ett flertal undergrupper av sponter. I Skåne appliceras oftast en slagen tätspont eller en glesspont (K. Larsson, 2026).



Figur 2.1: Två metoder för drivning av spont, vibrering till vänster och slagning till höger.

2.1.1 Geoteknisk undersökning

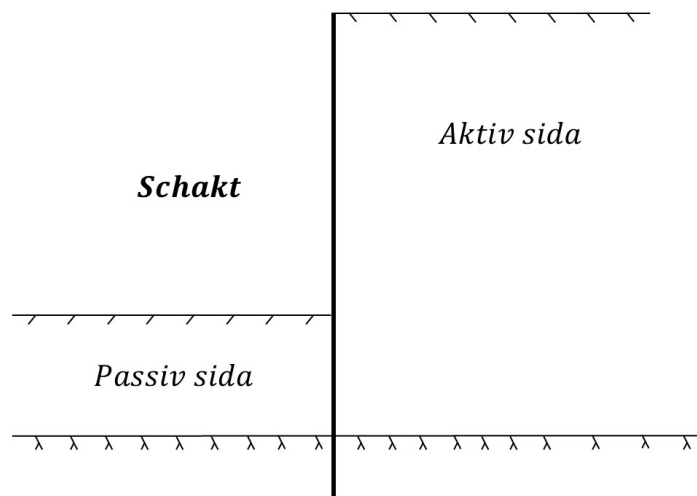
För att avgöra om en eventuell stödkonstruktion är nödvändig krävs en geoteknisk markundersökning. Markundersökningarna genomförs vanligtvis i flera steg, där det ingår både fältundersökningar och laboratorieanalyser. Inledningsvis analyseras historiska data och information från tidigare undersökningar. Där ingår bland annat tidigare geotekniska undersökningar, geologiska kartor och information om närliggande byggnader. Efter det bestäms placeringen av aktuella undersökningspunkter.

Vanliga metoder vid geotekniska undersökningar är exempelvis skruvprovtagning, slagsondering och trycksondering (CPT). Dessa används för att bestämma jordlagerföljder samt jordens hållfasthetsegenskaper. I lerjordar kan även vingförsök utföras för att bestämma odränerad skjuvhållfasthet. Syftet med undersökningen är att utreda jord-, berg- och grundvattenförhållanden i aktuellt utredningsområde. Undersökningen ska även bedöma jordens stabilitet och hur stor risken för skred eller ras är. Detaljerna i undersökningen beror på geotekniska förhållanden samt vad området ska användas till. Det slutgiltiga syftet med undersökningen blir att kunna ge rekommendationer om en stödkonstruktion blir nödvändig och vilken typ som är lämpligast (Statens geotekniska institut, 2025).

Till en början krävs det att jordtyperna identifieras. Beroende på om jorden klassificeras som en kohesions- eller friktionsjord blir olika parametrar extra relevanta att undersöka. I kohesionsjordar behöver den odränerade skjuvhållfastheten bestämmas, och i friktionsjordar är det friktionsvinkeln. Andra parametrar som spelar in är eventuella närliggande byggnader, grundvattendjup samt bergdjupet. Dessa parametrar tillsammans med nödvändigt schaktdjup lägger grunden för en bedömning om en stödkonstruktion är nödvändig eller om det räcker med slänt.

2.1.2 Konsolspont

Den enklaste formen av spont är en konsolspont, se Figur 2.2. Grundprincipen för en konsolspont är att den inte ska behöva någon extra stöttning i form av ett ankare eller stag. Jordtrycket på spontens båda sidor är i momentjämvikt vilket gör att sponten inte rör sig. I jordar som består av fastare leror eller friktionsjordar fungerar denna typ av spont bra. Det som är kritiskt med en konsolspont är att nedslagningsdjupet är tillräckligt långt för att jämvikten ska bli möjlig. En konsolspont kan ibland också slås hela vägen ner i berget, vilket skapar ett extra motstånd i botten på sponten (Persson et al. 2010).

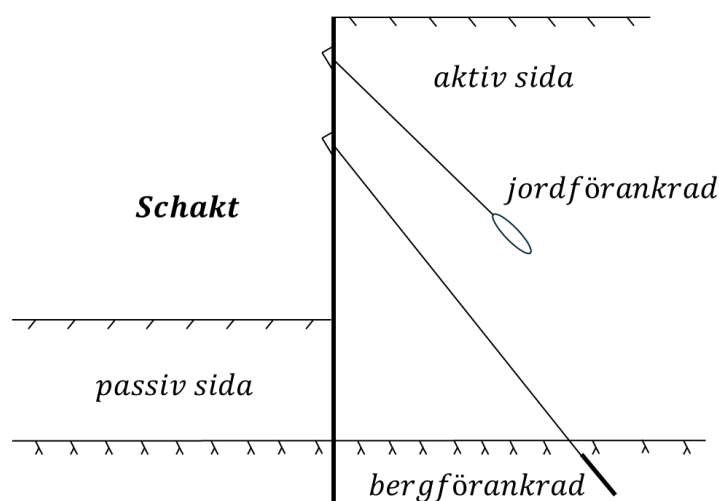


Figur 2.2: Principskiss av en konsolspont där jämvikt uppnås mellan jordtrycken.

2.1.3 Förankrad eller stämpad spont

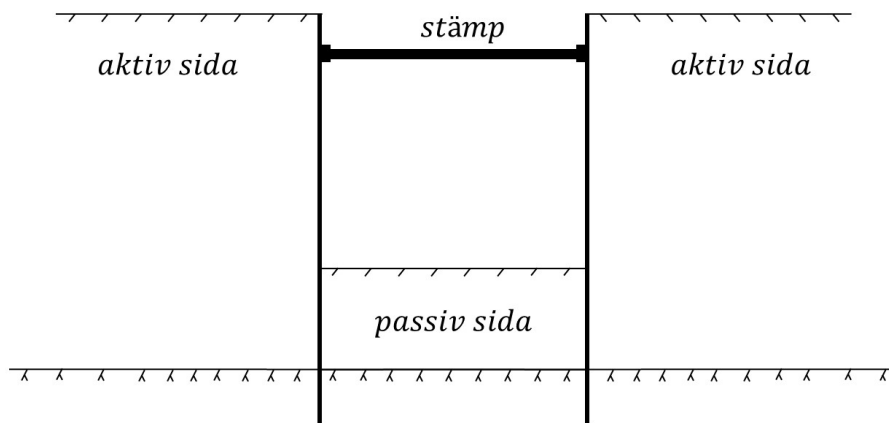
Ofta kan det vara så att jorden inte är tillräckligt fast eller att sponten inte kan slås tillräckligt djupt ner i marken, då kan det krävas en förankring med stag. Förankringen bidrar i spontens jämvikt och ser till att stabiliteten ökar. Förankringen fäster på spontens aktiva sida och kopplas sedan samman med ett hammarband på den passiva sidan, se Figur 2.3.

Staget kan i sin tur fästas på olika sätt, antingen i jorden eller direkt ner i berget. Staget har tre komponenter; hammarplattan, den fria längden och förankringslängden. Beroende på behovet av stag kan det krävas att flera stag fäster i samma spont. De placeras då på olika höjder, dessa höjder kallas för hammarbandsnivåer. Stag kan med hjälp av olika metoder installeras i många olika typer av jordförhållanden.



Figur 2.3: Principskiss av en förankrad spont och två olika förankringsmetoder; jordförankrad eller bergförankrad.

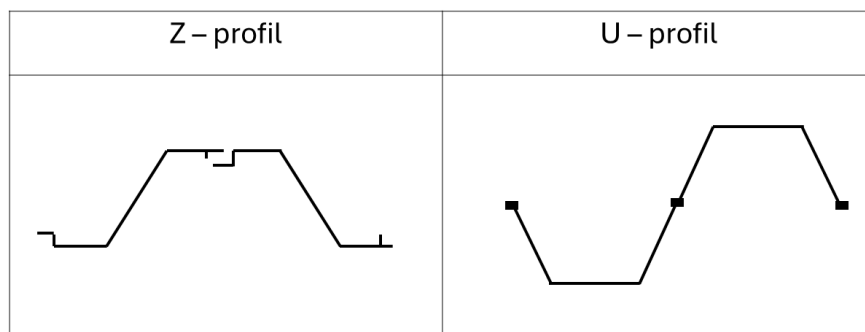
I situationer där sponten inte kan förankras med stag, exempelvis på grund av ogynnsamma markförhållanden eller begränsat utrymme, kan en stämpad spontkonstruktion användas. Där monteras horisontella stämp mellan motstående spontväggar för att ta upp och överföra jordtrycket. De aktiva sidorna om sponterna trycker då mot varandra enligt Figur 2.4.



Figur 2.4: Principskiss av en stämpad spontkonstruktion.

2.1.4 Slagen tätspont

Slagen tätspont med spontplankor är en typ av spont som slås eller vibreras ner i marken. Den skapar ett tätt skikt från början vilket gör den effektiv mot vatten. Den består av stålprofiler som oftast är Z- eller U-formade. Profilerna hakas samman via ett lås vilket formar den täta väggen enligt Figur 2.5. I en tätspont slås eller vibreras varje stålprofil ner i marken vilket kräver att den inte stöter på för mycket motstånd. Denna typ av spont passar därför bra i mark där jordlagren inte innehåller större stenar eller block (K. Larsson, 2026).



Figur 2.5: Principskiss av Z- och U-profil för en slagen tätspont.

2.1.5 Glesspont

En glesspont, också kallad Berlinerspont, används i steniga jordar där det inte går att driva ner en tätspont tillräckligt bra. Glessponton består av rör eller balkar som borrar ner i jorden, och mellan dessa svetsas sedan plåtar fast, se Figur 2.6. Tillsammans bildar de ett stöd för att hålla ihop jorden som ligger bakom. I en glesspont kommer balkarna som borrar ner i jorden ta upp allt moment och plåtarna kommer att kunna betraktas som fritt upplagda balkar (Brattberg, 2011).



Figur 2.6: Principskiss av en glesspont med I-balkar och skivor emellan.

2.1.6 Andra typer av stödkonstruktioner

I vissa situationer krävs det att stödkonstruktionen har hög styvhet, kan anläggas djupt och har hög tätning mot vatten. Då är spont inte alltid det bästa alternativet utan andra stödkonstruktioner är mer passande, såsom slitsmur. En slitsmur är en mer permanent lösning i form av en tjock betongvägg. I mark med jord kan slitsmuren lätt grävas med en hydraulisk skopa, men i berg blir processen mer utmanande. I vissa fall förborras hål för att bryta upp berget. När slitsmuren ska djupt ner i berget används specifika maskiner för slitsmurar. Dessa maskiner använder stora skärhjul som skär igenom berget samtidigt som restmaterialet transporteras bort. Denna metod användes under konstruktionen av Metron i Köpenhamn (Peter Jackson, 2026).

2.2 Dimensionering av sponter

Dimensionering av sponter görs enligt Eurocode 7 (Eurocode, 2005) och i Sverige används metoderna med viss modifikation enligt Sponthandboken som utgör råd vid projektering av sponter och ger en vägledning till användningen av Eurocode 7. Sponterna behöver dimensioneras utefter olika tillstånd för att säkerställa säkerheten för sponten. I *brottgränstillståndet* tas det hänsyn till konstruktionens och människornas säkerhet. I *brukgränstillståndet* beaktas konstruktionen under normala användningsförhållanden och ser till att dess funktion är som den ska samt tar hänsyn till omgivningen (Fredriksson et al. 2024).

2.2.1 Materialval

Sponter byggs av olika material beroende på nödvändig kapacitet och markförhållanden. Det huvudsakliga materialet är stål, men det förekommer även sponter i betong, PVC och trä. Betongsponter används i situationer där det krävs mer permanenta stödkonstruktioner såsom vid kajer eller tunnlar. Plastsponter fungerar ofta som ett tätskikt mot vatten, medan träsponters används i mindre projekt.

2.2.2 Lasteffekter

Sponter dimensioneras utifrån den dimensionerande lasteffekten, E_d . I lasteffekten ingår fyra dimensionerande snittkrafter; M_{Ed} , N_{Ed} , T_{Ed} och $q_{h,Ed}$. Den lasteffekt som är störst ligger till grund för valet av spont. För ett fall där säkerheten mot brott vid stora deformationer ska beaktas blir de dimensionerande snittkrafterna

M_{Ed} - Dimensionerande böjmoment

N_{Ed} - Dimensionerande tryckkraft

T_{Ed} - Dimensionerande tvärkraft

$q_{h,Ed}$ - Dimensionerande belastning på hammarband/dubb

Beroende på om dimensionering sker i brott- eller bruksgränstillstånd kan effekterna behöva viktas. Vid dimensionering i ett fall där syftet är att visa att sponten klarar av normala deformationer kommer lasteffekterna viktas med en modellfaktor $\gamma_{S:d}$ för att ge säkerhet mot brott. (Fredriksson et al. 2024).

2.2.3 Dimensioneringsmetoder

Vid dimensionering av sponter används olika metoder för att säkerställa att gränstillstånd inte överskrids. De olika metoderna som används är hävdvunna åtgärder, beräkningsmodeller, provförsök och observationsmetoder. Antingen används rena metoder eller kombinationer. I fall där beräkningsmetoder inte anses nödvändiga kan hävdvunna åtgärder appliceras. Två vanligt förekommande beräkningsmodeller är *analytiska metoder* och *numeriska metoder*.

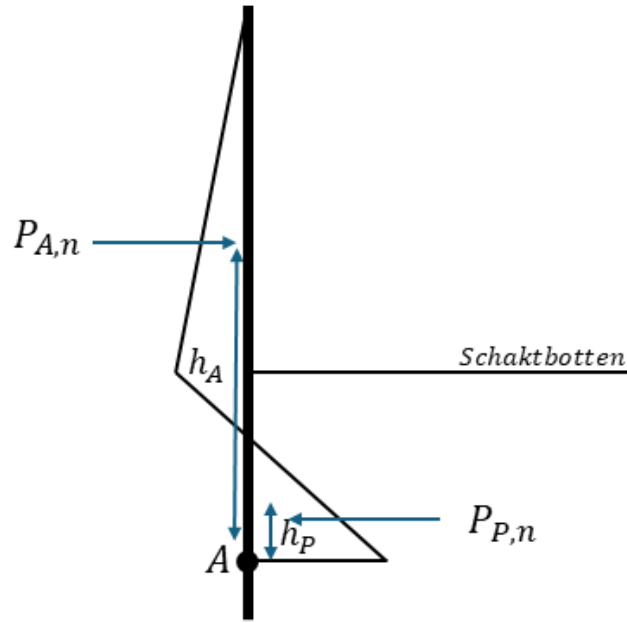
Partialkoefficientmetoden

Enligt Eurocode 7 (Eurocode, 2005) är huvudmetoden för de analytiska metoderna partialkoefficientmetoden för både bruksgräns- och brottgränstillståndet. Dimensioneringen i brottgränstillståndet innebär att genom beräkningar visa att den dimensionerande bärformågan R_d är minst lika stor som den dimensionerande lasteffekten E_d för att kunna hantera lasterna. Både lasteffekten och bärformågan beräknas genom att applicera partialkoefficienter. Dimensioneringsvillkoret blir därför

$$R_d \geq E_d \quad (2.1)$$

Jämviktsberäkningar

I situationer där en spont byggs i mark vars jordtryck antas variera linjärt med djupet kan dimensionerande lasteffekter, bärförmåga och nedslagningsdjup beräknas med analytiska jämviktsberäkningar. Kraft- och momentjämvikter ställs upp runt vald momentpunkt, exempelvis schaktbotten, aktuell hammarbandsnivå eller godtycklig punkt under schaktbotten enligt Figur 2.7 och Ekvation 2.2. På en eller flera faktorer appliceras partialfaktorer för att ta hänsyn till eventuella yttre faktorer som kan påverka spontan (Fredriksson et al. 2024), (Dahlblom et al. 2019).



Figur 2.7: Momentjämvikt runt godtycklig punkt under schaktbotten för en konsolspont.

$$1,1\gamma_d\gamma_{Sda}P_{A,n}h_A - \gamma_{Rda}P_{P,n}h_P = 0 \quad (2.2)$$

där

γ_d - säkerhetsfaktor beroende av konsekvensklass

γ_{Sda} - partialkoefficient för yttre faktorer för det aktiva trycket

$P_{A,n}$ - resulterande kraft från det aktiva trycket

h_A - avstånd från momentpunkt till angreppspunkten för $P_{A,n}$

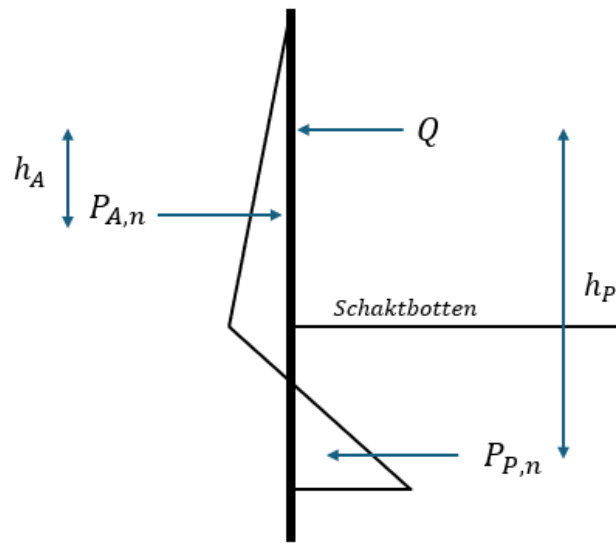
γ_{Rda} - partialkoefficient för yttre faktorer för det passiva trycket

$P_{P,n}$ - resulterande kraft från det passiva trycket

h_P - avstånd från momentpunkt till angreppspunkten för $P_{P,n}$

För konsolsponter stämmer denna metod bättre överens med verkligheten än för förankrade sponter, men den är fortfarande användbar för att skapa en generell överblick. I ett fall med förankringskraft ställs Ekvation 2.2 upp med momentpunkt vid förankringskraftens angreppspunkt. För att bestämma förankringskraften ställs en

kraftjämvikt upp enligt Ekvation 2.3. För förankrade sponter gäller sambanden enligt Figur 2.8 och Ekvation 2.3.



Figur 2.8: Resultande krafter från jordtryck och förankring på en förankrad spontvägg

$$1,1\gamma_d\gamma_{Sda}P_{A,n} - \gamma_{Rda}P_{P,n} - Q = 0 \quad (2.3)$$

där

γ_d - säkerhetsfaktor beroende av säkerhetsklass

γ_{Sda} - partialkoefficient för yttre faktorer för det aktiva trycket

$P_{A,n}$ - resulterande kraft från det aktiva trycket

h_A - avstånd från momentpunkt till angreppspunkten för $P_{A,n}$

γ_{Rda} - partialkoefficient för yttre faktorer för det passiva trycket

$P_{P,n}$ - resulterande kraft från det passiva trycket

h_P - avstånd från momentpunkt till angreppspunkten för $P_{P,n}$

Q - Kraft från förankring

Numeriska metoder

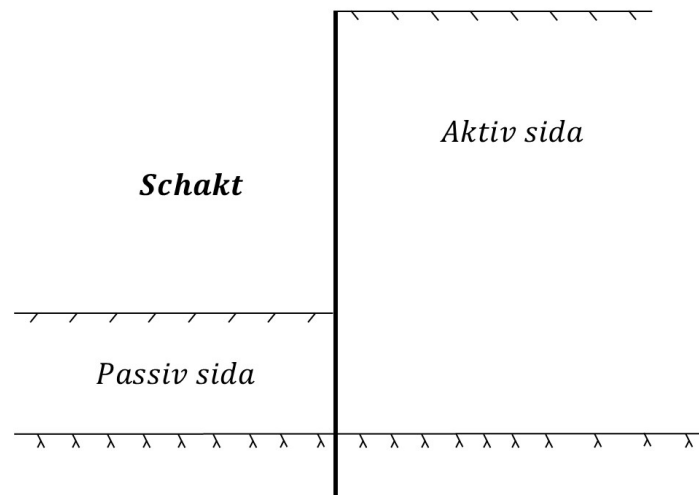
Finite elementmetoden, eller FEM, är en numerisk beräkningsmetod som används för att analysera komplexa konstruktioner och jordmaterials beteende. Metoden bygger på att modellen delas upp i ett stort antal mindre element där deformationer, spänningar och krafter beräknas separat. Genom att sammanfoga resultaten från samtliga element kan konstruktionens totala respons bestämmas. Inom geoteknik används FEM bland annat för analyser av spontkonstruktioner, deformationer, sättningar och stabilitet i jord (Ottosen, 1992).

Jämviktsberäkningarna med jordtryck gjorda i föregående avsnitt bygger på förenklingar och antaganden om linjäritet i marken. Jord har generellt sett ett olinjärt beteende som inte går att beakta på ett enkelt sätt i dessa typer av beräkningar vilket innebär att det krävs mer avancerade modeller. Dessa typer av analyser kan göras med hjälp av numeriska metoder i datorprogram, exempelvis PLAXIS. I dessa program går det att använda mer avancerade jordmodeller, ta hänsyn till deformationer samt ta hänsyn till samverkan mellan jord och spont i samverkansberäkningar.

För de komplexa samverkansberäkningarna är de numeriska metoderna väldigt effektiva. Metoderna kan ta hänsyn till jordens komplexa spänning-töjningssamband med olika jordmodeller, aktuell byggsekvens, konstruktionens förankringsdetaljer samt inverkan från konsolidering eller grundvattenflöde. Med dessa metoder är det möjligt att beräkna jordens rörelse runt sponten, spontrörelsen, laster för förankring och böjmoment (Fredriksson et al. 2024).

2.3 Jordtrycksberäkningar

För att beräkna nödvändigt nedslagningsdjup och lasteffekter på en spont kan allmänna jämviktsberäkningar ställas upp med hänsyn till jordtryck. Rankines jordtrycksteori är en av de grundläggande teorierna för jordmekanik och det är denna de analytiska jämviktsberäkningarna utgår ifrån. Jämvikten ska ske mellan jordtrycken på spontens aktiva och passiva sidor, se Figur 2.9. Jordtrycken beror på de olika hållfasthetsparametrarna.



Figur 2.9: En konsolspont med dess aktiva och passiva sidor om schaktgropen.

2.3.1 Aktivt jordtryck

Aktivt jordtryck är jordtryck som sker på den sidan av sponten där schaktning ej har utförts och sponten rör sig ifrån, se Figur 2.9. För att beräkna det aktiva jordtrycket behövs olika analyser beroende på jordart. För friktionsjordar utförs en ef-

effektivspänningsanalys och för kohesionsjordar utförs en totalspänningsanalys. Den generella formeln för att beräkna det aktiva jordtrycket är

$$\sigma'_a = \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot \sqrt{K_a} \cdot c' \quad (2.4)$$

där

σ'_a - aktivt jordtryck

σ'_v - effektiv vertikal spänning

K_a - aktiv jordtryckskoefficient

c' - effektiv kohesion

Jordtryckskoefficienten beror på friktionsvinkeln ϕ' och beräknas enligt

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.5)$$

Ekvation 2.4 tar hänsyn till både påverkan från friktions- och kohesions delen av det aktiva trycket. I en ren friktionsjord blir det förenklat till

$$\sigma'_a = (\sigma_v - u_a) \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.6)$$

Förutom det vertikala jordtrycket σ_v kommer även effekter från vattentrycket u_a att påverka en spont i kohesionsjord. I en ren kohesionsjord förenklas ekvationen till

$$\sigma_a = (\sigma_v - 2 \cdot c_u) \quad (2.7)$$

I kohesionjorden påverkas det aktiva trycket istället av den totala vertikala spänningen σ_v och den odränerade skjuvhållfastheten c_u .

