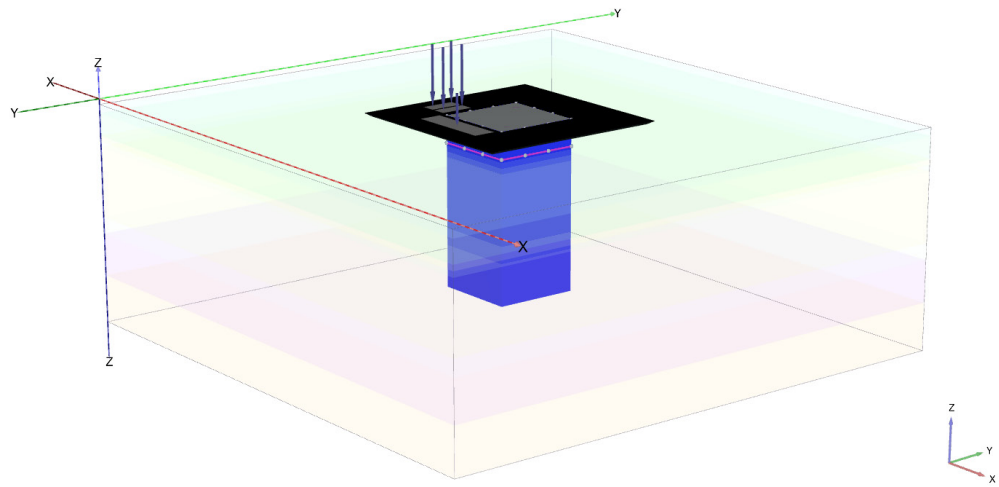




**LUND**  
UNIVERSITY



# **MODELLERING AV PUMPSTATIONSSCHAKT I MJUKA JORDAR**

## **Jämförelsestudie av 2D- & 3D-modellering**

ANTON KJELLBERG och OSKAR RICKARD

Geotechnical  
Engineering

*Master's Dissertation*



DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

## GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--26/5081--SE (1-109) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

# MODELLERING AV PUMPSTATIONSSCHAKT I MJUKA JORDAR

## Jämförelsestudie av 2D- & 3D-modellering

ANTON KJELLBERG och OSKAR RICKARD

Supervisors: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund;  
**JOHAN LINDSTRÖM**, Kristianstad Kommun and **HÅKAN LINDGREN**, Sweco Sverige 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](http://www.geoteknik.lth.se)



# Abstract

Numerical models are commonly used in the design of sheet pile structures to analyse deformations, earth pressures and bending moments in the structure. Two-dimensional models are frequently used in geotechnical design due to their lower model complexity and shorter computation times compared to three-dimensional models. At the same time, three-dimensional models can represent the actual behaviour of the structure in greater detail by accounting for corner effects, load redistribution and interaction between different structural elements.

The aim of this thesis has been to investigate the differences between two-dimensional and three-dimensional modelling in the software PLAXIS through the analysis of a real sheet pile structure at Pump Station P1 in Kristianstad, Sweden. Models of the sheet pile structure were developed in both PLAXIS 2D and PLAXIS 3D, and the results were compared with inclinometer measurements obtained during the construction phase.

The studied structure consists of a watertight sheet pile box supported by struts and wales at three levels. The soil profile mainly consists of organic soil, clay and underlying sand layers with an artesian lower aquifer. The NGI-ADP constitutive model was used to represent the anisotropic behaviour of the thick clay layer and the organic soil.

The results show that the two-dimensional model generally produced larger deformations and higher bending moments than the corresponding three-dimensional model. For the studied case, the maximum deformation in excavation stage 4 obtained from the 2D model was approximately 110 % larger than the deformation obtained from the 3D model. Furthermore, the results indicate that the 3D model was able to reproduce the overall shape of the deformation curve more accurately than the 2D model. When the undrained shear strength of the thick clay layer was reduced, the PLAXIS 3D model also showed significantly better agreement with the inclinometer measurements.

The study demonstrates that three-dimensional modelling can provide a more realistic representation of sheet pile wall deformations and bending moment distributions. However, this also results in increased model complexity and greater demands on the geotechnical investigation data.



# Sammanfattning

Vid projektering av spontkonstruktioner används numeriska modeller för att analysera deformationer, jordtryck och moment i konstruktionen. Tvådimensionella modeller används frekvent inom geoteknisk projektering, då dessa innebär lägre modellkomplexitet och kortare beräkningstider än tredimensionella modeller. Samtidigt kan tredimensionella modeller beskriva konstruktionens verkliga beteende på ett mer detaljerat sätt genom att inkludera hörneffekter, lastomfördelningar och samverkan mellan olika konstruktionselement.

Syftet med detta examensarbete har varit att undersöka skillnaderna mellan tvådimensionell och tredimensionell modellering i programvaran PLAXIS genom analys av en verklig spontkonstruktion vid Pumpstation P1 i Kristianstad. Modeller av spontkonstruktionen har tagits fram i både PLAXIS 2D och PLAXIS 3D och resultaten har jämförts mot inklinometermätningar från byggskedet.

Den studerade spontkonstruktionen utgörs av en tät spontlåda med stämp och hammarband i tre nivåer. Jordprofilen består huvudsakligen av gyttja, lera och underliggande sandlager med en artesisk undre akvifär. För det mäktiga lerlagret och gyttjan har jordmodellen NGI-ADP använts.

Resultaten visar att den tvådimensionella modellen generellt ger större deformationer och högre böjmoment än motsvarande tredimensionella modell. För det studerade fallet uppvisade 2D-modellen en maximal deformation i schaktsteg 4 som var cirka 110 % större än deformationen i 3D-modellen. Vidare visar resultaten att 3D-modellen bättre kan återspegla deformationernas övergripande form jämfört med 2D-modellen. När den odränerade skjuvhållfastheten reducerades i det mäktiga lerlagret kunde PLAXIS 3D-modellen dessutom uppvisa betydligt bättre överensstämmelse med inklinometermätningarna.

Arbetet visar att tredimensionell modellering kan ge en mer verklighetsnära beskrivning av spontkonstruktioners deformationer och momentfördelning, men att detta samtidigt medför högre modellkomplexitet och större krav på geotekniskt undersökningsunderlag.



# Förord

Denna rapport är en del av ett examensarbete som utgör det sista momentet på civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad på Lunds Tekniska Högskola.

Examensarbetet är utfört i samarbete med Sweco Sverige AB, Kristianstad Kommun samt avdelningen för geoteknik på LTH.

Vi vill rikta ett stort tack till Johan Lindström, Håkan Lindgren, Wik Breure och Erika Tudisco som har varit till stor hjälp under denna vår.

För att knyta ihop dessa fem år avslutar vi vår tid på LTH på samma sätt som vi en gång inledde den. För fem år sedan genomförde vi, Anton och Oskar, vårt första projekt inom teknisk geologi tillsammans. Nu sätter vi punkt för vår utbildning genom att lämna in detta examensarbete.

Slutligen vill vi tacka familj och vänner som har varit till stort stöd under dessa år.

Lund, Maj 2026

*Anton Kjellberg & Oskar Rickard*



# Innehåll

<b>Abstract</b>	<b>I</b>
<b>Sammanfattning</b>	<b>III</b>
<b>Förord</b>	<b>V</b>
<b>Innehåll</b>	<b>IX</b>
<b>1 Inledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrund . . . . .	1
1.2 Syfte . . . . .	1
1.3 Avgränsningar . . . . .	1
1.4 Frågeställningar . . . . .	2
1.5 Metod . . . . .	2
1.6 Användning av generativ AI . . . . .	3
<b>2 Teori</b>	<b>5</b>
2.1 Spont . . . . .	5
2.1.1 Stålspont . . . . .	5
2.1.2 Hammarband och Stämp tillsammans med Spont . . . . .	6
2.2 Jordmekanik . . . . .	6
2.2.1 Klassificering av jord . . . . .	7
2.2.2 Spänning i jord . . . . .	8
2.2.3 Grundvatten . . . . .	10
2.2.4 Mohr-Coulombs brottkriterium . . . . .	10
2.2.5 Trescas Brottkriterium . . . . .	11
2.2.6 Jordtryck . . . . .	12
2.3 Deformations- och Hållfasthetssegenskaper . . . . .	15
2.3.1 Konsolidering . . . . .	16
2.3.2 Skjuvhållfasthet . . . . .	17
2.4 Modeller för jord . . . . .	19
2.4.1 Konstitutiva samband . . . . .	19
2.4.2 Elasticitet . . . . .	20
2.4.3 Plasticitet . . . . .	21
2.4.4 Deformationsmoduler i jordmaterial . . . . .	22
2.5 Finita elementmetod i PLAXIS . . . . .	23
2.5.1 PLAXIS . . . . .	24
2.5.2 PLAXIS 2D . . . . .	24
2.5.3 PLAXIS 3D . . . . .	26
2.6 Jordmodeller i PLAXIS . . . . .	27

2.6.1	Mohr-Coulomb . . . . .	27
2.6.2	NGI-ADP . . . . .	29
2.7	Konstruktionselement i PLAXIS . . . . .	31
2.7.1	Nod-till-nod-ankare . . . . .	31
2.7.2	3D balkelement . . . . .	31
2.7.3	Plattelement . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Referensprojekt</b> . . . . .	<b>35</b>
3.1	Spontkonstruktion . . . . .	36
3.2	Geotekniska Undersökningar . . . . .	38
3.3	Geotekniska Förhållanden . . . . .	39
3.3.1	Jordlagerföljd . . . . .	39
3.3.2	Hydrogeologiska Förhållanden . . . . .	39
3.4	Inklinometermätningar . . . . .	41
<b>4</b>	<b>Metod och beräkningsmodell</b> . . . . .	<b>43</b>
4.1	Antaganden och förenklingar . . . . .	43
4.2	Parameterval för jordmaterial i PLAXIS . . . . .	43
4.2.1	NGI-ADP . . . . .	44
4.2.2	Mohr-Coulomb . . . . .	46
4.2.3	Berg . . . . .	47
4.2.4	Grus . . . . .	47
4.3	Parameterval för konstruktionselement . . . . .	47
4.3.1	Hammarband och stämp . . . . .	48
4.3.2	Spont . . . . .	50
4.3.3	Betongplatta . . . . .	52
4.3.4	Anslutningar . . . . .	52
4.4	Lastförhållanden . . . . .	53
4.5	Inmatning i programmet . . . . .	55
4.5.1	2D . . . . .	55
4.5.2	3D . . . . .	57
4.6	Tillvägagångsätt . . . . .	58
4.6.1	Korrigerig av resultat . . . . .	58
4.7	Skillnader mellan 2D- och 3D-modell . . . . .	59
<b>5</b>	<b>Resultat</b> . . . . .	<b>61</b>
5.1	Validering av modeller . . . . .	61
5.1.1	Portryck . . . . .	61
5.1.2	Odränerad skjuvhållfasthet . . . . .	63
5.1.3	Mesh . . . . .	65
5.2	Stämpplast . . . . .	67
5.3	Moment Spont . . . . .	69
5.3.1	2D . . . . .	69
5.3.2	3D . . . . .	70
5.3.3	Anpassad 3D-modell . . . . .	70
5.3.4	Sammanställning . . . . .	71
5.4	Deformation Spont . . . . .	72
5.4.1	2D . . . . .	72
5.4.2	3D . . . . .	74

5.4.3	Anpassad 3D-modell . . . . .	75
5.4.4	Sammanställning . . . . .	77
<b>6</b>	<b>Diskussion och analys</b>	<b>79</b>
6.1	Jämförelse 2D & 3D med identiska inparametrar . . . . .	79
6.2	Jämförelse mellan inklinometer & PLAXIS . . . . .	80
6.3	Anpassad modell . . . . .	81
6.4	Osäkerheter och felkällor . . . . .	81
<b>7</b>	<b>Slutsatser</b>	<b>83</b>
7.1	Förslag till vidare studier . . . . .	83
	<b>Litteratur</b>	<b>85</b>
<b>A</b>	<b>Jordlagerföljd</b>	<b>87</b>
<b>B</b>	<b>Momentfördelning 2D-modell</b>	<b>89</b>
<b>C</b>	<b>Momentfördelning 3D-modell</b>	<b>93</b>
<b>D</b>	<b>Momentfördelning anpassad 3D-modell</b>	<b>97</b>
<b>E</b>	<b>Deformation 2D-modell</b>	<b>101</b>
<b>F</b>	<b>Deformation 3D-modell</b>	<b>105</b>
<b>G</b>	<b>Deformation anpassad 3D-modell</b>	<b>109</b>



# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Under de senaste åren har Kristianstads kommun anlagt flertalet pumpstationer för spill- och dagvatten. Anläggningen av dessa pumpstationer har inneburit större schakter innanför stödkonstruktionerna. Vissa av schakterna har sammanfallit med utmanande grundläggningsförhållanden i linje med SGI Rapport 1, *Jordegenskaper*.

Vid dimensionering av de aktuella stödkonstruktionerna har endast begränsade marktekniska undersökningar genomförts, och beräkningarna har utförts i 2D med förenklade antaganden. I dessa 2D-analyser har de kvadratiska spontkonstruktionerna, med typiska mått omkring 15×15 meter, idealiserats som konstruktioner med oändlig utsträckning. Detta antagande har sannolikt bidragit till en viss grad av överdimensionering. Samtidigt har inklinometermätningar under byggskedet visat att de använda Mohr–Coulomb-modellerna inte fullt ut fångar jordlagrens verkliga respons, vilket ytterligare belyser behovet av mer avancerad och platsanpassad modellering.

Inför planeringen av ytterligare pumpstationer i Kristianstad har mer avancerade markundersökningar genomförts i liknande geotekniskt utmanande områden. Denna data kan kopplas till tidigare projekt och användas i dimensioneringsberäkningar mot uppmätta deformationer för att förbättra noggrannheten i framtida dimensionering, särskilt genom mindre förenklingar och 3D-modellering.

## 1.2 Syfte

Examensarbetets syfte är att utvärdera och jämföra dimensionering av spontkonstruktioner med 2D- respektive 3D-modellering. Detta för att kunna dra slutsatser kring när det är kostnadseffektivt att använda en dyrare och mer avancerade metod under dimensioneringsfasen.

## 1.3 Avgränsningar

Examensarbetets omfattning och tvärvetenskapliga karaktär har medfört att ett antal avgränsningar har varit nödvändiga för att möjliggöra fokus på de delar som bedömts mest relevanta för studiens syfte. Följande avgränsningar har tillämpats:

- Den modellerade spontkonstruktionen baseras på konstruktionsritningar framtagna av geotekniker inom Kristianstadsprojektet.

- Ursprungliga geotekniska parametrar för jordlagren har tagits fram i samråd med handledare som varit delaktiga i projekteringen av spontkonstruktionen. Någon fullständig egen utvärdering av samtliga geotekniska undersökningar har därför inte genomförts, utan endast de analyser som bedömts nödvändiga för att kalibrera och validera PLAXIS-modellerna.
- De jordmodeller som används i arbetet redovisas och beskrivs översiktligt, men någon djupare analys av modellernas matematiska formuleringar och teoretiska bakgrund genomförs inte. För vidare information hänvisas till PLAXIS materialmodellsmanual [1].
- Konstruktionstekniska avgränsningar avseende deformationsegenskaper och anslutningsdetaljer har genomförts och redovisas i avsnitt 4.3.4.
- Ingen tidsberoende analys av spontkonstruktionen genomförs i PLAXIS. Effekter kopplade till konsolidering, krypning och byggtidens faktiska varaktighet beaktas därmed inte i modellerna.
- Utöver jordens bärighetsförmåga behandlar geoteknik även miljögeotekniska aspekter. Detta innebär att marken bör undersökas innan en konstruktion uppförs för att identifiera och utesluta eventuella hälso- och miljörisker [2]. Dessa aspekter kommer dock inte att behandlas vidare i denna rapport.

## 1.4 Frågeställningar

De frågeställningar som söks svar på i detta examenarbete är följande:

- Vilka skillnader uppstår i beräknade snittkrafter (moment och tvärkrafter) i sponten mellan 2D- och 3D-analys i PLAXIS?
- Hur skiljer sig de beräknade deformationerna av spontkonstruktionen mellan PLAXIS 2D och PLAXIS 3D?
- Under vilka omständigheter är en förenklad 2D-modellering tillräcklig, och när krävs 3D-modellering för att erhålla en säker och kostnadseffektiv design?

## 1.5 Metod

Arbetet innefattar numeriska simuleringar i finita elementprogrammet PLAXIS av responsen hos en specifik spontkonstruktion i Kristianstad, benämnd pumpstation P1. Syftet med simuleringarna är att analysera spontkonstruktionens deformationer under byggskedet samt att undersöka skillnader mellan tvådimensionell och tredimensionell modellering.

Under arbetets gång har modeller av spontkonstruktionen byggts upp i både PLAXIS 2D och PLAXIS 3D. Modellerna har utformats för att efterlikna de geotekniska förhållandena, grundvattenförhållandena och byggsekvensen för referensprojektet.

Schakt, installation av stämp och förändringar i grundvattennivåer har modellerats stegvis för att representera byggskedets olika faser.

Resultaten från de numeriska analyserna utvärderas genom jämförelse mellan 2D- och 3D-modellerna samt mot inklinometermätningar utförda på spontkonstruktionen under byggskedet. Inklinometermätningarna används därmed som referens för att bedöma modellernas förmåga att beskriva spontkonstruktionens verkliga beteende och deformationer.

## 1.6 Användning av generativ AI

Under arbetets gång har den generativa AI-applikationen ChatGPT använts som stöd vid språklig bearbetning av rapporttexten, exempelvis för rättstavning, omformuleringar och språklig feedback. AI-verktyget har inte använts för att självständigt generera innehåll till rapporten, utan endast som stöd vid bearbetning och förbättring av texter som författarna själva tagit fram.

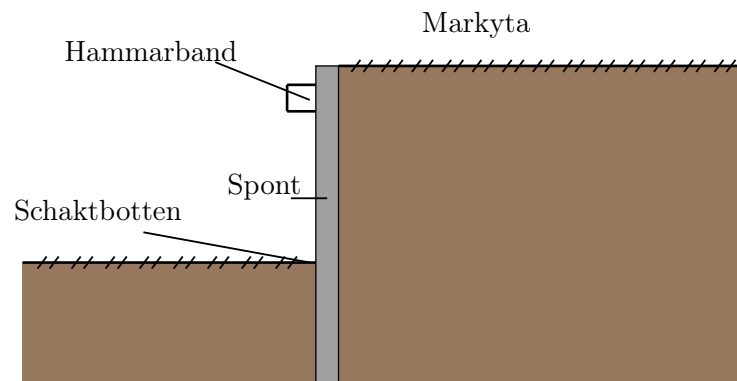


## 2 Teori

### 2.1 Spont

Vid grundläggningsarbeten, särskilt vid schaktsarbeten, används ofta spontkonstruktioner för att motverka markförskjutningar som i sin tur kan leda till ras. Vid grundare schakter kan stabilitetsproblem i många fall hanteras genom att anlägga slänter. Vid djupare schakter är detta dock inte alltid möjligt eller praktiskt genomförbart. I sådana fall kan en spontkonstruktion användas som en stödkonstruktion som fungerar som en vägg mellan schaktet och den omgivande jorden.

Spontkonstruktioner kan vara både temporära och permanenta, men används oftast temporärt under grundläggningsfasen. Under schaktsarbetet installeras sponten och fungerar som stöd tills schaktbotten har nåtts och en bottenplatta i betong har gjutits. När bottenplattan är färdigställd kan sponten i många fall demonteras.



**Figur 2.1:** Schematisk illustration av en spontkonstruktion med hammarband.

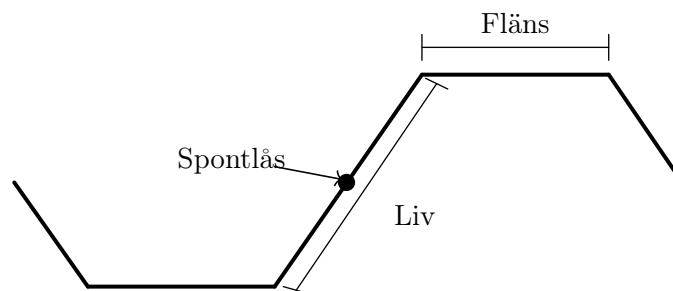
Spontkonstruktioner kan tillverkas av olika material, men de vanligaste materialen är stål, betong och trä. Konstruktionernas utformning varierar beroende på syfte och materialval. Sponten kan utformas som antingen tät eller gles, men om sponten passerar grundvattennivån är det generellt önskvärt att konstruktionen är tät för att begränsa grundvatteninflöde. Exempel på olika sponttyper är sekantpålevägg, slitsmur och profilerad spont. I Figur 2.1 visas en schematisk bild över en spontkonstruktion med hammarband.

#### 2.1.1 Stålspont

En vanlig typ av spont är stålspont, vilket är en spontkonstruktion tillverkad av stål med en profilerad form. Profileringen ger sponten en högre böjstyvhet jämfört med exempelvis en helt slät plank. De profilerade spontplankorna förses även med lås i kanterna, vilket gör att plankorna kan kopplas samman och bilda en relativt tät

konstruktion som motverkar inträngning av vatten.