2.3.2 Passivt jordtryck

Passivt jordtryck refererar till det jordtryck som sker på spontens passiva sida, den sidan av spontan där schaktning sker. Beräkningarna liknar till stor del de för det aktiva jordtrycket. Det passiva jordtryckets intensitet beräknas med hjälp av en effektivspänningsanalys för friktionsjordar och en totalspänningsanalys för kohesionsjordar. Den generella formeln för att beräkna det passiva jordtrycket i en jord är

$$\sigma'_p = \sigma'_v - 2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c' \quad (2.8)$$

där

σ'_p - passivt jordtryck

σ'_v - effektiv vertikal spänning

K_p - passiv jordtryckskoefficient

c' - effektiv kohesion

Den passiva jordtryckskoefficienten beror på friktionsvinkeln ϕ' och beräknas enligt

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.9)$$

För friktionsjord förenklas formeln till

$$\sigma'_p = (\sigma_v - u_p) \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2}\right) \quad (2.10)$$

Förutom det vertikala jordtrycket σ_v kommer även effekter från vattentrycket u_p att påverka en spont i friktionsjord. I en ren kohesionsjord förenklas ekvationen till

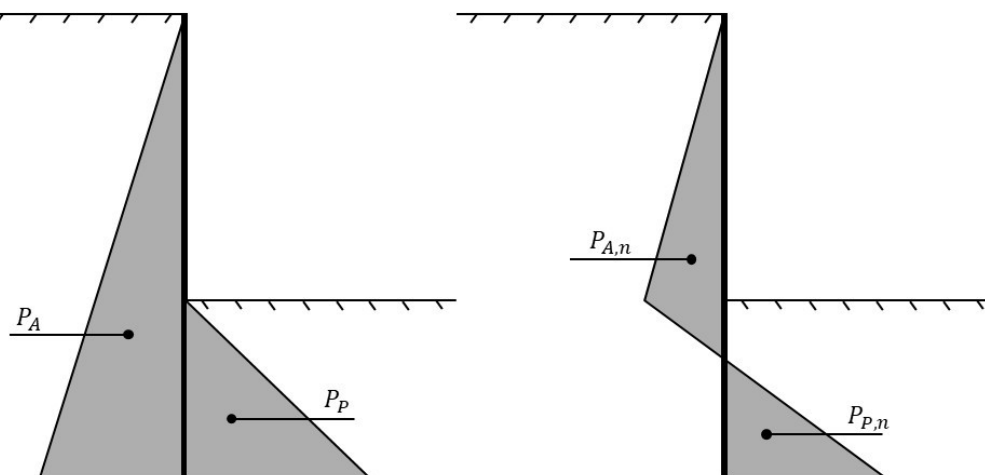
$$\sigma_p = (\sigma_v + 2 \cdot c_u) \quad (2.11)$$

I kohesionjorden påverkas det passiva trycket istället av det totala vertikala jordtrycket σ_v och den odränerade hållfastheten c_u .

2.3.3 Nettojordtryck

På en spont verkar det aktiva jordtrycket bakom sponten och det passiva på schaktets sida. Skillnaden mellan det pådrivande trycket bakom sponten och det mothållande jordtrycken under schaktbotten kallas för nettojordtrycket, σ_{netto} . Blir nettotrycket positivt betyder det att det verkar på den passiva sidan medan om det blir negativt verkar det på den aktiva sidan, se Figur 2.10. I det allmänna fallet beräknas det enligt följande

$$\sigma_{netto} = \sigma_p - \sigma_a \quad (2.12)$$



Figur 2.10: Olika jordtryck mot spont och motsvarande krafter P_A , $P_{A,n}$, P_P och $P_{P,n}$ enligt Fredriksson et al. 2024.

För sponter som modelleras med lera under schaktbotten används ofta nettojordtrycket, $\sigma_{p,netto}$ som utgår från schaktens bärighetsfaktor, N_{cb} istället för det generella fallet i Ekvation 2.12. Nettojordtrycket beräknas enligt

$$\sigma_{p,netto} = N_{cb} \cdot c_{ud} - \sigma_{vHd} \quad (2.13)$$

där

$\sigma_{p,netto}$ - nettotrycket under schaktgropen

N_{cb} - schaktgropens bärighetsfaktor

σ_{vHd} - den totala vertikala spänningen vid schaktgropens botten

Schaktgropens bärighetsfaktor beror på spontens geometri samt spontens vertikala mothåll.

2.3.4 Vattentryck

I kohesionsjordar kan det aktiva trycket anta negativa värden enligt Ekvation 2.7, vilket innebär att det uppstår dragspänningar. Eftersom jord inte kan ta upp dragkrafter kommer det att bildas sprickor. Om jorden är mättad kan dessa sprickor fyllas med vatten som då bildar ett hydrostatiskt tryck mot spontväggen. Vattentrycket u_d beräknas enligt följande

$$u_d = \rho_w \cdot g \cdot z \quad (2.14)$$

där

ρ_w - vattnets densitet

g - tyngdacceleration

z - djupet under den antagna vattenytan

Vattentrycket fungerar som en miniminivå för det aktiva jordtrycket. Vid applicering av en totalspänningsanalys i en lågpermeabel jord blir det dimensionerande aktiva trycket följande

$$\sigma_{a,d} = \max(\sigma_a \cdot \gamma_{S;d,a} \cdot 1, 1 \cdot \gamma_d; u_d) \quad (2.15)$$

där

$\sigma_{a,d}$ - det dimensionerande aktiva trycket

$\gamma_{S;d,a}$ - säkerhetsfaktor

γ_d - säkerhetsfaktor

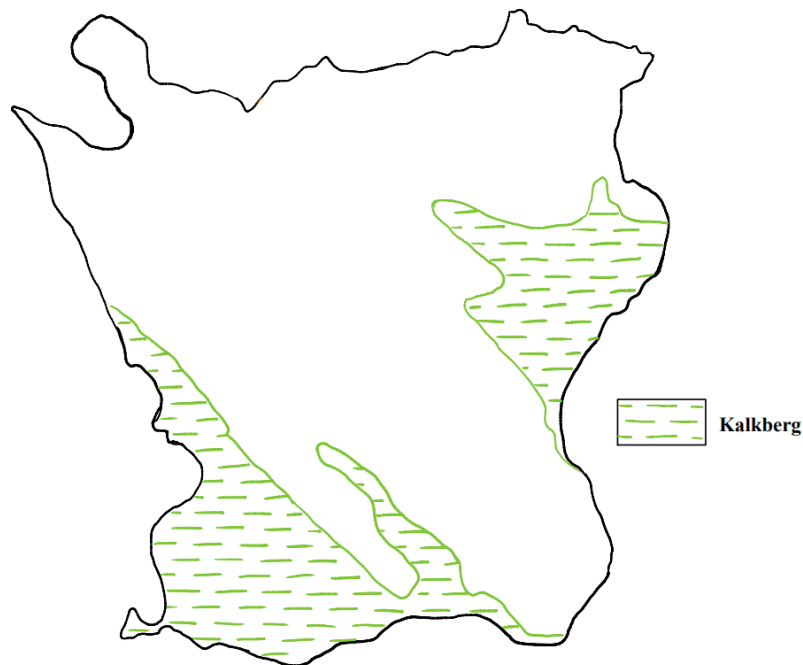
u_d - Vattentrycket

Om det aktiva trycket enligt Ekvation 2.7 skulle bli negativt understiger det då miniminivån i form av vattentrycket. Detta medför att vattentrycket blir dimensionerande. Detta är vanligt i de Skånska lermoränerna på grund av dess höga odränerade skjuvhållfasthet.

2.4 Kalkberg

2.4.1 Spridning och härkomst

I sydvästra Skåne består berggrunden huvudsakligen av kalkberg. Den geologiska ytbilden av berget domineras av tertiära bergarter (danbergarterna) i form av fossilrika kalkstenar. Kalkberget är en sedimentär bergart som uppkommit från ansamlingar av organiskt material från marina organismer innehållande kalciumkarbonat. Det är när dessa material brutits ned och komprimerats som kalkstenen bildats. Jämfört med exempelvis urberget i Sverige är kalkstenen en betydligt mjukare bergart. Berget är poröst men har inslag av flinta i olika former, både som knölar i berget och större bankar. Kalkberget har primärt formats i havet och finns kvar i specifika områden på grund av relativt låg erosion från inlandsisar (Galsgaard et al. 2025) (SGU, 1998).



Figur 2.11: Karta över kalkbergets spridning i Skåne enligt (Hebrand et al. 1977).

I sydvästra Skåne kan det urskiljas två olika berggrundsenheter i dankalksten, köpenhamnskalksten och bryozokalksten. Gränsen mellan dem markeras ofta av en tydlig hårdgrund, ett vitt och hårt lager. Generellt sett i sydvästra Skåne överlagrar Köpenhamnskalkstenen bryozokalksten men på enstaka platser såsom i Malmö och Falsterbo är det bryozokalksten vid ytan. Dessa två typer av kalksten vilar ovanpå den äldre maastrichtkalkstenen (Frederiksen et al. 2003).

Köpenhamnskalksten

Köpenhamnskalkstenen är den yngre av de två berggrundsenheter. Dess sammansättning påminner om krita och består till stor del av karbonatslam. Den särskiljer sig dock på grund av sitt höga fossilinnehåll. Den har lokala sandiga och leriga inslag samt stora flintbalkar. Denna typ av kalksten förekommer i större delarna av Malmö. På enstaka ställen i Malmö saknas den på grund av glacial erosion. Köpenhamnskalkstenen består av ljusgrå kalksten som är lagrad horisontalt. Flintabalkarna utgör ungefär en femtedel i kalksten och placerar sig längs med de horisontella lagerna. Bergets hårdhet varierar i hög grad vertikalt medan hårdheten är kontinuerlig i horisontell riktning (SGU, 1998).

Formationen kan delas in i tre olika underenheter; *lower*, *middle* och *upper* delen enligt Figur 2.12. Den undre delen är rik på flintalager och har högst andel hårda skikt. På grund av höga halter av mineralerna glaukonit och pyrit har den en mörkare färg. Mellanlagret är det mäktigaste lagret med en struktur som beskrivs som knölig då det finns mycket spår av levande organismer. Dess struktur gör att lagret har hög porositet. Det övre lagret har en mer balanserad förekomst av hårda lager och flintalager jämfört med de andra två. Grundvattnet i köpenhamnskalkstenen är relativt ungt och har analyserats till en ålder på 40 år (Bergdahl et al. 1999) (Frederiksen et al. 2003).



Figur 2.12: Översikt över köpenhamnskalkstens (KL) olika lager (Knudsen et al. 1995).

Bryozokalksten

Den äldre kalkstenen är bryozokalkstenen, och den benämns ibland som limhamnskalksten. Det mest utmärkande draget är det höga innehållet av bryozoer, en typ av mossdjur. Dessa utgör 20 – 40 procent av bergartens innehåll. Kalkstenen har en asymmetrisk struktur av kullar på grund av skelettresterna från bryozoerna. Dessa kullar kan variera i höjd mellan fem och femton meter. Bryozokalkstenen har en betydligt större mäktighet än köpenhamnskalkstenen. Precis som i köpenhamnskalkstenen finns

det ett högt flintinneåll men de förekommer i mer lokala lager istället för stora balkar. I de djupare delarna av bryozokalkstenen är grundvattnet upp emot tio tusen år gammalt, vilket skiljer sig markant från köpenhamnskalkstenen (PG Jackson et al. 2004) (Frederiksen et al. 2003).

2.4.2 Sprickor

Det förekommer rikligt med sprickor i komplexa mönster i både köpenhamns- och bryozokalkstenen. Kalkberget som undersöktes vid byggandet av Citytunneln i Malmö hade både horisontella och vertikala sprickor. Spricksystemen i kalkberget kan generellt sett delas in i tre huvudgrupper och sprickorna kan vara av första eller andra ordningen. De tre huvudsakliga spricksystemen utgörs av branta till vertikala sprickor, sprickor parallella med lagringen samt zoner där kalkstenen är kraftigt uppsprucken. Första ordningens sprickor är de mest kritiska sprickorna och sträcker sig ofta över längre sträckor. Andra ordningens sprickor är mer koncentrerade till kalkstenens lager och skär exempelvis inte genom flinta (Knudsen et al. 1995).

Ursprunget och placeringen av sprickorna kan ha orsakats av flera faktorer. Sprickorna har för det mesta en mäktighet på en till två meter. Sponter som drivs ner i sprickorna når oftast ett nedslagningsdjup på en till en och en halv meter. Tre av de väsentliga orsakerna till sprickbildningen är kalkstenens sammansättning, tektoniska rörelser och glaciala effekter (Ramboll et al. 2000).

Skillnaden i sammansättningen av köpenhamns- och bryozonkalkstenen, speciellt skillnaderna i lagren, orsakar stora variationer i sprickbildning. Detta är generellt sett vanligare i Köpenhamnskalkstenen. Intern variation i bryozonkalkstenen kan också orsaka sprickbildning. Trots att förkastningsförskjutningarna enbart har observerats på djup större än bryozokalkstenen och köpenhamnskalkstenen kan mindre tektoniska rörelser ha orsakat sprickbildning i kalkstenen. I Limhamnstunneln har subvertikala sprickzoner rapporterats med en bredd på ungefär 1 meter. Dessa antas vara relaterade till tektoniska rörelser. Spänningar orsakade av inlandsisen leder vanligtvis till sprickbildning i de översta delarna av kalkstenen. När en glaciär drar sig tillbaka kan avlastningen av isens tyngd orsaka sprickbildning i berget. Spricktätheten varierar genom berget och huruvida dessa sprickor har orsakats av glaciala störningen är ännu lite oklart (Ramboll et al. 2000).

2.4.3 Hårdhetsklasser

För att avgöra hårdheten på ett berg finns det en hårdhetsskala med olika hårdhetsklasser. Hårdhetsklasserna beskriver bergets grad av litifiering, eller försteningsgrad, och syftar på hur långt gängen processen att omvandla lösa sediment till fast berg är. Skalan sträcker sig från H1 till H5 där den lägsta klassen beskriver olitifierat berg som går att bearbeta sönder med bara händerna, och den högsta klassen beskriver starkt litifierat berg som en kniv inte kan repa. Dansk geoteknisk förening beskriver hårdhetsklasserna enligt Tabell 2.1 (DGF, 2021).

Tabell 2.1: Hårdhetsklassificering av berg och dess beskrivning enligt Dansk Geoteknisk Förening (DGF, 2021).

Hårdhetsklass	Beskrivning
H1 – Ohärdad	Materialet kan bearbetas med fingrarna, kornigt material faller isär.
H2 – Svagt härdad	Materialet kan bearbetas med kniv och repas med nagel.
H3 – Härdad	Materialet kan bearbetas med kniv och repas med mässing, men repas inte med nagel. I korniga material kan de enskilda kornen pillas ut med kniv.
H4 – Starkt härdad	Materialet kan repas med kniv, men de enskilda kornen går inte att lossa med kniv. Däremot följer en brottyta korngränserna. Materialet kan inte repas med mässing.
H5 – Mycket starkt härdad	Materialet låter sig inte repas med kniv (stål lämnar streckfärg). Sprickor och brottytor går genom de enskilda kornen i korniga material.

Inför Citytunneln gjordes det undersökningar för att bedöma spridningen av olika hårdhetsklasser i de olika typerna av kalksten, resultatet blev enligt Tabell 2.2

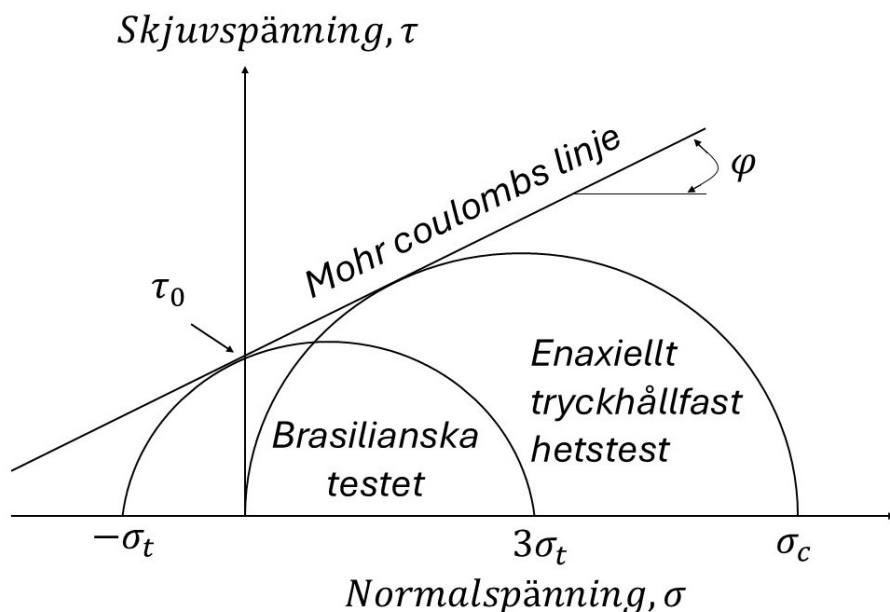
Tabell 2.2: Spridning av hårdhetsklasser i Köpenhamns- och bryozokalksten i Malmö (Kammer Mortensen et al. 1998).

Kalksten	Fördelning av hårdhetsklasser (%)				
	H1	H2	H3	H4	H5
Köpenhamns	8,8	6,4	2,0	26,0	56,8
Bryozo	1,6	14,6	34,9	47,0	1,9

Analysen av kalkberget kan konstatera att köpenhamnskalkstenen har en högre andel av H5 än bryozokalkstenen, vilket till stor del består av flinta och silicifierad kalksten. Bryozokalkstenen är mer balanserad och ungefär hälften av berget tillhör H1-H3 respektive H4-H5.

2.4.4 Hållfasthetstest

För att bestämma kalkbergets hållfasthetsegenskaper och skjuvhållfasthetsparametrar krävs det att hållfasthetstester utförs. De tillgängliga testerna på kalkberget under byggandet av Citytunneln var ett enaxiellt tryckhållfasthetstest (UCS) och ett draghållfasthetstest (Brasilianska testet). För att härleda den effektiva kohesionen och friktionsvinkeln kombinerades mohrs spänningscirkelar från de båda testen i ett diagram enligt Figur 2.13 (Citytunneln Project, 2002).



Figur 2.13: Mohrs spänningscirkel för UCS och Brasilianska testet enligt PG Jackson et al. 2004.

2.4.5 Tekniska egenskaper

De olika hårdhetsklasserna lägger en generell grund för bergets hållfasthets- och deformationsegenskaper. I takt med hur mycket kalkberget har härdats ökar även densiteten på kalkberget. Kalkbergets tekniska egenskaper varierar kraftigt beroende på mineraliseringens omfattning i berget, hur mäktig sprickbildning som finns och hårdhetsklass. Typiska värden på hårdhetsklassernas tryckhållfasthet enligt Galsgaard et al. 2025 presenteras i Tabell 2.3.

Tabell 2.3: Spridning av tryckhållfasthet för kalkbergets olika hårdhetsklasser.

Hårdhetsklass	H1	H2	H3	H4	H5
Indikativ tryckhållfasthet [MPa]	< 1	1-5	5-25	25-100	> 100

Kopplingen mellan hårdhetsklasserna och bergets hållfasthets- och deformationsegenskaper enligt SGI presenteras i Tabell 2.4. Värdena är typvärden för de olika hårdhetsklasserna (Erlström et al. 2023).

Tabell 2.4: Materialparametrar för olika hårdhetsklasser.

Hårdhetsklass	Enaxlig tryckhållfasthet, σ_c [MPa]	Draghållfasthet, σ_t [MPa]	Elasticitetsmodul, E [GPa]
H1	0,05–0,5 (0,3)	–	0,04
H2	3–10 (6)	0,3–2 (0,6)	0,5–3 (1)
H3	5–25 (12)	0,4–4 (2)	1–10 (4)
H4	10–75 (35)	0,6–9 (5)	5–25 (12)
H5	100–400 (250)	10–40 (25)	20–50 (35)

I förundersökningarna för Citytunneln i Malmö utfördes både UCS och brasilianskt test på kalkberget för att utvärdera tryck- och draghållfastheten. Båda testen utfördes till största del på bryozokalksten och med enstaka undersökning på köpenhamnskalkstenen. För köpenhamnskalkstenen kunde värdena på tryckhållfastheten variera kraftigt från värdena i Tabell 2.4, med stor sannolikhet beroende på flintbalkar i kalkberget (Kammer Mortensen et al. 1998).

Tunghet

Skrymdensiteten för kalkberget varierar mellan 1,85 kg/dm³ och 2,65 kg/dm³ och beror till största del på bergets porositet. De lägre hållfasthetsklasserna med hög porositet har ofta en densitet på under 2,1 kg/dm³. I Tabell 2.5 presenteras ungefärliga tungheter beroende på densitet och respektive hållfasthetsklass (Knudsen et al. 1995).

Tabell 2.5: Kalkbergets tunghet i relation till dess densitet och hårdhetsklass (Knudsen et al. 1995).

Densitet, ρ [kg/m ³]	Hårdhetsklass	Tunghet, γ [kN/m ³]
1,85	H1 - H2	18
2,25	H2 - H3	22
2,65	H3 - H5	26

Utifrån Tabell 2.5 och Tabell 2.4 kan det konstateras att det finns ett tydligt samband mellan en ökande tryckhållfasthet och hårdhetsgrad hos kalkberget. Detta kan i sin tur kopplas till bergets densitet. På grund av djupet kalkberget påträffas på antas berget vara vattenmättat.

Skjuvhållfasthet

Skjuvhållfastheten i kalkberget kan modelleras som en friktionsjord med betydande kohesion. Beroende på modelleringsval blir det relevant att utgå från både Mohr Coulombs effektivspänningsparametrar, effektiv friktionsvinkel och effektiv kohesion enligt PG Jackson et al. 2004. Utifrån Mohrs spänningsskruvar från hållfasthetstesterna enligt Figur 2.13 härleds ekvationen för kalkbergets effektiva friktionsvinkel till följande

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{\frac{\sigma_c}{\sigma_t} - 4}{\frac{\sigma_c}{\sigma_t} - 2} \right) \quad (2.16)$$

där

ϕ' - effektiva friktionsvinkeln

σ_c - enaxiala tryckhållfastheten

σ_t - draghållfastheten

Den effektiva kohesionen härleds till följande

$$c' = \sigma_c \frac{1 - \sin \phi'}{2 \cos \phi'} \quad (2.17)$$

där

c' - effektiv kohesion

σ_c - enaxiala tryckhållfastheten

ϕ' - effektiv friktionsvinkel

Generella värden för kalkbergets skjuvhållfasthetsparametrar med hänsyn till bergets hårdhetsgrad presenteras i Tabell 2.6, värdena inom paranteserna anger typiska värden (Erlström et al. 2023).

Tabell 2.6: Generella värden för kalkstensberggrundens skjuvhållfasthetsegenskaper utifrån hårdhetsgrader.

Hårdhetsklass	Kohesion, c' [MPa]	Friktionsvinkel, ϕ' [°]
H1	0,02	27
H2	0,5-1 (0,5)	45-55 (50)
H3	1-3 (1)	45-55 (50)
H4	3-9	50-55 (55)
H5	—	—

Hydrauliska egenskaper

Kalkbergets förmåga att leda vatten kopplas samman med dess sprickor mer än den intakta bergmassan. En karta över Köpenhamnsområdets transmissivitet visar ett genomsnittligt värde på $0,5 - 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ för kalkberget. Enligt Tabell 2.2 består bryozokalkstenen till 50% av H1-H3 material, därför sätts kalkbergets mäktighet till $z = 20$. Den högsta permeabiliteten i intervallet har använts eftersom den representerar det mest kritiska fallet ur hydraulisk synvinkel. Kalkbergets hydrauliska konduktivitet kan således beräknas enligt

$$k = \frac{T}{z} = \frac{1,0 \cdot 10^{-3}}{20} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} \quad (2.18)$$

där

k - är kalkbergets hydrauliska konduktivitet

T - kalkbergets transmissivitet

z - kalkbergets mäktighet

Eftersom det primärt är kalkbergets sprickor som bidrar till att vatten kan tränga igenom materialet blir detta ett teoretiskt antagande för dess genomsläpplighet (Frederiksen et al. 2003).

Mätvärden från Citytunneln

För att utvärdera hållfasthetsegenskaperna hos kalkberget i Malmö utfördes de två hållfasthetstesten (UCS och Brasilianska) på kalkberget. Resultatet för drag- och tryckhållfastheten presenteras i Tabell 2.7 och Tabell 2.8. Mätvärdena redovisas med sitt medelvärde, minimum och maximum. Värdena i respektive tabeller stämmer överens med intervallen som presenteras i Tabell 2.4 och visar precis som ovan ett tydligt samband mellan hårdhetsklass och hållfasthet.

Tabell 2.7: Draghållfasthet beroende på hårdhetsklass (Brasilianska testet) (Kammer Mortensen et al. 1998).

Hårdhetsklass	Medelvärde, σ_t [MPa]	σ_t Min [MPa]	σ_t Max [MPa]
H2	0,53	0,18	0,86
H3	1,53	0,34	5,00
H4	4,63	1,03	7,38

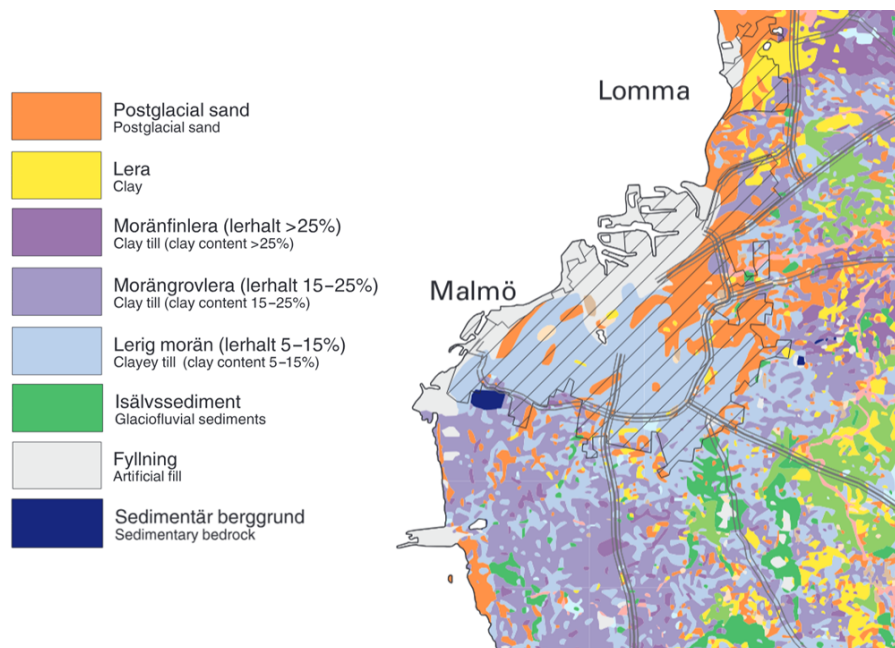
Tabell 2.8: Tryckhållfasthet beroende på hårdhetsklass (UCS) (Kammer Mortensen et al. 1998).