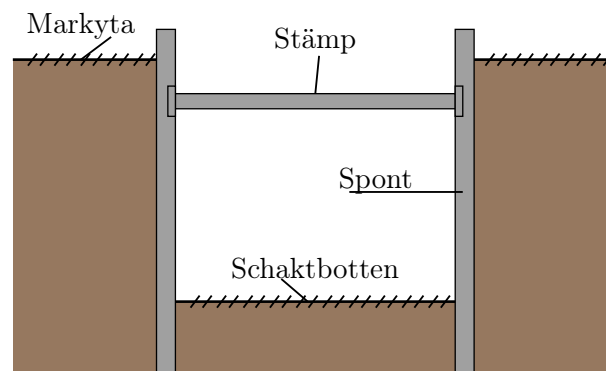
Vid installation drivs spontplankorna ned i marken genom slagning eller vibration. När plankorna förs ned i marken kopplas de samman genom låsen, vilket resulterar i en sammanhängande och tät spontvägg. Spontens profil kan variera beroende på användningsområde och förutsättningar, men de vanligaste profilerna är U- och Z-profiler. Ett exempel på en stålspont med U-profil, vilket är den typ av spontprofil som behandlas i detta examensarbete, visas i Figur 2.2.



**Figur 2.2:** U-profil med spontlåset genom den neutrala axeln.

### 2.1.2 Hammarband och Stämp tillsammans med Spont

För att ytterligare förstärka en spontkonstruktion kan kompletterande konstruktions-element användas. Vanliga exempel är stämp och hammarband, vilka ofta används i kombination. Hammarband svetsas vanligtvis fast längs spontväggen och fungerar som ett lastfördelande element som fördelar lasterna från sponten till stämpan. Stämpan placeras mellan två spontväggar och fungerar därmed som ett tryckt konstruktionselement som motverkar deformation av spontväggen. En schematisk illustration av en spontkonstruktion med stämp visas i Figur 2.3.



**Figur 2.3:** Schematisk illustration av en spontkonstruktion med stämp.

## 2.2 Jordmekanik

Geotekniska kunskaper är viktiga i samtliga skeden av planering och byggande, eftersom det är nödvändigt att säkerställa att jorden under en anläggning klarar de

laster som den utsätts för. Detta är avgörande för att undvika problem såsom skred eller sättningar som kan påverka konstruktionens bärrighet [2].

Vid geoteknisk dimensionering finns det ett antal parametrar som behöver beaktas. Jordens hållfasthet samt dess beteende vid belastning är två centrala faktorer i detta sammanhang. *Friktionsjordar* och *kohesionsjordar* är två typer av jordar som uppvisar olika hållfasthet och olika beteende vid belastning, vilket leder till att olika beräkningsmetoder används. Dessa jordtyper skiljer sig främst åt genom kornfraktionen, vilket i sin tur ger upphov till olika egenskaper.

### 2.2.1 Klassificering av jord

Det har inom geotekniken arbetats fram mängder av sätt att fånga upp de variationer som finns för jordmaterial. Grundidén med att klassificera jord är att jämföra jorden med värden från andra jordar som påvisar liknande egenskaper. Efter tillräckligt stor datainsamling kring en viss gruppering blir denna en egen klass vars data sedan kan tillämpas för att bedöma jordmaterial som påvisar liknande egenskaper.

Jordmaterial är sammansatta av korn eller partiklar som tillsammans formar ett lastbärande kornskelett. Det är kornstorlek och individuell variation som tillsammans med kornfördelningen i jorden är av central betydelse då jordartsklassificering ska bestämmas. Av denna anledning har det i Sverige blivit standard att jordarter benämns utifrån kornstorlek där jordarter delas upp i huvudgrupper samt undergrupper. Huvudgrupper och undergrupper som används är redovisade i Tabell 2.1.

Klassificeringen används för att på ett överskådligt sätt gruppera jordarter, men den ger ingen direkt information om materialens tekniska egenskaper. Av denna anledning används även alternativa indelningar för att beskriva exempelvis hållfasthets- och deformationsegenskaper. Utifrån dessa egenskaper delas jordmaterial in i friktionsjord, mellanjord (silt) och kohesionsjord.

Friktionsjord omfattar de grövre kornfraktionerna block, sten, grus och sand. Kornskelettet hålls samman av friktionskrafter som uppstår genom kontakt mellan partiklarna och bidrar till materialets skjuvhållfasthet. Dessa material antas generellt vara dränerande och saknar draghållfasthet, vilket innebär att de inte kan uppta dragkrafter. Hållfastheten är beroende av den effektiva normalspänningen; en ökad normalspänning medför en ökad stabilitet i materialet.

Till skillnad från friktionsjord hålls kohesionsjordars kornskelett samman av kohesionskrafter. Denna jordtyp utgörs huvudsakligen av de finaste kornfraktionerna, såsom lera, samt organiska jordarter som gyttja och dy. Kohesionen utgör den dominerande komponenten av skjuvhållfastheten och verkar som en bindande kraft mellan jordpartiklarna.

Mellanjord består huvudsakligen av silt och uppvisar egenskaper som är typiska för både friktions- och kohesionsjordar. Denna jordtyp behandlas därför separat, eftersom dess mekaniska beteende utgör en kombination av båda dessa egenskaper.

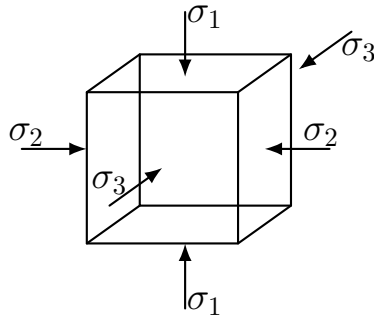
**Tabell 2.1:** Indelning av jordarter efter kornstorlek.

Fraktionsgrupp	Huvudgrupp	Undergrupp	Kornstorlek (mm)
	<b>Block</b>		
Block och sten	<b>Sten</b>	Klippblock	> 2000
		Stenblock	2000 – 600
		Grovsten	600 – 60
		Mellansten	600 – 200
	<b>Grus</b>		
Grovjord	<b>Sand</b>	Grovgrus	60 – 20
		Mellangrus	20 – 6
		Fingrus	6 – 2
		Grovsand	2 – 0.6
		Mellansand	0.6 – 0.2
		Finsand	0.2 – 0.06
	<b>Silt</b>		
Finjord	<b>Ler</b>		0.06 – 0.002
		Grovsilt	0.06 – 0.02
		Mellansilt	0.02 – 0.006
		Finsilt	0.006 – 0.002
		Grovler	0.002 – 0.0006
		Finler	< 0.0006

### 2.2.2 Spänning i jord

Spänningar i jord uppstår på liknande sätt som i andra material, antingen till följd av externa laster eller från egentyingden hos de jordlager som ligger ovanför [3]. Jord skiljer sig dock från många andra material genom att det endast kan överföra tryckande normalspänningar och inte dragspänningar. Dessutom har vatten i jordens porer en betydande inverkan på hur spänningar fördelas och överförs i materialet.

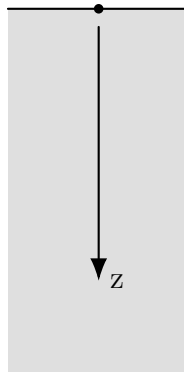
Eftersom normalspänningar i jord i regel är tryckspänningar är det inom geoteknik praxis att använda en omvänd teckenkonvention jämfört med klassisk kontinuummekanik. Detta innebär att tryckspänningar definieras som positiva medan dragspänningar betraktas som negativa [3]. Spänningstensorn betecknas med  $\sigma$ , och teckenkonventionerna illustreras i Figur 2.4. I figuren antas den största spänningen verka i vertikal riktning, medan den minsta spänningen verkar i horisontell riktning [3].



**Figur 2.4:** Huvudspänningar på ett jordelement.

### Vertikal spänning

Som tidigare nämnts är den vertikala spänningen i jord generellt den största och betecknas  $\sigma_1$ . Vid beräkningar kan den vertikala spänningen även definieras som  $\sigma_z$ , där  $z$  anger positionen i vertikal led i jorden, se Figur 2.5.



**Figur 2.5:** Vertikal riktning definierad nedåt i jord.

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (2.1)$$

där  $h$  är jordlagrets tjocklek. nedan [4]. Vidare representerar  $\gamma$  tungheten på respektive jordlager enligt

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (2.2)$$

### Effektivspänning

Den spänning som oftast är mest relevant vid beräkningar är effektivspänningen, vilken bestäms av den totala vertikala spänningen i kombination med porvattentrycket. Effektivspänningen betecknas  $\sigma'_z$  och representerar den genomsnittliga spänningen i

kornskelettet utan tillskott från porvattentrycket. Denna spänning har en central betydelse inom jordmekaniken och kan beräknas enligt

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad (2.3)$$

### 2.2.3 Grundvatten

Grundvattenförhållandena utgör en central faktor vid geoteknisk projektering och måste beaktas för den aktuella platsen. Variationer i grundvattennivå och portryck påverkar både stabilitet och deformationsegenskaper hos jordmaterialet, vilket gör en korrekt bedömning av dessa förhållanden avgörande.

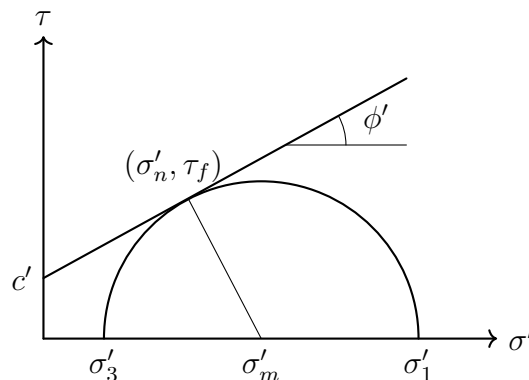
Särskild hänsyn bör tas till förekomst av artesiskt grundvattentryck, vilket innebär att grundvattnet står under ett högre tryck än vad som motsvaras av hydrostatiska förhållanden. Detta uppstår typiskt när ett vattenförande lager är inneslutet mellan tätare jordlager, exempelvis mäktiga lerlager, vilket förhindrar fri tryckutjämning.

Vid punktering av ett sådant lager kan det artesiska trycket medföra att vatten strömmar uppåt och i vissa fall når över markytan. Detta kan ge upphov till betydande tekniska problem, såsom instabilitet i schakter eller okontrollerade inflöden, och måste därför beaktas vid dimensionering och utförande av geotekniska konstruktioner.

### 2.2.4 Mohr-Coulombs brottkriterium

För att beakta normalspänningens inverkan på skjuvhållfastheten används Mohr-Coulombs brottkriterium. I Figur 2.6 illustreras sambandet mellan skjuvspänningar och effektivspänningar enligt Mohr-Coulombs brottkriterium. Notera att  $\sigma'_1$  är den största huvudspänningen och att  $\sigma'_3$  är den minsta, enligt kapitel 2.2.2.

Dessa spänningar bildar den så kallade Mohrs cirkel, vilken är en halvcirkel med diametern  $d = \sigma'_1 - \sigma'_3$ . Parametrarna  $c'$  och  $\phi'$  representerar den effektiva kohesionen respektive den effektiva friktionsvinkeln.



**Figur 2.6:** Mohr-Coulombs brottkriterium och aktuell spänning för en punkt.

Eftersom Mohrs cirkel tangerar brottlinjen för skjuvhållfastheten innebär detta att brott inträffar vid skjuvhållfastheten  $\tau_f$  och effektivspänningen  $\sigma'_n$ . Sambandet mellan dessa storheter ges av

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

## 2.2.5 Trescas Brottkriterium

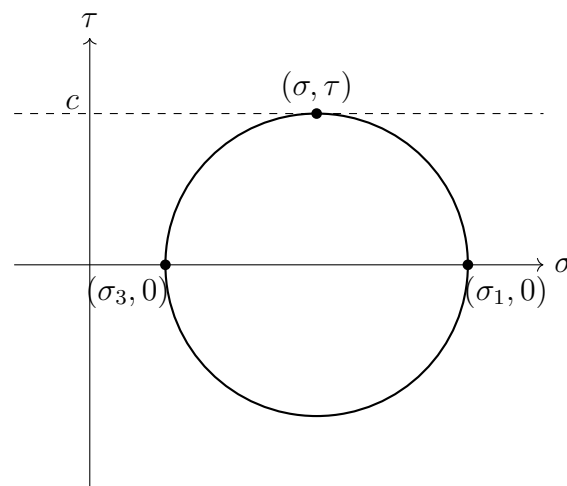
Enligt Ottosen och Ristinmaa [5] görs ofta en förenkling av Mohr-Coulombs brottkriterium där kriteriet antas vara oberoende av materialets hydrostatiska spänningstillstånd. Denna förenkling gör det möjligt att formulera ett uttryck där huvudspänningarna, tillsammans med den initiala spänningen, bildar ett brottkriterium enligt

$$\sigma_1 - \sigma_3 - m = 0 \quad (2.5)$$

Vidare beskriver Ottosen och Ristinmaa att när detta kriterium används i kombination med Mohrs spänningscirkel benämns det Trescas flytkriterium och kan illustreras enligt Figur 2.7. Trescas flytkriterium används ofta vid analys av kohesionsjordar och kan betraktas som en form av Mohr-Coulombs brottkriterium där materialets friktionsvinkel sätts till noll. Detta innebär att materialets gränsskjuvhållfasthet enbart beror på den odränerade skjuvhållfastheten. För jordar som modelleras enligt Trescas brottkriterium definieras kohesionstalet,  $c$ , enligt

$$\tau_{\max} = c = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \quad (2.6)$$

och motsvarar den maximala skjuvspänning som materialet kan uppnå.



**Figur 2.7:** Trescas flytkriterium tillsammans med Mohrs-spänningscirkel.

## 2.2.6 Jordtryck

Lasters påverkan på konstruktioner under marknivå beskrivs med hjälp av jordtryck. Vilket jordtryck som utvecklas beror på samspelet mellan konstruktionen och den omgivande jorden. Om konstruktionen är tillräckligt styv och inga deformationer uppstår antas vilojordtryck råda. Vid rörelser i konstruktionen mobiliseras istället aktivt eller passivt jordtryck beroende på rörelsernas riktning.

Vid dimensionering av spontkonstruktioner är det horisontella jordtrycket,  $\sigma_h$ , av särskild betydelse eftersom detta utgör den dimensionerande lasten på sponten. De olika jordtryckstillstånden är därför centrala vid analys och dimensionering av konstruktionen.

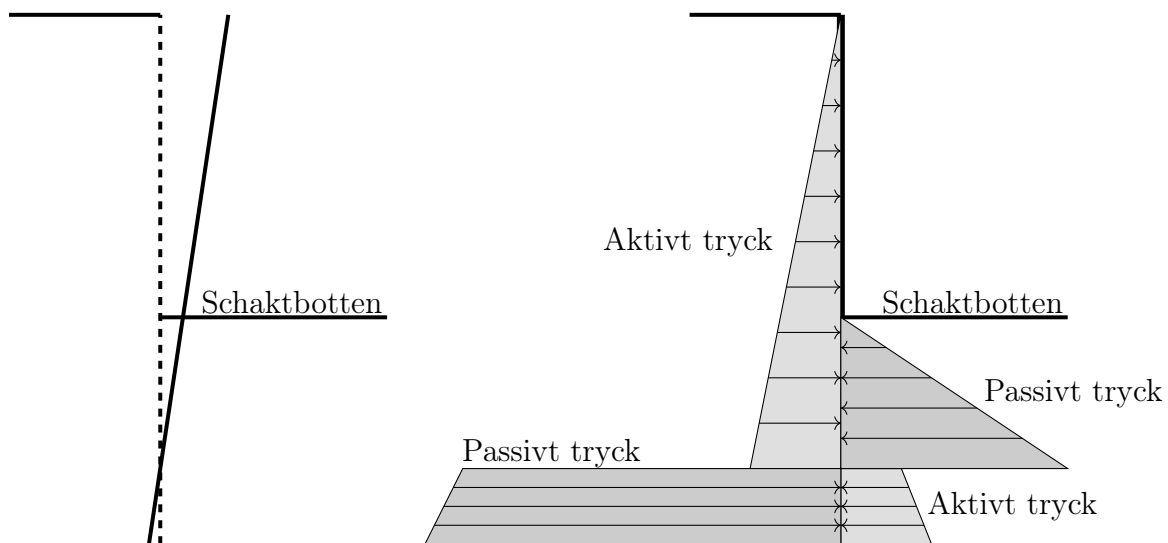
Dessa tre olika typer av jordtryck kan uttryckas genom varsin jordtryckskoefficient:

$K_0$  = Koefficient vid vilojordtryck

$K_a$  = Koefficient vid aktivt jordtryck

$K_p$  = Koefficient vid passivt jordtryck

Vidare i detta avsnitt redovisas och förklaras de olika brottillstånden. I Figur 2.8 illustreras hur aktivt respektive passivt jordtryck mobiliseras vid deformation av en spontkonstruktion i samband med schakt.



**Figur 2.8:** Illustration av hur aktivt och passivt tryck verkar på spont [6].

### Vilojordtryck

För att beskriva jordens initiala spänningstillstånd används vilojordtrycket. Medan aktivt och passivt jordtryck representerar extremvärden för sidotöjningar beskriver vilojordtrycket det tillstånd där sidotöjningarna är noll. Vilojordtrycket ökar normalt med djupet och uttrycks enligt

$$p_0 = K_0 \cdot \sigma_v \quad (2.7)$$

där  $\sigma_v$  är den vertikala spänningen och  $K_0$  är vilojordtryckscoefficienten.

För normalkonsoliderade jordar kan vilojordtryckscoefficienten approximativt bestämmas utifrån jordens friktionsvinkel enligt

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.8)$$

För överkonsoliderade jordar påverkas vilojordtryckscoefficienten även av jordens lasthistorik. Enligt Eurokod 7 [7] kan coefficienten då uttryckas som

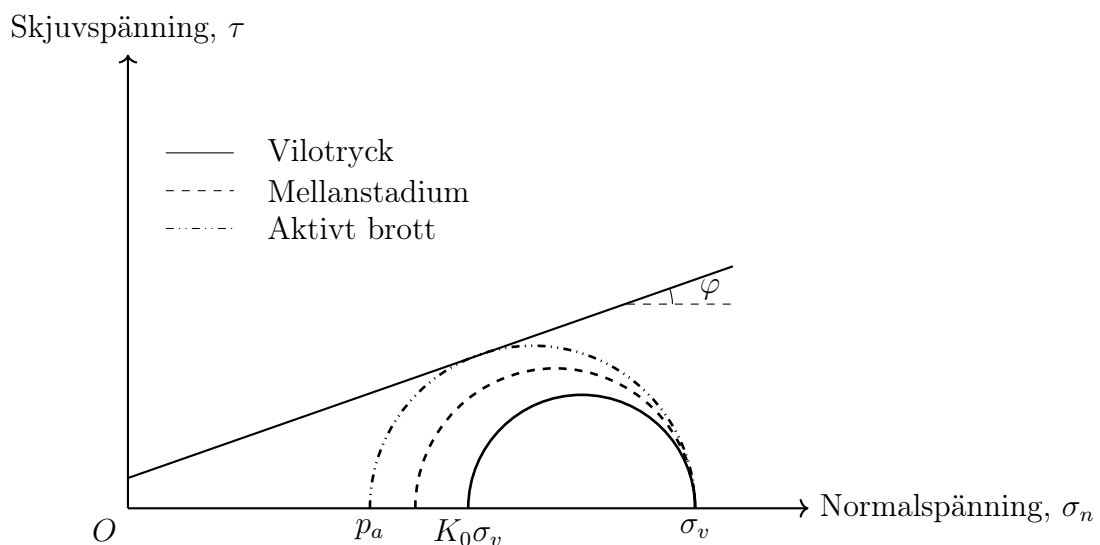
$$K_0 = (1 - \sin \phi) \cdot OCR^{0.5} \quad (2.9)$$

där  $OCR$  är överkonsolideringsgraden.

### Aktivt tryck

När jordens egentyngd aktivt bidrar till att ett brottillstånd utvecklas benämns detta som aktivt brottillstånd. Tillståndet uppstår när konstruktionen rör sig bort från den bakomliggande jorden, vilket medför att det horisontella jordtrycket reduceras till ett minimivärde. Detta minimivärde benämns aktivt jordtryck,  $p_a$ , och beror på jordens hållfasthetsegenskaper.

Det aktiva brottillståndet kan illustreras med hjälp av Mohrs brottkriterium, se avsnitt 2.2.4. Brott uppstår då huvudspänningen  $\sigma_3$  minskar samtidigt som Mohrs cirkel expanderar tills den tangerar brottlinjen, se Figur 2.9.