Hårdhetsklass	Medelvärde, σ_c [MPa]	σ_c Min [MPa]	σ_c Max [MPa]
H2	5,7	4,1	6,5
H3	8,2	2,9	14,6
H4	26,9	6,4	51,5

Den relativt stora spridningen mellan minimum- och maximumvärden tyder på en variation i bergmassans egenskaper, vilket kan bero på faktorer som sprickighet, porositet och variationer i kalkbergets struktur. Som tidigare nämnts kan flintlager och balkar påverka hållfasthetsvärdena, liksom variationer i kalkbergets sammansättning.

2.5 Övriga sydsvenska jordarter

I Sverige är den vanligaste jordarten morän. Den utgör ungefär tre fjärdedelar av landets översta jordtäcke och underlagrar även andra jordarter enligt SGI, 2025. Moränen är en materialavlagring från inlandsisen vilket innebär att den inte genomgått någon kornstorleksortering. Detta gör moränen till en osorterad jordart med blandade kornstorlekar, stenar och block omges av en mer finkornig jordmassa. På grund av variationen i kornstorlekar finns det en rad olika sorters moräner. Den vanligast förekommande moränen i sydvästra Skåne är en morän som är rik på ler och benämns därför lermorän. Lermoränen överlagrar ofta kalkberggrund och underlagrar grövre jordarter som exempelvis sand. Runt om i Malmö är sanden i sin tur överlagrad av olika fyllningsmaterial enligt Figur 2.14 (Germundsson et al. 1999).



Figur 2.14: Karta över Malmös jordarter (Esko et al. 2000).

2.5.1 Vanliga jordlagerföljder

I detta avsnitt kommer ett antal exempel på vanliga jordlagerföljder i sydvästra Skåne att presenteras. Gemensamt för samtliga jordlagerföljder är lermoränen som överlagrar kalkberget. Det är också vanligt förekommande att lermoränen överlagras av sand och fyllningsmaterial av olika karaktär. Beroende på var i Skåne proverna har utförts ligger kalkberget på olika djup. I Falsterboområdet ligger kalkberget på ett djup större än 14 meter medan i centrala delarna av Malmö där citytunneln anlades ligger kalkbergets djup på ungefär tio meter. Tre vanliga jordlagerföljder i Skåne presenteras nedan från tre olika exempel i Malmö med omnejd.

Citytunneln

En geologisk översikt av Malmöområdet, där citytunneln anlades, visar att jordlagerföljderna domineras av fyllningsmaterial och lermorän. Den totala mäktigheten av jordlagren varierar mellan sju och elva meter och vilar på kalkberg av varierande kvalitet. En vanligt förekommande jordlagerföljd som konstaterats i området för citytunneln presenteras i Tabell 2.9.

Tabell 2.9: Jordlager och deras mäktighet från Malmö citytunneln.

Jordart	Mäktighet [m]
Fyllning	2,5
Post glacialt sediment	1
Lermorän	4,5
Kalkberg	-

Fyllningens sammansättning varierar beroende på plats och består av lermorän och material med ler-, silt- och sandfraktioner. På ett fåtal ställen kan det även förekomma organiskt material eller kalksten i fyllningen. Postglaciala sediment består av sand, silt och lera med enstaka inslag av gyttja och dytorv. Jordlagret närmast kalkberget är lermorän och är i allmänhet det mäktigaste lagret. I lermoränen kan det förekomma lager av postglacialt sediment eller sand med högre genomsläpplighet (Janson, 2003).

Där lermoränen och kalkberget möts skapas en så kallad övergångszon, i vilken det bildas lokalmorän. Den lokala moränen består av lermorän, flinta och fragment från kalkberget. Denna jordart förekommer antingen som en övergång i lermoränen till kalkberget eller direkt mot berget. Lokalmoränen modelleras som en lermorän då den analyseras med avseende på lermoränens tekniska egenskaper. En annan typ av övergång förekommer där kalkberget blivit glacialt eroderat. Här ligger berget relativt ytligt och har blivit utsatta för glacial påverkan utan transport baserat på dess krossningsgrad och sprickighet (Janson, 2003).

Turbinkanalen

Turbinkanalen är belägen i centrala Malmö. Skruvproven visar att ytjorden utgörs av fyllnadsmaterial av varierande sammansättning där den primära jordarten är sand. Under ytjorden finns ett lager med sand och sedan lermorän. Lermoränen sträcker ner sig ner till provtagets djup ca 6 meter ner. Tabell 2.10 presenterar en översikt av jordlagerföljderna och dess mäktighet vid Turbinkanalen (Berg, 2021).

Tabell 2.10: Jordlager och deras mäktighet i Turbinkanalen.

Jordart	Mäktighet [m]
Fyllning	3,0
Sand	1,0
Lermorän	2,0
Kalkberg	-

Falsterbokanalen

I Falsterbo vilar jordlagret på kalkberg som ligger betydligt djupare än det gör i de centrala delarna av Malmö. Från en geoteknisk undersökning runt Falsterbokanalen kunde det konstateras att de tre dominerande jordlagren är fyllning av olika karaktär, sand och lermorän. En övergripande bild av jordlagerföljderna i Falsterbo presenteras i Tabell 2.11.

I ett antal borrhål runt kanalen förekommer det skikt av organiska jordarter. Dessa överlagrar sanden eller påträffas i ett sandlager vilket resulterar i två lager sand istället enligt Tabell 2.12.

Tabell 2.11: Jordlager och deras mäktighet i Falsterbo.

Jordart	Mäktighet [m]
Fyllning	0,5
Sand	5,0
Lermorän	9
Uppsprucket kalkberg	1,5

Tabell 2.12: Jordlager och deras mäktighet i Falsterbo.

Jordart	Mäktighet [m]
Fyllning	0,5
Sand	5,0
Organiskt skikt	0,1
Sand	0,5
Lermorän	8,5
Uppsprucket kalkberg	1,5

Fyllningen består av olika överbyggnadsmaterial så som bärlager, grus och sand. Sanden är en blandning mellan grå och brun sand. De organiska skikten i anslutning till sanden består av torv, gytta eller matjord. Sanden underlagras av lermorän. Sonderingarna har avbrutits utan att stopp har erhållits och lermoräns maximala djup har ej undersökts. Det antas dock att lermoränen sträcker sig ner till kalkberget. Kalkberget antas vara vittrat och uppsprucket, sprickorna sträcker sig till en till två meters djup (Svensson, 2015).

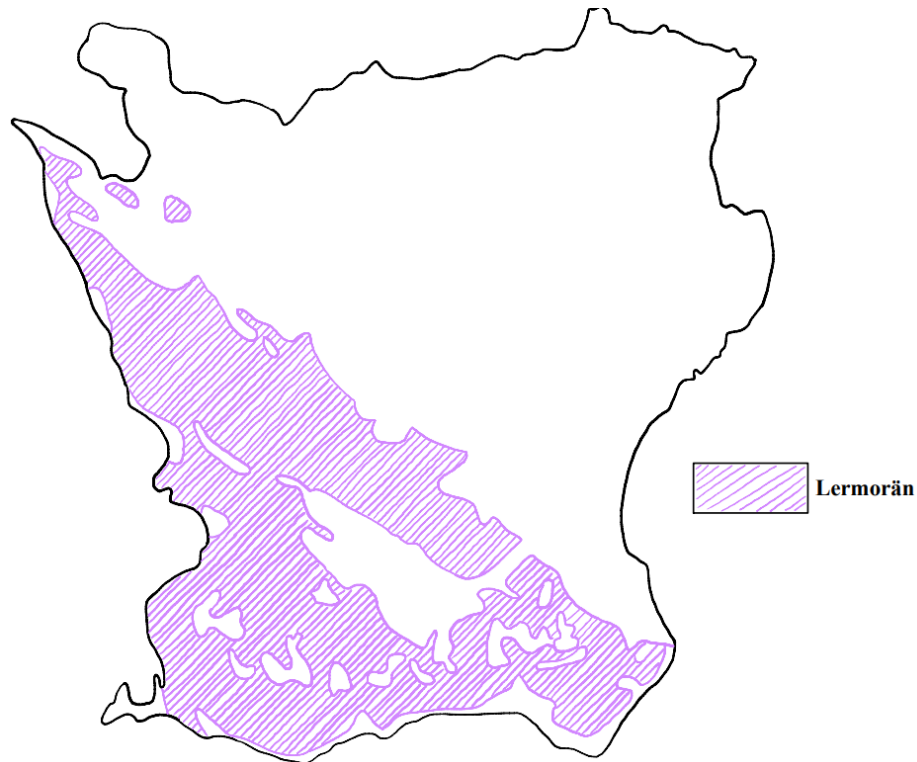
2.5.2 Lermorän

Spridning och härkomst

Lermoränen är precis som andra varianter av morän en osorterad jordart. Lermoränerna utgör den finkornigaste moränen och har en lerhalt som är större än 20 viktprocent av den totala finjordsmängden. Lermoränen finns på olika platser i Sverige men är vanligast i den sydvästra delen av Skåne. Det har skett en stor utbyggnad av samhället i Skåne vilket har gjort att mycket av de undersökningar som utförts på lermorän är fokuserade där. De skånska lermoränförhållandena liknar till stor del de som finns i Danmark, därför utgår svenska antaganden från dansk standard.

Lermoränen har bildats som en produkt från inlandsisen. Under isen satt diverse block och stenar fast som släppt från berggrunden. Dessa repade i sin tur berggrunden och tidigare avlagringar. Beroende på vilken typ av berggrund isen rörde sig över bildades olika typer av moräner. I områden där berggrunden bestod av kalksten, lerskiffer eller kritberggrund skapades lermorän. Dessa berggrunder är betydligt mjukare än urberget vilket gjorde att moränerna skapades med allt finare kornstorlekar. Den kalkhaltiga berggrunden finns på ett antal ställen runt om i Sverige. I södra Sverige finns den

till största del i sydvästra Skåne. Den finkorniga moränen återfinns på motsvarande platser i Sverige och i förhållande till rörelseriktningen på inlandsisen. Isens rörelse kan urskiljas i jordartskartor då en tydlig diagonal kan ses i var både lermoränen och kalkberget befinner sig i Skåne.



Figur 2.15: Karta över lermoränens spridning i Skåne (Hebrand et al. 1977).

Lermoränen kan delas upp i två huvudgrupper, nordostmoränen och de baltiska moränerna. Namnen på de olika moränerna beskriver deras härkomst. Nordostmoränen antas ha kommit från nordost medan de baltiska moränerna har avlagrats av iss-trömmarna som antas ha kommit från Baltikum över Östersjön. Huvudgrupperna har sedan undergrupper för att beskriva riktningen på issströmmen som skapade dem, undergrupperna har i sin tur olika sammansättning av kornfraktioner och därmed skillnader i egenskaper.

Skjuvhållfasthet

Skjuvhållfastheten i en lermorän bör beaktas som både dränerad och odränerad. På grund av dess låga permeabilitet uppträder den ofta som odränerad vid kortvariga belastningar, exempelvis temporära schakter. På grund av dess överkonsolidering och fasthet är dock den dränerade skjuvhållfastheten betydligt lägre, vilket medför att kontroller för långtidsstabilitet och bärighet måste beakta de dränerade förhållandena (Rolf Larsson, 2000).

I odränerade förhållanden beter sig lermoränen som en kohesionsjord vilket medför att skjuvhållfastheten blir den odränerade skjuvhållfastheten. Under dränerade förhållanden

blir lermoränen istället ett gränsfall mellan kohesions- och friktionsjord vilket medför att skjuvhållfastheten kommer att påverkas av både effektiv kohesion och friktionsvinkel (Rolf Larsson, 2008).

I den skånska lermoränen har ett flertal försök utförts för att bestämma dess skjuvhållfasthet och det kan konstateras att skjuvhållfastheten varierar kraftigt. Enligt svensk praxis kan den effektiva kohesionen utvärderas empiriskt utifrån förkonsolideringstrycket eller den odränerade skjuvhållfastheten. Det samband som används är att den effektiva kohesionen reulerar i ungefär 10% av den odränerade skjuvhållfastheten enligt Ekvation 2.19 (Larsson, 2001).

$$c' = 0,1 \cdot c_u \quad (2.19)$$

där

c' - effektiv kohesion

c_u - odränerad skjuvhållfasthet

Om lermoränen belastas under längre tid blir dränerade förhållanden aktuella att beakta. Då kräver skjuvhållfastheten att både den effektiva kohesionen och lermoränens friktionsvinkel beaktas. Den dränerade skjuvhållfastheten beräknas således

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad (2.20)$$

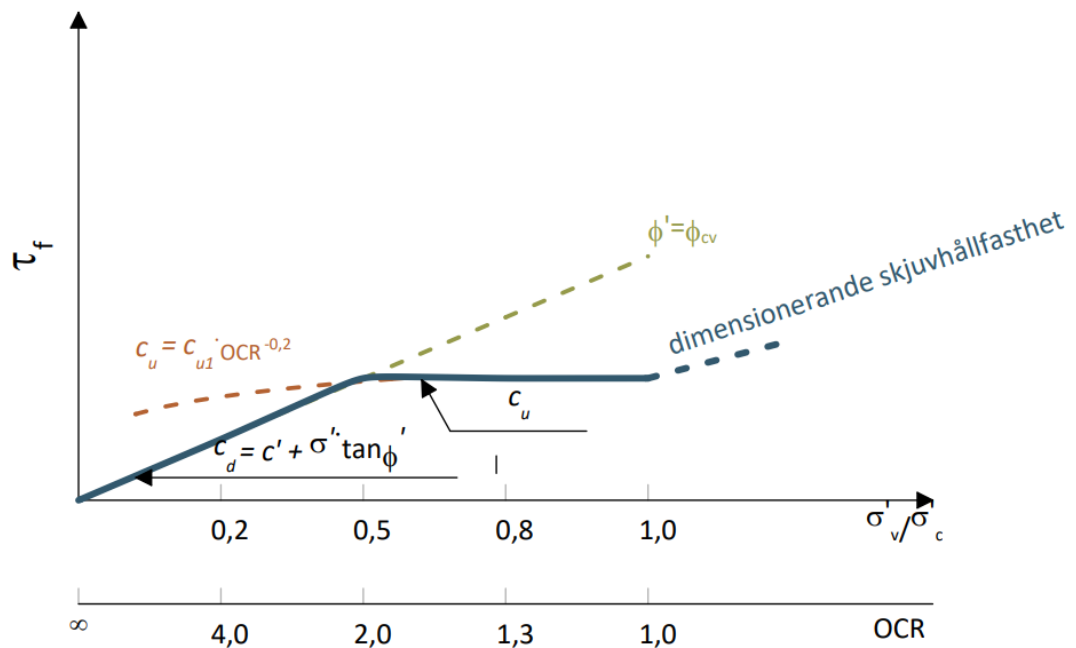
där

τ_f - skjuvhållfasthet

σ' - effektiv normalspänning

ϕ' - effektiv friktionsvinkel

I Figur 2.16 presenteras sambandet mellan lermoränens odränerade skjuvhållfasthet, effektivspänning och dess OCR, överkonsolideringsgrad. I den vänstra delen av diagrammet har lermoränen en hög OCR, vilket innebär att skjuvhållfastheten följer sambandet enligt Ekvation 2.20. I den högra delen av diagrammet med låg OCR är lermoränen normalkonsoliderad vilket gör skjuvhållfastheten konstant. Den orangea streckade linjen visar det empiriska sambandet mellan OCR och den odränerade skjuvhållfastheten. I sydvästra Skåne är lermoränen överkonsoliderad med hög OCR och har därför en hög odränerad skjuvhållfasthet.



Figur 2.16: Samband mellan skjuvhållfasthet τ_u , effektivspänning och överkonsolideringsgrad (OCR).

Skjuvhållfastheten i Ekvation 2.19 och Ekvation 2.20 kan i ett generellt fall för Skåne baseras på de värden för skjuvhållfasthetsparametrarna som anges i Tabell 2.13

Tabell 2.13: Typvärden för skånsk lermoräns skjuvhållfasthetsparametrar och mekaniska egenskaper (Berg, 2021)(Larsson, 2001).

Parameter	Beteckning	Typvärde
Effektiv friktionsvinkel	ϕ'	30°
Odränerad skjuvhållfasthet	c_u	190 kPa
Effektiv kohesion	c'	19 kPa
Elasticitetsmodul	E	50 MPa
Tvärkontraktionstal	ν	0,25

Hydrauliska egenskaper

Lermoränen är en mycket tät jord. Detta gör att grundvattenytan ofta ligger högt på grund av dess låga permeabilitet. Den är dock väldigt beroende av volymen då heterogeniteten i jorden påverkar permeabiliteten. Lerinnehållet påverkar även då lera i allmänhet har lägre permeabilitet än exempelvis sand och grus. Lermoränen underlagras normalt sett av ett betydligt mer permeabelt material såsom kalksten vilken kan orsaka problem om vattnet strömmar uppåt. Typiska värden för tunghet och permeabilitet hos lermoränen redovisas i Tabell 2.14 (Rolf Larsson, 2008).

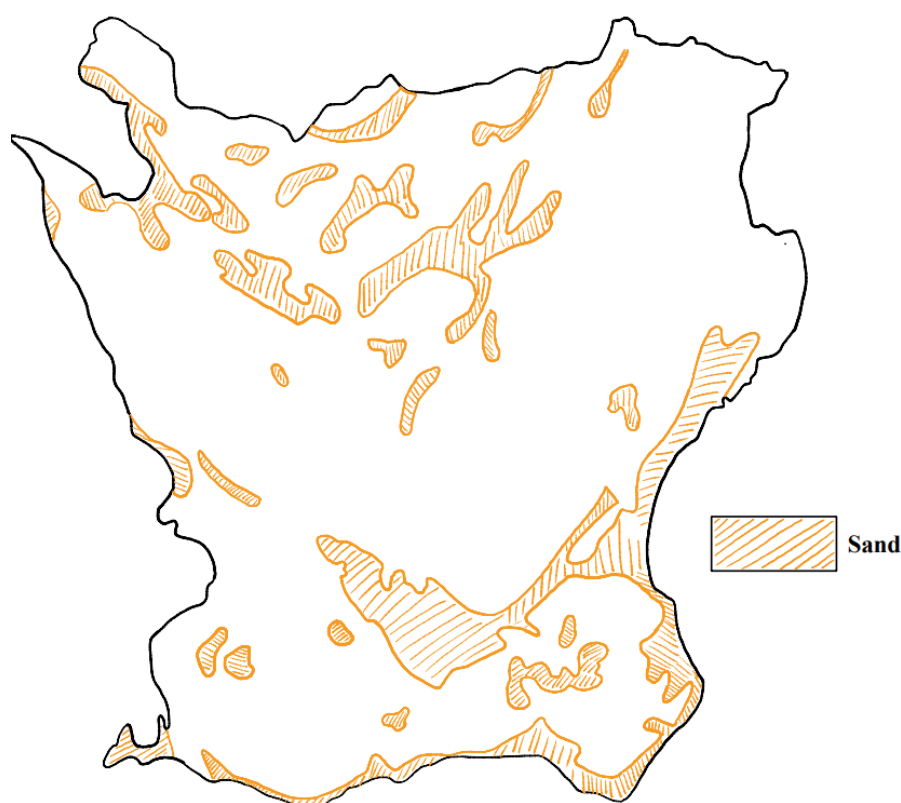
Tabell 2.14: Typvärden på tunghet och permeabilitet i lermorän (Rolf Larsson, 2008).

Parameter	Beteckning	Typvärde
Vattenmättnad	γ_m	22 kN/m ³
Effektiv tunghet under GVV	γ'	12 kN/m ³
Naturfuktig jord ovan GVV	γ	22 kN/m ³
Permeabilitet	k	10 ⁻⁹ - 10 ⁻¹¹ m/s

2.5.3 Sand

Spridning och härkomst

Sand är en vanligt förekommande jordart längs Skånes kust som kan observeras i Figur 2.17. Det är en postglacial jordart och har skapats av inlandsisarna. Den klassas som en grovjord och blandas ofta med andra fraktioner, exempelvis grus eller silt. Sandens tekniska egenskaper beror mycket på kornfraktionernas storlek och form samt packningsgraden. Sand delas ofta in i fin-, mellan- och grovkornig på grund av skillnaderna i skjuvhållfasthet, deformations- och hydrauliska egenskaper. I sydvästra Skåne överlagras ofta sand lermorän och underlagras olika typer av fyllningsmaterial (SGI, 2025) (SGU, 2020).



Figur 2.17: Karta över sandens generella spridning i Skåne (Hebrand et al. 1977).

Skjuvhållfasthet

Sand är en friktionsjord vilket medför att sandens skjuvhållfasthet beror på jordens friktionsvinkel. Kohesionen i en ren sand antas teoretiskt sett vara noll ($c' = 0$) i praktiken kan dock fuktig sand uppvisa falska kohesionsegenskaper. Således beräknas sandens dränerade skjuvhållfasthet enligt

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad (2.21)$$

där

τ_f - Skjuvhållfasthet

σ' - effektiv normalspänning

ϕ' - effektiv friktionsvinkel

Den effektiva friktionsvinkeln är starkt beroende av hur hårt packad jorden är, formen på sandkornen samt spänningsnivån i sanden. Skillnaden mellan en löst och en fast lagrad sand redovisas i Tabell 2.15 (Rolf Larsson, 2008).

Tabell 2.15: Ungefärliga värden på friktionsvinkel ϕ' i sand (Rolf Larsson, 2008).

Lagringstäthet	Friktionsvinkel [°]
Löst lagrad	28
Fast lagrad	35

Hydrauliska egenskaper

Till skillnad från lermoränen är sand en högpermeabel jordart och släpper lätt igenom vatten och torkar snabbt. Sand är dock känslig mot erosion från vind och vatten. Den hydrauliska konduktiviteten i sand beror på kornstorleken. I Tabell 2.16 och Tabell 2.17 presenteras olika parametrar för sand.

Tabell 2.16: Typvärden på tunghet och permeabilitet i sand (Rolf Larsson, 2008).

Parameter	Beteckning	Typvärde
Vattenmättnad	γ_m	20 kN/m ³
Effektiv tunghet under GVY	γ'	10 kN/m ³
Naturfuktig jord ovan GVY	γ	18 kN/m ³
Permeabilitet, grovsand	k	10 ⁻² - 10 ⁻⁴ m/s
Permeabilitet, mellansand	k	10 ⁻³ - 10 ⁻⁵ m/s
Permeabilitet, finsand	k	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁶ m/s

Tabell 2.17: Typiska värden för sands materialegenskaper.

Parameter	Beteckning	Typvärde
Elasticitetsmodul	E	40 MPa
Tvärkontraktionstal	ν	0,25

2.5.4 Fyllning

Ovanpå lermorän och sand ligger det i Malmö till stor del fyllnadsmaterial. Fyllnadsmaterialet har lags dit av människor för att exempelvis fylla ut gamla schaktgropar, höja marknivåer eller stabilisera marken inför olika konstruktioner. Fyllnadsmassorna består oftast av jordarter såsom sand, bergkross, grus och morän. Valet av fyllnadsmaterial beror på fyllningens syfte. Det krävs olika typer av fyllnadsmaterial beroende på om fyllnaden ska öka bärförmågan eller skapa god dränering. Skjuvhållfastheten i ett fyllnadsmaterial beror helt på vilken jordart den består av. Är jorden en ren friktionsjord beräknas det enligt Ekvation 2.21 medan jordar som precis som lermorän är gränsfall beräknas enligt Ekvation 2.20 (Galsgaard et al. 2025).