**Figur 2.9:** Aktivt brottillstånd i Mohrs cirkel.

Utifrån Figur 2.9 kan ett samband för  $\sigma_3$  beskrivas som

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2 \cdot c \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}}. \quad (2.10)$$

Om sedan  $\sigma_3$  substitueras med  $p_a$  och  $\sigma_1$  med  $\sigma_z$  kan det aktiva jordtrycket skrivas som

$$p_a = \sigma_z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.11)$$

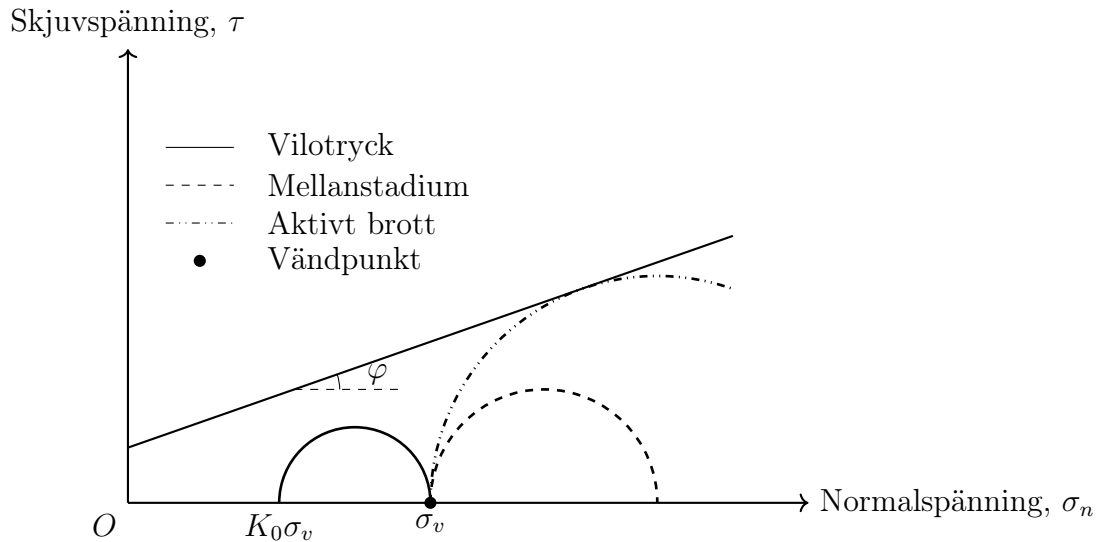
där  $K_a$  definieras som den aktiva jordtryckskoefficienten och beskrivs enligt

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}. \quad (2.12)$$

## Passivt tryck

I motsats till det aktiva brottillståndet finns det passiva brottillståndet, där jordens egenskaper istället motverkar utvecklingen av brott. Detta tillstånd uppstår när konstruktionen rör sig mot den omgivande jorden, vilket medför att den horisontella spänningen ökar. Ett exempel på detta är när sponten pressas mot den bakomliggande jorden, vilket leder till att jordens skjuvhållfasthet successivt mobiliseras tills brott uppstår i den passiva zonen.

Vid passivt brottillstånd ökar den minsta huvudspänningen successivt, vilket innebär att Mohrs cirkel först minskar tills den reduceras till en punkt. Vid fortsatt spänningsökning expanderar därefter Mohrs cirkel tills den tangerar brottlinjen. Den horisontella spänning som då mobiliseras benämns passivt jordtryck,  $p_p$ . Det passiva brottillståndet illustreras med Mohrs cirkel i Figur 2.10, på motsvarande sätt som för det aktiva brottillståndet.



**Figur 2.10:** Passivt brottillstånd i Mohrs cirkel.

Med motsvarande härledning som för det aktiva tillståndet kan sambandet mellan huvudspänningarna uttryckas enligt

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (2.13)$$

Det passiva jordtrycket kan därefter uttryckas som:

$$p_p = \sigma_z \cdot K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.14)$$

där  $K_p$  är den passiva jordtryckskoefficienten, definierad enligt

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.15)$$

## 2.3 Deformations- och Hållfasthetssegenskaper

Jordens deformations- och hållfasthetssegenskaper styr hur marken reagerar på förändrade spänningsförhållanden till följd av belastning och avlastning. Dessa egenskaper är nära kopplade till jordens sammansättning, konsolideringstillstånd och belastningshistorik, vilka i hög grad påverkar både deformationsegenskaper och skjuvhållfasthet. Tidigare belastningar avgör bland annat jordens förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad, vilka är viktiga parametrar vid bedömning av såväl sättningar som hållfasthet. Bestämningen av dessa parametrar baseras på en kombination av in-situundersökningar, laboratorieförsök och empiriska samband, vilka sammanvägs genom en ingenjörsmässig bedömning.

Vid analyser av geotekniska konstruktioner är det särskilt viktigt att skilja mellan kort- och långtidseffekter, eftersom jordens respons beror på om porvattnet hinner dräneras eller inte.

I kommande avsnitt behandlas därför *konsolidering* och *skjuvhållfasthet* som två centrala mekanismer för att beskriva jordens deformationer och bärförmåga under olika belastningsförhållanden.

### 2.3.1 Konsolidering

När en vattenmättad jord utsätts för belastning pressas porvattnet ut ur jorden och dess volym minskar då mineralpartiklarna pressas samman. Detta geologiska fenomen kallas *konsolidering* och är ett centralt begrepp inom geotekniken [8]. Processen sker långsamt i finkorniga jordar med låg permeabilitet och snabbare i grovkorniga jordar med hög permeabilitet. Specifikt i leror kan denna process ta flera år innan allt porvattnet har pressats ut ur jordvolymen.

SGI beskriver i sin artikel [8] hur konsolidering hos olika jordar bedöms och benämns. Om effektivspänningen vid ett visst tillfälle är den högsta som jorden har utsatts för benämns jorden *normalkonsoliderad*. Om jorden däremot tidigare har varit utsatt för en högre effektivspänning än vid det aktuella tillfället kallas den *överkonsoliderad*. I en normalkonsoliderad jord sker alltid plastisk deformation, medan en överkonsoliderad jord uppvisar elastisk deformation upp till förkonsolideringstrycket. Om spänningen överskrider detta värde kommer plastisk deformation att uppstå.

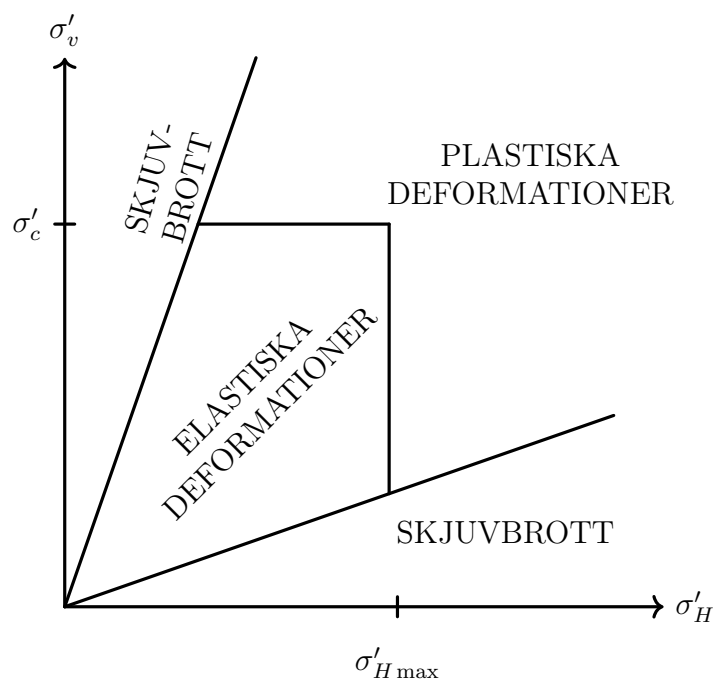
I Figur 2.11 visas en graf över hur deformationen utvecklas i en konsoliderad jord. För att avgöra om en jord är över- eller normalkonsoliderad används en kvot som kallas OCR, vilken beräknas enligt

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_z} \quad (2.16)$$

där  $\sigma'_c$  är den effektiva konsolideringsspänningen.

Om OCR-värdet är lika med ett är jorden normalkonsoliderad, medan ett värde större än ett indikerar att jorden är överkonsoliderad.

Konsolideringstillståndet har inte enbart betydelse för jordens deformationsegenskaper, utan påverkar även dess skjuvhållfasthet. Detta leder i sin tur till en ökad motståndsförmåga mot skjuvning, vilket särskilt kommer till uttryck genom en högre odränerad skjuvhållfasthet. Sambandet mellan konsolidering och skjuvhållfasthet innebär således att jordens belastningshistorik är avgörande för både dess deformationsbeteende och stabilitet. Denna koppling ligger till grund för hur skjuvhållfasthet utvärderas och används vid geoteknisk dimensionering, vilket behandlas vidare i avsnitt 2.3.2.



**Figur 2.11:** Principiell bild av elastiska och plastiska deformationer samt skjuvbrott i effektivspänningsrymden.

### 2.3.2 Skjuvhållfasthet

Inom jordmekaniken beror skjuvhållfastheten framför allt på friktionskrafter, vilka är en direkt funktion av effektivspänningen i jorden. I dokumentet *Jordegenskaper* [8], upprättat av SGI, beskrivs hur central skjuvhållfastheten är, eftersom det är denna egenskap som bestämmer jordens förmåga att motstå brott genom glidning längs ett plan. Vidare nämns att de flesta geotekniska brottmekanismer sker genom skjuvning, vilket innebär att jordens stabilitet i hög grad styrs av dess skjuvhållfasthet.

Till exempel kan en belastning på en jordmassa, exempelvis från en byggnad, ge upphov till skjuvspänningar i marken. Om dessa skjuvspänningar överstiger jordens skjuvhållfasthet uppstår brott, vilket kan yttra sig som att en slänt rasar, en schaktvägg kollapsar eller att en stödkonstruktion förlorar sin bärförmåga.

För en specifik jord skiljer man mellan dränerad och odränerad skjuvhållfasthet, vilket beror på belastningsfallet och jordens konsolideringsegenskaper enligt SGI:s rapport [8]. Generellt antas att i grovkorniga jordar är den dränerade skjuvhållfastheten mest relevant, medan både den dränerade och den odränerade skjuvhållfastheten är av betydelse i mer finkorniga jordar. SGI beskriver i sin rapport att direkt vid en belastning eller spänningsändring i en finkornig jord är den odränerade skjuvhållfastheten mest relevant. Med tiden, när konsolideringsprocessen fortgår och porvattentrycket utjämnas, blir istället den dränerade skjuvhållfastheten av större betydelse.

För att bestämma skjuvhållfastheten i en jord används olika försöksmetoder. De vanligaste metoderna nämns i SGI:s rapport och delas in i laboratorieförsök och fältförsök, se Tabell 2.2.

**Tabell 2.2:** Vanliga försöksmetoder för bestämning av skjuvhållfasthet.

Laboratorieförsök	Fältförsök
Triaxialförsök	Vingförsök
Enaxligt tryckförsök	CPT-sondering
Direkt skjuvförsök	Sonderingar
Konförsök	

## Dränerad Skjuvhållfasthet

Den dränerade skjuvhållfastheten beror främst på jordens friktionsvinkel, deformationsegenskaper och spänningsnivån i jorden. Friktionsvinkeln är i sin tur spänningsberoende, vilket tillsammans med ett eventuellt spänningsberoende hållfasthetsbidrag gör att jordens dränerade skjuvhållfasthet kan uttryckas enligt

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' \quad (2.17)$$

Notera att detta är det brottkriterium som används i Mohr-Coulombs modell, se avsnitt 2.2.4.

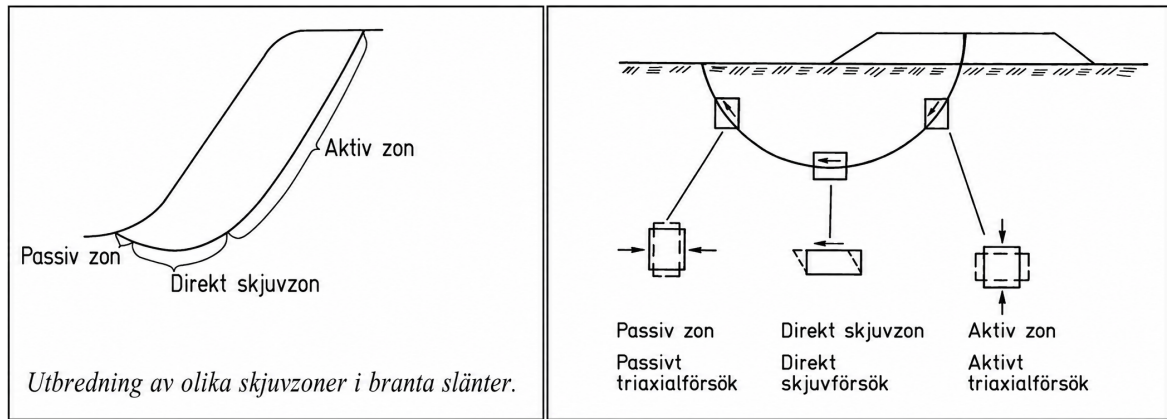
## Odränerad Skjuvhållfasthet

Den odränerade skjuvhållfastheten avser jordens hållfasthet vid odränerade förhållanden, vilket uppstår när en belastning appliceras så snabbt att porvattnet inte hinner dräneras. Detta är särskilt relevant för lågpermeabla jordar, såsom lera. Som nämnts i avsnittet om konsolidering kommer dock leran med tiden att konsolidera, varvid porvattnet pressas ut. Detta innebär att den odränerade skjuvhållfastheten främst är relevant under korttidsförhållanden och därmed särskilt viktig vid dimensionering av exempelvis schakter, spontkonstruktioner och andra temporära laster.

Enligt SGI [8] uppstår portrycksändringar när en jord belastas så snabbt att konsolidering inte hinner ske. Dessa förändringar medför att effektivspänningarna vid brott blir oberoende av de initiala spänningarna i jorden. Följaktligen kan den odränerade skjuvhållfastheten,  $\tau_{fu}$ , betraktas som konstant och lika med kohesionstalet,  $c_u$ , enligt

$$\tau_{fu} = c_u \quad (2.18)$$

Vidare skiljer man, enligt SGI, mellan olika typer av skjuvning i jord: aktiv skjuvning, där den vertikala spänningen är den dominerande huvudspänningen, passiv skjuvning, där den horisontella spänningen är dominerande, samt direkt skjuvning, som avser skjuvhållfastheten längs en horisontell glidyta. Vid odränerade brott uppstår aktiva, passiva och direkta zoner, vilket illustreras i Figur 2.12. Det är viktigt att beakta samtliga dessa, då jordmaterial uppvisar anisotropt beteende.



**Figur 2.12:** Beskrivning över hur aktiva, passiva och direkt skjuvningar uppstår i jordmaterial [9].

## 2.4 Modeller för jord

En av de mest kritiska uppgifterna i ett geotekniskt projekt är att välja en lämplig jordmodell för att beskriva jordens brott- och deformationsbeteende. Dessa materialmodeller beskriver hur materialet reagerar när det utsätts för spänning, vilket kan resultera i töjning eller krypning. För att kunna genomföra en fullständig tredimensionell analys av spänningar och deformationer i jord används tre grundläggande koncept [10]:

- Jämviktsekvationer
- Konstitutiva samband
- Kompatibilitetsvillkor

Att välja rätt konstitutivt samband vid geotekniska beräkningar är en av de största utmaningarna, eftersom jord uppvisar ett komplext och icke-linjärt beteende. Dessutom krävs ett flertal materialparametrar, vilka ofta kan vara svåra att bestämma. En exakt beräkning av verkliga spänningar och deformationer är därför i praktiken mycket svår att uppnå.

### 2.4.1 Konstitutiva samband

I ingenjörspenomen är konstitutiva samband fundamentala för att kunna lösa fysiska frågeställningar. En konstitutiv modell eller ekvation är en kvantitativ relation mellan två materialspecifika parametrar [3]. Inom geoteknik används konstitutiva samband mellan spänning,  $\sigma$ , och töjning,  $\varepsilon$ . På grund av jordens icke-linjära beteende har ett flertal samband utvecklats för att beskriva fenomen såsom krypning, dilatans, kontraktion och anisotropi.

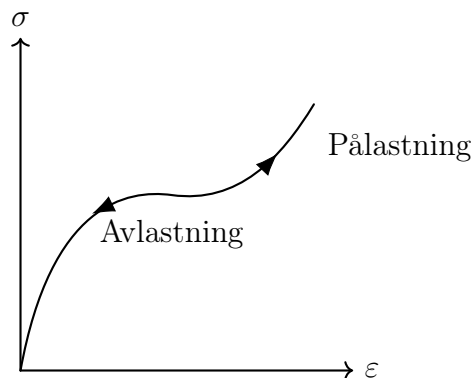
Konstitutiva samband bygger på grundläggande spännings–töjningsteorier såsom elasticitet, plasticitet, viskoelasticitet, viskoplasticitet och krypning. Dessa samband används för att formulera konstitutiva modeller som i sin tur används vid numerisk modellering av geotekniska problem [5]. I programvaran PLAXIS finns ett flertal olika modeller att välja mellan, där valet av modell har stor betydelse för jordmaterial kommer att bete sig under simuleringar. I enklare modellering av jordmaterial används exempelvis *linjär-elastiska* modeller och *Mohr-Coulomb*. Mer avancerade konstitutiva modeller, till exempel *Norwegian Geotechnical Institute-Anisotropic Direct Simple Shear*, (*NGI-ADP*), kan bättre återspegla jordens spänning–töjningsamband men kräver ett större antal materialparametrar.

I kommande avsnitt kommer de grundläggande spännings–töjningssambanden för elasticitet och plasticitet att beskrivas. Dessa utgör en grund för de konstitutiva jordmodeller som presenteras i avsnitt 2.6 och som senare används i PLAXIS.

## 2.4.2 Elasticitet

Det enklaste konstitutiva sambandet uppstår när materialet utsätts för små deformationer och antas bete sig elastiskt. Definitionen av elasticitet är att materialets respons är oberoende av lasthistoriken och endast påverkas av den aktuella lasten [5]. Dessutom antas materialet vara oberoende av den riktning lasten verkar, vilket innebär att pålastning och avlastning följer samma väg, vilket illustreras i Figur 2.13. Med denna definition kan det konstitutiva sambandet mellan spänning och töjning för ett elastiskt material skrivas enligt

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (2.19)$$

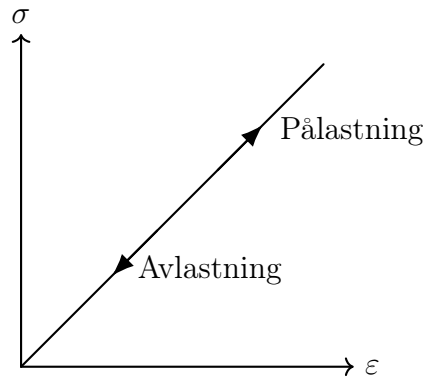


**Figur 2.13:** Spänning–töjningsdiagram för ett elastiskt material.

För att kunna använda det konstitutiva sambandet i numeriska lösningar, såsom finita elementmetoden, måste ekvation 2.19 skrivas om på matrisform. Detta görs enligt Hookes lag,

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.20)$$

där  $D_{ijkl}$  representerar materialets styvhetsmatris. I fallet linjär elasticitet antas sambandet mellan spänning, vilket illustreras i Figur 2.14 [5].



**Figur 2.14:** Spänning-töjningsdiagram för ett linjärt elastiskt material.

Spänningar,  $\boldsymbol{\sigma}$ , och töjningar,  $\boldsymbol{\varepsilon}$ , skrivs på matrisform enligt

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Styvhetsmatrisen,  $\mathbf{D}$ , skrivs för det linjärt elastiska fallet enligt

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & \cdots & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & \cdots & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & \cdots & D_{36} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & \cdots & D_{66} \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Den linjär-elastiska materialmodellen används oftast vid enklare handberäkningar eller förstudier i FEM. Den kan även användas för att beskriva homogena material, såsom stål och betong när man antar att dessa ej deformeras plastiskt.

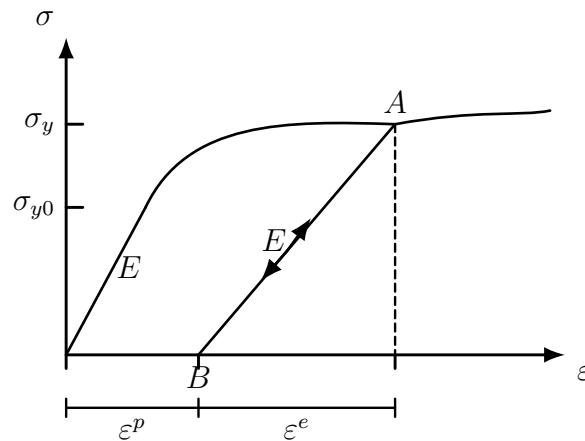
### 2.4.3 Plasticitet

Ett jordmaterial kan inte enbart antas uppvisa ett linjärt elastiskt beteende, där materialet återgår till sin ursprungliga form efter avlastning. För att bättre återspegla det verkliga beteendet hos ett jordmaterial måste även olinjära och tidsberoende deformationer och spänningar beaktas, vilket beskrivs med plasticitetsteori.

Plasticitet skiljer sig från det elastiska fallet genom att deformationerna inte är fullt reversibla, utan ger upphov till permanenta deformationer. Detta innebär att plastis-

ka töjningar kvarstår även efter att lasten har avlägsnats. I Figur 2.15 illustreras ett elasto-plastiskt spännings–deformationsförhållande. I figuren ses hur materialet deformeras elastiskt upp till gränsspänningen  $\sigma_{y0}$ , för att därefter börja plasticeras. När materialet sedan avlastas i punkten A sker en elastisk deformation till punkt B, och den totala töjningen i materialet kan beräknas enligt

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_p + \varepsilon_e \quad (2.23)$$



**Figur 2.15:** Spännings–töjningsdiagram över ett elasto-plastiskt material som belastas och avlastas.

Som framgår av Figur 2.15 beter sig materialet elastiskt upp till den initiala flytspänningen  $\sigma_{y0}$ . När denna flytspänning överskrids börjar plastiska töjningar att utvecklas och materialet deformeras permanent. Detta beteende återspeglar jordmaterials verkliga respons vid belastning och behandlas mer ingående i kapitel 2.6 om brottkriterier och jordmodeller, där betydelsen av dessa flytkriterier diskuteras.

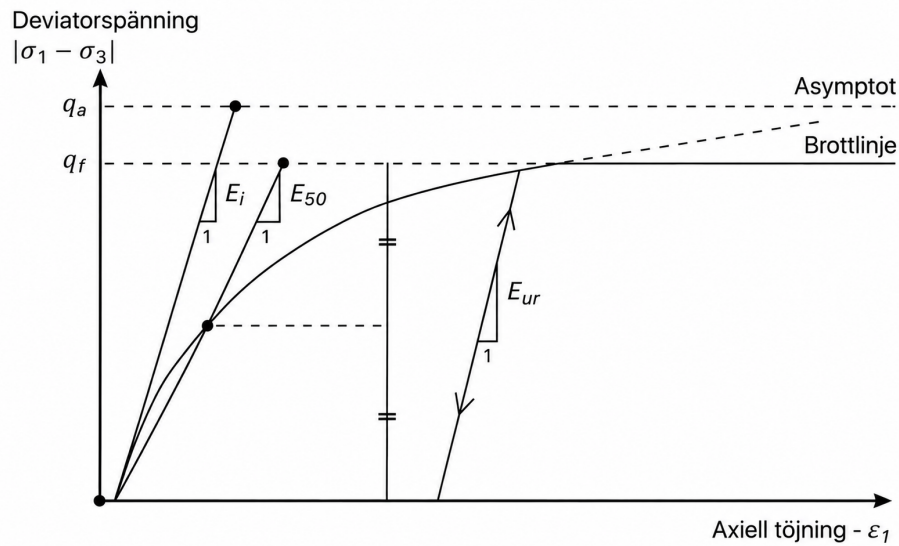
#### 2.4.4 Deformationsmoduler i jordmaterial

Jordmaterials icke-linjära beteende vid belastning medför att spännings–töjningskurvan i verkligheten inte kan beskrivas med en konstant elasticitetsmodul på samma sätt som för till exempel stål. För stål är spännings–töjningskurvan linjär inom det elastiska området, och elasticitetsmodulen kan bestämmas genom sambandet mellan spänning och töjning enligt

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.24)$$

Det elastiska beteendet hos jordmaterial är däremot mer komplext att beskriva. Styvheten i materialet beror starkt på både spänning och töjning, vilket innebär att samma jordmaterial kan uppvisa olika styvhet beroende på djup och belastning. Det finns därför olika praxis för vilka moduler som ska användas och när de är lämpliga att tillämpa. I Figur 2.16 visas tre vanligt förekommande moduler inom geotekniska sammanhang:

den traditionella E-modulen, som bestäms på samma sätt som för stål, sekantmodulen  $E_{50}$  samt avlastnings-/pålastningsmodulen  $E_{ur}$ .



**Figur 2.16:** Tre olika elasticitetsmoduler för ett jordmaterial, utritade mot en spännings-töjningskurva [11].

Sekantmodulen,  $E_{50}$ , bestäms genom att dividera halva den maximala deviatoriska spänningen,  $q_f$ , med töjningen,  $\varepsilon_{50}$ , i motsvarande punkt. Avlastnings-/pålastningsmodulen förhåller sig till  $E_{50}$  med en faktor mellan 2–5.  $E_{50}$  beräknas enligt

$$E_{50} = \frac{q_{50}}{\varepsilon_{50}} = \frac{\frac{1}{2}q_f}{\varepsilon_{50}} \quad (2.25)$$

I geotekniska beräkningsprogram används även skjuvmodulen  $G$ . Skjuvmodulen  $G$  ges utifrån ett förhållande mellan elasticitetsmodulen och tvärkontraktionstalet.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.26)$$

## 2.5 Finita elementmetod i PLAXIS

Finita elementmetoden började utvecklas teoretiskt redan i början av 1900-talet, men fick sitt stora genomslag först i och med utvecklingen av moderna datorer, vilket möjliggjorde hantering av stora beräkningsmängder. Metodens huvudsakliga användningsområde är att finna approximativa lösningar på komplexa ingenjörs- och fysikproblem. Detta uppnås genom att större geometrier delas upp i mindre delar, så kallade element, där separata ekvationer löses. Därefter sammanfogas resultaten för att förutsäga beteenden såsom spänningar, värmeflöden och vätskeflöden.

Grunden för de beräkningar som genomförs är Hookes lag, vilken bygger på linjära samband, där  $\mathbf{K}$  representerar styvhetsmatrisen,  $\mathbf{f}$  lasten och  $\mathbf{u}$  den rörelse som uppstår.

$$\mathbf{f} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{u} \quad (2.27)$$

Styvhetsmatrisen  $\mathbf{K}$  varierar beroende på material och aktuell situation. Beräkningarna inom finita elementmetoden utförs i noderna i elementen, och ju fler noder som används, desto mer omfattande och noggrann blir beräkningen.

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} K_{11}^e & K_{12}^e & \cdots & K_{1m}^e \\ K_{21}^e & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ K_{m1}^e & \cdots & \cdots & K_{mm}^e \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Ekvation 2.28 visar hur en elementstyvhetsmatris är uppbyggd, där indexen på  $\mathbf{K}$  motsvarar nodernas numrering. Ekvationen visar en global styvhetsmatris där de lokala styvhetsmatriserna har assemblerats ihop.

Eftersom finita elementmetoden är en approximativ lösningsmetod är beräkningsfeloundvikliga. För att minska dessa kan antalet noder och element i modellen ökas, vilket dock sker till priset av längre beräkningstid. Noderna utgör beräkningspunkter och har i en tvådimensionell analys tre frihetsgrader, medan varje nod i en tredimensionell analys har sex frihetsgrader.

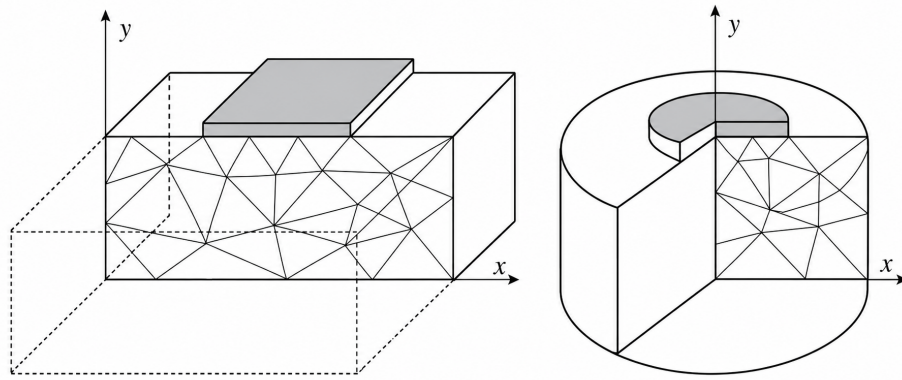
I detta arbete kommer finita elementprogramvaran PLAXIS att användas för att lösa geotekniska problem. I detta avsnitt kommer programvaran för både tvådimensionellanalys och tredimensionellanalys att presenteras.

### 2.5.1 PLAXIS

PLAXIS 2D skapades år 1987 vid Delfts universitet som en FEM-baserad programvara för att undersöka geotekniska problem i Nederländerna. Sedan dess har programvaran vidareutvecklats och finns idag tillgänglig för både tvådimensionella och tredimensionella analyser. I detta arbete kommer båda versionerna av programvaran att användas, och i detta avsnitt presenteras dessa.

### 2.5.2 PLAXIS 2D

I PLAXIS 2D har användaren möjlighet att använda två olika typer av modeller: en plan töjningsmodell eller en axialsymmetrisk modell. Se Figur 2.17 för hur de två olika modellerna definieras geometriskt.

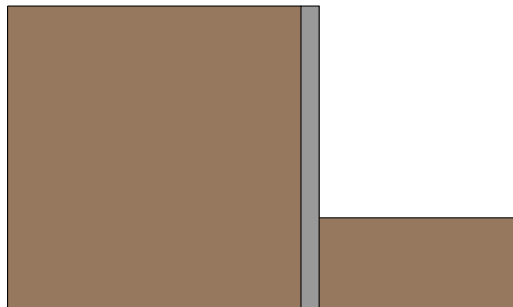


**Figur 2.17:** Plan töjningsmodell till vänster och axialsymmetrisk modell till höger i PLAXIS 2D [12].

Den plana töjningsmodellen används för modeller med en konstant tvärsnitt och spänningstillstånd vinkelrätt mot tvärsnittet. Det antas alltså att modellen är långsträckt i z-riktningen. Vidare antas alla deformationer och töjningar i z-riktningen vara lika med noll, medan normalspänningen beaktas.

Den axialsymmetriska modellen används för cirkulära tvärsnitt, som visas i Figur 2.17. Här antas deformationer och spänningar vara identiska i alla radiella riktningar. Det är viktigt att notera att x-koordinaten representerar radien och att y-koordinaten representerar den axiella symmetrilinjen.

I detta arbete kommer endast en plan töjningsmodell att användas. Se Figur 2.18 för hur ett schakt kan modelleras i PLAXIS 2D.



**Figur 2.18:** Schematisk 2D-illustration av en pumpgrop med spont i sidovy.

I PLAXIS 2D får användaren även möjlighet att välja antalet noder som varje element kommer att ha. I programvaran kan användaren välja mellan att antingen ha 15-nodiga triangulära element eller 6-nodiga triangulära element. De 15-nodiga elementen ger en fjärdegradig interpolation för beräkning av deformationer och den numeriska integrationen innehåller tolv spänningpunkter. Detta ger en mycket noggrann modell med hög kvalitet på spänningsberäkningarna. Nackdelen är att modeller uppbyggda med dessa element får längre beräkningstid.

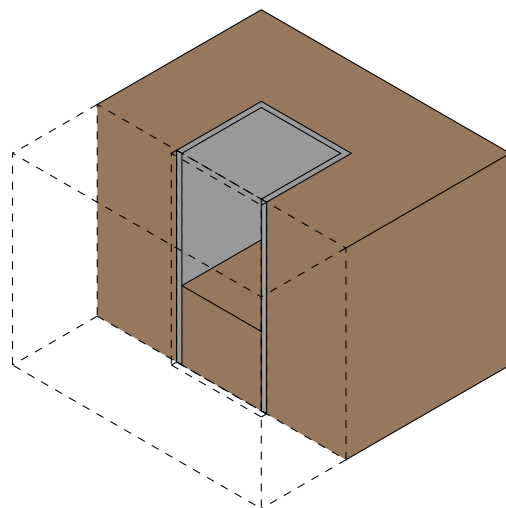
Som ett resultat av att modeller med 15-nodiga element kräver mer minne och längre beräkningstid har även en enklare 6-nodiga elementtyp utvecklats, som är mindre

beräkningskrävande. Denna modell har en andragradig interpolation av deformationer och innehåller endast tre spänningspunkter. Den 6-nodiga modellen kan också ge tillfredsställande resultat, men kräver då en större mängd, mindre element.

I detta arbete kommer 15-nodiga element att användas för att erhålla ett så tillfredsställande resultat som möjligt.

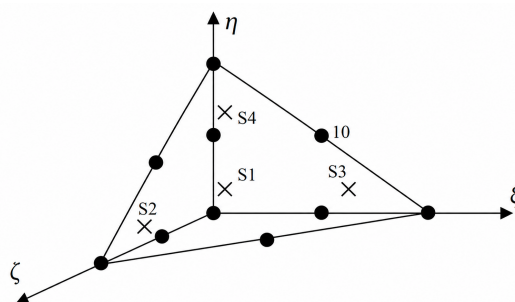
### 2.5.3 PLAXIS 3D

I den tredimensionella versionen av PLAXIS ges användaren större möjlighet att närma sig den verkliga situationen. Här modelleras alla delar tredimensionellt, såsom spont, laster, hammarband och stämp, vilket gör det möjligt att på ett mycket noggrant sätt återskapa det geotekniska problem som studeras. Denna möjlighet ges dock till priset av att modellen blir mer beräkningskrävande och att körtiderna ökar markant. I Figur 2.19 illustreras en tredimensionell bild av samma pumpgrop som i Figur 2.18.



**Figur 2.19:** Schematisk 3D-illustration av en pumpgrop med spont i sidovy.

Till skillnad från den tvådimensionella versionen använder PLAXIS 3D 10-nodiga tetraedrelement vid meshgenerering. Dessa tetraedriska element har tre lokala koordinater,  $\xi$ ,  $\eta$  och  $\zeta$ . Elementtypen ger en andragradig interpolation av förskjutningar och den numeriska integrationen använder fyra Gauss-punkter. I Figur 2.20 visas hur dessa tetraedriska element ser ut.



**Figur 2.20:** Illustration av tetraedriska element i PLAXIS 3D med noder [13].

## 2.6 Jordmodeller i PLAXIS

Jord är, till skillnad från många andra ingenjörsmaterial såsom stål och betong, ett mycket komplext material där betydligt fler parametrar behöver beaktas vid numerisk modellering. Vanliga ingenjörsp parametrar såsom hållfasthet och styvhet är inte konstanta, utan beror på flera faktorer som varierar beroende på den aktuella situationen, exempelvis spänningsnivå, belastningshistorik och deformationstillstånd [14].

För att kunna beskriva detta beteende och möjliggöra numeriska analyser används konstitutiva modeller, vilka bygger på de konstitutiva samband som tidigare presenterats. Dessa modeller benämns i praktiken ofta som jordmodeller eller bergmodeller och utgör ett förenklat teoretiskt ramverk för sambandet mellan spänning och töjning i ett material.

Jordmodellerna varierar i komplexitet. De mest grundläggande modellerna som används i geoteknisk praxis är den linjär-elastiska modellen och den elastiskt perfekt plastiska Mohr–Coulomb-modellen. Dessa modeller bygger på starkt förenklade antaganden om materialbeteendet, vilket kan vara tillräckligt för översiktliga analyser men samtidigt innebär begränsningar vid mer avancerade problemställningar. Sådana förenklingar kan i vissa fall leda till en missvisande beskrivning av jordens verkliga beteende och därmed påverka tillförlitligheten i dimensioneringen.

Mot denna bakgrund är valet av jordmodell av stor betydelse. I följande avsnitt presenteras först Mohr–Coulomb-modellen, som kommer att användas för en del av materialen i PLAXIS. Därefter introduceras och motiveras den mer avancerade jordmodellen NGI-ADP, vilken kommer att användas för att modellera lermaterial och gyttjan i detta arbete.

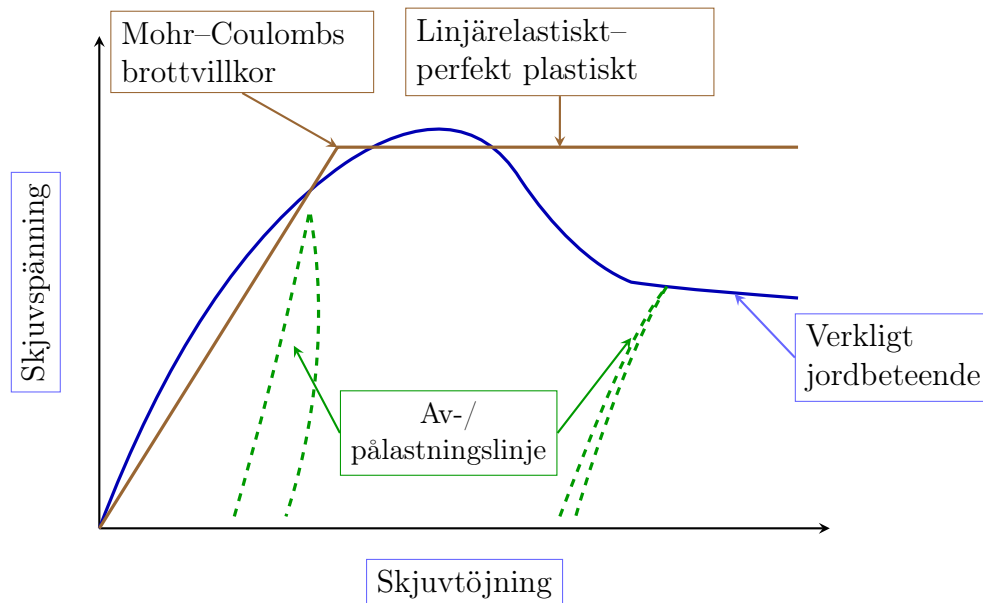
### 2.6.1 Mohr-Coulomb

Den enklaste jordmodellen att använda i PLAXIS är Mohr–Coulomb-modellen, vilken bygger på antagandet om linjärt elastiskt och perfekt plastiskt materialbeteende samt Mohr–Coulombs brottkriterium, vilket har beskrivits i tidigare avsnitt i rapporten. Fram till dess att brottkriteriet uppfylls beter sig jorden linjärt elastiskt, varefter plastiska deformationer utvecklas utan ytterligare spänningsökning [1].

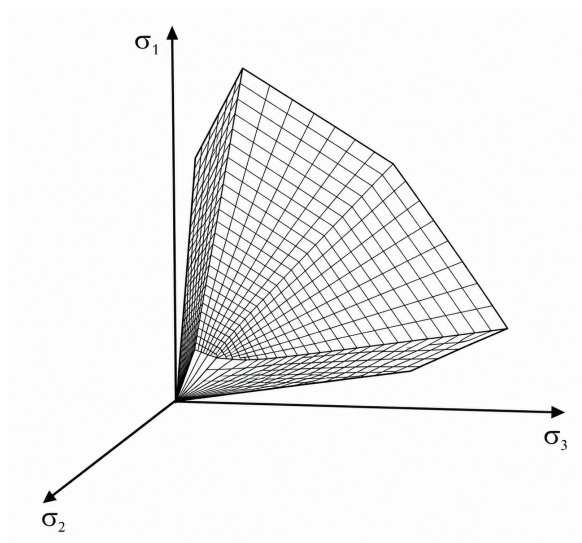
Denna modell används ofta inom geoteknisk numerisk modellering som ett första steg för att skapa en översiktlig förståelse för ett problem och de mekanismer som styr jordens beteende. På grund av modellens grova idealisering av jordens spännings-töjningsbeteende används den dock sällan i mer detaljerade analyser, eftersom den inte på ett tillfredsställande sätt återspeglar jordens verkliga beteende. En schematisk jämförelse mellan Mohr–Coulomb-modellens idealiserade beteende och ett mer verkligt spännings-töjningsförlopp visas i Figur 2.21.

I PLAXIS är Mohr–Coulombs brottkriterium generaliserat för att gälla vid allmänna tredimensionella spänningstillstånd. Detta innebär att Coulombs friktionslag uppfylls i alla möjliga plan inom ett materialelement. När brottvillkoret uttrycks i huvudspänningsrummet beskrivs flytvillkoret av en flytyta med sex flytfunktioner, vilket

resulterar i en hexagonal kon. Denna flytyta, ofta benämnd *Mohr–Coulomb flytyta*, illustreras schematiskt i Figur 2.22.



**Figur 2.21:** Visar hur Mohr–Coulomb-approximationen skiljer sig från ett mer verkligt spännings–töjningsbeteende hos jord [15].



**Figur 2.22:** Mohr-Coulombs flytyta i huvudspännings-rummet [1].

För spänningstillstånd som ligger innanför flytytan beter sig jorden elastiskt och följer Hookes lag för isotrop linjär elasticitet. Utöver brottparametrarna kohesion  $c$  och friktionsvinkel  $\varphi$  används även dilatansvinkeln  $\psi$ , vilken styr jordens volymförändring vid plastisk skjuvning. Den elastiska delen av modellen beskrivs av elasticitetsmodulen  $E$  och Poissons tal  $\nu$ .

Den matematiska enkelheten hos Mohr–Coulomb-modellen medför att modellen i PLAXIS endast kräver fem inparametrar för att kunna genomföra en beräkning. Dessa parametrar sammanfattas i Tabell 2.3.

**Tabell 2.3:** Inparametrar som används vid modellering med Mohr–Coulomb-modellen i PLAXIS.

Parameter	Storhet
E-modul	$E$
Poissons tal	$\nu$
Kohesionstal	$c$
Friktionsvinkel	$\varphi$
Dilatansvinkel	$\psi$

Mohr-Coulomb-modellen i PLAXIS implementeras med en skarp övergång mellan de olika flytytorna, vilket innebär att hörnen i den hexagonala flytytan inte rundas av. För kohesiva jordar tillåter det klassiska Mohr–Coulomb-kriteriet dragspänningar, vilket inte är realistiskt för jordmaterial. I PLAXIS kan detta hanteras genom införande av en dragavskärning, där tillåtna dragspänningar begränsas eller sätts till noll.