Tekniska egenskaper

Beroende på placering och syfte med fyllnadsmaterialet varierar dess innehåll och därmed jordartens tekniska egenskaper. Oftast modelleras fyllnadsmaterialet som en typisk friktionsjord med egenskaper enligt Tabell 2.18

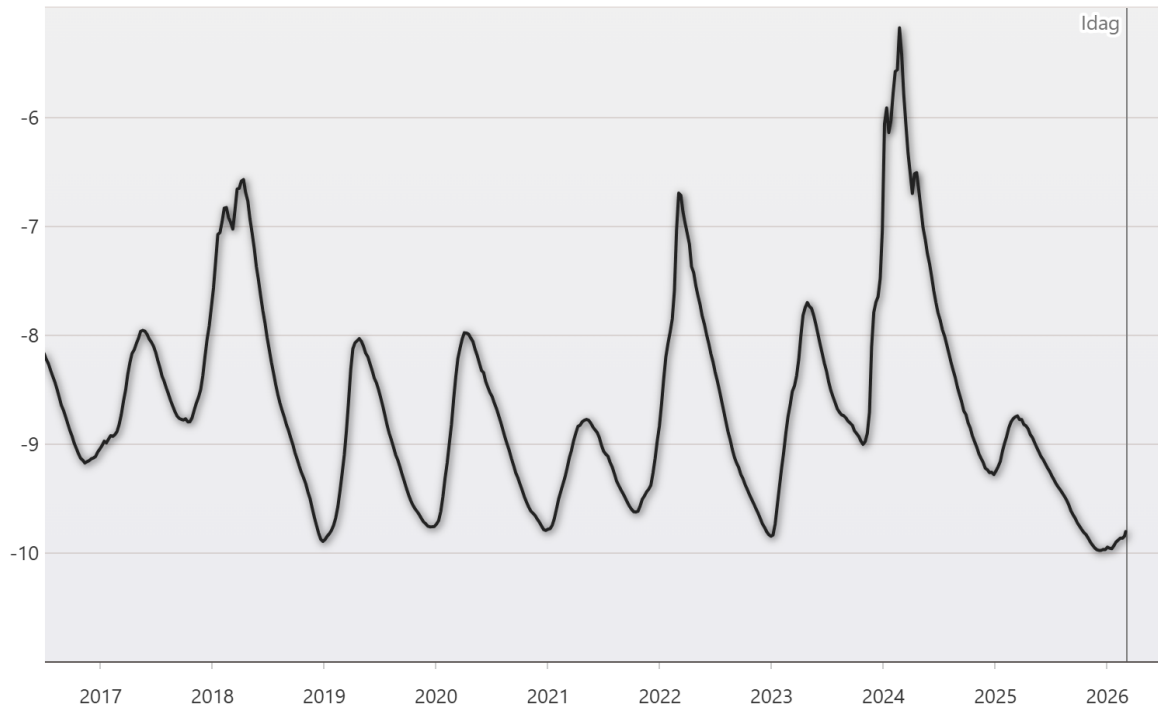
Tabell 2.18: Typiska värden för fyllnadsmaterials materialparametrar.

Parameter	Beteckning	Typvärde
Tunghet	γ	18 kN/m ³
Friktionsvinkel	ϕ	32°
Permeabilitet	k	10 ⁻⁴ m/s
Elasticitetsmodul	E	100 MPa
Tvärkontraktionstal	ν	0,25

2.6 Grundvatten

2.6.1 Grundvattennivå

Den allmänna grundvattennivån i Malmö har under de senaste 10 åren varierat mellan ett djup på sex ner till tio meter. Den typiska nivån ligger på mellan åtta och nio meters djup. Grafen i Figur 2.18 visar också på årliga variationer där nivån tenderar att vara på en grundare nivå på våren och en djupare nivå på vintern (Sveriges geologiska undersökning, 2023).



Figur 2.18: Variation av grundvattennivå i Malmö baserat på mätdata från SGU (Sveriges geologiska undersökning, 2023).

2.6.2 Hydrauliskt upplyft

Om schaktning sker i miljöer där lera överlagrar ett mer permeabelt material kan hydrauliskt upplyft ske. Det innebär att vattentrycket i det under lagret som kontrolleras av grundvattnet blir högre än i det övre lagret. Resultatet blir att det övre lagret trycks uppåt. Om en anläggning så som ett hus eller en tunneln ligger ovanpå kan en konsekvens bli att även det flyttas. Eftersom kalkberget har högre permeabilitet än lermorän kan det bli aktuellt i sydvästra Skåne.

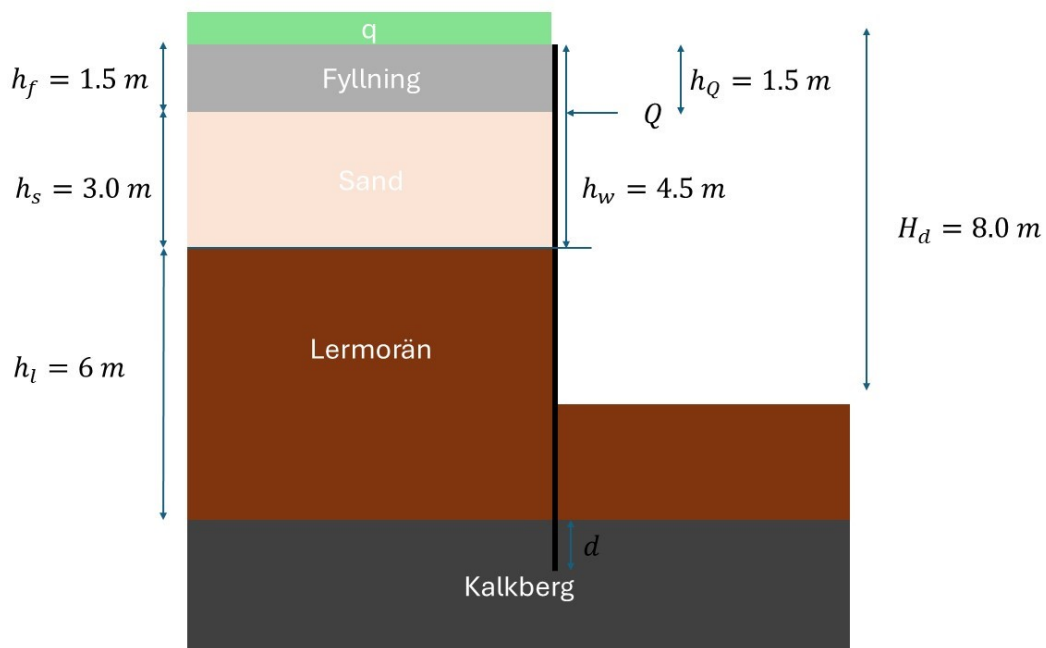
3 Metodik

3.1 Grundläggande förutsättningar

Beräkningsstudiens initiala grundmodell utgår ifrån de vanligaste jordlagerföljderna och förutsättningarna enligt de geotekniska undersökningar som presenterades i avsnitt 2.5. Jordlagerföljden i grundmodellen bygger på genomsnittliga mäktigheter från tidigare kapitel, se Tabell 3.1. Detta för att skapa en representativ och hanterbar grundmodell. Utöver jordlagerföljden innefattande grundmodellen även ett initialt grundvattendjup, hammarbandsnivå samt schaktgropens djup. Fler beräkningsmodeller presenteras i appendix, se avsnitt A.1.

Tabell 3.1: Grundläggande jordlagerföljd, jordarter och dess mäktighet.

	Fyllning	Sand	Lermorän
	[m]	[m]	[m]
Citytunneln	2,5	1,0	4,5
Turbinkanalen	3,0	1,0	2,0
Falsterbo 1	0,5	5,0	9,0
Falsterbo 2	0,5	5,5	8,5
Genomsnitt	1,5	3,0	6,0



Figur 3.1: Grundmodell för studien inklusive jordlagerföljder, grundvattennivå och mäktigheter.

I Figur 3.1 representerar h_f , h_s och h_l respektive lagers mäktighet, h_w och h_Q beskriver grundvattendjupet och hammarbandsnivå, H_d är schaktgropens djup, q är en utbredd last, Q förankringskraften och d nedslagningsdjupet i kalkberget. Grundvattendjupet ligger på en nivå som medför att lermoränen modelleras i odränerade förhållanden. Dessa parametrar kommer under en parameterstudie att varieras för att se hur nedslagningsdjupet och lasteffekter i sponten ändras. För att begränsa antalet varierande parametrar i studien och möjliggöra ett tydligare fokus på kalkberget hölls hållfasthetsparametrarna för jordlagren konstanta enligt Tabell 3.2.

Tabell 3.2: Fasta parametervärden till beräkningsstudiens grundläggande förutsättningar

Parameter	Beteckning	Typvärde
Tunghet sand	γ_s	18 kN/m ³
Tunghet mättad sand	γ_{ms}	20 kN/m ³
Friktionsvinkel sand	ϕ_s	28°
Tunghet fyllning	γ_f	18 kN/m ³
Friktionsvinkel fyllning	ϕ_f	32°
Tunghet lermorän	γ_l	22 kN/m ³
Odränerad skjuvhållfasthet lermorän	c_u	190 kPa
Effektiv kohesion lermorän	c'	19 kPa
Friktionsvinkel lermorän	ϕ_l	30°
Utbredd last	q	10 kN/m

I grundmodellen i Figur 3.1 är sponten förankrad och inte stämpad vilket innebär att den inte har något vertikalt mothåll, vilket medför att bärighetsfaktorn blir $N_{cb} = 5,2$ enligt Dahlblom et al. 2019. Vid beräkningarna med jämviktsekvationerna viktades jordtrycken med säkerhetsfaktorer enligt Tabell 3.3.

Tabell 3.3: Värden för jämviktsberäkningarnas partialkoefficienter (Dahlblom et al. 2019)

Koefficient	
Säkerhetsklass, γ_d	0,91
Nettotryck modellering, γ_{Sda}	1,0

Förutom parametrarna i Figur 3.1 varierade kalkbergets hållfasthets- och deformationsegenskaper beroende på vilken hårdhetsklass av berget som undersöktes. De tre relevanta hårdhetsklasserna är H1 - H3, då dessa förekommer i de övre lagren av kalkberget och tillåter neddrivning av sponter. I hårdhetsklass H4 och H5 är kalkberget för hårt för att det ska vara möjligt att driva ner en spont. Antagna värden på tunghet, friktionsvinkel och effektiv kohesion för hårdhetsklasserna är sammanställda i Tabell 3.4.

Tabell 3.4: Antagna värden för hållfasthetsegenskaperna hos olika hårdhetsklasser av kalkberget.

Hårdhetsklass	Tunghet, γ [kN/m ³]	Friktionsvinkel, ϕ' [°]	Effektiv kohesion, c' [MPa]
H1	18	27	0,02
H2	20	50	0,5
H3	22	50	1
H2/H3	22	50	1,75
H4	24	55	3

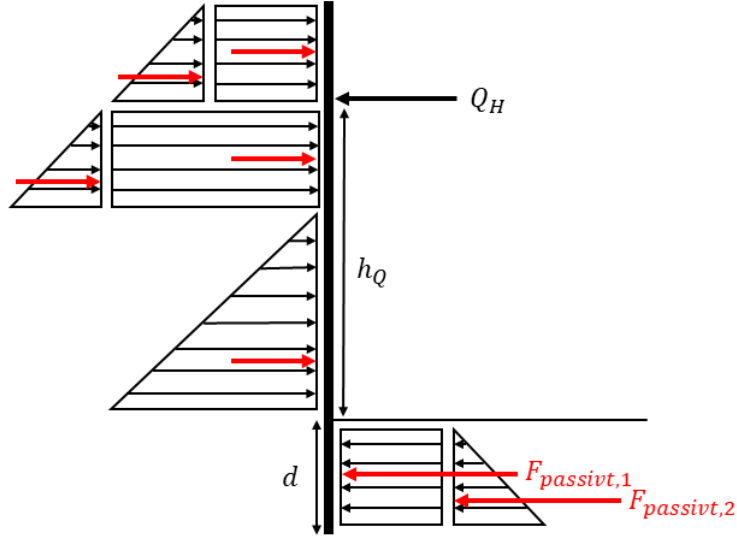
Det uppspruckna kalkberget som interagerar med sponten utgörs inte av helt intakt berg. Bergmassans mothåll approximerades därför till en jord med både friktionsvinkel och effektiv kohesion. Motståndet i ett sådant material beräknades sedan med formlerna för de olika jordtrycken. De inledande beräkningarna utfördes med en hårdhetsklass med egenskaper motsvarande en hårdhetsklass mellan H2 och H3, se Tabell 3.4. Detta för att skapa en grundläggande modell samt identifiera vilka parametrar som är intressanta att studera vidare.

3.2 Jämviktsberäkningar

De framtagna uttrycken för aktivt, passivt och nettojordtryck från föregående kapitel utgör grunden för de allmänna jämviktsberäkningarna. Jordtrycken omvandlades till dimensionerande lastresultanter mot sponten som användes i de klassiska ekvationerna för kraft- och momentjämvikt. Spontens nedslagningsdjup beräknades med hjälp av en momentjämvikt kring förankringskraftens angreppspunkt. Förankringskraften beräknades sedan i sin tur med en kraftjämvikt. Därefter modellerades sponten som en fritt upplagd balk för att ta fram lasteffekterna.

3.2.1 Nedslagningsdjup och förankringskraft

Nedslagningsdjup och förankringskraft bestämdes utifrån uppställd momentjämvikt respektive kraftjämvikt. Jordtrycken från de olika jordlagren verkade som utbredda laster längs med sponten, se Figur 3.2, och en momentjämvikt ställdes upp runt förankringskraftens angreppspunkt. De röda pilarna visar respektive jordtrycks kraftresultant. Genom att ställa upp jämvikten runt förankringspunktens elimineras den i detta läget okända kraften och nedslagningsdjupet beräknades.



Figur 3.2: Fördelning av jordtrycket längs sponten med en horisontell förankringskraft

Utifrån momentjämvikten kunde nedslagningsdjupet d definieras enligt

$$1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{Sda} \cdot \sum M_{aktivt} - M_{passivt} = 0 \quad (3.1)$$

Det aktiva jordtrycket kommer att ge upphov till ett vältande moment M_{aktivt} som vill driva sponten ut i schaktgropen medan det passiva $M_{passivt}$ vill hålla emot. I momentjämvikten multiplicerades även samtliga aktiva jordtryck med säkerhetsfaktorer för att få dimensionerande laster. Momentbidraget från det passiva jordtrycket definieras enligt

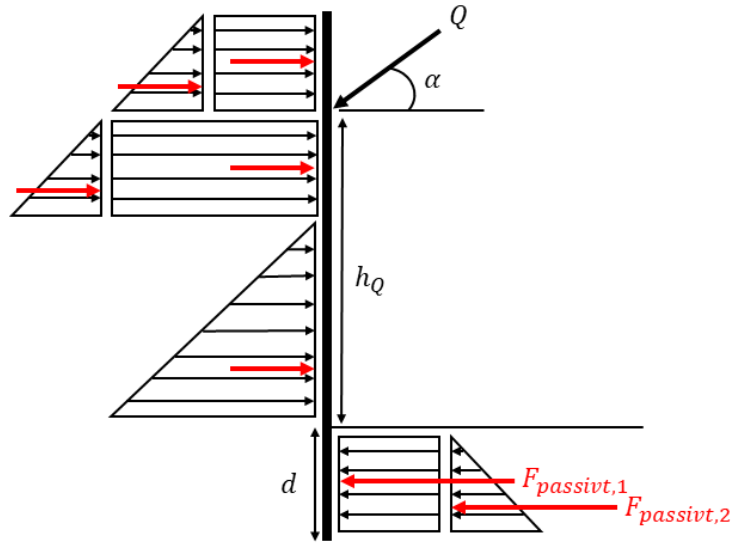
$$M_{passivt} = F_{passiv,1} \cdot \left(\frac{d}{2} + h_Q\right) + F_{passiv,2} \cdot \left(\frac{2d}{3} + h_Q\right) \quad (3.2)$$

När spontens nedslagningsdjup var känt kunde en vertikal kraftjämvikt ställas upp för att bestämma nödvändig förankringskraft. Den kvarvarande horisontella obalansen tas då upp av förankringen.

$$Q_H = 1,1 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{Sda} \cdot \sum F_{jordlager} - \sum F_{kalkberg} \quad (3.3)$$

För de modeller som modellerats med ett snedstag med vinkel α beräknades den horisontella förankringskraften med hänsyn till vinkeln på staget, se Figur 3.3. Beräkningen sker utifrån den horisontella förankringskraften Q_H enligt

$$Q = \frac{Q_H}{\cos(\alpha)} \quad (3.4)$$



Figur 3.3: Spont vars förankringskraft har en vinkel α .

3.2.2 Lasteffekter

De tidigare bestämda dimensionerande jordtrycken mot sponten applicerades längs med balken som utbredda laster för att räkna ut lasteffekterna på sponten. Jordtrycken delades upp i geometriska block längs med balken vilka därefter ersattes med ekvivalenta resulterande krafter F_{res} som verkade i respektive blocks tyngdpunkt. För de jordtryck som breddde ut sig rektangulärt beräknades kraftresultanten enligt

$$F_{res} = \sigma_x \cdot l \quad (3.5)$$

För de triangulära jordtrycken beräknades den resulterande kraften F_{res} mot sponten enligt

$$F_{res} = \frac{\sigma_x \cdot l}{2} \quad (3.6)$$

där

σ_x - horisontella jordtrycket

l - jordtryckets utbredning

De framtagna jordtrycken och resulterande krafterna användes därefter för att bestämma spontens dimensionerande lasteffekter i SkyCiv.

3.3 Modellering av kalkberget

3.3.1 Jämviktsberäkningar

Vid jämviktsberäkningar modellerades kalkberget som en hårt packad friktionsjord med betydande kohesion. För att beräkna bergets totala tryck mot sponten beräknades dess aktiva respektive passiva tryck, för att sedan beräkna det totala nettotrycket mot sponten. Kalkbergets aktiva σ_a och passiva σ_p tryck beräknades med avseende på bergets effektiva spänning σ'_z och effektiva kohesion c' . Beräkningarna utfördes även med jordtryckskoefficienterna K_a och K_p samt de kohesionsberoende koefficienterna K_{ac} och K_{pc} . Jordtrycken beräknades enligt Ekvation 3.7 till Ekvation 3.10. Det aktiva trycket modelleras enligt

$$\sigma'_a = \sigma'_z \cdot K_a - c' \cdot K_{ac} \quad (3.7)$$

Där den kohesionsberoende aktiva jordtryckskoefficienten K_{ac} bestäms enligt

$$K_{ac} = 2 \cdot (45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (3.8)$$

Det passiva trycket modelleras enligt

$$\sigma'_p = \sigma'_z \cdot K_p + c' \cdot K_{pc} \quad (3.9)$$

Där den kohesionsberoende passiva jordtryckskoefficienten K_{pc} bestäms enligt

$$K_{pc} = 2 \cdot (45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \quad (3.10)$$

När det aktiva och passiva jordtrycket hade definierats kunde nettotrycket för kalkberget beräknas som differensen mellan det passiva och aktiva trycket mot sponten enligt

$$\sigma'_{net} = \sigma'_p - \sigma'_a \quad (3.11)$$

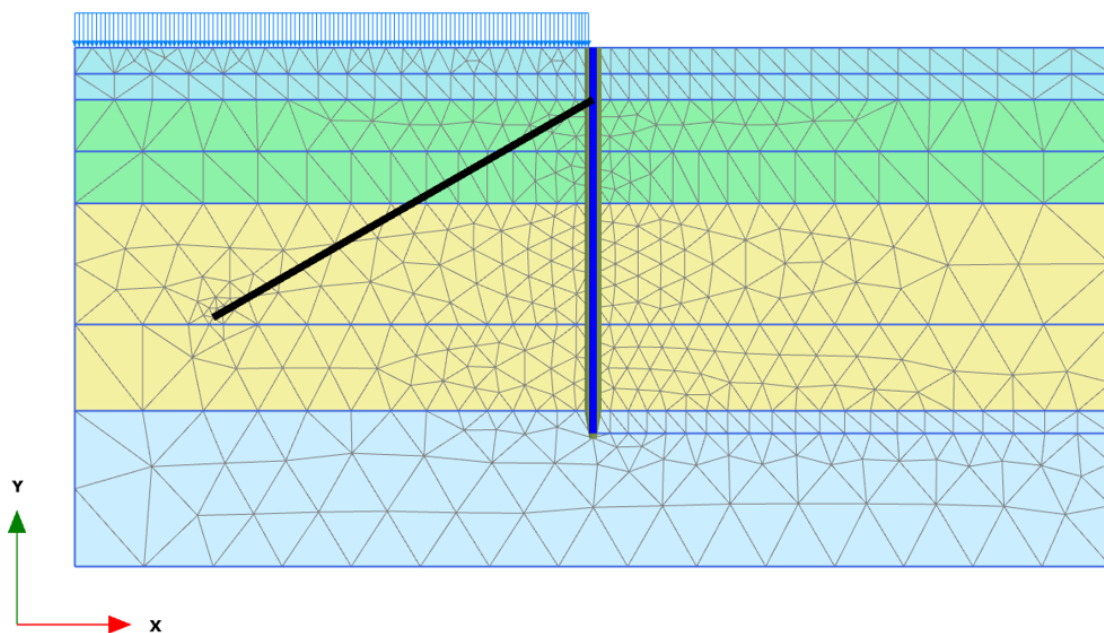
Nettotrycket bestod av två delar; ett konstant tryck från kalkbergets effektiva kohesion samt ett tryck som varierade med avseende på den effektiva spänningen i marken. Genom insättning av Ekvation 3.7 och Ekvation 3.9 i Ekvation 3.11 erhöles följande uttryck för kalkbergets nettotryck.

$$\sigma'_{net} = \sigma'_z(K_p - K_a) + c'(K_{pc} + K_{ac}) \quad (3.12)$$

Vid uträkningen av de olika hårdhetsklassernas nettotryck mot spontens användes värdena från tidigare undersökningar enligt Tabell 3.4.

3.3.2 Finita elementberäkningar i PLAXIS

För att kunna modellera jord och berg krävs det att flera parametrar tas i beaktning. Detta kan vara svårt att göra med enbart de allmänna jämviktsberäkningarna och det krävs mer avancerade beräkningar, såsom finita elementberäkningar. För att utföra en kontroll och jämförelse mellan de allmänna jämviktsberäkningarna som beskrivs i sponthandboken utfördes även finita elementberäkningar i PLAXIS. Modellerna utgick från grundmodellen i Figur 3.1 där kalkbergets egenskaper och modellens geometri varierades under liknande förutsättningar som jämviktsberäkningarna. Nedslagningsdjupet för respektive modell kvarstod från jämviktsberäkningarna för att kunna jämföra resultaten med varandra. I PLAXIS beräknades även respektive modells säkerhetsfaktor, vilket är ett mått på hur mycket modellens hållfasthet kan reduceras innan den går till brott.



Figur 3.4: Mellanfin elementindelning för komplett spont och jordlagerprofil innan schaktning.

Modellernas uppbyggnad

Analysens utfördes i PLAXIS 2D enligt en tvådimensionell plan töjningsmodell, vilket innebär att modellen antogs ha konstant geometri och all belastning skedde i snittplanet. Alla töjningar i z -led antogs vara noll. Jordmaterialet delades upp i 15-nodiga triangelement för att erhålla högre noggrannhet i beräkningarna av laster och deformationer.

Finita elementberäkningar kan ta fler parametrar i beaktande vid beräkningen av lasteffekter och förankringskraft, jämfört med jämviktsberäkningarna som enbart tar hänsyn till jordens spänningstillstånd, kohesion samt friktionsvinkel. I PLAXIS tas även jordens elasticitetsmodul, tvärkontraktionstal, permeabilitet samt dilatansvinkel under beaktning. Dilatansvinkeln definierar hur mycket ett granulärt material ökar i volym

när det utsätts för skjuvning och bestämdes utifrån materialets effektiva friktionsvinkel enligt

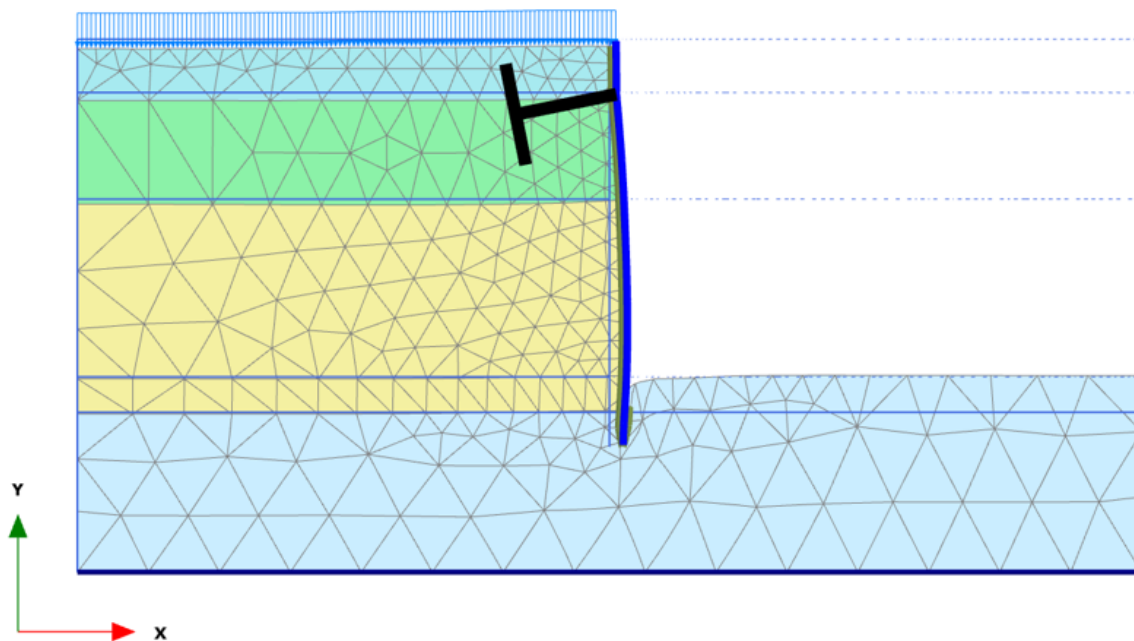
$$\psi = \phi' - 30 \quad (3.13)$$

Samtliga värden på hållfasthets- och deformationsparametrar för jordlager och kalkberget presenteras i Tabell 3.5.