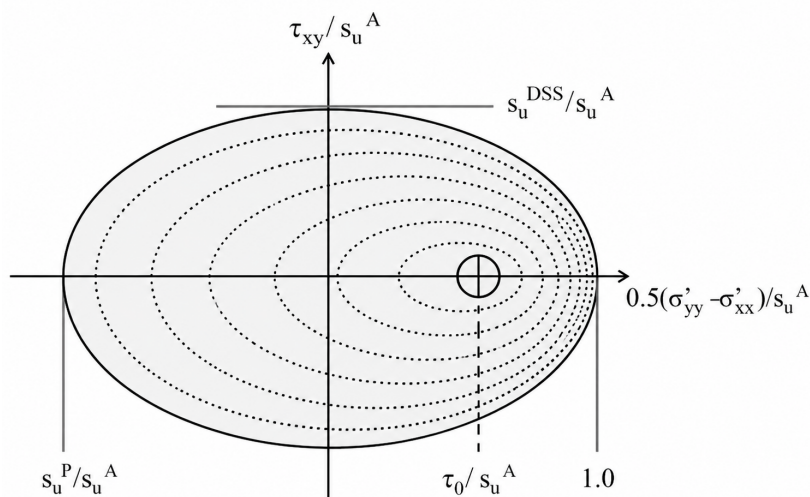
## 2.6.2 NGI-ADP

Många geotekniska problem innefattar odränerat beteende i lera, samtidigt som flera av de konstitutiva jordmodeller som används är formulerade i effektivspänning. Dessa modeller baseras huvudsakligen på effektiva materialparametrar och använder endast indirekt värden på den odränerade skjuvhållfastheten. Detta innebär att den odränerade hållfastheten inte utgör en direkt styrande parameter i modellens formulering, utan istället bestäms genom sambandet mellan totala och effektiva spänningar.

I verkligheten uppvisar dock lera olika odränerad hållfasthet beroende på belastningsriktning. Skjuvhållfastheten varierar beroende på om jorden belastas aktivt, passivt eller i direkt skjuvning. För att beakta denna variation utvecklade Grimstad, Andresen och Jostad [16] materialmodellen NGI-ADP. Den anisotropa skjuvhållfastheten definieras genom separata hållfasthetsprofiler för triaxial kompression, direkt skjuvning och triaxial extension, vilket möjliggör en mer korrekt beskrivning av spännings-töjningsresponsen.

Modellen implementerar anisotrop odränerad skjuvhållfasthet i kombination med ett Tresca-baserat brottkriterium, vilket ger en mer representativ beskrivning av jordens odränerade beteende. Flytvillkoret i NGI-ADP-modellen utgörs av en kontinuerlig och deriverbar flytyta som approximerar Tresca-kriteriet i det deviatoriska spänningsplanet. Genom elliptisk interpolation mellan olika lastfall, såsom aktiv, passiv och direkt skjuvning, kan modellen beskriva variationen i odränerad skjuvhållfasthet beroende på belastningsriktning. Se Figur 2.23 för hur flytytan ser ut.

I PLAXIS användarmanual [1] redovisas de materialparametrar som krävs och används som indata i modellen, se Tabell 2.4.



**Figur 2.23:** NGI-ADPs flytyta i det deviatoriska spänningsplanet [1].

**Tabell 2.4:** Indata-parametrar för materialmodellen NGI-ADP i PLAXIS.

Parameter	Enhet	Beskrivning
<b>Styvhetsparametrar</b>		
$G_{50}/s_u^A$	[-]	Förhållande mellan skjuvmodul och aktiv skjuvhållfasthet
$\tilde{\gamma}_f^C$	[%]	Skjuvtöjning vid brott i triaxiell kompression.
$\tilde{\gamma}_f^E$	[%]	Skjuvtöjning vid brott i triaxiell extension.
$\tilde{\gamma}_f^{DSS}$	[%]	Skjuvtöjning vid brott i direkt skjuvning.
<b>Hållfasthetsparametrar</b>		
$s_u^{A,ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Referensvärde för aktiv odränerad skjuvhållfasthet.
$z_{ref}$	[m]	Referensnivå för vilken hållfasthetsparametrarna definieras.
$s_{u,inc}^A$	[kN/m <sup>2</sup> /m]	Ökning av aktiv odränerad skjuvhållfasthet med djup.
$s_u^P/s_u^A$	[-]	Förhållande mellan passiv och aktiv odränerad skjuvhållfasthet.
$\tau_0/s_u^A$	[-]	Initial mobiliseringsgrad i förhållande till aktiv odränerad skjuvhållfasthet.
$s_u^{DSS}/s_u^A$	[-]	Förhållande mellan hållfasthet i direkt skjuvning och aktiv skjuvhållfasthet.
<b>Avancerad parameter</b>		
$\nu_u$	[-]	Odränerat Poissons tal.

## 2.7 Konstruktionselement i PLAXIS

För att kunna modellera konstruktionselement såsom balkar och sponter i PLAXIS finns det olika metoder och val som kan göras i programvaran. I detta arbete kommer tre olika typer av element att användas i PLAXIS 2D samt 3D vilka kommer att presenteras nedan. Val av just dessa typer grundar sig i rekommendationer från PLAXIS manualer [17] och i avvägning tillsammans med handledare.

Vidare i detta avsnitt kommer de olika elementen som används att presenteras.

### 2.7.1 Nod-till-nod-ankare

Strukturer såsom stämp kan i PLAXIS modelleras på ett enkelt sätt genom att använda det förprogrammerade elementet nod-till-nod-ankare. Detta element representeras som ett tvånodigt elastiskt element med konstant fjäderstyvhet [17]. Elementet kan belastas både i drag och i tryck, och dessa kan även begränsas för att möjliggöra simulering av brott.

Det elastiska beteendet hos elementet beskrivs enligt

$$N = \frac{E \cdot A}{L} \cdot U \quad (2.29)$$

och utgör ett samband mellan den axiella kraften  $N$  och längdändring  $U$ .

### 2.7.2 3D balkelement

Man kan modellera balkelement på olika sätt i PLAXIS. I denna studie har endast balkelement använts i 3D-modelleringen, och därför beskrivs enbart detta element här. I PLAXIS finns två typer av balkelement för 3D-modeller:

- Balk
- Inbäddad balk

I Bentleys materialmanual [1] beskrivs skillnaden mellan dessa två elementtyper. Inbäddad balk tar hänsyn till interaktionen mellan jord och konstruktionselement och används därför främst för att modellera exempelvis ankare eller pålar som är inbäddade i jord. Balkelementet används däremot främst för konstruktionselement som inte omges av jordmaterial. Av denna anledningen kommer endast balkelement att behandlas.

Enligt PLAXIS referensmanual [13] definieras balkens elastiska beteende av area, elasticitetsmodul och tröghetsmoment kring respektive lokal axel. Balkens lokala koordinatsystem är orienterat så att den första axeln sammanfaller med balkens längdriktning, medan den andra och tredje axeln är vinkelräta mot balken. I balken kan olika snittkrafter uppstå, såsom axialkraft  $N$ , tvärkrafter  $Q$  samt böjmoment  $M$ .

För att kunna beakta plastiskt beteende begränsas balkens kapacitet av ett maximalt böjmoment  $M_p$  och en maximal axiellkraft  $N_p$ . Enligt materialmanualen [1] beror dessa på tvärsnittsarean, materialets flytspänning samt balkens plastiska böjmotstånd och kan beskrivas enligt

$$N_{p,eq} = A_{eq}\sigma_{y,eq} \quad (2.30)$$

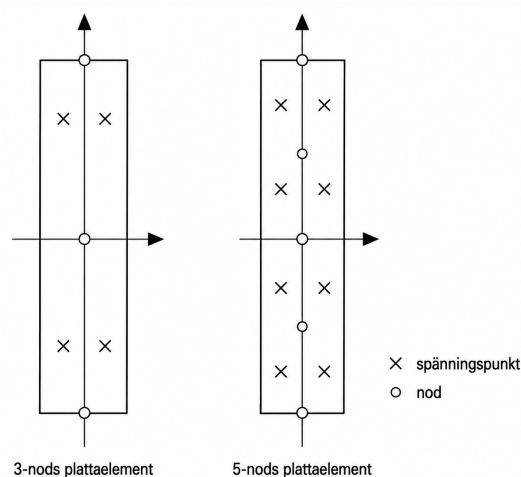
$$M_{p,i,eq} = W_{i,eq}\sigma_{y,eq} \quad (2.31)$$

### 2.7.3 Plattelement

För att modellera långsträckta konstruktionselement i PLAXIS, såsom sponter, används vanligtvis plattelement. I detta arbete har plattelement använts i både 2D- och 3D-modelleringen. Eftersom plattelementen hanteras något olika i 2D respektive 3D kommer dessa därför att beskrivas var för sig.

#### 2D Plattelement

I 2D-fallet beskriver Bentley Systems [17] plattelementet som en sammansättning av balkelement med tre frihetsgrader per nod. I Figur 2.24 illustreras hur ett plattelement modelleras samt var spänningpunkter och noder är placerade på elementet. Balkelementen baseras på Mindlins balkteori och tillåter balkförskjutningar till följd av både skjuvning och böjning.



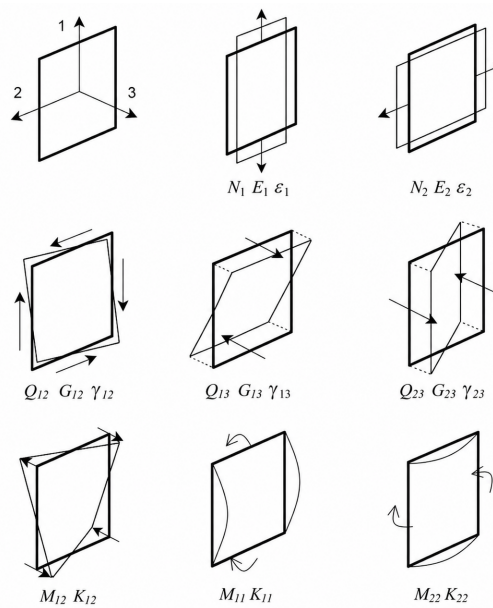
**Figur 2.24:** Tre och fem-nodiga plattelement [17].

Alla böjmoment och axiella krafter beräknas utifrån spänningarna i spänningpunkterna och extrapoleras därefter till elementnoderna. Plastiskt beteende kan även beaktas genom att definiera ett maximalt böjmoment samt maximala axiella krafter, både i planet och ut ur planet.

### 3D Plattelement

Plattelement i 3D bygges enligt Bentley Systems manual [13] på liknande teori som i 2D, men det finns vissa skillnader mellan formuleringarna. I 3D består plattelementen av en sammansättning av sexnodiga triangulära element med fem frihetsgrader per nod: tre translationsfrihetsgrader och två rotationsfrihetsgrader.

Vidare baseras plattelementen på Mindlins platteori, vilket innebär att deformationer till följd av både skjuvning och böjning kan beaktas. Det lokala koordinatsystemet definieras på så sätt att de första två axlarna ligger i planet medan den tredje axeln ligger vinkelrät mot planet, se Figur 2.25.



**Figur 2.25:** Lokalt koordinatsystem för ett 3D plattelement samt positiva axiella krafter (N), skjuvkrafter (Q) och böjmoment (M) [17].

Plastiskt beteende kan även beaktas. Enligt Bentley Systems [13] görs detta genom att bestämma det maximala böjmomentet samt de maximala axiella krafterna i de lokala riktningarna 1 och 2. Plastiskt böjmoment och maximalt axiellt motstånd kan beräknas enligt

$$N_{p,eq} = \begin{cases} N_{p,1,eq} = d \sigma_{y,11,eq} \\ N_{p,2,eq} = d \sigma_{y,22,eq} \end{cases} \quad (2.32)$$

$$M_p = \begin{cases} M_{p,11} = W_{11} \sigma_{y,11} \\ M_{p,22} = W_{22} \sigma_{y,22} \end{cases} \quad (2.33)$$

där  $\sigma_i$  är flyttspänningen för materialet och  $W_i$  är det plastiska böjmotståndet för tvärsnittet.



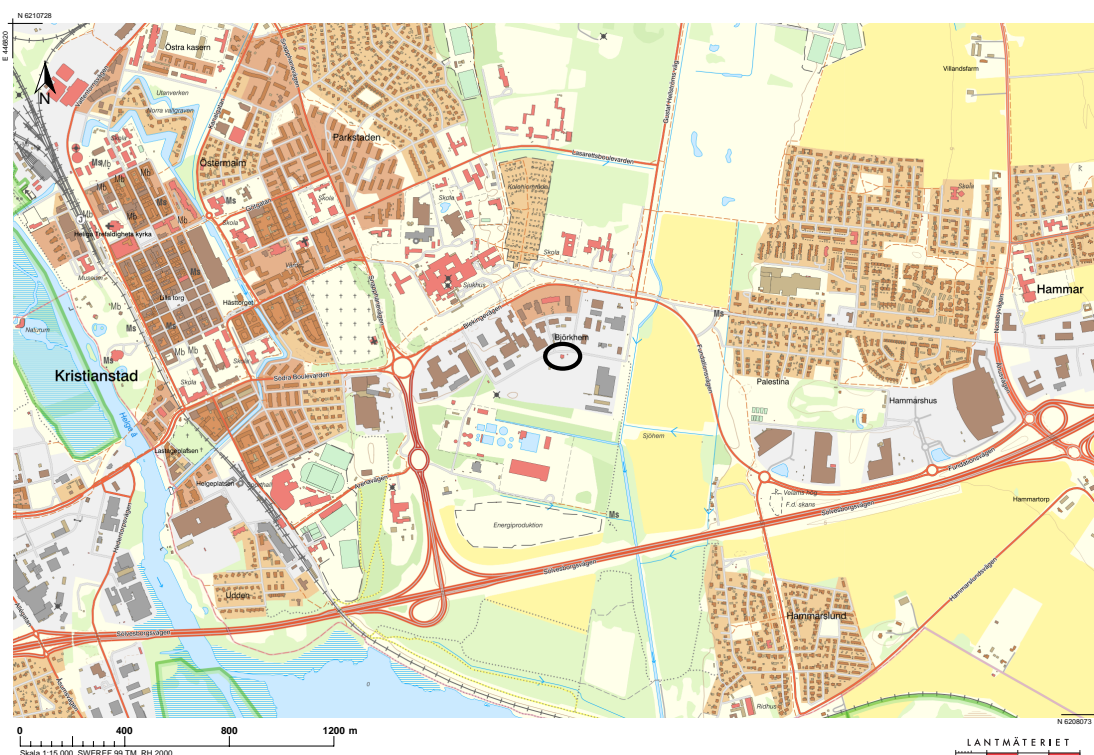
### 3 Referensprojekt

Kristianstad har idag en växande problematik kopplad till sin utsatta geografiska position i kombination med stigande vattennivåer samt stadens låglänta topografi. Delar av Kristianstads centrum ligger under havsnivå, vilket gör staden särskilt känslig för höga vattenstånd. Denna utsatthet förstärks av Hammarsjön, som ligger i direkt anslutning till den södra delen av staden, samt av Helge å som rinner längs den västra sidan av stadskärnan och mynnar ut i Hanöbukten [18].

Höga flöden i Helge å eller kraftiga regn kan leda till översvämningar i centrala delar av staden, främst på grund av det låglänta läget. Klimatprognoser pekar dessutom på ökade nederbördsmängder och fler intensiva regnhändelser, vilket ytterligare förstärker behovet av långsiktiga skyddsåtgärder.

Dessa risker hanteras idag genom att Kristianstads kommun arbetar aktivt med förebyggande åtgärder, såsom skyddsvallar och pumpstationer. Pumpstationerna är särskilt viktiga eftersom de möjliggör bortledning av vatten när självfall inte är möjligt till följd av höga vattennivåer.

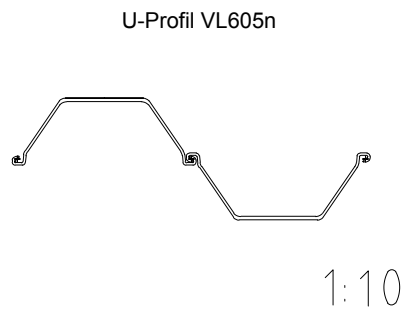
I det markerade området i Figur 3.1 har den pumpstation som studeras i detta arbete anlagts.



Figur 3.1: Karta med pumpstation P1 läge i Kristianstad.

## 3.1 Spontkonstruktion

För att schaktsarbetena för pumpstation P1 ska kunna genomföras har en tät spontkonstruktion med hammarband och stämp installerats i tre nivåer. Spontkonstruktionen har planmått 15 × 15 m och har drivits ned till berg på nivån −31,5 m ö.h. Den spontprofil som har använts är av typen VL605N, vilken visas i Figur 3.2.



**Figur 3.2:** Geometri för en U-profil av typen Larssen VL605N.

Enligt projekteringshandlingarna skulle sponten drivas ned till berg. Av det medföljande spontprotokollet framgår dock att detta inte har varit möjligt i samtliga fall. Detta har medfört ett visst inläckage av vatten under sponten, mellan berg och spontfot. I Figur 3.3 visas två bilder från installationsfasen av sponten för pumpstation P1.

Eftersom schaktsarbetena utförs under grundvattennivån kommer vatten att pumpas bort från schakten under byggskedet. Vattnet tillförs både från en övre akvifär och från en undre akvifär med artesiskt grundvattentryck, se avsnitt 3.3.2.



(a) Spontinstallation, del 1.



(b) Spontinstallation, del 2.

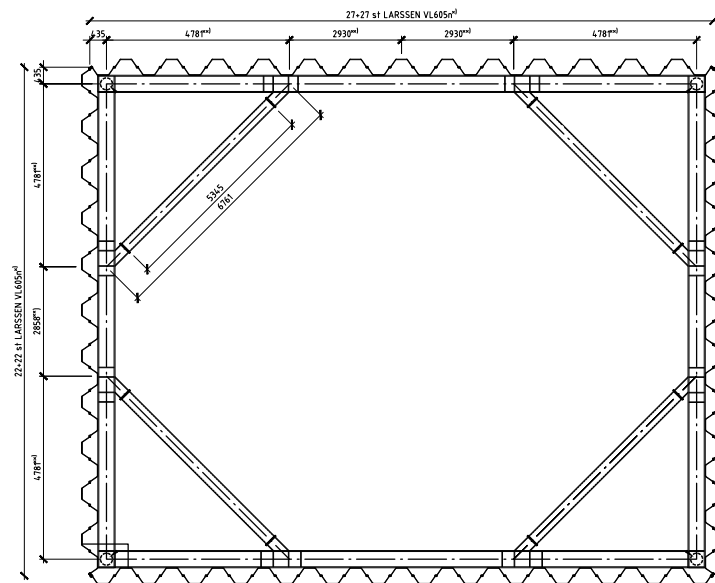
**Figur 3.3:** Installation av spont enligt fotodokumentation.

Utöver spontelementen har horisontella hammarband och stämp installerats i tre nivåer

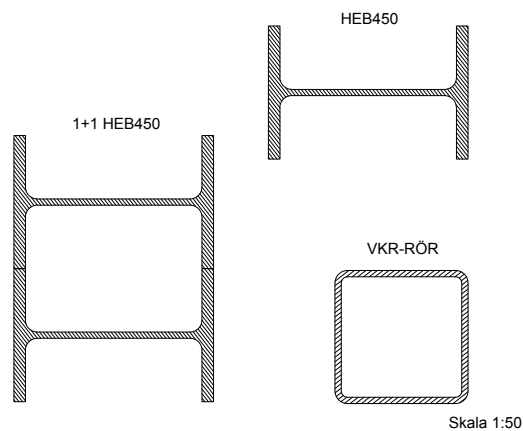
för att stabilisera konstruktionen, se Figur 3.4. Hammarbanden utgörs av stålbalkar av typen HEB450 och är placerade på nivåerna  $-1,45$ ,  $-3,50$  samt  $-6,00$  m ö.h. På de två djupare nivåerna har två HEB450-balkar svetsats samman för att erhålla ett styvare tvärsnitt.

HEB450-balkarna är förankrade i spontelementen med hjälp av konsolplåtar som svetsats fast på sponten. I konstruktionens hörn har stämp installerats i form av fyrkantsrör, där VKR300 används på den övre nivån och VKR400 på de två nedre nivåerna.

Hammarbandens funktion är att fördela de horisontella jordtrycken från sponten till stämpan, vilka i sin tur överför tryckkrafter mellan motstående spontväggar. Dimensioner och tvärsnittsegenskaper för respektive balktyp redovisas i Figur 3.5 och Tabell 3.1.



**Figur 3.4:** Spontkonstruktion sedd uppifrån med installerade hammarband och stämp.



**Figur 3.5:** Geometri för de balktvärsnitt som används för stämp och hammarband.

**Tabell 3.1:** Tvärsnittsmått för valda stålprofiler där  $h$  står för höjd,  $b$  står för bredd och  $t$  för livtjocklek. Notera att HEB450-profilen har två olika tjocklekar.

Profil	Tvärsnittsmått [mm]
HEB 450	$h = 450, b = 300, t_w = 14, t_f = 26$
VKR 300	$h = 300, b = 300, t = 16$
VKR 400	$h = 400, b = 400, t = 16$

Efter att schakt har utförts ned till projekterad schaktbotten och pumpstationens bottenplatta har gjutits återfylls schakten och sponten demonteras. Sponten utgör därmed en temporär stödkonstruktion under byggskedet och har ingen lastbärande funktion i bruksgränstillståndet för den färdiga anläggningen. I Figur 3.6 visas bilder av den färdiggjutna bottenplattan i pumpstationen.



(a) Armering inför gjutning av platta.



(b) Färdiggjuten platta.

**Figur 3.6:** Utförande av bottenplatta.

## 3.2 Geotekniska Undersökningar

I området kring pumpstation P1, liksom i Kristianstadsområdet i stort, har flertalet geotekniska undersökningar genomförts av olika aktörer genom åren. I detta arbete har dock ingen fullständig sammanställning av samtliga undersökningar genomförts, eftersom fokus har legat på modellering i PLAXIS.

I stället har de undersökningar som bedömts mest relevanta använts, främst de som avser lerlagret mellan nivåerna -8,50 m ö.h och -22,00 m ö.h. Detta lager har studerats mer ingående, då en mer avancerad konstitutiv jordmodell har använts för att beskriva lerans beteende.

De geotekniska undersökningar som ligger till grund för denna utvärdering presenteras nedan:

- CPTu-försök
- Triaxialförsök (både aktivt och passivt)
- Direkta skjuvförsök

Resultaten från dessa utvärderingar redovisas i avsnitt 4.2.1. Som avgränsning har parametrar baserade på triaxialförsök och direkta skjuvförsök valts ut från föregående projektering för att erhålla en representativ modell i PLAXIS. CPTu-försöken har dock analyserats och redovisas i avsnittet för att användas vid validering av skjuvhållfastheten i PLAXIS-modellerna.

### 3.3 Geotekniska Förhållanden

Pumpstation P1 är belägen i ett industriområde. I närheten av anläggningen är det flera meter till närmaste intilliggande byggnader. I detta avsnitt presenteras de geotekniska förhållandena i området med avseende på jordlagerföljd och hydrogeologiska förhållanden.

Informationen har sammanställts och baserats på underlag från ett närliggande projekt, Projekt Hammarlundsvälen. Därutöver har geotekniska undersökningar från området kring en annan pumpstation, benämnd Pynten, använts som stöd vid bestämning och utvärdering av de geotekniska egenskaperna.

#### 3.3.1 Jordlagerföljd

I Bilaga A visas den antagna jordlagerföljden som har använts vid projektering och dimensionering av pumpstationsinstallationen. I stort sett hela spalten är belägen under grundvattenytan, och spalten drivs ned till fast botten på nivån -31,50 m ö.h.

#### 3.3.2 Hydrogeologiska Förhållanden

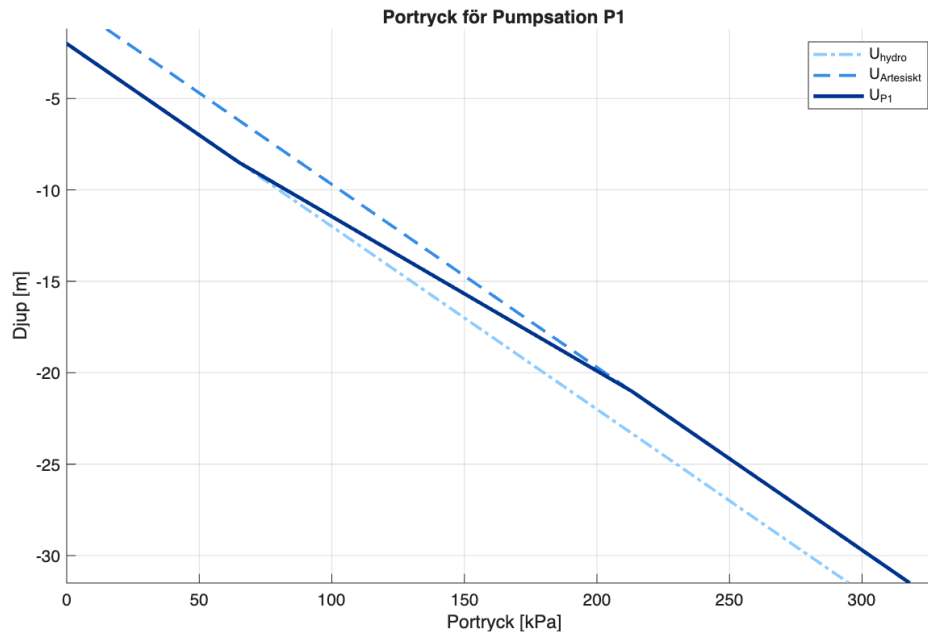
I området kring pumpstation P1 förekommer två separata akvifärer: en övre och en undre. Den undre akvifären är lokaliserad under det mäktiga lerlagret, medan den övre återfinns i de översta jordlagren. På grund av lerans låga permeabilitet har ett artesiskt tryck utvecklats i den undre akvifären, vilket innebär att porvattentrycket där kan motsvara nivåer över den fria grundvattenytan i den övre akvifären.

Den övre akvifärens grundvattenyta ligger enligt projekteringsunderlaget på nivån -1,3 m.ö.h., men har i PLAXIS-modellen antagits ligga på -2,0 m.ö.h. Med stöd av portrycksmätningar, se Figur 3.8, har grundvattennivån i den undre akvifären bestämts till +0,3 m.ö.h. Detta resulterar i den portrycksprofil som visas i Figur 3.7.

Vid framtagandet av portrycksprofilen antas hydrostatiska förhållanden råda inom respektive akvifär, medan portrycket genom det mellanliggande lerlagret har bestämts genom linjär interpolering. Grundvattennivån i den undre akvifären har bestämts utifrån uppmätt portryck på nivån -20 m ö.h., se Figur 3.8, och beräknas enligt:

$$h = -20 + \frac{u_{-20}}{\gamma_w} \quad (3.1)$$

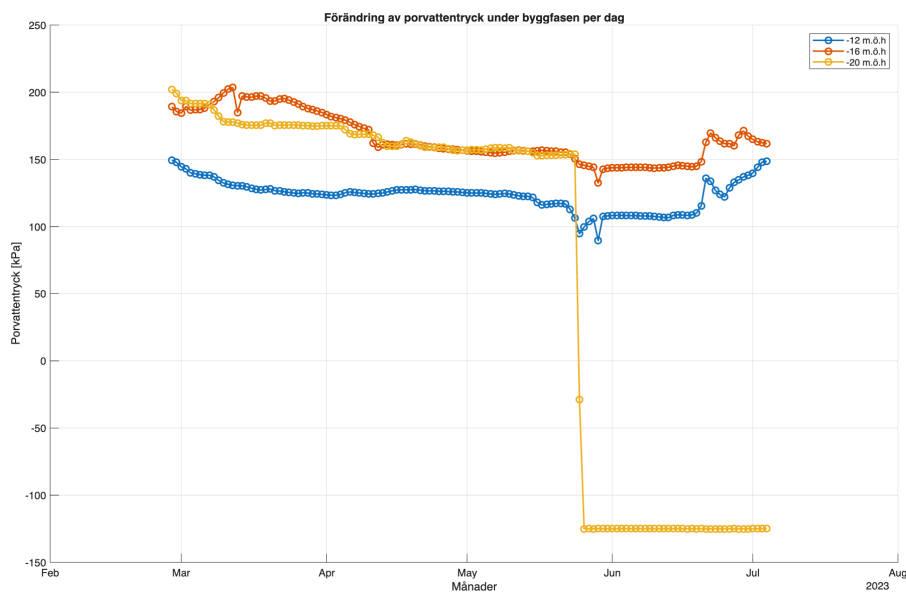
där  $u_{-20}$  är portrycket vid referensnivån och  $\gamma_w$  är vattnets tunghet, vilken antas vara  $10 \text{ kN/m}^3$ . Beräkningen ger en grundvattennivå för den undre akvifären på  $+0,3 \text{ m ö.h}$  som tidigare nämnts.



**Figur 3.7:** Antagen portrycksprofil för jordprofilen i området kring pumpstation P1.

Under byggskedet har portrycksmätningar utförts för att följa utvecklingen av portrycksnivåerna i samband med schakten. Av Figur 3.8 framgår att trycket i den undre akvifären successivt minskar i takt med att vatten pumpas bort via blödarrör innanför spontkonstruktionen. Baserat på dessa mätningar har motsvarande grundvattennivåer i den undre akvifären under byggskedet kunnat bestämmas.

I Figur 3.9 visas bilder från byggskedet där vatten från den undre akvifären strömmar upp genom blödarrören för att reglera grundvattennivån inom schakten.



**Figur 3.8:** Portrycksmätningar som visar hur porvattentrycket förändrats över tid.



(a) Vatten som strömmar upp genom blödarrör.



(b) Sedimentationscontainer i bruk.

**Figur 3.9:** Blödarrör som används för att pumpa bort vatten från schakten under byggskedet.

På motsvarande sätt som i Ekvation 3.1 har nya grundvattennivåer för den undre akvifären bestämts med hjälp av portrycksmätningarna. Portrycken redovisas som dagsmedelvärden, och med stöd av fotodokumentation har portrycksnivåer kunnat kopplas till respektive färdigställd schaktetapp.

I Tabell 3.2 redovisas de grundvattennivåer som har använts för respektive schaktetapp vid modelleringen i PLAXIS.

**Tabell 3.2:** Beräknad grundvattenyta med respektive portryck för den undre akvifären vid de olika schaktstegen.

Schakt	Portryck [kPa]	Grundvattenyta [m.ö.h]
1	203	+0.3
2	176	-2.4
3	160	-4.0
4	145	-5.5

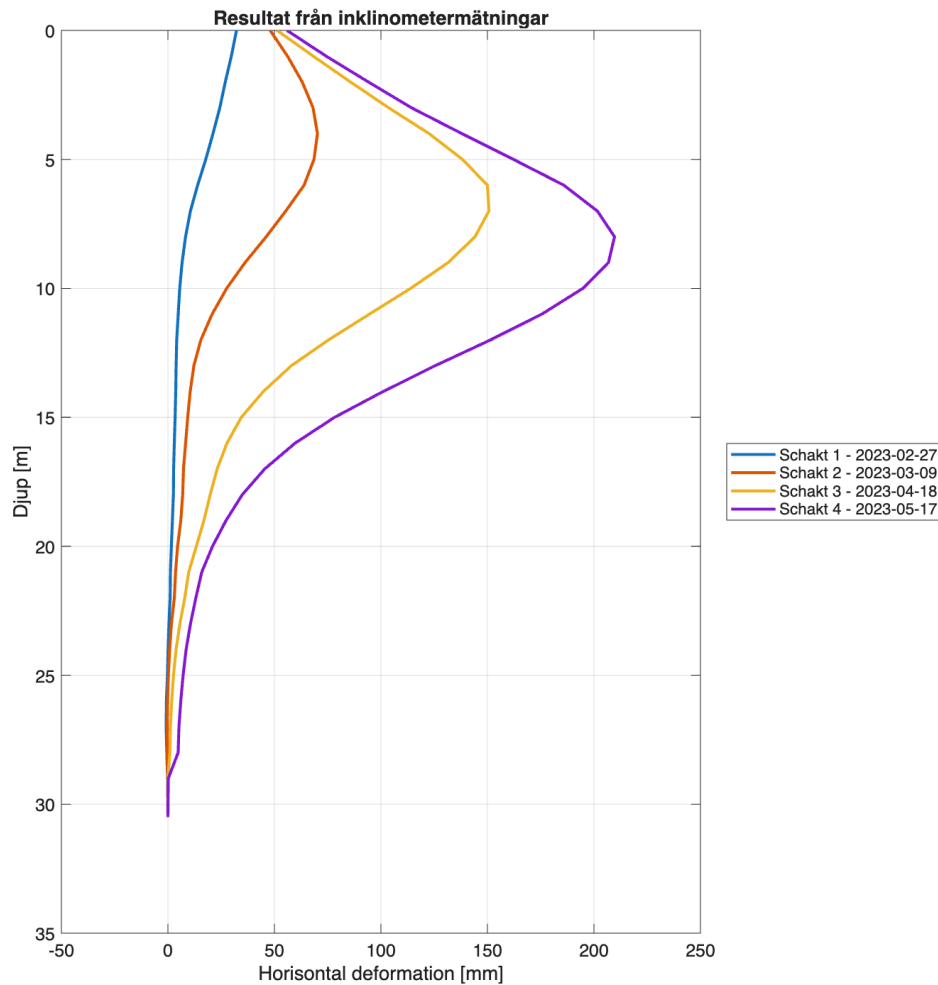
### 3.4 Inklinometermätningar

En central del av examensarbetet är analysen av de inklinometermätningar som utförts under byggskedet. Syftet är att utvärdera och jämföra beräkningsresultat från PLAXIS 2D och PLAXIS 3D med uppmätta deformationer i konstruktionen. Utan kännedom om den faktiska deformationen i spontkonstruktionen är det inte möjligt att avgöra vilken beräkningsmodell som ger den mest verklighetsnära beskrivningen av konstruktionens beteende.

Inklinometerstationen är installerad i direkt anslutning till sponten. Mätgivarna är

placerade med ett vertikalt avstånd på en meter, vilket möjliggör registrering av den horisontella deformationens variation längs spontens djup. Den är placerad på sidan där sedimentationscontainrarna står på mitten av spontväggen. Resultaten redovisas som tim- respektive dagsmedelvärden, där deformationerna anges i millimeter.

Resultaten från inklinometermätningarna presenteras i Figur 3.10. Resultat från de datum som, baserat på fotodokumentation, kan kopplas till de beräkningssteg som modellerats i PLAXIS har valts ut. Utifrån detta har deformationer för de fyra schaktstegen beräknats i PLAXIS, vilka jämförs med resultaten från 2D- och 3D-modellerna.



**Figur 3.10:** Resultat från inklinometermätningar vid specifika schakt etapper.

Av figuren framgår att maximal deformation i schakt 4 uppgår till 209 mm. Vidare ses att det redan i schaktetapp 1 uppstår en deformation på 32 mm, vilket innebär att sponten har deformerats innan hammarbanden har applicerats.

## 4 Metod och beräkningsmodell

I detta kapitel beskrivs inmatningsprocessen i PLAXIS, där de val som har gjorts för att erhålla en så verklighetsanpassad beräkningsmodell som möjligt i både 2D och 3D redogörs för och motiveras. Vidare ges en mer ingående beskrivning av hur parametrarna för lerlagret har bestämts samt hur denna process har genomförts. Avslutningsvis presenteras en metodbeskrivning av tillvägagångssättet i PLAXIS, i syfte att tydliggöra hur analyserna har utförts och möjliggöra reproducerbarhet.

### 4.1 Antaganden och förenklingar

För att möjliggöra en relevant och konsekvent jämförelse mellan analyser i PLAXIS 2D och PLAXIS 3D har ett antal förenklingar införts. Dessa förenklingar appliceras i båda modellerna i syfte att säkerställa jämförbarhet mellan resultaten.

En grundläggande begränsning i PLAXIS 2D är att geometrin inte kan modelleras med ändliga dimensioner i längdriktningen. Spontkonstruktionen antas därför vara oändligt utsträckt i denna riktning, vilket innebär att tredimensionella rand- och hörneffekter inte beaktas i 2D-analysen.

Ytterligare en förenkling avser modelleringen av hammarband. I PLAXIS 2D saknas möjlighet att representera hammarbandens utbredning i djupet, varför dessa inte inkluderas i 2D-modellen. Istället antas stämpan vara direkt förankrad i sponten. Detta innebär att lastöverföringen i modellen sker direkt från spont till stämp. I verkligheten sker lastöverföringen i flera steg, där krafter först överförs från sponten till hammarbanden och därefter vidare till stämpan. Denna skillnad i lastväg är en viktig aspekt att beakta vid tolkning av resultaten.

I både 2D- och 3D-analyserna beaktas inte tidsberoende effekter. Detta innebär att påverkan från schakttid, inklusive hur länge schakten står öppen utan hammarband och stämp, inte inkluderas i analyserna.

### 4.2 Parameterval för jordmaterial i PLAXIS

Jordmodellerna har olika parametrar. De jordmodeller som kommer att användas i detta projekt är NGI-ADP för leran samt gyttja och Mohr-Coulomb för de resterande jordlagren.

Parametrarna i sin tur kommer att bestämmas och analyseras från in-situmätningar som har gjorts vid Hammarlundsvallen i Kristianstad, som ligger i närområdet till referensprojektet.

## 4.2.1 NGI-ADP

För att på ett tillfredsställande sätt anpassa jordlagrets beteende i modellen till verkliga förhållanden används den mer avancerade konstitutiva jordmodellen NGI-ADP för lerlagret. Detta har inneburit att en mer omfattande utvärdering av jordlagrets parametrar har genomförts.

Som underlag för denna utvärdering har resultat från tre olika typer av geotekniska undersökningar analyserats, i syfte att fastställa de parametrar som krävs för NGI-ADP-modellen. De undersökningar som har beaktats är CPTu, direkta skjuvförsök samt triaxialförsök. CPTu-försöken har utförts på platsen för pumpstation P1, medan triaxial- och direkta skjuvförsök har genomförts på leror från projektet Hammarlundsvallen, beläget i närheten av pumpstation P1.

Som tidigare nämnts redovisas i detta arbete enbart utvärderingen av CPTu-resultaten, då övriga metoder har analyserats med stöd av handledare och därför inte behandlas vidare här.

### CPTu

I detta avsnitt presenteras hur mätdata från CPTu-försök har utvärderats. Ekvationer och tillvägagångssätt har tillämpats i enlighet med SGIs rekommendationer [2]. Vid utvärdering av den odränerade skjuvhållfastheten har endast lager bestående av gyttja, silt och lera beaktats, då övriga jordlager utgör friktionsjordar och därmed saknar odränerad skjuvhållfasthet.

Inledningsvis har den odränerade skjuvhållfastheten bestämts med hjälp av ekvation 4.1, hämtad från SGI Information 3 [2]. I ekvationen representerar  $q_t$  spetstrycket från CPTu-sonderingen,  $\sigma_{v0}$  det vertikala totaltrycket, vilket beräknas utifrån jordlagrens enhetstyngd, samt  $N_{kt}$  en omräkningsfaktor.

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (4.1)$$

Värdena på  $N_{kt}$  är platsspecifika och har tagits fram med stöd av tidigare undersökningar i Kristianstadsområdet. De använda värdena redovisas i Tabell 4.1.

**Tabell 4.1:** Värden för  $N_{kt}$ .

Material	$N_{kt}$
Silt	14.5
Lera	13.0
Gyttja	24.0

Vidare tas, i enlighet med SGIs rekommendationer, empiriska förväntansintervall fram med hjälp av omräkningsfaktorer  $\alpha$  samt konsolideringsspänningen. Konsolideringsspänningen beräknas enligt ekvation 4.2, där OCR har antagits vara 1,1.

$$\sigma'_c = \sigma'_0 \cdot OCR \quad (4.2)$$

Därefter beräknas förväntansintervallet enligt ekvation 4.3. Intervallets bredd har bestämts genom att multiplicera det förväntade värdet med  $\pm 10\%$ .

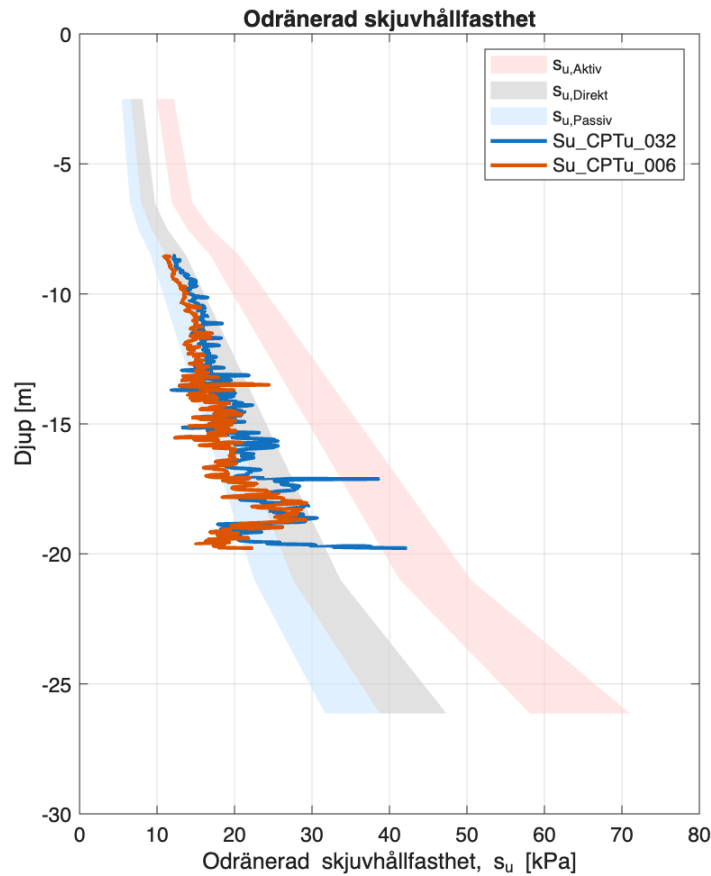
$$s_{u_{A|D|P}} = \alpha_{A|D|P} \cdot \sigma_c \quad (4.3)$$

Värden på  $\alpha$  har valts i enlighet med SGI Information 3 och redovisas i Tabell 4.2.