Tabell 3.5: Materialparametrar för respektive jordlager och kalkbberget som användes i PLAXIS.

Material	γ [kN/m ³]	E [GPa]	ν	c_{ud}/c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	k [m/s]
Fyllning	18	0,1	0,25	-	32	2	$1 \cdot 10^{-4}$
Sand	18	0,04	0,25	-	28	0	$1 \cdot 10^{-4}$
Lermorän dränerad	22	0,048	0,25	19	30	0	$1 \cdot 10^{-10}$
Lermorän odränerad	22	0,048	0,25	190	-	0	$1 \cdot 10^{-10}$
Kalkberg H1	18	0,04	0,23	20	27	0	$5 \cdot 10^{-3}$
Kalkberg H2	20	1	0,23	500	50	20	$5 \cdot 10^{-3}$
Kalkberg H3	22	4	0,23	1000	50	20	$5 \cdot 10^{-3}$

Spontens förankring har i PLAXIS modellerats med två olika ankarelement; *node to node anchor* eller ett *fixed-end anchor*. Node to node anchor visas i Figur 3.4 och fixed end i Figur 3.5. Olika ankare valdes för att kunna hantera skillnaderna i geometrin samt mindre ändringar gjordes i stagets längd och lutning som kan ha påverkat resultatet.



Figur 3.5: En spont med ett fixed-end anchor i PLAXIS 2D.

Beräkningsprocess i PLAXIS

Beräkningarna i PLAXIS 2D skedde stegvis med hjälp av ett flertal faser enligt *PLAXIS 2D Tutorial Manual 2023*. Faserna aktiverade spont, ankare och den utbredda lasten efter hand, samtidigt som schaktgropen schaktades ut en bit i taget. De använda beräkningsfaserna redovisas i Tabell 3.6.

Tabell 3.6: Sammanställning av använda beräkningsfaser i PLAXIS 2D-modellen.

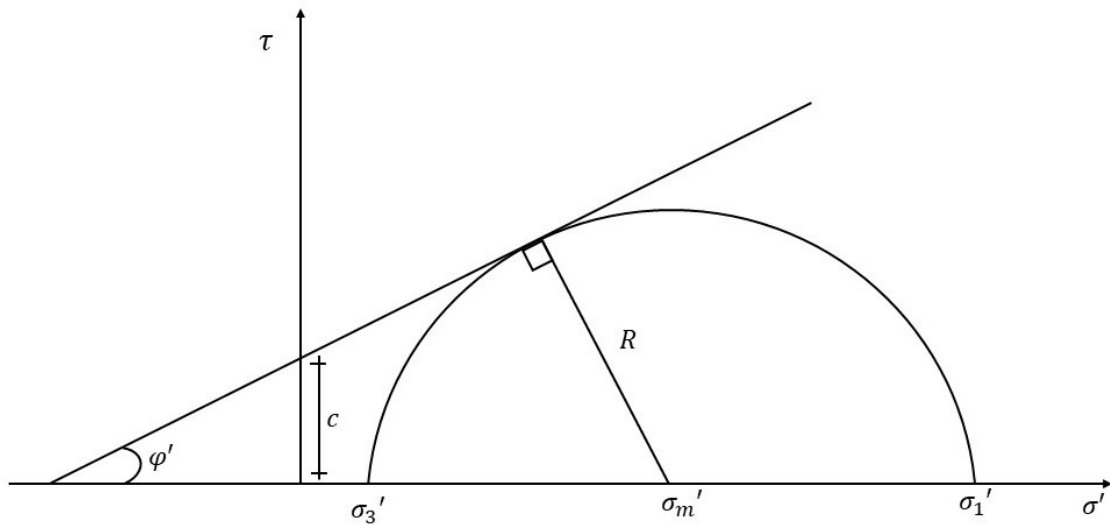
Fas	Benämning	Aktiverade/deaktiverade moment
Fas 0	Initialfas	Generering av initialspänningar
Fas 1	Installation av spont	Spontvägg och utbredd last aktiveras i modellen
Fas 2	Schaktfas 1	Jord ovan schaktnivå deaktiveras ned till förankringsnivå
Fas 3	Aktivering av förankring	Ankarelement aktiveras med tillhörande förspänningskraft
Fas 4	Slutlig schaktning	Jord deaktiveras till slutligt schaktdjup
Fas 5	Resultatfas	Snittkrafter, deformationer och stagkraft extraheras
Fas 6	Säkerhetsanalys	Strength reduction analysis aktiveras

Mohr-Coulombs materialmodell

Jord beter sig relativt icke-linjärt när den utsätts för ändringar i spänning och töjning. Mohr-Coulomb är en materialmodell som kan användas som en första approximation av jordens beteende. Det är en elastiskt-idealplastisk modell. Modellen kombinerar Hookes lag för jordens elastiska områden med Mohr-Coulombs brottkriterium för de plastiska områdena. Beräkningarna med denna modell går relativt snabbt och passar därför som en inledande analys av första ordningen för jorden.

I beräkningsmodellen finns det fem grundparametrar som utgör kärnan. Det som behövs är materialets elasticitetsmodul E , Poissons tal ν , friktionsvinkel ϕ , kohesion c och dilatansvinkel ψ . Elasticitetsmodulen och Poissons tal beskriver materialets styvhet och tvärkontraktion i det elastiska området; friktionsvinkel och kohesion är materialets skjuvhållfasthetsparametrar, och dilatansvinkeln krävs för att modellera volymökningen som sker när packad jord skjuvas. Mohr-Coulombs brottkriterium

visualiseras i två dimensioner i Figur 3.6.



Figur 3.6: Mohr-Coulombs brottkriterium visualiserat i två dimensioner.

Brottkriteriet beskrivs enligt

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \phi' \quad (3.14)$$

där

R - radie

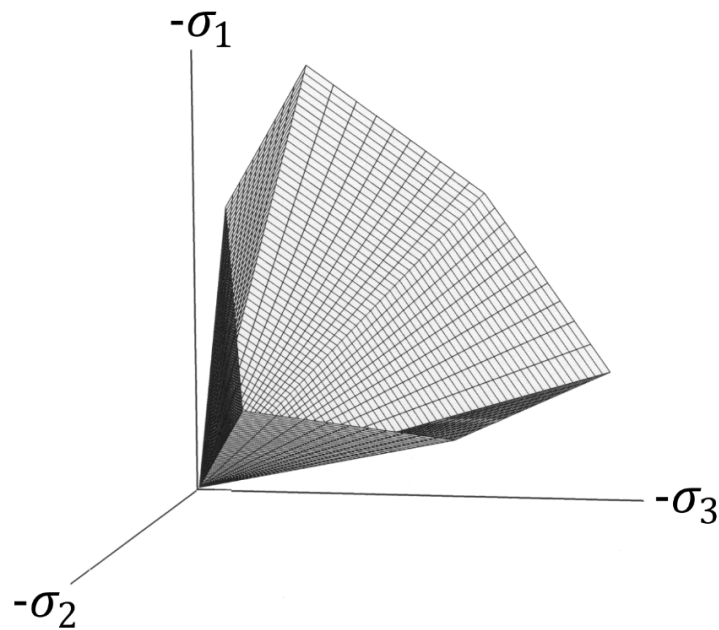
ϕ' - effektiv friktionsvinkel

c - effektiv kohesion

σ_n - normalspänning

σ' - effektivspänning

Mohr-Coulombmodellens flytyta, en tredimensionell yta som definierar gränsen mellan elastisk och plastisk deformation för ett material, kan visualiseras i ett tredimensionellt huvudspänningsrum enligt Figur 3.7. Flytytan visualiseras för en jord där kohesionen är noll, vilket gör att konspetsen sammanfaller med origo, precis som det skulle ha gjorts i Figur 3.6. Denna yta fungerar som en matematisk gräns: så länge materialets spänningstillstånd befinner sig inuti konen är beteendet i materialet rent elastiskt och följer Hookes lag, men när spänningen sträcker sig utanför konen kommer materialet att gå till plastiskt brott (PLAXIS, 2025).



Figur 3.7: Mohr-Coulombs flytyta i huvudspänningsrummet ($c = 0$) (PLAXIS, 2025).

Modellen tar inte hänsyn till att styvheten i verkligheten beror på spänningstillståndet i jorden och hur belastningen sker. Eftersom jorden antas vara linjärelastisk fram till brott kan modellen missa icke-linjära beteenden som uppstår vid mindre töjningar. Vid dränerade förhållanden är det också viktigt att uppdatera skjuvhållfasthetsparametrarna, då skjuvhållfastheten ökar. Simuleringarna i detta arbete ska ge en överblick över hur spontens deformationer kommer se ut vilket gör att Mohr-Coulombmodellen till en passande materialmodell (PLAXIS, 2025).

Val av beräkningsfall i PLAXIS

I PLAXIS undersöktes skillnaderna på förankringskraft, lasteffekter och säkerhetsfaktor för de olika hårdhetsklasserna av kalkberget. Analyserna utfördes inte för samtliga fall i PLAXIS. De fall som valdes ut var de mest kritiska och representativa fallen. Valet av modeller baserades på variationen i lermorän, dräneringsförhållanden samt hårdhetsklass på kalkberget.

4 Resultat

4.1 Allmänna jämviktsberäkningar

Parameterstudien som utfördes redovisar hur olika geotekniska förutsättningar och egenskaper påverkar nedslagningsdjupet d och förankringskraften Q . Resultatet presenterar först en översiktlig bild av de olika beräkningsfallen som har undersökts. Därefter presenteras resultatet parameter för parameter. Avslutningsvis jämförs resultaten från de allmänna jämviktsberäkningarna med resultatet från finita elementberäkningarna i PLAXIS 2D.

4.1.1 Översikt av beräkningsfall

De allmänna jämviktsberäkningarna har utförts i form av en parameterstudie. Parametrarna från Figur 3.1 och Tabell 3.4 har varierats i olika kombinationer för att undersöka hur de olika förutsättningar påverkar nedslagningsdjupet och förankringskraften. Studien grundar sig på modellen i Figur 3.1. De parametrar som studerats är dränerade respektive odränerade förhållanden, lermoränens mäktighet, schaktgropens djup samt hårdhetsklassen på kalkberget. En översikt över de första beräkningsfallens förutsättningar presenteras i Tabell 4.1, fallens nedslagningsdjup och förankringskraft presenteras i Tabell 4.2

Tabell 4.1: Sammanställning av beräkningsfall

Fall	Hårdhet	Dränering [m]	Lermorän, h_l [m]	Schaktdjup H_d [m]	Bergnivå [m]	Förankrad
1	-	Odränerad	6,0	8,0	10,5	Ja
2	-	Odränerad	6,0	8,0	10,5	Nej
3	Klass 2-3	Odränerat	2,0	6,5	6,5	Ja
4	Klass 2-3	Odränerad	6,0	10,5	10,5	Ja
5	Klass 2-3	Odränerat	9,0	13,5	13,5	Ja
6	Klass 1	Odränerat	6,0	10,5	10,5	Ja
7	-	Dränerat	6,0	8,0	10,5	Ja
8	-	Dränerat	6,0	8,0	10,5	Nej
9	Klass 1	Dränerat	6,0	10,5	10,5	Ja
10	Klass 1	Dränerat	9,0	13,5	13,5	Ja

Fall 1 och 2 utfördes med den första versionen av grundmodellen, där schaktning har skett till strax under mitt av lermoränen. Fall 1 visade att med förankringskraft krävdes enbart en dryg decimeter i nedslagningsdjup i lermoränen. I fall 2 fanns ingen förankringskraft och visar då ett större nedslagningsdjup i lermoränen.

I fall 3 till 6 har lermoränens mäktighet, dräneringsförhållande och schaktdjup varierats

för att se hur nedslagningsdjup och förankringskraft varierar. Fall 7 och 8 är detsamma som fall 1 och 2 fast i dränerade förhållanden. I fall 9 och 10 har hårdhetsklassen bytts ut från H2/H3 till H1 och dräneringsförhållanden har satts till dränerat.

I fall 1, 2, 7 och 8 sker schaktning inte ner till kalkberget. För fall 1, 2 och 7 kan lermoränen ta upp befintliga moment från det aktiva jordtrycket. I fall 8 är spanten dimensionerad utan en förankringskraft i odränerade förhållanden och nedslagningsdjupet blir större än det befintliga lagret lermorän under schaktgropen.

Tabell 4.2: Nedslagningsdjupet och förankringskraften i de olika fallen

Fall	Nedslagningsdjup, d [m]	Förankringskraft, Q_H [kN/m]
1	0,14	88
2	2,25	-
3	0,0046	73
4	0,015	122
5	0,032	188
6	0,65	129
7	0,64	116
8	3,94	-
9	0,87	204
10	1,27	326

De största nedslagningsdjupen erhålls för de två fall som modellerats utan en förankringskraft, här måste istället jorden och kalkberget ta upp allt moment och alla förskjutningar. Förankringskraften ökar sedan beroende på dräneringsförhållanden, lermoränens mäktighet och hårdhetsklass. Nedslagningsdjupet och förankringskraften varierar beroende på hårdhetsklass, lermoränens mäktighet samt dräneringsförhållandena.

4.1.2 Inverkan av kalkbergets materialparametrar

Hårdhetsklasserna

Kalkbergets olika hårdhetsklasser har generellt visat att nedslagningsdjupet minskar med ökad hårdhetsklass. Den mjukaste hårdhetsklassen kräver ett nedslagningsdjup på nästan en meter medan den hårdaste hårdhetsklassen beräkningsmässigt enbart kräver en centimeter då den hållfasthet som kan mobiliseras är så betydande. Nedslagningsdjupet och förankringskraften enligt hårdhetsklassernas typvärden för effektiv kohesion och effektiv friktionsvinkel i dränerade förhållanden redovisas i Tabell 4.3. Förhållandena är enligt fall 10 från Tabell 4.1.

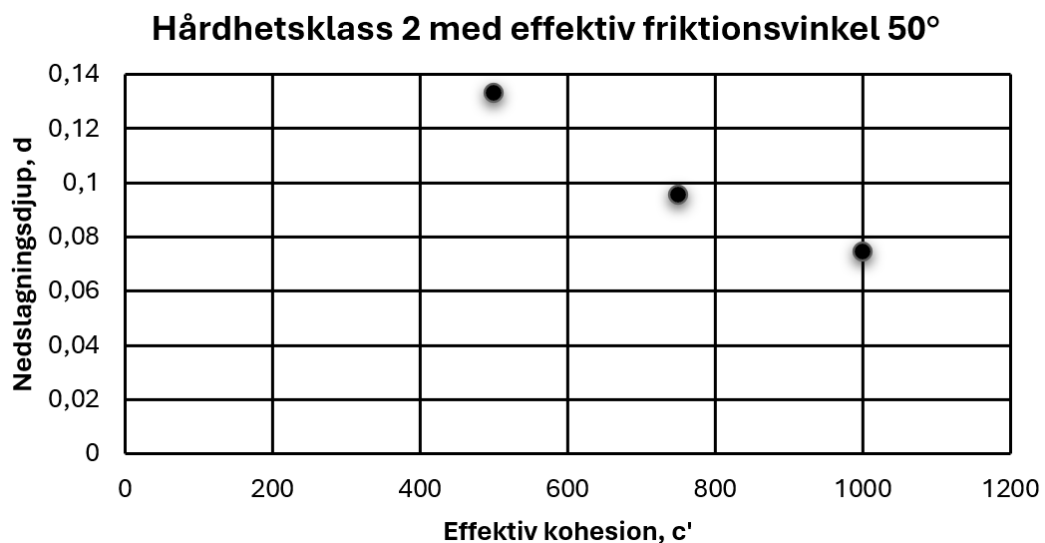
Tabell 4.3: Nödvändigt nedslagningsdjup för de olika hårdhetsklasserna enligt deras standardvärden med ett lermoränlager med mäktighet nio meter under dränerade förhållanden.

Hårdhets- klass	Effektiv kohesion, c' [Mpa]	Effektiv friktionsvinkel, ϕ' [°]	Nedslagningsdjup, d [m]	Förankringskraft, Q [kN/m]
H1	0,02	27	1,27	326
H2	0,5	50	0,13	291
H3	1	50	0,075	290
H4	3	55	0,024	289

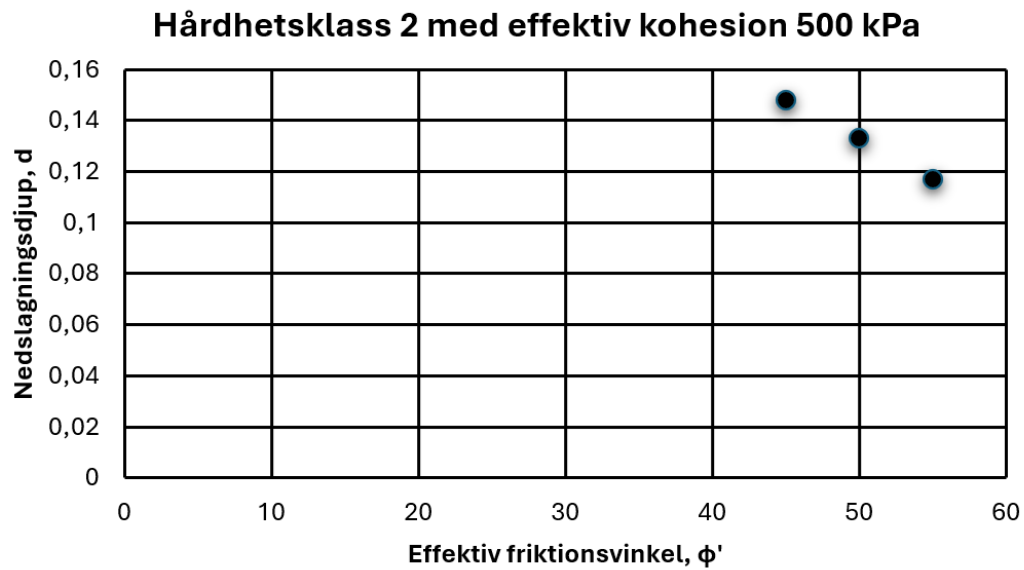
Effektiv kohesion och friktionsvinkel

I de olika hårdhetsklasserna kan även den effektiva kohesionen och den effektiva friktionsvinkeln variera beroende på kalkbergets tryck- och draghållfasthet. Enligt Figur 4.1 och Figur 4.3 kommer nödvändigt nedslagningsdjup hos sponten att minska exponentiellt med en förhöjd kohesion. I Figur 4.2 och Figur 4.4 minskar nedslagningsdjupet linjärt med en ökande friktionsvinkel.

Figur 4.1 och Figur 4.2 visar hur nedslagningsdjupet varierar i ett kalkberg med H2.

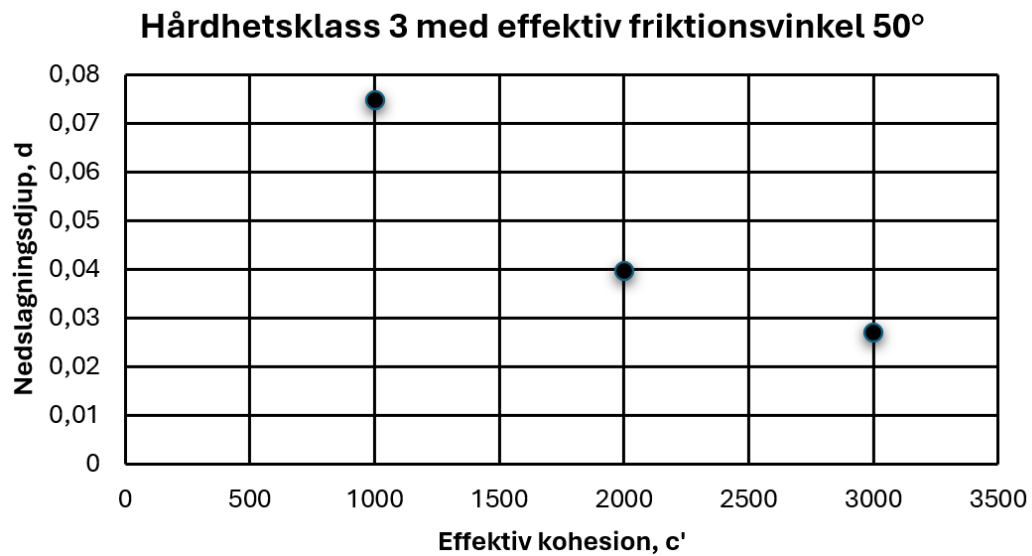


Figur 4.1: Erforderligt nedslagningsdjup som funktion av effektiv kohesion för kalkberg i H2 vid konstant effektiv friktionsvinkel 50°.



Figur 4.2: Erforderligt nedslagningsdjup som funktion av effektiv friktionsvinkel för kalkberg i H2 vid konstant effektiv kohesion 500 kPa.

Figur 4.3 och Figur 4.4 visar hur nedslagningsdjupet varierar i ett kalkberg med H3.



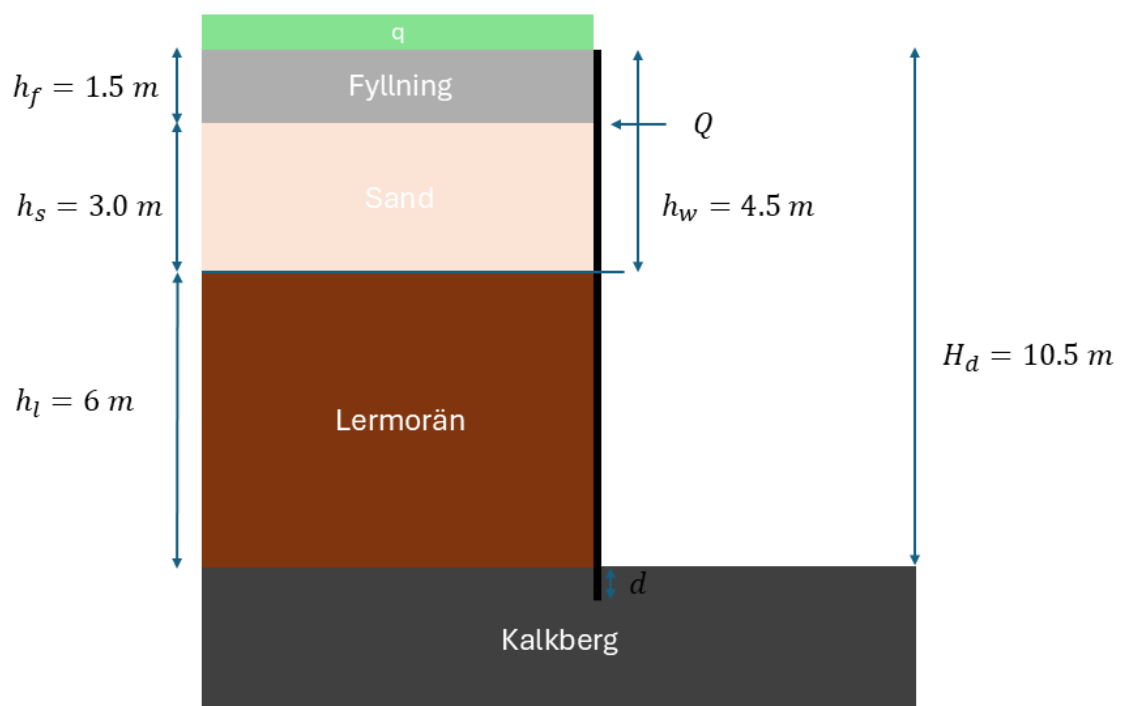
Figur 4.3: Erforderligt nedslagningsdjup som funktion av effektiv kohesion för kalkberg i H3 vid konstant effektiv friktionsvinkel 50°.



Figur 4.4: Erforderligt nedslagningsdjup som funktion av effektiv friktionsvinkel för kalkberg i H2 vid konstant effektiv kohesion 500 kPa.

4.1.3 Dränerade och odränerade förhållanden

En parameter som har ändrats under studien är om spanten ska appliceras i dränerade eller odränerade förhållanden. Förutom kalkberget påverkas även lermoränen som överlagrar kalkberget.



Figur 4.5: Beräkningsfall med geometri enligt fall 4 och fall 9.

Utifrån den jordlagergeometri som presenteras i Figur 4.5 har nedslagningsdjupet och förankringskraften beräknats i både dränerade och odränerade förhållanden. Nedslagningsdjupet presenteras i Tabell 4.4 och förankringskrafterna i Tabell 4.5. Geometrin är detsamma som i fall 6 och 9 där sedan hårdhetsklassen har varierats.