**Tabell 4.2:** Faktorer för empiriska intervall av odränerad skjuvhållfasthet.

Typ	$\alpha$
Aktiv	0.33
Direkt	0.22
Passiv	0.18

Efter att dessa beräkningssteg har genomförts redovisas den omräknade odränerade skjuvhållfastheten som funktion av djup tillsammans med de empiriska förväntansintervallen för aktiv, passiv och direkt skjuvhållfasthet. Resultaten presenteras i Figur 4.1. Dessa resultat kommer senare att användas för att validera beräkningsmodellen i PLAXIS.



**Figur 4.1:** Visar beräknad samt empiriska intervall för odränerad skjuvhållfasthet från CPTu samt med kompletterande vingförsök från pumpstation P1.

## Sammanställning

I Tabell 4.3 sammanställs alla parametrar för lera och gyttja. Vid framtagningen av dessa värden har resultat från utvärdering av CPTu test, triaxialtest samt direkta skjuvförsök sammanvägts.

**Tabell 4.3:** Materialparametrar för jordlager modellerade med NGI-ADP.

Parameter	Lera	Gyttja	Enhet
Drän. typ	Undrained C	Undrained C	(-)
$\gamma_{unsat}$	16.5	11.9	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	16.5	11.9	(kN/m <sup>3</sup> )
$G/s_u^A$	120.0	23.0	(-)
$\gamma_f^C$	2.0	12.0	(%)
$\gamma_f^E$	6.0	18.0	(%)
$\gamma_f^{DSS}$	4.0	15.0	(%)
$s_u^{A,ref}$	11.7	13.0	(kN/m <sup>2</sup> )
$vert_{ref}$	-7.0	0.0	(m)
$s_u^{A,inc}$	1.7	0.0	(kN/m <sup>2</sup> /m)
$s_u^P/s_u^A$	0.7780	0.6720	(-)
$\tau_0/s_u^A$	0.7000	0.7000	(-)
$s_u^{DSS}/s_u^A$	0.8520	0.6720	(-)
$\nu$	0.30	0.20	(-)

### 4.2.2 Mohr-Coulomb

En sammanställning av parametrarna för de aktuella jordmaterialen som modelleras med Mohr-Coulomb återfinns i Tabell 4.4.

**Tabell 4.4:** Materialparametrar för jordlager använda i Mohr-Coulomb-modellerna.

Parameter	Ytjord	Sand 1	Sand 2	Silt	Enhet
Drän. typ	Drained	Drained	Drained	Undrained A	(-)
$\gamma_{unsat}$	17.00	18.00	18.00	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	17.00	20.00	20.00	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$E'$	3000	$35 \cdot 10^3$	$50 \cdot 10^3$	4000	(kN/m <sup>2</sup> )
$\nu'$	0.3	0.3	0.3	0.3	(-)
$G_{ref}$	1154	$13.46 \cdot 10^3$	$19.23 \cdot 10^3$	1538	(kN/m <sup>2</sup> )
$E_{oed}$	4038	$47.12 \cdot 10^3$	$67.31 \cdot 10^3$	5385	(kN/m <sup>2</sup> )
$V_S$	25.80	85.65	102.4	28.18	(m/s)
$V_P$	48.27	160.2	191.5	52.73	(m/s)
$c'_{ref}$	1.00	0.10	0.10	0.10	(kN/m <sup>2</sup> )
$\phi'$	30.00	36.00	36.00	33.00	(grader)
$\psi$	0.00	0.00	0.00	0.00	(grader)
$k_x$	$1 \cdot 10^{-6}$	$0.01 \cdot 10^{-3}$	$0.01 \cdot 10^{-3}$	$0.2 \cdot 10^{-6}$	(m/dag)
$k_y$	$1 \cdot 10^{-6}$	$0.01 \cdot 10^{-3}$	$0.01 \cdot 10^{-3}$	$0.5 \cdot 10^{-6}$	(m/dag)
$R_{inter}$	0.50	0.67	0.67	0.50	(-)

Examensarbetets fokus ligger på att jämföra modellering i PLAXIS 2D och PLAXIS 3D. För att möjliggöra detta inom projektets tidsramar har en tidsbesparande metod tillämpats där indata till jordmaterial, som modelleras med den konstitutiva jordmodellen Mohr–Coulomb, hämtats från tidigare projekternig av Pumpstation P1.

### 4.2.3 Berg

För att representera fast botten i modellen har ett berglager av kalksten inkluderats. Detta lager modelleras som ett linjärt elastiskt material, och dess inparametrar redovisas i Tabell 4.5.

**Tabell 4.5:** Materialparametrar för kalksten modellerad som linjär-elastiskt material.

Parameter	Kalksten	Enhet
Drän. typ	Non-porous	-
$\gamma_{unsat}$	26.5	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	26.5	(kN/m <sup>3</sup> )
$E'_{ref}$	$50 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
$\nu$	0.3	-

### 4.2.4 Grus

Under projektet har ett lager med större stenfraktioner lagts runt sponten för anläggningsmaskiner att köra på. Även detta har beaktats i modellerna och har modellerats som ett linjär elastiskt lager, inparametrar redovisas i Tabell 4.6

**Tabell 4.6:** Materialparametrar för grus modellerat som linjär-elastiskt material.

Parameter	Grus	Enhet
Drän. typ	Non-porous	(-)
$\gamma_{unsat}$	18	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	20	(kN/m <sup>3</sup> )
$E'_{ref}$	$50 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
$\nu$	0.3	(-)

## 4.3 Parameterväl för konstruktionselement

I detta avsnitt redovisas hur modellparametrar för de konstruktionselement som ingår i analyserna har bestämts. Parametrarna baseras på tillgänglig tvärsnittsdata, materialegenskaper samt antaganden enligt relevant litteratur och referensmanualer. För varje konstruktionselement presenteras de beräkningsmetoder och antaganden som ligger till grund för de inparametrar som används i de numeriska modellerna.

### 4.3.1 Hammarband och stämp

I detta avsnitt presenteras den tvärsnittsdata som har använts för konstruktionselementen hammarband och stämp. I 2D modelleras stämp som ett elastiskt nod-till-nod element och i 3D som ett elasktiskt balkelement. Hammarbandet modelleras endast i 3D, som ett elastiskt balkelement.

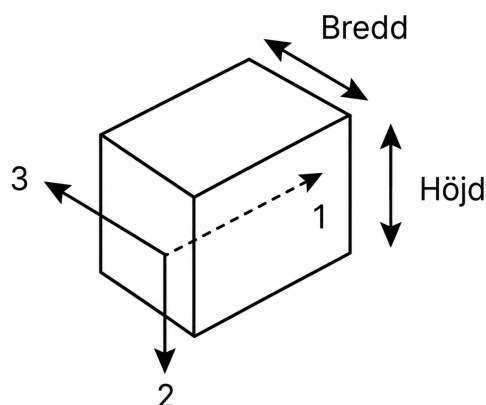
#### Hammarband

Hammarbanden modelleras som ett balkelement i PLAXIS, i enlighet med tidigare kapitel i rapporten. Hammarbanden antas uppvisa ett elastoplastiskt beteende och värden på tvärsnittsparametrar hämtas från boken *Regel- och Formelsamling*[19]. En sammanställning av inparametrarna återfinns i Tabell 4.7. Notera att hammarbanden endast modelleras i 3D och att det därför inte finns någon information gällande inparametrar för ett 2D-fall.

**Tabell 4.7:** Indata för balktvärsnitt.

Index	HEB450		HEB450 1+1	
	Värde	Enhet	Värde	Enhet
$\gamma$	77.0	(kN/m <sup>3</sup> )	77.0	(kN/m <sup>2</sup> )
$A$	0.02180	(m <sup>2</sup> )	0.04360	(m <sup>2</sup> )
$I_2$	$0.7990 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )	$1.5980 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )
$I_3$	$0.1172 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )	$1.215 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )
$E$	$210 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )	$210 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )

Definitionerna av  $I_1$  och  $I_2$  kommer från PLAXIS referensmanual [13], där riktningarna för balkens lokala koordinatsystem beskrivs.  $I_2$  avser tröghetsmomentet kring balkens andra axel, och på motsvarande sätt avser  $I_3$  tröghetsmomentet kring den tredje axeln. I Figur 4.2 illustreras hur PLAXIS definierar de tre lokala riktningarna i förhållande till balkens bredd och höjd.



**Figur 4.2:** Schematisk bild över hur riktningarna för balkens lokala koordinatsystem definieras [13].

## Stämp

Stämpan modelleras som ett nod-till-nod-ankare i 2D och som balkelement i 3D-fallet. I både 2D och 3D antas stämpan uppträda elastiskt, vilket innebär att andra inparametrar behöver beaktas än för hammarbanden. En viktig aspekt är att stämp kan modelleras i både PLAXIS 2D och PLAXIS 3D.

I det tvådimensionella fallet, där sponten antas vara långsträckt i den ena riktningen, modelleras stämpan som en horisontell förbindelse mellan de två spontväggarna. Avståndet vinkelrätt mot snittplanet representeras av ett  $c/c$ -mått på 5 meter, vilket har hämtats från ritningarna. Detta skiljer sig från det tredimensionella fallet, där stämpan modelleras i enlighet med ritningarna, det vill säga med ett stämp i varje hörn av spontkonstruktionen. Anledningen till att stämpan ändrar elementtyp mellan 2D- och 3D-modellen är att anslutningen mellan stämpan och hammarbanden ska kunna beaktas; för en utförligare beskrivning, se kapitel 4.3.4.

Det bör noteras att stämpan antas uppträda elastiskt i både den tvådimensionella och den tredimensionella analysen. I 2D-fallet, där stämpan modelleras som ett nod-till-nod-element, beräknas inparametrarna för de två olika tvärsnitten enligt

$$E \cdot A = (210 \cdot 10^6) \cdot (17900 \cdot 10^{-6}) = 3.759 \cdot 10^6 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$E \cdot A = (210 \cdot 10^6) \cdot (24300 \cdot 10^{-6}) = 5.103 \cdot 10^6 \text{ kN} \quad (4.5)$$

Värden på tvärsnittsdata har hämtats från boken *Regel- och Formelsamling*[19]. En sammanställning av värdena redovisas i Tabell 4.8.

**Tabell 4.8:** Indata för stämp i 2D.

Index	VKR300		VKR400	
	Värde	Enhet	Värde	Enhet
$L_{spacing}$	5	(m)	5	(m)
EA	$3.759 \cdot 10^6$	(kN)	$5.103 \cdot 10^6$	(kN)

Vidare modelleras stämpan i 3D-fallet, som tidigare nämnts, som beam-element, vilket innebär att andra inparametrar används. I detta fall behöver endast en beräkning genomföras för att bestämma parametrarna enligt

$$\gamma = \rho_{steel} \cdot g = 7850 \cdot 9.81 \approx 77.0 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Övriga tvärsnittsdata hämtas direkt från boken *Regel- och Formelsamling* [19]. Sammanställning för de båda tvärsnitten visas i Tabell 4.9

**Tabell 4.9:** Indata för stämp i 3D.

Index	VKR300		VKR400	
	Värde	Enhet	Värde	Enhet
$\gamma$	77.0	(kN/m <sup>3</sup> )	77.0	(kN/m <sup>2</sup> )
$A$	0.01790	(m <sup>2</sup> )	0.02430	(m <sup>2</sup> )
$I_2$	$0.2389 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )	$0.5930 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )
$I_3$	$0.2389 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )	$0.5930 \cdot 10^{-3}$	(m <sup>4</sup> )
$E$	$210 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )	$210 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )

### 4.3.2 Spont

I det tvådimensionella fallet antas spontkonstruktionen vara långsträckt i den ena riktningen, vilket innebär att konstruktionen analyseras i ett tvärsnitt där endast två av spontens väggar beaktas. I det tredimensionella fallet modelleras däremot samtliga spontväggar tillsammans med anslutningarna i konstruktionens hörn. Hörnkrafter och tredimensionella samverkans effekter beaktas därmed inte i den tvådimensionella modellen.

I både 2D- och 3D-modellen representeras spontkonstruktionen med plattlement och antas uppvisa ett elastiskt materialbeteende. I 2D antas sponten vara isotrop, medan den i 3D modelleras som anisotrop. Beräkningar för inparametrar har genomförts enligt

$$w = 136.9 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} = 1.343 \text{ kN/m/m} \quad (4.7)$$

$$E \cdot A = (210 \cdot 10^6) \cdot (174 \cdot 10^{-4}) = 3.662 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (4.8)$$

$$E \cdot I = (210 \cdot 10^6) \cdot (42664 \cdot 10^{-8}) = 89.59 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (4.9)$$

Tvärsnittsdata och vikt har hämtats från leverantören Gooimeers produktblad för spontprofilen VL605N [20]. Sammanställning av inparametrar redovisas i Tabell 4.10.

**Tabell 4.10:** Indata för spontprofil VL605N i 2D.

VL 605N		
Index	Värde	Enhet
$w$	1.343	(kN/m/m)
$EA$	$3.662 \cdot 10^6$	(kN/m)
$EI$	$69.00 \cdot 10^3$	(kNm <sup>2</sup> /m)
$v$	0.3	(-)

För att bestämma parametrar för sponten i PLAXIS 3D används formler och antaganden som anges i PLAXIS materialmanual [13]. Inparametrar beräknas enligt

$$E_1 = 12 \cdot E_{\text{steel}} \cdot \frac{I_1}{d^3} \quad (4.10)$$

$$E_2 = 12 \cdot E_{\text{steel}} \cdot \frac{I_2}{d^3} \approx \frac{I_2}{I_1} \cdot E_1 \approx \frac{E_1}{20} \quad (4.11)$$

$$G_{12} = \frac{6 \cdot E_{\text{steel}} \cdot I_{12}}{(1 + \nu_{\text{steel}}) \cdot d^3} \approx \frac{6 \cdot E_{\text{steel}} \cdot I_1}{10 \cdot d^3} \quad (4.12)$$

$$G_{13} = \frac{E_{\text{steel}} \cdot A_{13}}{2(1 + \nu_{\text{steel}}) \cdot d} \approx \frac{E_{\text{steel}} \cdot (A/3)}{2 \cdot d} \approx \frac{E_{\text{steel}} \cdot A}{6 \cdot d} \quad (4.13)$$

$$G_{23} = \frac{E_{\text{steel}} \cdot A_{23}}{2(1 + \nu_{\text{steel}}) \cdot d} \approx \frac{E_{\text{steel}} \cdot (A/10)}{2 \cdot d} \approx \frac{E_{\text{steel}} \cdot A}{20 \cdot d} \quad (4.14)$$

Dessa bygger på antagandet att en profilerad stålspons har betydligt större böjstyvhet i vertikal riktning än i horisontell riktning. I PLAXIS materialmanual antas därför att  $I_1 \gg I_2$ , vilket approximeras som  $I_1 \approx 20 I_2$ . De framräknade värdena för sponten sammanställs i Tabell 4.11.

**Tabell 4.11:** Indata för spontprofil VL605N i 3D.

VL 605N		
Index	Värde	Enhet
$\gamma$	3.180	(kN/m <sup>3</sup> )
$E_1$	$10.97 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
$E_2$	$548,4 \cdot 10^3$	(kN/m <sup>2</sup> )
$\nu$	0.3	(-)
$d$	0.4226	(m)
$G_{12}$	$548.4 \cdot 10^3$	(kN/m <sup>2</sup> )
$G_{13}$	$1.111 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
$G_{23}$	$333.3 \cdot 10^3$	(kN/m <sup>2</sup> )

## Låsglidning

I Sponthandboken [21] benämns låsglidning som en reduktionsfaktor som tar hänsyn till en potentiell förlust av böjmotstånd och tröghetsmoment till följd av hur sponten drivits, i vilket material som sponten drivits i och vad det är för typ av spont. För att hantera detta ska böjmotstånd och tröghetsproblem multipliceras med reduktionsfaktorer enligt

$$W_{\text{eff}} = \beta_B \cdot W_{\text{spontvägg}} \quad (4.15)$$

$$I_{\text{eff}} = \beta_D \cdot I_{\text{spontvägg}} \quad (4.16)$$

Då lera är det största lagret i jordlagerföljden är det utifrån detta lager som reduktionsfaktorerna bestäms. Sponthandboken hänvisar till ett värde mellan 0.8 och 0.6. I detta arbete används ett värde för låsglidning på  $\beta_D = 0.77$ .

### 4.3.3 Betongplatta

Som framgår av avsnittet om referensprojekt gjuts en betongplatta i schaktbotten efter att schaktsarbetet har färdigställts, i syfte att möjliggöra installation av pumpstationen vid ett senare skede. Detta kommer tas hänsyn till genom att modellera denna betongplatta som ett plattelement. Se Tabell 4.12 för vilka inparametrar som används för elementet.

**Tabell 4.12:** Indata för betongplatta i både 2D och 3D.

Betongplatta		
Index	Värde	Enhet
2D		
$w$	9.831	(kN/m/m)
$EA$	$23.80 \cdot 10^6$	(kN/m)
$EI$	$971.8 \cdot 10^3$	(kNm <sup>2</sup> /m)
$v$	0.2	(-)
3D		
$w$	23.81	(kN/m <sup>3</sup> )
$E_1$	$34.00 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
$v_{12}$	0.2	(-)
$d$	0.7	(m)
$G_{12}$	$14.17 \cdot 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )

### 4.3.4 Anslutningar

För att på ett tillfredsställande sätt kunna verklighetsanpassa konstruktionselementens beteende och deras inbördes interaktion finns det i PLAXIS flera sätt att definiera anslutningar. Enligt PLAXIS referensmanual [17] är anslutningen mellan två plattelement fast inspänd, mellan platte och beam är den som standard ledad, mellan beam och beam är den fast inspänd och mellan node-to-node-element och beam är den ledad.

För att bättre efterlikna det verkliga beteendet har anslutningarna mellan spont till spont, spont till hammarband samt hammarband till stämp justerats. För interaktionen mellan spontplankorna i hörnen skapas en anpassad anslutning som sätts till ledad istället för fast inspänd, då spontlåsen bedöms vara rörliga och därför inte bör modelleras som fast inspända. Hammarbanden svetsas fast på spontplankorna med hjälp av konsolplåtar, vilket motiverar att denna anslutning bibehålls som fast inspänd.

Vidare hanteras interaktionen mellan hammarband och stämp. Denna anslutning är som standard ledad när stämpan modelleras som ett node-to-node-element. Eftersom det inte är möjligt att skapa en anpassad anslutning mellan beam och node-to-node-element i PLAXIS, modelleras stämpan istället som ett beam-element för att möjlig-

göra en fast inspänd anslutning. Notera att denna lösning endast appliceras i PLAXIS 3D.

Övriga anslutningar, såsom mellan hammarband och hammarband samt mellan spontplankorna längs respektive sida, är som standard fast inspända. Dessa behålls oförändrade då de bedöms ge den mest verklighetsanpassade representationen.

## 4.4 Lastförhållanden

För att efterlikna de rådande lastförhållandena i referensprojektet har fotodokumentation från byggskedet analyserats. Utifrån denna identifierades de mest belastande lasterna som uppställda containrar samt grävmaskiner som rör sig inom området. I Figur 4.3 visas hur dessa laster är placerade i förhållande till spontkonstruktionen.

Under ett senare skede av byggfasen tillkommer ytterligare en container. I 3D-modellen tas därför hänsyn till två containrar, där den andra containern placeras bakom den första.



(a) Grävmaskin.



(b) Container.

**Figur 4.3:** Identifierade laster i området baserat på fotodokumentation.

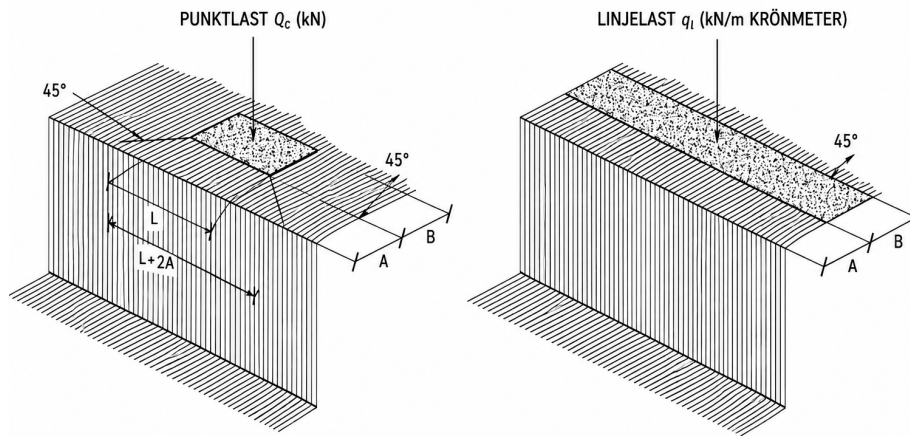
Enligt projektbeskrivningen ska containrar och maskiner inte placeras närmare än två meter från sponten. Fotodokumentationen visar dock att detta avstånd inte har upprätthållits, varför lasterna i modellen har placerats på ett avstånd av 1,5 m från sponten.