Tabell 4.4: Erforderligt nedslagningsdjup för de olika hårdhetsklasserna enligt deras standardvärden i dränerade och odränerade förhållanden.

Hårdhetsklass	Nedslagningsdjup i odränerade förhållanden	Nedslagningsdjup i dränerade förhållanden
	[m]	[m]
H1	0,65	0,87
H2	0,05	0,081
H3	0,027	0,044
H4	0,008	0,014

Tabell 4.5: Erforderligt förankringskraft för de olika hårdhetsklasserna enligt deras standardvärden i dränerade och odränerade förhållanden.

Hårdhetsklass	Förankringskraft i odränerade förhållanden	Förankringskraft i dränerade förhållanden
	[kN/m]	[kN/m]
H1	129	204
H2	122	190
H3	122	189
H4	122	189

4.1.4 Lermoränens mäktighet

Lermoränens mäktighet påvisar även en trend i ökat nödvändigt nedslagningsdjup. Mäktigheten varierades enligt jordlagerföljderna i avsnitt 2.5 medan kalkbergets hårdhetsklass hölls konstant. Beräkningarna är under odränerade förhållanden. Nedslagningsdjup och förankringkraft presenteras i Tabell 4.6. I Tabell 4.1 är detta fall 3, 4 och 5.

Tabell 4.6: Variation av nedslagningsdjupet för en spont i kalkberg med H2/H3 under odränerade förhållanden.

Lermoränens mäktighet, h_l [m]	Nedslagningsdjup, d [m]	Förankringskraft, Q [kN/m]
2,0	0,0046	73
6,0	0,015	122
9,0	0,032	188

Resultatet visar att ett ökat lager av lermorän ger upphov till ett ökat nedslagningsdjup samt en större förankringskraft. Detta indikerar att den ökade jordvolymen på spontens

aktiva sida genererar ett större aktivt jordtryck, vilket i sin tur ställer högre krav på konstruktionen.

4.1.5 Beräkningsfall utan förankring

I fall 2 och 8 har sponten modellerats utan förankringskraft för att se om det är nödvändigt att driva sponten ner i kalkberget eller om det räcker med lermoränen. I fall 2 kan det konstateras att sponten inte behöver drivas ner i kalkberget under odränerade förhållanden. Nedslagningsdjupet sträcker sig 2,25 m ner i lermoränen vilket innebär att det är ytterligare 0,25 meter kvar till kalkberget. I fall 8, däremot är sponten modellerad i dränerade förhållanden och kräver då ett nedslagningsdjup på nästan 4 m. Detta innebär att det kommer att bli nödvändigt att driva ner sponten i kalkberget.

4.2 Lasteffekter i sponten

Den balkmodell som tagits fram i kapitel tre analyserades utifrån de interna lasteffekterna. Maximala böjmoment M_{Ed} och tvärkrafter T_{Ed} togs ut för de mest typiska fallen från parameterstudien. Huvudfokuset i beräkningarna ligger på hur lasteffekterna påverkas av kalkbergets hårdhetsklass, dräneringsförhållande samt lermoränens mäktighet. Eftersom nedslagningsdjupet i H4 blev relativt litet undersöktes det inte vidare i beräkningarna för lasteffekter.

4.2.1 Inverkan av kalkbergets hårdhetsklass vid sex meter lermorän

För att studera kalkbergets hållfasthet analyserades först lasteffekterna för tre hårdhetsklasser med ett lermoränlager på sex meter. Beräkningarna utfördes under både dränerade och odränerade förhållanden, resultaten presenteras i Tabell 4.7 och Tabell 4.8 och utgår från fall 4 och 9.

Tabell 4.7: Max och min böjmoment och tvärkraft för olika hårdhetsklasser, odränerat och lermorän med mäktighet 6 m.

Hårdhetsklass	Min böjmoment [kNm]	Max böjmoment [kNm]	Min tvärkraft [kN]	Max tvärkraft [kN]
H1	-8,9	280	-114	146
H2	-8,5	250	-109	155
H3	-8,5	250	-109	155

Tabell 4.8: Max och min böjmoment och tvärkraft för olika hårdhetsklasser, dränerat och lermorän med mäktighet 6 m.

Hårdhetsklass	Min böjmoment [kNm]	Max böjmoment [kNm]	Min tvärkraft [kN]	Max tvärkraft [kN]
H1	-8,9	580	-190	250
H2	-8,5	510	-176	264
H3	-8,5	506	-175	264

För H2-H3 skiljer sig inte lasteffekter särskilt mycket. Resultatet för H1 aviker tydligt. Lasteffekterna i de dränerade förhållandena är tydligt högre.

4.2.2 Inverkan av ökad lermoränmäktighet

För att undersöka hur ett större lager med lermorän påverkar spontens lasteffekter undersöktes även fall med nio meter lermorän. Dessa beräkningar utfördes i dränerade och odränerade förhållanden, resultatet presenteras i Tabell 4.9 och Tabell 4.10 och utgår från fall 5 och 10.

Tabell 4.9: Max och min böjmoment och tvärkraft för olika hårdhetsklasser, dränerat och lermorän med mäktighet 9 m.

Hårdhetsklass	Min böjmoment [kNm]	Max böjmoment [kNm]	Min tvärkraft [kN]	Max tvärkraft [kN]
H1	-8,4	1325	-311	432
H2	-7,4	1152	-286	458
H3	-7,7	1143	-285	459

Tabell 4.10: Fördelning av böjmoment och tvärkraft för olika hårdhetsklasser, odränerat och lermorän med mäktighet 9 m.

Hårdhetsklass	Min böjmoment [kNm]	Max böjmoment [kNm]	Min tvärkraft [kN]	Max tvärkraft [kN]
H2-H3	-2,0	657	-384	316

Lasteffekterna ökar kraftigt jämfört med fallen med sex meter lermorän. Speciellt ökar det negativa böjmomentet. Den ökade förankringskraften som blir nödvändig för sponter med ett större lager lermorän bidrar även till högre snittkrafter i spanten.

4.3 Finita element beräkningar i PLAXIS

För att komplettera jämviktsberäkningarna utfördes analyser i PLAXIS. De utgick från samma grundmodell och geometri som jämviktsberäkningarna. De tidigare bestämda nedslagningsdjupen användes som indata till modeller. Intressanta resultat från analyserna var spontens förankringskraft, lasteffekter, deformationer och säkerhetsfaktor.

4.3.1 Förankringskraft

Den förankringskraft som krävdes för vardera fall hämtades från PLAXIS. Förankringskraften baserades på ankarets normalkraft N_{Ed} . Samtliga ankare hade en inspänningsvinkel α på 30° vilket medför att normalkraften från PLAXIS räknas om med hänsyn till vinkeln. Resultatet presenteras i Tabell 4.11

Tabell 4.11: Erforderlig förankringskraft från PLAXIS för de analyserade beräkningsfallen.

Hårdhetsklass	Dränering	Lermorän h_l [m]	Normalkraft N_{Ed} [kN/m]	Förankring Q [kN/m]
H1	Odränerat	6	153	133
H2	Odränerat	6	142	123
H3	Odränerat	6	140	122
H1	Dränerat	6	299	259
H2	Dränerat	6	263	228
H3	Dränerat	6	260	225
H2/H3	Odränerat	9	322	279
H2	Dränerat	9	393	340
H3	Dränerat	9	390	338

PLAXIS ger högre förankringskrafter än jämviktsberäkningarna. Precis som tidigare ökar behovet av förankringskraft vid dränerade förhållanden samt vid ett ökat lager av lermorän. Vid ökad hårdhetsklass på kalkberget minskar den nödvändiga förankringskraften, precis som i jämviktsberäkningarna.

4.3.2 Lasteffekter

För att undersöka hur de beräknade jordtrycken påverkar lasteffekterna på sponten hämtades böjmoments-, tvärkrafts- och normalkraftsfördelning över sponten. Resultaten redovisas i Tabell 4.12, Tabell 4.13 och Tabell 4.14. Resultatet i PLAXIS är i kNm/m respektive kN/m, för att kunna jämföra resultaten omvandlas de med en bredd $b = 1$.

Tabell 4.12: Maximala och minimala böjmoment samt tvärkrafter från PLAXIS för spont med sex meter lermorän.

Hårdhets- klass	Dränering	Max böjmoment [kNm]	Min böjmoment [kNm]	Max tvärkraft [kN]	Min tvärkraft [kN]
H1	Odränerat	40,7	-20,09	40,3	-42,6
H2	Odränerat	98,4	-16,0	43,3	-152,2
H3	Odränerat	53,2	-16,2	36,8	-98,6
H1	Dränerat	217,6	-30,6	96,5	-107,7
H2	Dränerat	234,6	-14,2	97,2	-154,5
H3	Dränerat	239,5	-12,7	97,6	-63,8

Tabell 4.13: Maximala och minimala böjmoment samt tvärkrafter från PLAXIS för spont med nio meter lermorän.

Hårdhets- klass	Dränering	Max böjmoment [kNm]	Min böjmoment [kNm]	Max tvärkraft [kN]	Min tvärkraft [kN]
H2/H3	Odränerat	28,1	-52,4	60,8	-78,7
H2	Dränerat	470,9	-25,5	138,9	-235,9
H3	Dränerat	474,4	-24,1	139	-246,4

Tabell 4.14: Maximal och minimal normalkraft från PLAXIS för spont med 6 respektive nio meter lermorän.

Hårdhetsklass	Dränering	Lermorän h_l [m]	Max Normalkraft [kN]	Min Normalkraft [kN]
H1	Odränerat	6	0,42	-121,8
H2	Odränerat	6	0,29	-245,6
H3	Odränerat	6	0,33	-235,7
H1	Dränerat	6	0,2	-87,06
H2	Dränerat	6	0,77	-102,3
H3	Dränerat	6	0,23	-112,9
H2/H3	Odränerat	9	0,11	-233,5
H2	Dränerat	9	2,15	-167,8
H3	Dränerat	9	3,1	-174,7

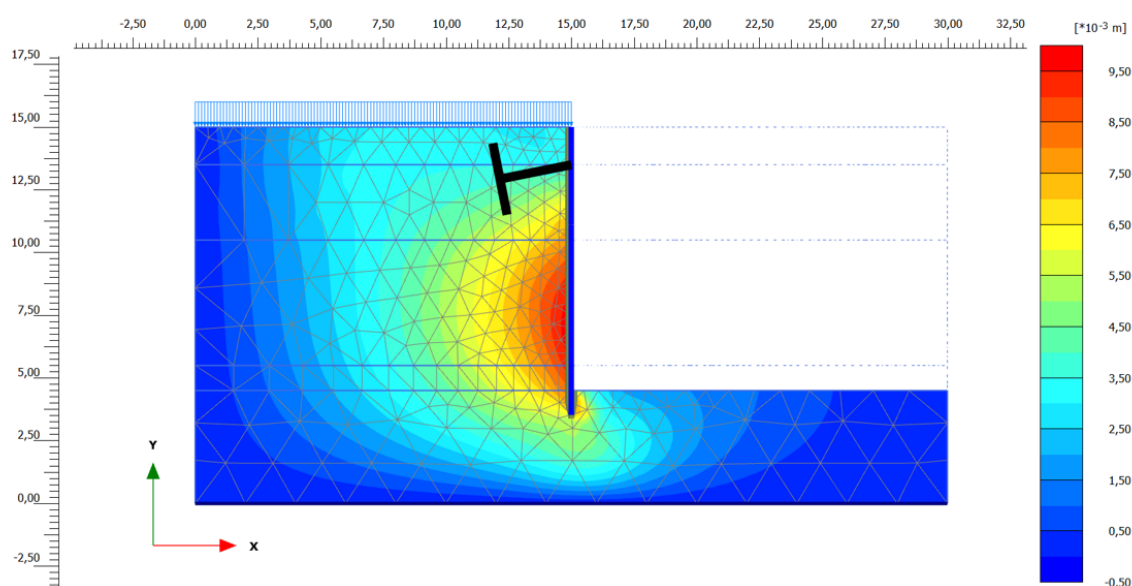
I de dränerade fallen är lasteffekterna större än i de odränerade. Skillnaderna mellan H2 och H3 är marginella, medan H1 avviker tydligare från resterande resultat. Ökad förankringskraft bidrar till större interna krafter. Lasteffekterna ökar när lermoränen har en mäktighet på nio meter.

4.3.3 Deformationer

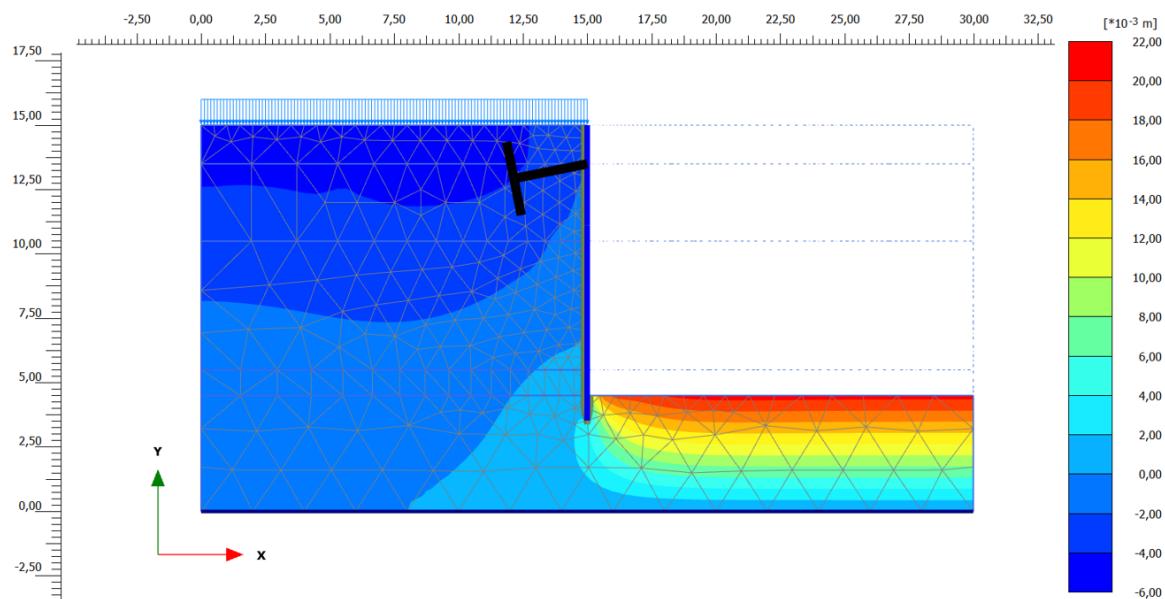
Utöver lasteffekter analyserades även modellernas deformationer, både horisontellt u_x samt vertikalt u_y . Detta för att undersöka spontens rörelsemönster samt hur spanten kommer att slå. Modellernas maximala deformationer presenteras i Tabell 4.15 och Tabell 4.16. I Figur 4.6 och Figur 4.7 visualiseras deformationerna u_x och u_y för ett fall med H1 under dränerade förhållanden.

Tabell 4.15: Maximala och minimala horisontella respektive vertikala deformationer från PLAXIS för spont med sex meter lermorän.

Hårdhetsklass	Dränering	Max	Min	Max	Min
		u_x [mm]	u_x [mm]	u_y [mm]	u_y [mm]
H1	Odränerat	15,3	0	15,1	-13,9
H2	Odränerat	9,2	0	0,3	-6,2
H3	Odränerat	8,9	0	0,4	-5,9
H1	Dränerat	10	0	20,9	-5,5
H2	Dränerat	6,2	0	0,8	-4,8
H3	Dränerat	6,1	0	0,2	- 4,8



Figur 4.6: Horisontella deformationer u_x för en modell med sex meter lermorän i dränerade förhållanden.



Figur 4.7: Vertikala deformationer u_y för en modell med sex meter lermorän i dränerade förhållanden.

Tabell 4.16: Maximala och minimala horisontella respektive vertikala deformationer från PLAXIS för spont med nio meter lermorän.

Hårdhetsklass	Dränering	Max	Min	Max	Min
		u_x [mm]	u_x [mm]	u_y [mm]	u_y [mm]
H2/H3	Odränerat	24,7	-5,8	34,3	-41,1
H2	Dränerat	11,4	0	1,1	-7,0
H3	Dränerat	11,1	0	0,3	-6,9

De horisontella deformationerna är som störst i H1 och ökar med ett ökande jordtryck mot sponten. Deformationerna för H2 och H3 skiljer inte mycket. Under dränerade förhållanden är deformationerna större.

4.3.4 Säkerhetsfaktor

För att bedöma respektive spontsystems övergripande stabilitet genomfördes en reduktionsmetod i PLAXIS. Där bestämdes säkerhetsfaktorn för samtliga PLAXIS modeller, resultatet visas i Tabell 4.17.

Tabell 4.17: Säkerhetsfaktor från PLAXIS för de analyserade beräkningsfallen.

Hårdhetsklass	Dränering	Lermorän [m]	Säkerhetsfaktor
H1	Odränerat	6	1,8
H2	Odränerat	6	3,4
H3	Odränerat	6	2,4
H1	Dränerat	6	1,1
H2	Dränerat	6	1,9
H3	Dränerat	6	1,8
H2/H3	Odränerat	9	2,9
H2	Dränerat	9	1,8
H3	Dränerat	9	1,9

4.3.5 Verifiering av verkliga nedslagningsdjup

Vid spontning i kalkberg begränsas oftast nedslagningsdjupet till cirka 1,0-1,5 meter innan ett större motstånd uppstår. En simulering utfördes med H3 och ett nedslagningsdjup på en och en halv meter för att undersöka säkerhetsfaktorn för den dimensionering som utförs, se Tabell 4.18.

Tabell 4.18: Sammanställning av värden från PLAXIS för ett praktiskt nedslagningsdjup om 1,5 m i kalkberget med H3 under odränerade förhållanden.

Parameter	Värde
Säkerhetsfaktor	3,1
Förankringskraft, Q	139 kN/m
Maximal horisontal deformation, u_x	8,1 mm
Maximal vertikal deformation, u_y	-5,2 mm
Max M_{Ed}	39 kNm/m
Min M_{Ed}	-123,8 kNm/m
Max T_{Ed}	178,9 kN/m
Min T_{Ed}	-154,9 kN/m
Min N_{Ed}	-258,6 kN/m

Resultatet visar att en spont som drivs 1,5 meter ner i kalkberget ger en säkerhetsfaktor på 3,1, vilket indikerar att spontkonstruktionen har god marginal till brott. Nedslagningsdjupet medför också att deformationerna begränsas. Förankringskraften ligger i samma storleksordning som tidigare modell med kalkberg med H3 under odränerade förhållanden.

4.4 Jämförelse mellan jämviktsberäkningar och FEM-beräkningar

För att avgöra hur väl de analytiska jämviktsberäkningarna stämmer överens med de numeriska uträkningarna jämförs resultaten från ovanstående avsnitt. Fokuset ligger på nödvändiga förankringskrafter samt lasteffekter. Detta för att se om resultaten överensstämmer, men även om parametrarna påverkar resultaten på samma sätt i de två metoderna.

Tabell 4.19: Skillnaderna mellan förankringskrafterna från jämviktsberäkningarna och PLAXIS 2D

Fall	Jämvikt Q [kN]	PLAXIS Q [kN]	Skillnad [%]
H1, 6m, odr	129	133	3
H2, 6m, odr	122	123	1
H3, 6m, odr	122	122	1
H1, 6m, dr	204	259	27
H2, 6m, dr	190	228	20
H3, 6m, dr	189	225	19
H2/H3, 9m, odr	188	279	48
H2, 9m, dr	299	340	14
H3, 9m, dr	298	338	13

I de mer idealiserade beräkningsfallen är överensstämmelsen större. Under odränerade förhållanden med ett mindre lager lermorän är förankringskrafterna näst intill identiska. I övriga fall är förankringskraften från PLAXIS strax under 20% större än från jämviktsberäkningarna. Skillnaden som sticker ut mest är den i odränerade förhållanden med kalkberg av H2-H3 och ett större lager lermorän.

Tabell 4.20: Skillnaderna mellan maximalt böjmoment $|M_{Ed}|$ från jämviktsberäkningarna och PLAXIS 2D

Fall	Jämvikt, M_{Ed} [kNm]	PLAXIS, M_{Ed} [kNm]	Skillnad, [%]
H1, 6m, odr	280	41	85
H2, 6m, odr	250	98	61
H3, 6m, odr	250	53	79
H1, 6m, dr	580	217	63
H2, 6m, dr	510	235	54
H3, 6m, dr	506	240	53
H2/H3, 9m, odr	657	28	96
H2, 9m, dr	1152	410	64
H3, 9m, dr	1143	474	59

Till skillnad från förankringskraften skiljer sig böjmomenten betydligt mer. De analytiska jämviktsberäkningarna har genomgående betydligt större moment än de från PLAXIS.

Avikelserna börjar på 53% och sträcker sig upp till 96%. Den största skillnaden finns i det odränerade fallet med nio meter lermorän.

Tabell 4.21: Skillnaderna mellan maximal tvärkraft $|T_{Ed}|$ från jämviktsberäkningarna och PLAXIS 2D

Fall	Jämvikt, T_{Ed} [kNm]	PLAXIS, T_{Ed} [kNm]	Skillnad, [%]
H1, 6m, odr	146	47	68
H2, 6m, odr	155	152	2
H3, 6m, odr	155	99	36
H1, 6m, dr	250	108	57
H2, 6m, dr	264	155	41
H3, 6m, dr	264	98	63
H2/H3, 9m, odr	384	79	79
H2, 9m, dr	458	236	48
H3, 9m, dr	459	246	46

Tvärkrafterna från jämvikten är också högre än de från PLAXIS, dock inte så stora som böjmomenten. Här varierar skillnaderna mer än böjmomenten med minsta skillnad på 2% och den största på 79%. Även här är de största skillnaderna i odränerade förhållanden med ett stort lager lermorän.

Tvärkraft- och böjmomentdiagram

En jämförelse mellan tvärkraft- och böjmomentdiagrammen för de två olika metoderna visar att de stämmer bättre överens under dränerade förhållanden medan de odränerade förhållanden har större skillnader. Samtliga diagram presenteras i appendix, se avsnitt A.2.

5 Diskussion

5.1 Parametrarnas inverkan

En tydlig observation från jämviktsberäkningarna är att H1 skiljer sig markant från de övriga klasserna. Detta beror på att den lägsta hårdhetsklassen har avsevärt lägre hållfasthetsparametrar, vilket förklarar dess avvikande beteende. Mellan H2 och H3 är det kohesionen och tungheten som skiljer sig. Från Figur 4.1 och Figur 4.3 går det att urskilja en mer logaritmisk minskning av nedslagningsdjupet när kohesionen ökar, medan i Figur 4.2 och Figur 4.4 så minskar nedslagningsdjupet linjärt med en ökning av friktionsvinkeln. Lasteffekterna som beräknades genom att idealisera sponten som en fritt upplagd balk följer precis som nedslagningsdjupet trenden att H1 sticker ut mest. Böjmomenten och tvärkraften skiljer sig minimalt vid ökad hårdhetsklass.

Kalkbergets tunghet har en viss inverkan på nedslagningsdjupet eftersom det bidrar till effektivspänningen i marken. Eftersom nedslagningsdjupet är relativt litet i de flesta av fallen blir variationen i effektivspänning inte särskilt stor mellan schaktgropens botten och spontens slut. Detta medför att tunghetens inverkan blir begränsad. Det är istället kalkbergets hållfasthetsparametrar, särskilt kohesionen, som styr nedslagningsdjupet.

Förutom hårdhetsklass är det framförallt lermoränens mäktighet och dräneringsförhållanden som påverkar nedslagningsdjupet. Ett större lager av lermorän ökar lermoränens tryck mot sponten och vid dränerade förhållanden minskar lermoränens skjuvhållfasthet och ökar därmed också det aktiva trycket. Vid ett ökat jordtryck ökar även behovet av förankringskraft för sponten. Andra parametrar som valdes att hållas konstanta i denna studie som hade påverkat resultatet är hammarbandsnivån, olika jordlagerkombinationer ovanpå kalkberget samt en mer varierad nivå på grundvattenytan.

Kritiska kombinationer blir om en spont ska installeras i en miljö med ett stort lager lermorän, under odränerade förhållanden samt att kalkberget i fråga är så pass uppsprucket att det hamnar i H1. Dessa parametrar kommer tillsammans bidra till stora böjmoment i sponten samt att deformationerna i marken blir stora. Enligt Tabell 4.15 och Tabell 4.16 sker deformationerna i x -led enbart på det positiva hållet, alltså förflyttar sig jorden mot schaktgropen och kan bidra till att sponten vill slå utåt mot schaktgropen. Deformationerna minskar även med hårdhetsklasserna eftersom berget är mer intakt och kan stå emot större deformationer.

5.2 Jämförelse av analytisk och numerisk metod

Vid jämförelsen av de två olika metoderna, de analytiska jämviktsberäkningarna och de numeriska beräkningarna, kan det konstateras att förankringskrafterna ligger relativt nära varandra i storhet. Detta innebär att jämviktsberäkningarna ger en god modellering som även fångas vid PLAXIS-simuleringarna. Båda metoderna fångar den globala kraftjämvikten.

Något som dock skilde sig mycket var böjmomenten och tvärkrafterna i de olika metoderna. Vid beräkningen av lasteffekterna i analysdelen idealiserades sponten till en fritt upplagd balk. I de odränerade fallen med stort lager lermorän överensstämde böjmomentkurvorna med varandra medan värdet på deras extrempunkter skiljde sig åt. Anledningen till de stora skillnaderna är antagligen att PLAXIS gör en mer genomgående jord-spontinteraktion medan jämvikten använder sig av förenklade lastblock. Lastblocken ger relativt koncentrerade lastangrepp vilket kan vara orsaken till de höga lasteffekterna. Metoderna har alltså olika antaganden om hur jordtrycket verkar kring sponten. I jämviktsberäkningarna antas sponten vara styv och röra sig i sidled som en styvkropp vilket ger högre böjmoment. I PLAXIS kan sponten istället röra sig mjukare i samband med jorden och ger därför lägre böjmoment.

PLAXIS kunde också fånga upp säkerhetsfaktorerna för de olika fallen. Jämförs sponterna som konstrueras under odränerade förhållanden är de säkerhetsfaktorerna högre än de som konstruerats i dränerade förhållanden. Konstruktionen blir alltså stabilare i de odränerade fallen. Den högsta säkerhetsfaktorn är för det fall som är dimensionerat med ett nedslagningsdjup på 1,5, vilket innebär att det inte påverkar konstruktionen negativt att driva ner sponten till stopp där det går.

5.3 Praktisk projektering

Att nedslagningsdjupet är större i de fall där kalkberget är av H1 är rimligt. Dels är kalkberget mer uppsprucket där och därmed mjukare, vilket minskar bergets förmåga att ta upp lasten från den ovanliggande jorden. De högre hårdhetsklasserna blir markant styvare och det krävs då inte lika stort mothåll för jorden vilket medför ett betydligt mindre nedslagningsdjup. Det är också ett rimligt resultat med avseende på om det faktiskt går att driva sponten ner i kalkberget. I H1 är kalkberget så pass mjukt att en spont går att få ner utan att stöta på ett större motstånd. Med en ökad hårdhetsklass ökar också motståndet i berget och när hårdhetsklassen går upp emot H4 blir det svårt att få ner en spont utan att spräcka berget och då bidra till att de klassas som en lägre hårdhetsklass.

Om schaktning sker ned till berget blir kalkbergets inverkan på sponten som tydligast. Eftersom lermoränen i Skåne är överkonsoliderad bidrar det till att dess odränerade skjuvhållfasthet blir hög. Detta i sin tur medför att lermoränen är kapabel att uppta det aktiva trycket från ovanförliggande gjord utan att schakta ner till kalkberget. I de fall där sponten modelleras som en konsolspont (utan förankringskraft) krävs ett större nedslagningsdjup. När modellering sker under dränerade förhållanden sjunker

lermoränens skjuvhållfasthet och en konsolspont hade då behövts drivas ner ända till kalkberget för att hamna i jämvikt.

Den kompletterande simuleringen indikerar således att ett praktiskt nedslagningsdjup om 1,5 m inte medför några negativa konsekvenser avseende vare sig stabilitet, deformation eller dimensionerande interna krafterna, utan snarare ger en robust och praktiskt genomförbar dimensioneringslösning.

För grundare schakter där kalkberget är måttligt uppsprucket blir det lämpligt med en förankrad stålspons, exempelvis en slagen tätspons. Förankringen blir nödvändig för att nedslagningsdjupet inte ska bli för stort. En stor praktisk nackdel är dock osäkerheten i neddrivning. Enligt undersökningar som gjordes i citytunneln i Malmö är andelen kalkberg av H1 relativt liten. När kalkberget istället är av de högre hårdhetsklasserna blir det svårare att driva ner sponten. Eftersom både köpenhamns- och bryozokalkstenen innehåller partier av flinta kan markundersökningar påvisa en hög hårdhetsklass när det egentligen bara är ett mindre parti. Ett parti med flinta gör också att en slagen tätspons inte blir ett passande val. Vid högre hårdhetsklasser krävs det istället andra typer av stödkonstruktioner såsom en glesspons eller slitsmur. Dessa blir även relevanta när schakterna blir djupare och ett ökat aktivt jordtryck börjar verka mot sponten.

Eftersom kalkberget har en högre permeabilitet än lermoränen finns det risk för hydrauliskt upplyft. I de intressanta fallen skedde schaktning ner till kalkberget vilket innebär att ingen lermorän överlagrade kalkberget i modellerna. I de fall där kalkberget modellerats som H1 sker det viss vertikal förflyttning i schaktgropen men det är med stor sannolikhet berget som deformeras av sponten. Hydrauliskt upplyftning har därför inte beaktats i denna rapport.

5.4 Begränsningar och osäkerheter

De analytiska jämviktsberäkningarna gav en god överblick över hur olika parametrar påverkade resultatet av förankringskraft, nedslagningsdjup och lasteffekter. Det är dock en väldigt förenklad modell som kan göra det svårt att fånga en bild av den verkliga situationen. Den förenklade balkmodellen missar det kontinuerliga jordtrycket mot sponten.

I PLAXIS-modellen modelleras kalkberget utifrån en hårdhetsklass i taget utan att definiera några tydliga sprickzoner. Kalkberget idealiseras som ett homogent material när det i verkligheten kan vara en blandning av de olika hårdhetsklasserna. Mohr-Coulomb är också en förenklad materialmodell, som ger en bra första överblick men det finns andra modeller som också hade kunnat undersökas.

6 Slutsatser

I jordtrycksberäkningar är det viktigt att modellera kalkberget utifrån både friktionsvinkel och effektiv kohesion. Kalkberget beter sig inte som annat berg i den meningen att det inte är en kompakt homogen massa. Det skiljer sig i hårdhet vilket medför skillnader i materialegenskaper. Uppsprucket kalkberg kan därmed modelleras som ett material med friktionsegenskaper med en betydande kohesion.

En tydlig avgränsning kan dras vid H1, eftersom resultaten från H2 till H4 endast visar mindre variationer och följer ett liknande mönster. H1 bör därför betraktas som en separat nivå, medan H2–H4 utgör en mer homogen grupp med liknande egenskaper.

Nedslagningsdjupet i kalkberg är som störst i de mjukare hårdhetsklasserna, speciellt hårdhetsklass 1. Efter det minskar nedslagningsdjupet exponentiellt och skillnaderna blir mindre. Vilken effektiv kohesion som väljs till kalkberget kommer påverka nedslagningsdjupet mer än den effektiva friktionsvinkeln.

För lasteffekterna gäller liknande mönster i de analytiska jämviktsberäkningarna som för nedslagningsdjupet. H1 skiljer sig mycket från övriga högre hårdhetsklasser. Risken med att modellera lasteffekterna med jordtrycksberäkningar är att de blir betydligt högre. En modellering med finita elementmetoden ger mer realistiska värden för hur sponten faktiskt interagerar med kalkberget. Lasteffekterna är starkt modellberoende och påverkas därför av både val av modell och parametrar.

I den praktiska projekteringen är det viktigt att veta vilken typ av kalkberg som sponten kommer att behöva drivas ner i, samt om en eventuell neddrivning kommer göra att kalkberget spricker ännu mer. Kalkberget kan inte modelleras som en intakt homogen bergmassa, utan som en bergmassa med reducerad hållfasthet. Analytiska jämviktsberäkningar räcker för en överblick i fall med grundare schaktdjup, mindre lermorän och att konstruktioner befinner sig i odränerade förhållanden. För mer kritiska fall kan beräkningarna gynnas av en FEM analys för att få en bättre bild av lasteffekter, deformationer och samverkan mellan jord och spont.

7 Rekommendationer för framtida arbeten

Mer omfattande simuleringar i PLAXIS med fler materialmodeller kan ge en mer detaljerad bild av situationen. Kalkberget kan modelleras enligt *The concrete model* i PLAXIS 2D för att se vilka skillnader som hade uppstått för förankringskraften, lasteffekterna samt deformationerna. Det behövs mer information om materialparametrarna för att kunna genomföra en sådan studie.

Ett stort problem med kalkberget är dess stora grundvattenflöde. Det skulle vara intressant att upprätta en flödesmodell för att se hur ett stort flöde hade påverkat stabiliteten och säkerhetsfaktorn på sponten.

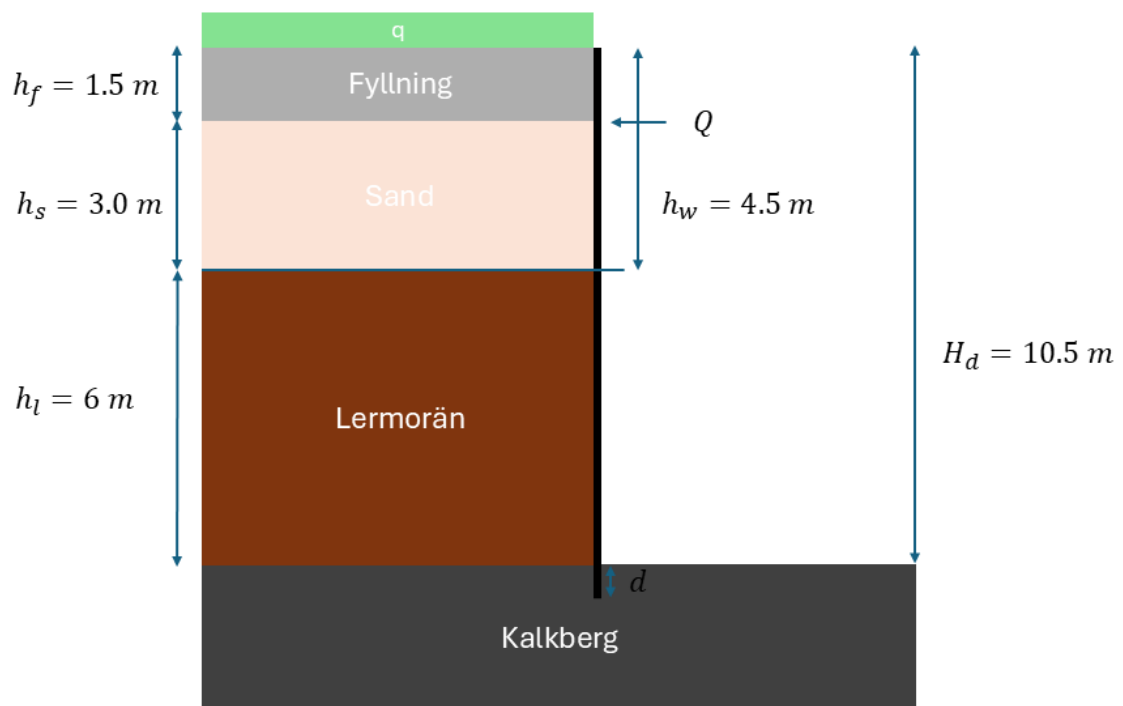
Litteratur

- Berg, Hannah (2021). *Tillståndshantering för vattenverksamhet vid citadellsfogen, Malmö*. Malmö: WSP.
- Bergdahl, Ulf, Per-Evert Bengtsson, Torbjörn Edstam och Agne Gunnarsson (19 febr. 1999). *Strength and Deformation Properties of the Limestone in Malmö*. Tekn. rapport 2-9811-633. Malmö Citytunnel project report. Linköping, Sweden: Swedish Geotechnical Institute (SGI).
- Brattberg, Jonatan (2011). *Deformationer kring spont: Jämförelse mellan fältmätning och FEM-simulering*.
- Citytunneln Project (2002). *Derived Rock Mechanical Parameters for Bryozoan Limestone*. Technical Report. Arbetsmaterial, Rev. 2002-10-29. Citytunneln Project.
- Dahlblom, O och E Tudisco (2019). *Foundation Engineering*. LTH, Lund University.
- DGF (2021). *Planchen er udarbejdet til DGF Bulletin 1, 2021*. PDF-plansch.
- Erlström, Mikael, Jonas Ising, Linda Wickström, Björn Wiberg och Philip Curtis (aug. 2023). *Beskrivning till geologisk 3D-modell över Malmö-Lundområdet*. Tekn. rapport SGU-rapport 2023:09. Uppsala: Sveriges geologiska undersökning (SGU).
- Esko, Daniel, Kärstin Malmberg Person och Magnus Persson (2000). "Skånes Jordarter, skala 1:250000". I.
- Eurocode (2005). *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner Del 1: Allmänna regler*. Teknisk rapport. European Committee for Standardization.
- Frederiksen, J.K., J. Brendstrup, F.S. Eriksen, M.A. Gordon, C. Knudsen, M.E. Jørgensen och H.M. Møller (2003). "Engineering geology of Copenhagen". I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 62, s. 189–206. DOI: 10.1007/s10064-003-0189-2.
- Fredriksson, A, A Kullingsjö, A Ryner och H Stille (2024). *Sponthandboken*. Pålkommisionen.
- Galsgaard, J, J Fredericia, J Frederiksen, L Jakobsen, N Okkels, P Stockmarr och Sørensen (2025). *A guide to engineering geological sample description*. Revision 2. dgf-Bulletin 1. Dansk geoteknisk forening.
- Germundsson, Tomas och Peter Schlyter, utg. (1999). *Atlas över Skåne*. svenska. Sveriges nationalatlas. Sveriges Nationalatlas. ISBN: 91-87760-46-0.
- Hebrand, Mats och Jönsson Lars-Olof (1977). *Rapport rörande fördelning och kvalitet av berg- och jordarter i sydsverige och Danmark med avseende på grusproduktion*. Tekn. rapport. Naturvårdsverket.
- Jackson, Peter (2026). *Diskussion om Kalkberg*. Personligt samtal, 16 februari 2026.
- Jackson, PG, JS Steenfelt, N Foged och J Hartlén (2004). "Evaluation of Bryozoan limestone properties based on in-situ and laboratory element tests". I: *Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization*, s. 19–22.
- Janson, Jan Erik (2003). *Entreprenad E101 Malmö C Nedre, tunnel och ramp Geotekniska förhållanden Handling 8.2*. Malmö: SWECO-COWI JV.
- Kammer Mortensen, Jens och Stefan Gustafsson (febr. 1998). *The Triangeln Station Geotechnical Investigations 1997: Geotechnical Report. Informative English Translation*. Job No. 710072; 97.0470G (Rambøll). Prepared for The Local Streets and Parks

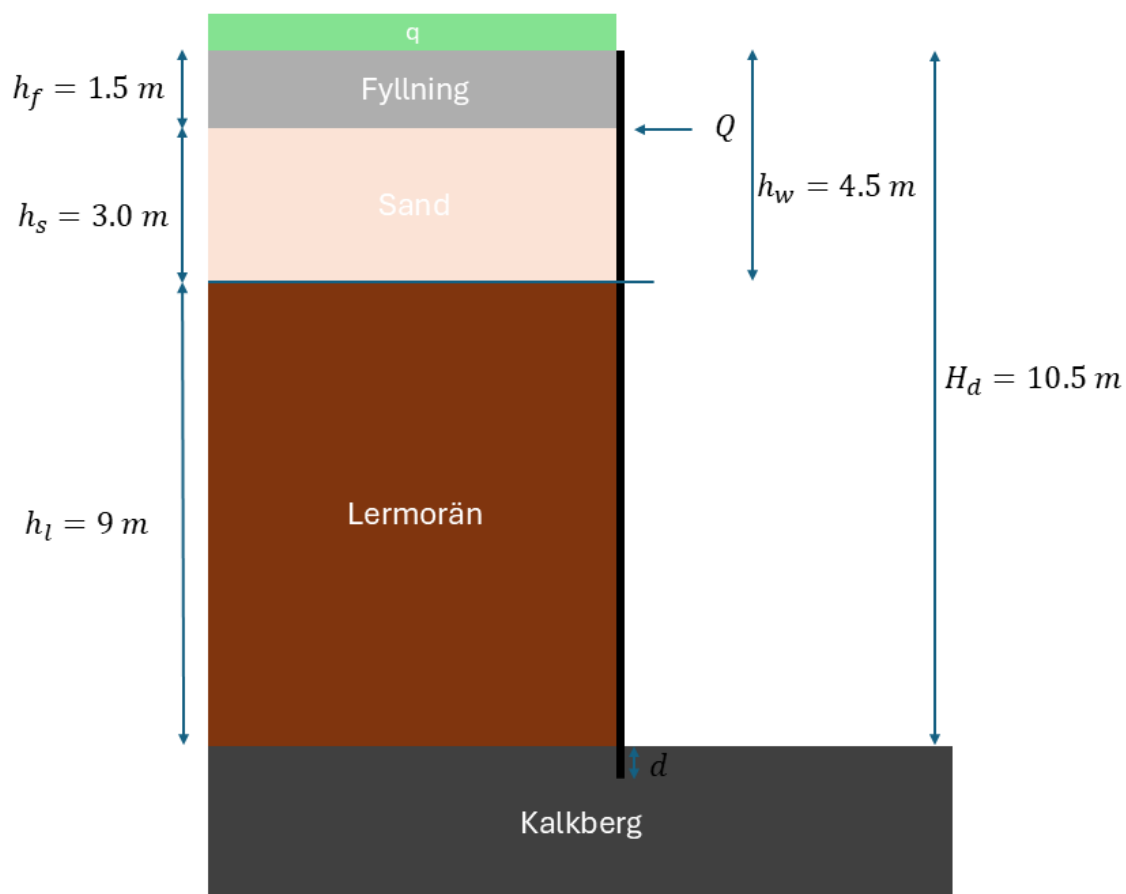
- Department (Gatukontoret) in Malmö, City Tunnel Consultants. Malmö, Sweden: Scandiaconsult Bygg och Mark AB, s. 53.
- Knudsen, C, C Andersen, N Foged, PR Jakobsen och B Larsen (1995). "Stratigraphy and engineering geology of København Limestone". I: *Proceedings of XI ECSMFE, Copenhagen, Denmark. dgf-Bulletin* 11, s. 117–126.
- Larsson, Kristoffer (2026). *Diskussion om sponter i Skåne*. Personligt samtal, 28 Januari 2026.
- Larsson, R (2001). "Investigations and load tests in clay till". I: *Sweden, Swedish Geotechnical Institute, Report* 54.
- Larsson, Rolf (2000). *Lermorän litteraturstudie. Förekomst och geotekniska egenskaper*. Statens geotekniska institut.
- (2008). *Jords egenskaper*. Statens geotekniska institut.
- Ottosen Niels; Petersson, Hans (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Pearson Education.
- Persson, Hannes och Daniel Sigström (2010). "Staged excavation in soft clay supported by a cantilever sheet pile wall: Numerical analysis and field measurements of the effect of using a wailing beam". I.
- PLAXIS (sept. 2025). *PLAXIS 2D 2025.1 Material Models Manual*. Version 2025.1, Last updated September 24, 2025. Seequent, The Bentley Subsurface Company. Delft, The Netherlands.
- PLAXIS 2D Tutorial Manual* (2023). Bentley Systems / Seequent. URL: https://files.seequent.com/PLAXIS/Manuals/PLAXIS_2D/English/PLAXIS_2D_1_Tutorial%20Manual.pdf.
- Ramboll och Scandiaconsult Ramboll JV (sept. 2000). *Citytunneln – Geological Model as per 2000-07-20: Digest Report*. Digest Report Ref. No. BJ406185. Job No. 98.0500L / 710208-60, Edition 2. Virum, Denmark: Ramboll.
- SGI (2025). *Jordarter*. Hämtad 17 februari 2026. URL: <https://www.sgi.se/vara-expertomraden/skred-ras-och-erosion/vad-ar-geoteknik/jordarter>.
- SGU (1998). *Berggrundskartan 2C Malmö SO*. Uppsala.
- (2020). *Postglacialt sand och grus*. Hämtad 26 mars 2026. URL: <https://www.sgu.se/om-geologi/jord/fran-istid-till-nutid/landhojning-fran-havsbotten-till-lerslatt/postglacial-sand-och-grus/>.
- Statens geotekniska institut (2025). *Geoteknisk undersökning*. Senast uppdaterad 2025-12-05, hämtad 2026-03-20. URL: <https://www.sgi.se/vara-expertomraden/fysisk-planering/geoteknisk-undersokning>.
- Svensson, Rolf (2015). *Översiktlig geoteknisk undersökning i Höllviken*. Lund: GeoExperten i Skåne AB.
- Sveriges geologiska undersökning (2023). *Kartvisare och diagram för mätstationer – Grundvattennivåer*. Hämtad 6 mars 2026. URL: <https://www.sgu.se/grundvatten/grundvattennivaer/matstationer/>.

Bilaga A

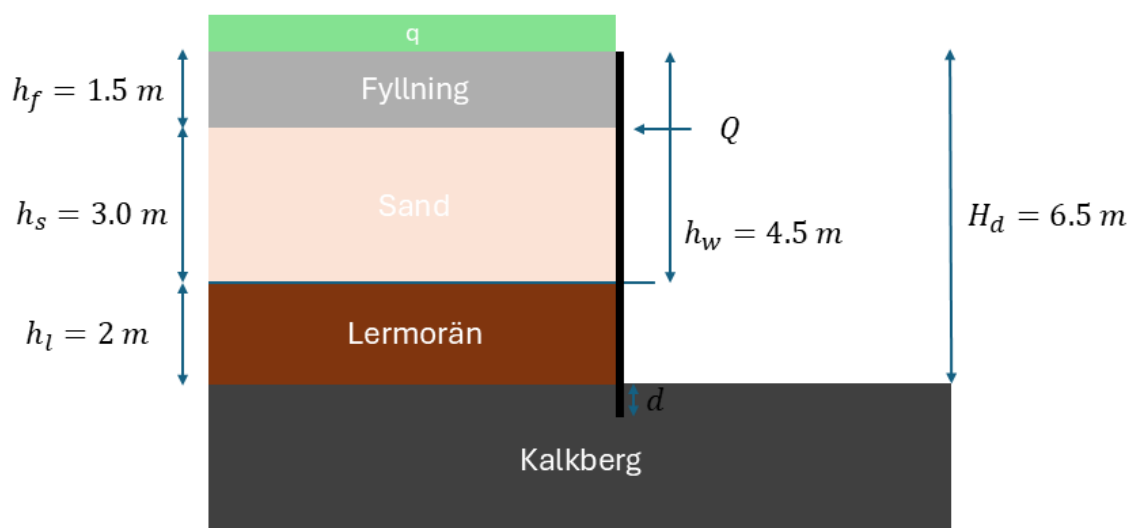
A.1 Beräkningsmodeller



Figur A.1: Grundmodell när schaktning skett till kalkberget

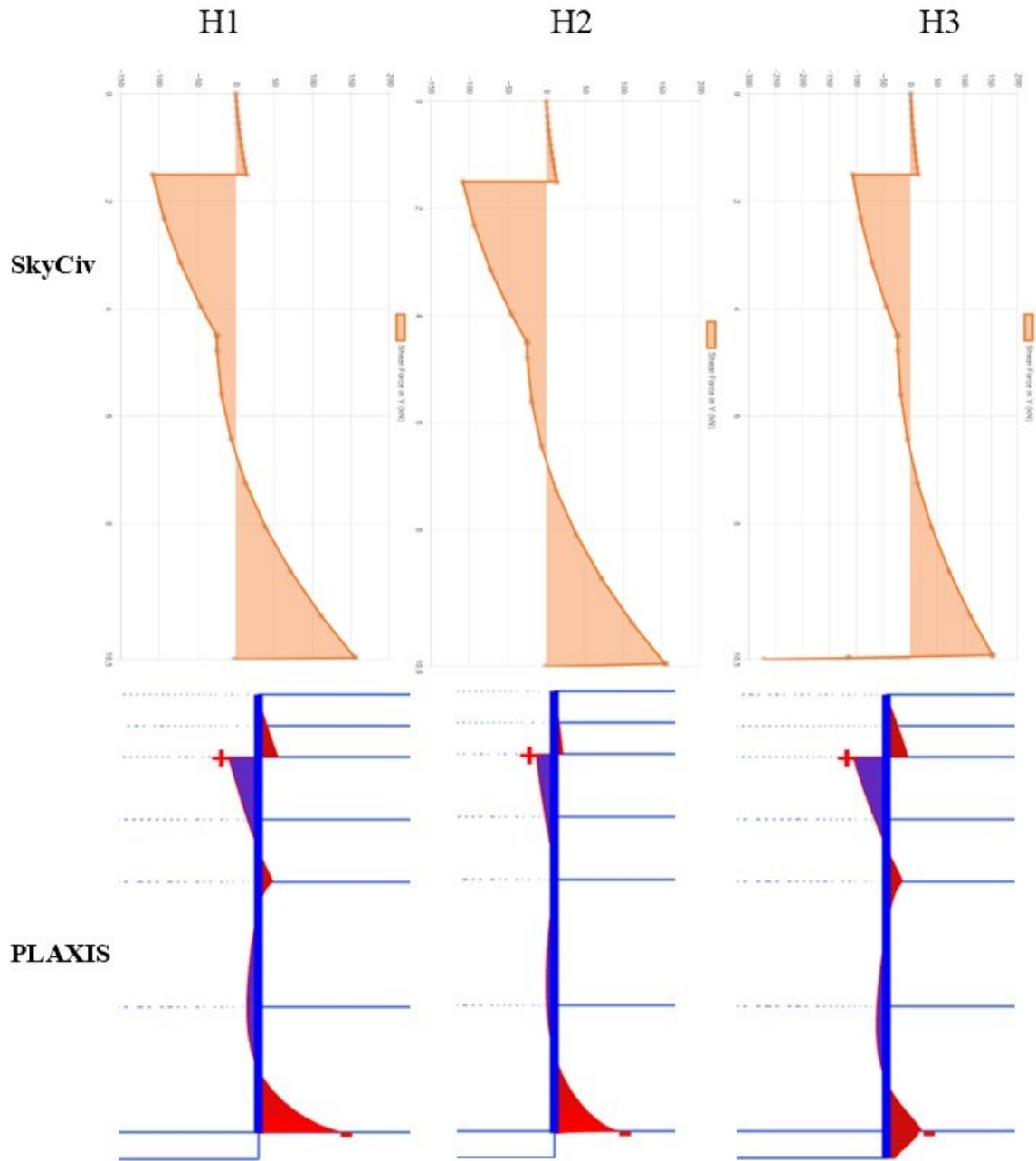


Figur A.2: Grundmodell när schaktning skett till kalkberget, med lermoränmäktighet på nio meter

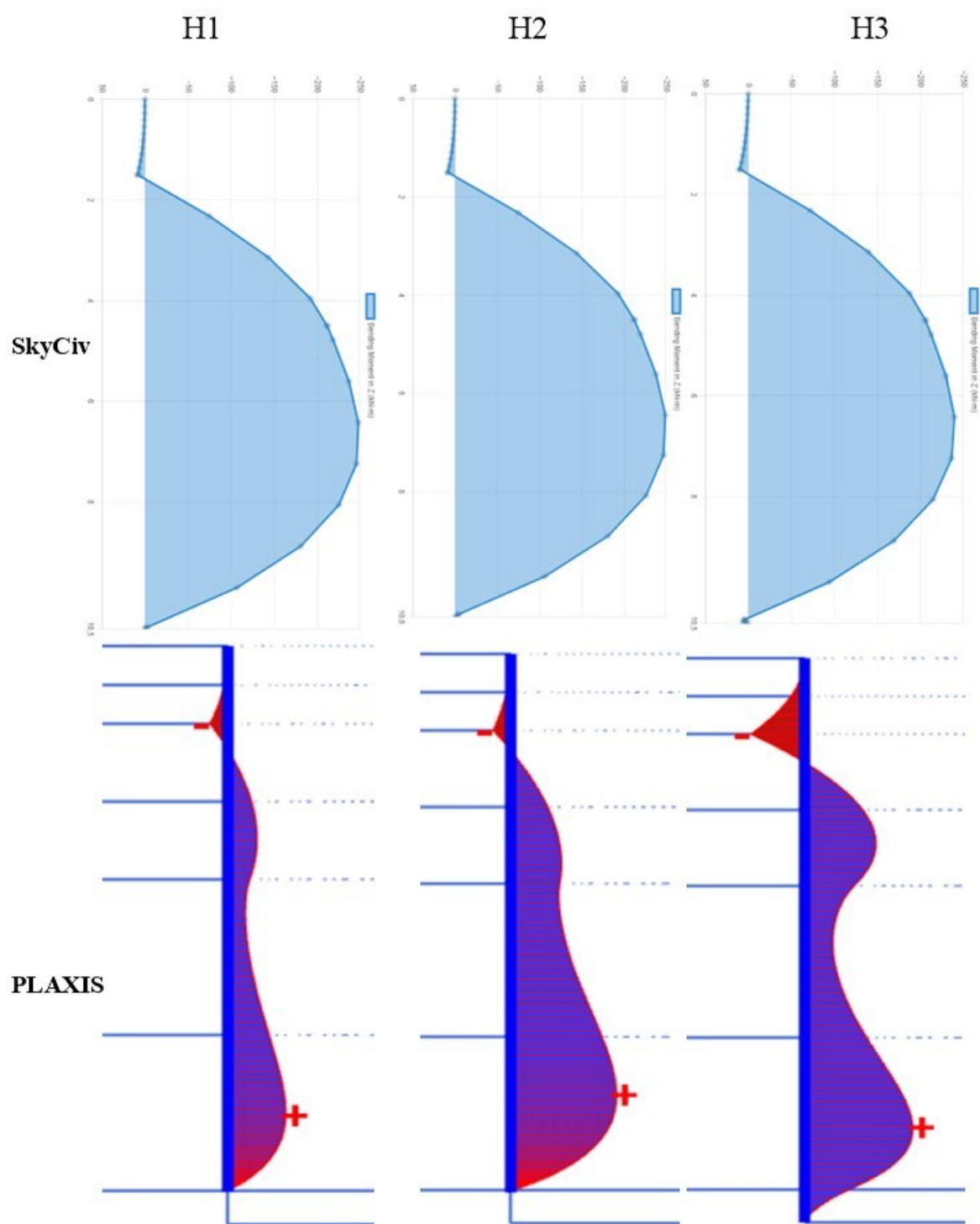


Figur A.3: Grundmodell när schaktning skett till kalkberget, med lermoränmäktighet på två meter

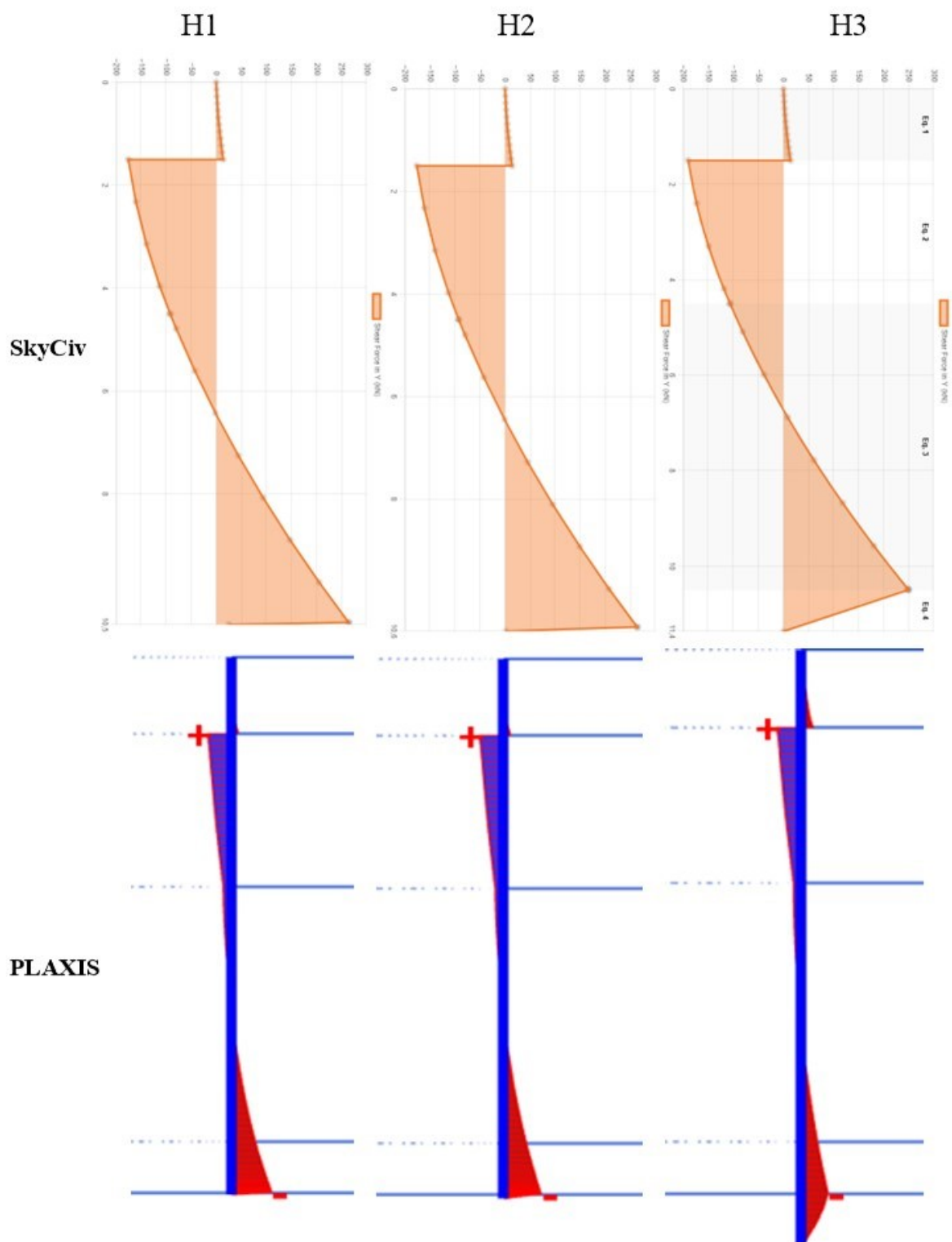
A.2 Jämförelse av böjmoment- och tvärkraftsdiagram från AJB & PLAXIS



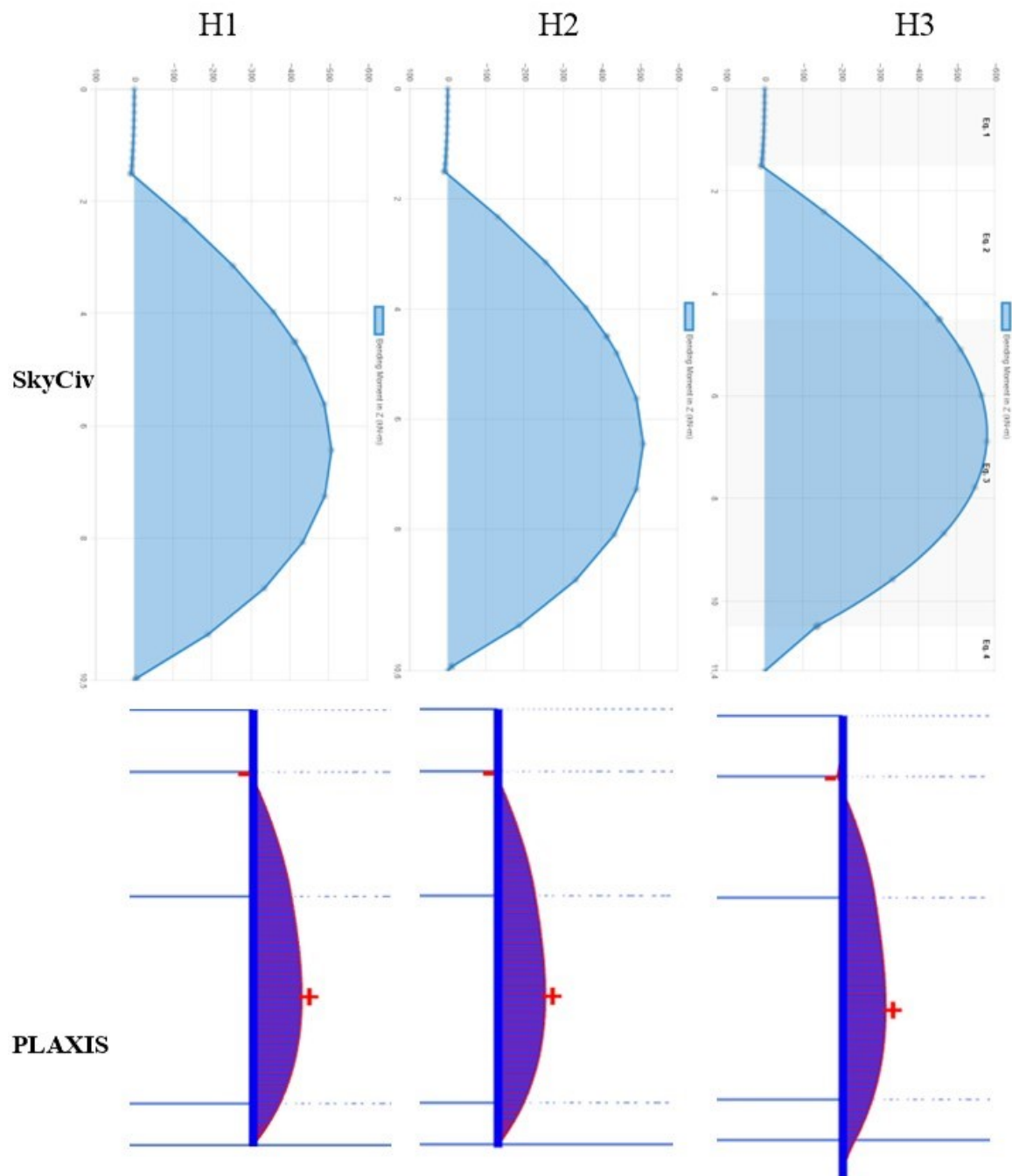
Figur A.4: Tvärkraftsfördelning över sponten med 6 meter lermorän i odränerade förhållanden.



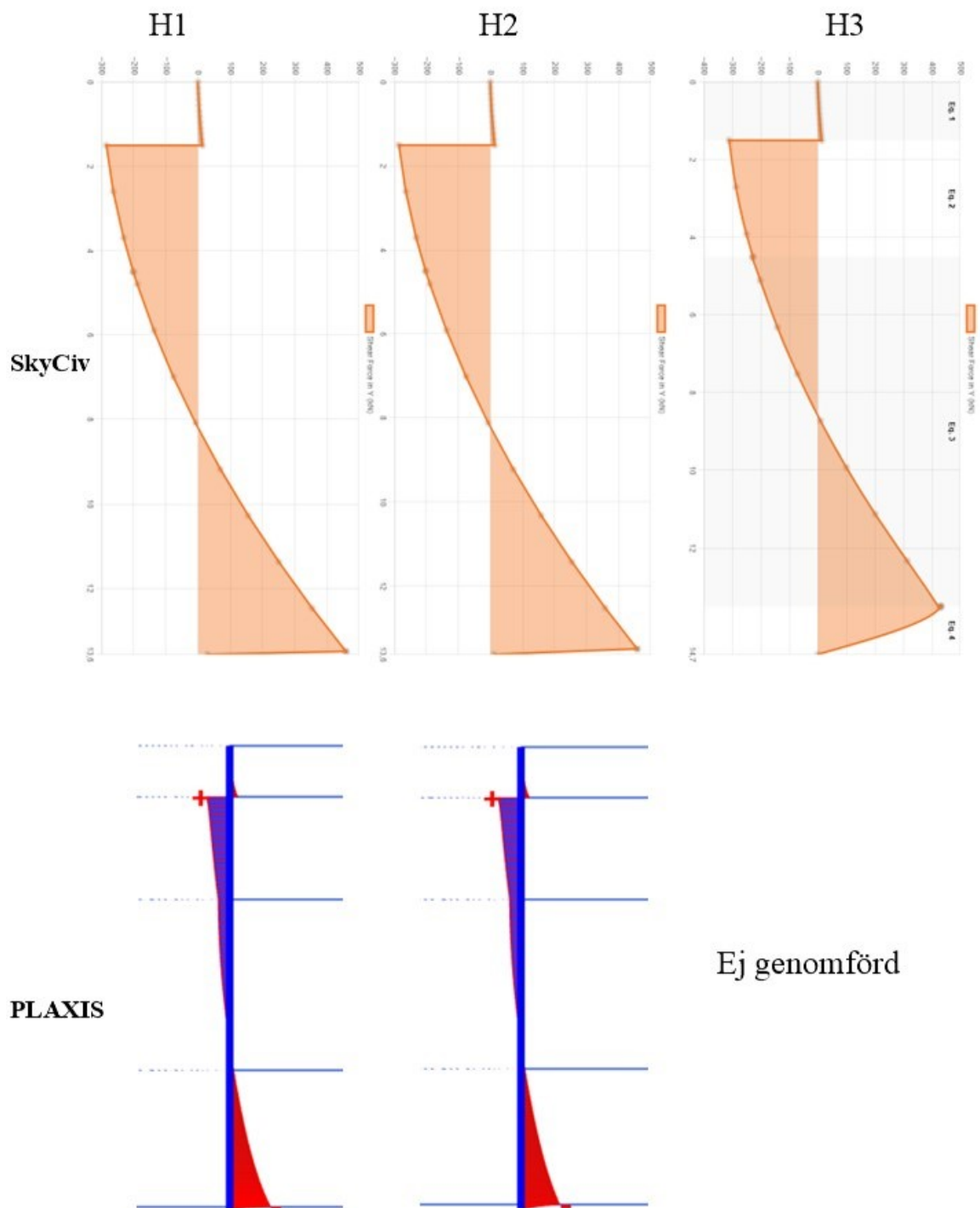
Figur A.5: Böjmomentfördelning över sponten med 6 meter lermorän i odränerade förhållanden.



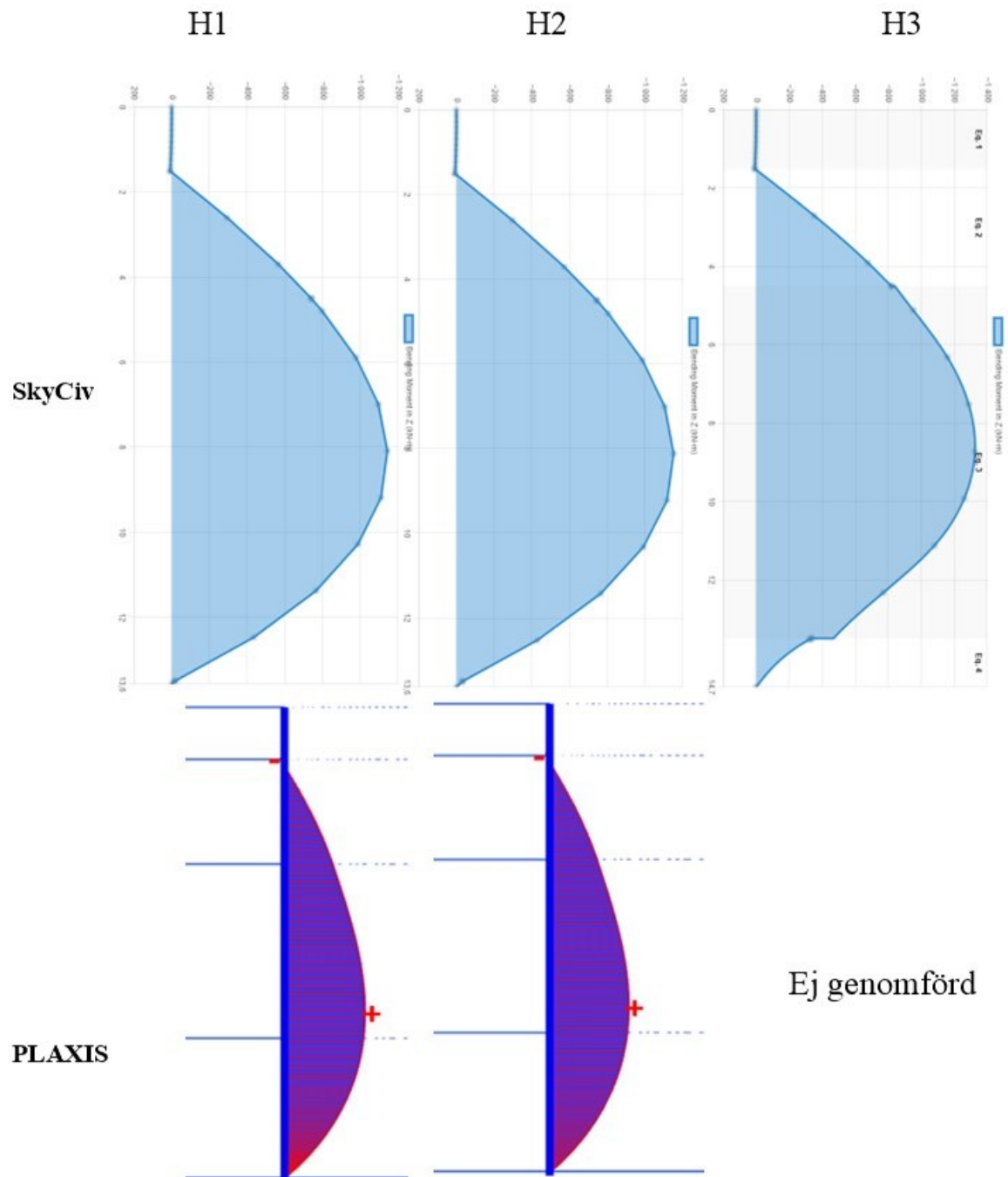
Figur A.6: Tvärkraftsfördelning över sponten med 6 meter lermorän i dränerade förhållanden.



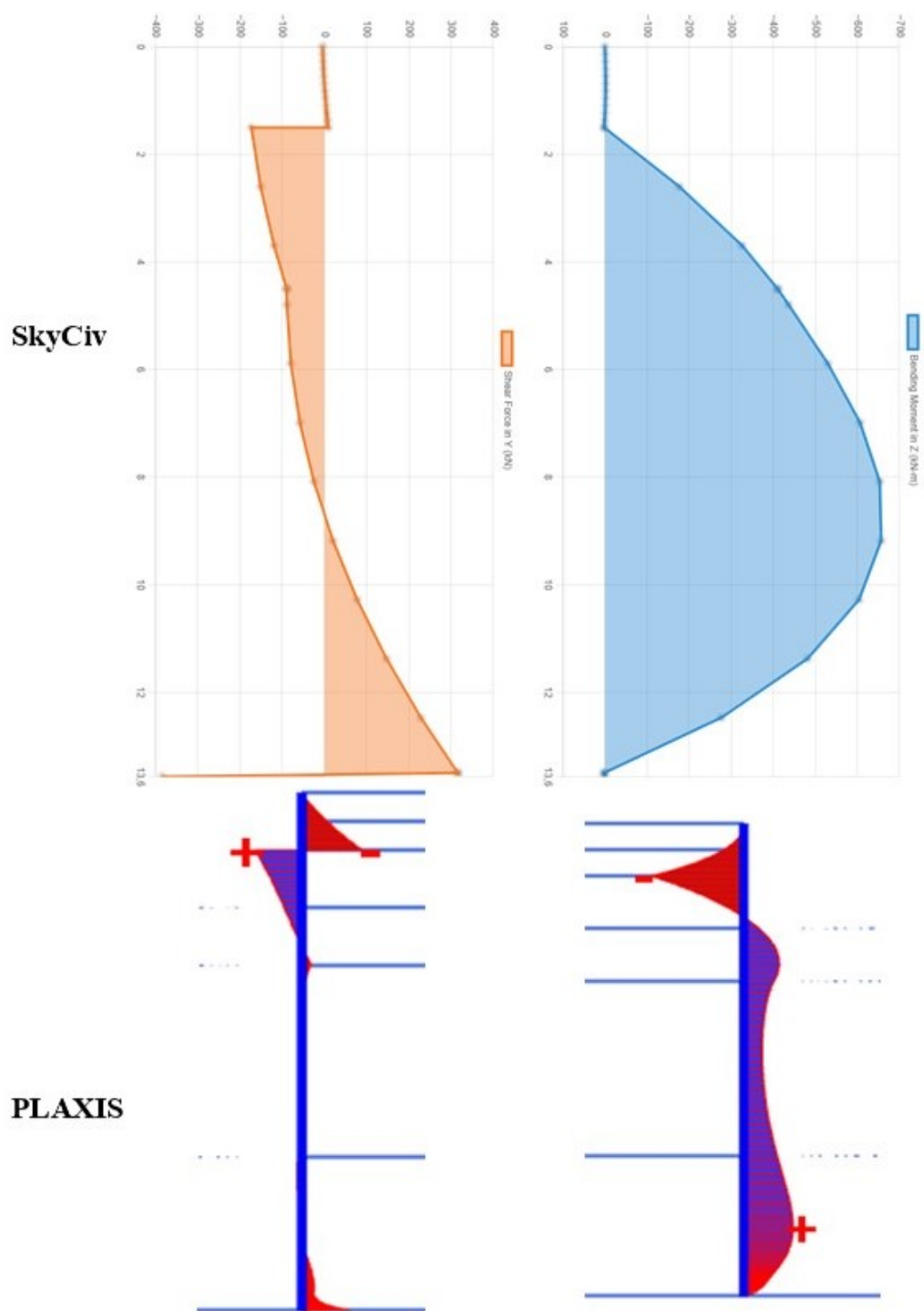
Figur A.7: Böjmomentfördelning över spanten med 6 meter lermorän i dränerade förhållanden.



Figur A.8: Tvärkraftsfördelning över sponten med 9 meter lermorän i dränerade förhållanden.



Figur A.9: Böjmomentfördelning över spanten med 9 meter lermorän i dränerade förhållanden.



Figur A.10: Böjmoments- & tvärkraftsfördelning över spanten med 9 meter lermorän i odränerade förhållanden.