Lasterna hanteras olika i 2D- och 3D-modellerna till följd av de förenklingar som krävs vid plan töjning. I 3D-modellen kan lasterna appliceras så att de bättre efterliknar den verkliga situationen, medan de i 2D-modellen måste omräknas till motsvarande linjelaster.

I enlighet med rekommendationer i Sponthandboken [21] har lasten från containern omräknats från en punktlast till en linjelast. Denna kan därmed appliceras tillsammans med trafiklasten i 2D-modellen. En grafisk illustration av omräkningen visas i Figur 4.4, och beräkningen utförs enligt

$$q_l = \frac{Q_c}{2A + L} \quad (4.17)$$

Trafiklasten har antagits till  $15 \text{ kN/m}^2$  och fördelas över en längd motsvarande gräv-maskinens bredd, vilken antagits till 5 m. Denna last aktiveras i det första schaktsteget, medan lasten från containern aktiveras i det andra schaktsteget, då den enligt observationer inte är utplacerad initialt.



**Figur 4.4:** Illustration av omräkning från punktlast till linjelast enligt [21].

Containerns dimensioner antas vara 6 m i längd, 2,5 m i bredd och 2,5 m i höjd, vilket ger en volym på cirka  $35 \text{ m}^3$ . I ett konservativt fall antas containern vara vattenfylld, vilket ger en punktlast enligt

$$Q_c = 35 \cdot 1000 \cdot 9,81 \approx 350 \text{ kN} \quad (4.18)$$

Denna punktlast används för att beräkna motsvarande linjelast i 2D-modellen enligt ekvation 4.17, vilket ger  $q_l \approx 15 \text{ kN/m}$ .

I 3D-modellen beräknas istället ett jämnt fördelat tryck enligt

$$p = \frac{F}{A} \quad (4.19)$$

där  $F = Q_c$  och  $A = 9 \text{ m}^2$ , vilket ger ett tryck på cirka 23 kPa. I Figur 4.5 och 4.6 visas hur lasterna har applicerats i 2D- respektive 3D-modellen.

## 4.5 Inmatning i programmet

Tillvägagångssättet för PLAXIS redovisas i ordningsföljd i två separata kapitel, 2D respektive 3D. Modeller samt meshnät redovias för båda modellerna i respektive avsnitt.

### 4.5.1 2D

Utförandet för den tvådimensionella beräkningen redovisas enligt följande.

---

- ***Project Properties***

- Plan töjningsmodell används.
  - Elementen sätts till 15-nodiga.
  - Enheter specificeras (Förinställda).
  - Konturlinjer anges  $x \in [0, 100]$ ,  $y \in [0, -40]$ .
- 

- ***Soil***

- Geometrin skapas med hjälp av borrhål.
  - Jordlagerföljden definieras som enligt kapitel 3.3.1.
  - Material för jorden anges enligt kapitel 4.2 och appliceras på tillhörande lager.
  - Grundvattennivån sätts till -2.
- 

- ***Structures***

- Spontplankor med tillhörande material anges. (Positivt och negativt gränssnitt tillsätts.)
  - Linjer för schaktbottnar ritas ut.
  - Stämp med tillhörande material specificeras.
  - Betongplatta med tillhörande material ritas ut.
  - Laster specificeras, både utanför spontlådan och på de olika schaktbottnarna.
-

- *Mesh*

- Elementfördelningen sätts till medium samt förbättrade mesh-förfiningar
  - Kontroll av mesh utförs så kvalitén upprätthålls (Kvalitet > 0.01).
- 

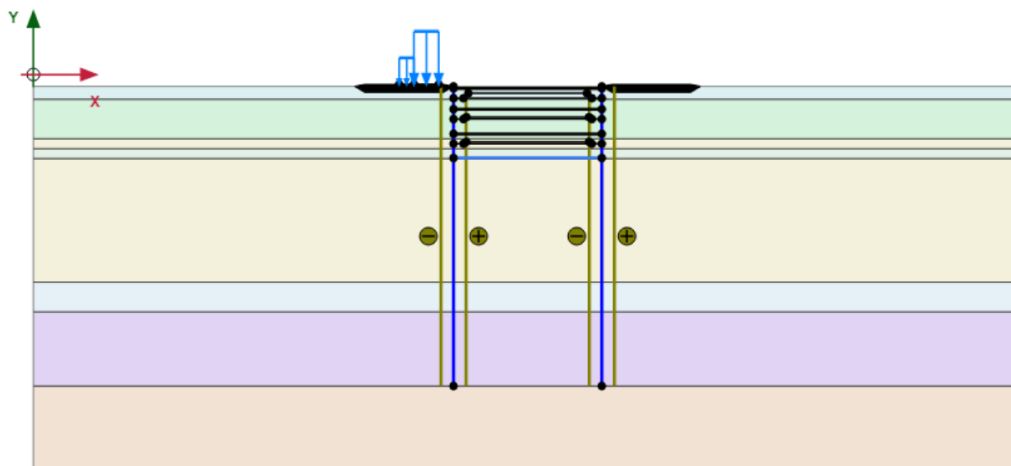
- *Flow Conditions*

- Övre akvifär utanför spontlådan; GVN sätts till -2.0 m
  - Undre akvifär utanför spontlådan; GVN sätts till +0.3 m
  - Övre akvifär innanför spontlådan; GVN sätts till schaktbotten
  - Undre akvifär innanför spontlådans; GVN sätts till avkapade blödarrör
  - Lerlagret som separerar de två akvifärerna interpoleras vertikalt
- 

- *Staged Construction*

Fas	Händelse	Beskrivning
1.	Spontinstallation	Spontplankorna samt gränssnitt aktiveras, trafiklast aktiveras
2.	Schakt 1	Första schaktet avaktiveras
3.	Stämp 1	Översta stämp aktiveras
4.	Schakt 2	Andra schaktet avaktiveras, containerlast aktiveras
5.	Stämp 2	Andra stämp aktiveras
6.	Schakt 3	Tredje schaktet avaktiveras
7.	Stämp 3	Tredje stämp aktiveras
8.	Schakt 4	Fjärde schakt avaktiveras
9.	Gjutning Platta	Makadam, grovbetong och betong aktiveras
10.	Avinstallation Stämp 2 och 3	Andra och tredje stämp avaktiveras

Se Figur 4.5 hur beräkningssektionen byggs upp i 2D PLAXIS.



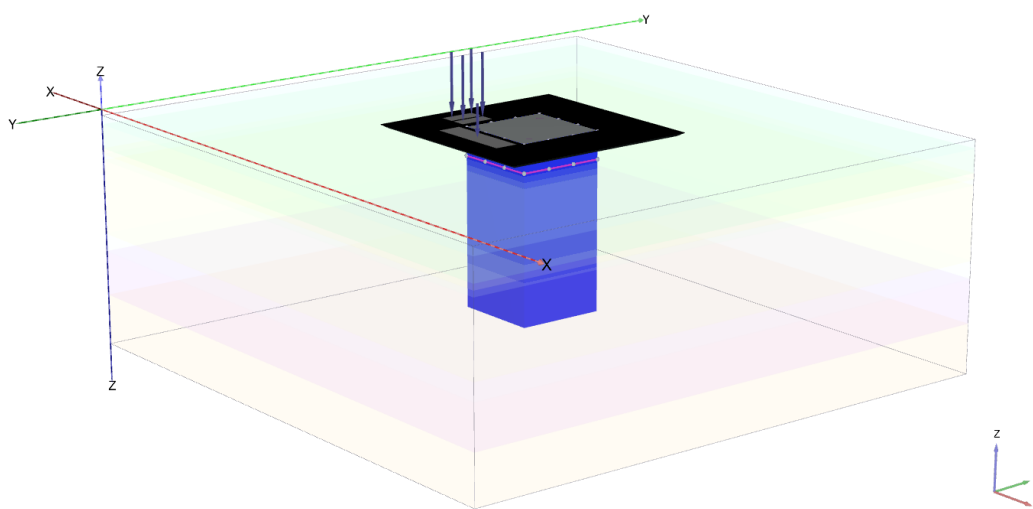
**Figur 4.5:** Beräkningssektionen uppbyggd i inmatningsprogrammet i PLAXIS 2D.

### 4.5.2 3D

Ordningsföljden för uppbyggnaden av den tredimensionella modellen följer samma princip som för 2D-modellen, med vissa skillnader i modelluppsättning och elementdefinitioner. I stället för en *plane strain*-modell används analysläget *Full*, vilket möjliggör tredimensionell analys av konstruktionen. Vidare används 10-nodiga element i 3D-modellen, till skillnad från de 15-nodiga element som används i 2D-modellen.

Utöver detta inkluderas även hammarband med tillhörande materialegenskaper i 3D-modellen. Hammarbanden aktiveras i samma beräkningsfaser som stämpan och samverkar därmed med spontkonstruktionen under byggskedet. Både trafiklast och dubbla containrar placeras på rätt plats i förhållande till det verkliga projektet.

I Figur 4.6 visas hur beräkningsmodellen har byggts upp i PLAXIS 3D.



**Figur 4.6:** Beräkningssektionen uppbyggd i inmatningsprogrammet i PLAXIS 3D.

## 4.6 Tillvägagångsätt

När samtliga inparametrar för konstruktionselement och jordmodeller hade fastställts genomfördes modelleringen i PLAXIS 2D och PLAXIS 3D med identiska modellförutsättningar. Modelleringen utfördes stegvis utifrån den framtagna byggsekvensen, där schakt, installation av stämp samt förändringar i grundvattennivåer aktiverades i olika beräkningsfaser. Resultaten från analyserna hämtades därefter från PLAXIS Output för vidare bearbetning och jämförelse mot inklinometermätningarna.

Efter att analyser med identiska inparametrar genomförts utfördes en anpassning av modellerna för att bättre efterlikna de uppmätta deformationerna i spontkonstruktionen. Anpassningen fokuserades på det mäktiga lerlagret, eftersom detta lager bedömdes ha störst påverkan på spontens deformationer. Vidare var det även det jordlager där mest geoteknisk information fanns tillgänglig. Med stöd av handledare med insyn i projektet antogs dessutom att hållfasthetsförhållandena i lerlagret under byggskedet var sämre än vad som ursprungligen förväntades.

Utifrån detta bestämdes att den tredimensionella modellen skulle anpassas mot inklinometermätningarna genom att justera den odränerade skjuvhållfastheten samt styvhetsindexet i det mäktigare lerlagret, då detta var det jordlager där mest undersökningsdata fanns tillgänglig. Genom ett iterativt tillvägagångssätt togs därefter en anpassad modell fram som uppvisade bättre överensstämmelse med de uppmätta deformationerna från inklinometermätningarna.

### 4.6.1 Korrigering av resultat

Eftersom arbetet har avgränsats till att inte inkludera tidsberoende effekter har resultaten från PLAXIS korrigerats mot den första uppmätta deformationskurvan för schakt 1. Syftet med denna korrigering är att minska påverkan från deformationer som uppstått innan de modellerade byggstegen och som inte fångas av den genomförda analysen.

Korrigeringen genomfördes genom att en differens beräknades mellan deformationskurvan från PLAXIS och den uppmätta deformationskurvan från inklinometermätningarna för schakt 1. Differensen bestämdes punktvis längs spontens djup och subtraherades därefter från motsvarande punkter i de efterföljande schaktstegen.

$$\mathbf{u}_{\text{kor},S_i} = \begin{bmatrix} u_{1,PX,S_i} \\ u_{2,PX,S_i} \\ \vdots \\ u_{n-1,PX,S_i} \\ u_{n,PX,S_i} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_{n-1} \\ \Delta_n \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

där

$$\Delta = \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_{n-1} \\ \Delta_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{1,PX,S_1} \\ u_{2,PX,S_1} \\ \vdots \\ u_{n-1,PX,S_1} \\ u_{n,PX,S_1} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} u_{1,ink,S_1} \\ u_{2,ink,S_1} \\ \vdots \\ u_{n-1,ink,S_1} \\ u_{n,ink,S_1} \end{bmatrix} \quad (4.21)$$

På detta sätt kunde deformationernas relativa utveckling mellan schaktstegen analyseras samtidigt som resultaten i större utsträckning anpassades till de verkliga förhållandena och de tidsberoende effekter som inte explicit modellerats i PLAXIS.

## 4.7 Skillnader mellan 2D- och 3D-modell

För att möjliggöra en rättvis jämförelse mellan den tvådimensionella och den tredimensionella modellen har indata avseende jordmodeller, laster, beräkningssteg och grundvattenförhållanden utformats så likartat som möjligt.

Samtidigt finns det vissa skillnader mellan modellerna som är nödvändiga för att respektive modell ska kunna representera konstruktionen på ett realistiskt sätt. Dessa skillnader påverkar modellernas beteende och resultat, och är även centrala för att kunna identifiera respektive modells styrkor och begränsningar. De viktigaste skillnaderna mellan modellerna redovisas därför nedan i punktform.

- I PLAXIS 3D är det möjligt att skapa alla sidor och konstruktionselement, vilket inte är möjligt i PLAXIS 2D.
- Laster kan placeras på korrekt plats i förhållande till spontkonstruktionen i PLAXIS 3D.
- I PLAXIS 3D finns möjligheten att ändra anslutningar mellan konstruktionselement.
- Hammarband förenklas bort i PLAXIS 2D och det är endast stämp som modelleras i denna modell.



# 5 Resultat

Resultatredovisningen är uppdelad efter modelltyp och schaktsteg. Beräkningsfaserna i PLAXIS har kopplats till specifika tidpunkter identifierade genom fotodokumentation från utförandeskedet. Dessa tidpunkter har därefter relaterats till inklinometermätningar, vilka redovisas som dagsmedelvärden.

För varje modell och schaktsteg redovisas spontens deformationskurva samt momentfördelningen i spontkonstruktionen. Inledningsvis presenteras en 2D-modell och en 3D-modell med identiska inparametrar för att möjliggöra en direkt jämförelse mellan modellerna. Därefter redovisas även en anpassad 3D-modell, där parametrar justerats för att erhålla deformationer som bättre överensstämmer med inklinometermätningarna.

De identifierade tidpunkterna presenteras i avsnitt 3.4 och benämns fortsättningsvis som schakt 1, schakt 2, schakt 3 och schakt 4. För respektive schaktsteg jämförs resultaten från PLAXIS 2D och PLAXIS 3D med uppmätta deformationer från inklinometermätningarna.

För att säkerställa att 2D- och 3D-modellerna analyseras under jämförbara förutsättningar genomförs även en validering av modellerna. I denna jämförs bland annat porvattentryck och odränerad skjuvhållfasthet i lerlagret mot förväntade och uppmätta värden. Motsvarande redovisning genomförs även för den anpassade modellen för att tydliggöra vilka parametrar och modellförutsättningar som har ändrats.

## 5.1 Validering av modeller

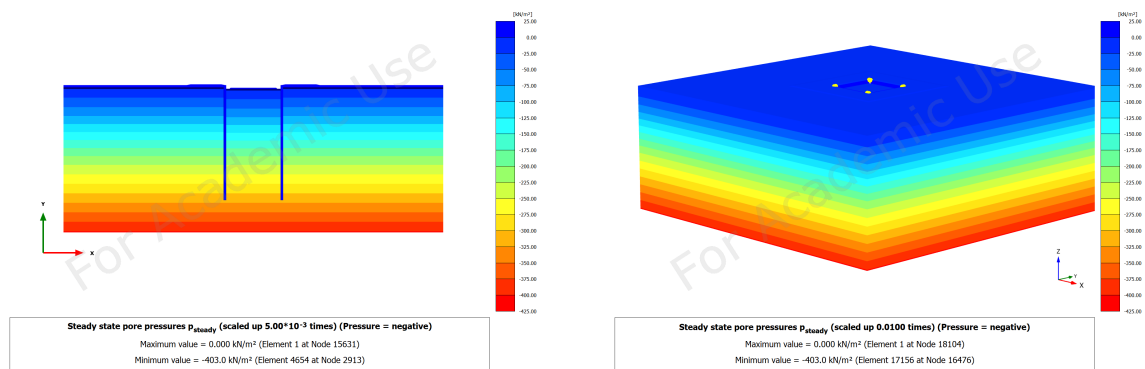
För att säkerställa att en jämförelse mellan programvarorna är möjlig och att modellerna analyseras under likvärdiga förutsättningar genomförs i detta avsnitt en validering av modellerna. Syftet är även att säkerställa att modellerna är så verklighetsförankrade som möjligt utifrån det underlag och den information som varit tillgänglig.

Inledningsvis redovisas portrycksfördelningen i de båda modellerna och jämförs med den förväntade portrycksprofil som presenterades i avsnitt 3.3.2. Därefter redovisas den odränerade skjuvhållfastheten för det mäktiga lerlagret i 2D- och 3D-modellerna, vilken plottas mot resultat från CPTu-sonderingar samt framtagna förväntansintervall. CPTu-resultaten och förväntansintervallen presenterades i avsnitt 4.2.1.

### 5.1.1 Portryck

Figur 5.1 visar portrycksfördelningen i 2D- respektive 3D-modellen med identiska inparametrar i PLAXIS Output. Färgfördelningen illustrerar variationen i portryck inom

modellerna och indikerar att de uppvisar en likartad portrycksfördelning.

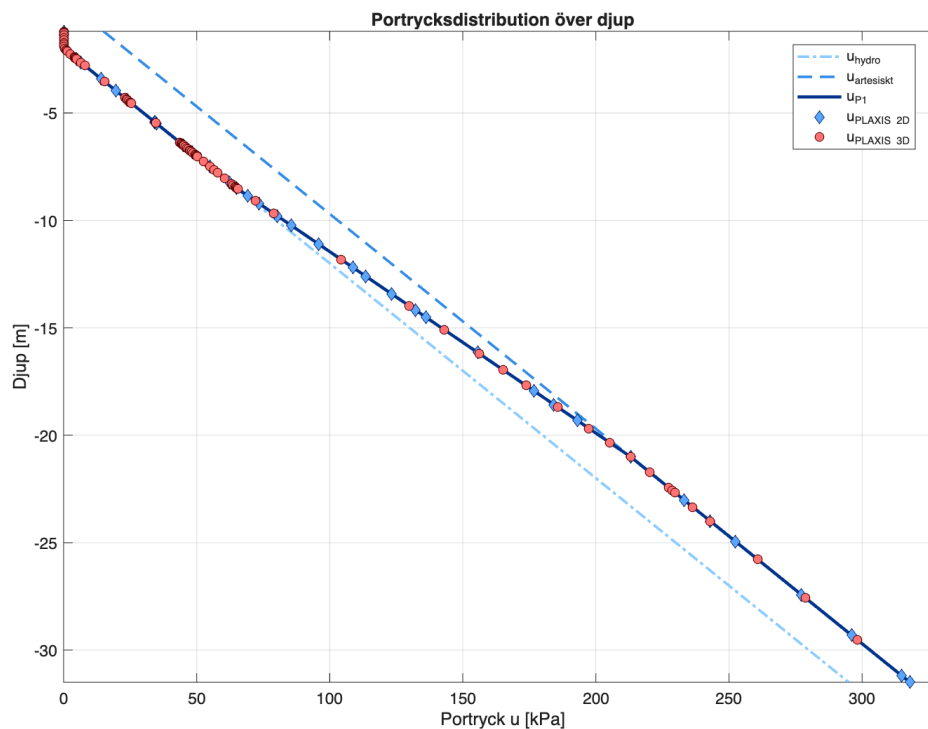


(a) Portryck i 2D-modell.

(b) Portryck i 3D-modell.

**Figur 5.1:** Jämförelse av portrycksfördelningen mellan 2D- och 3D-modellen.

Vidare visar Figur 5.2 portrycksfördelningen i de båda modellerna jämfört med den förväntade portrycksprofil som fastställdes i ett tidigare skede. Figuren visar att portrycksfördelningen i modellerna överensstämmer väl med varandra samt med den förväntade fördelningen. Detta indikerar att modellerna beskriver portrycksförhållandena på ett likartat sätt och att de är rimligt validerade mot de antagna hydrogeologiska förutsättningarna.



**Figur 5.2:** Jämförelse av portryck mellan 2D- och 3D-modell.

Den anpassade modellen redovisas inte separat, eftersom samma portrycksfördelning används som i den tidigare 3D-modellen. Portrycksfördelningen är därmed identisk med de ovan redovisade resultaten.

## 5.1.2 Odränerad skjuvhållfasthet

Den odränerade skjuvhållfastheten i det mäktiga lerlagret har studerats särskilt noggrant inom ramen för arbetet, eftersom denna parameter har stor betydelse för spontkonstruktionens deformationer och möjligheten att efterlikna de uppmätta rörelserna. För att beskriva lerlagrets anisotropa beteende har den mer avancerade jordmodellen NGI-ADP använts.

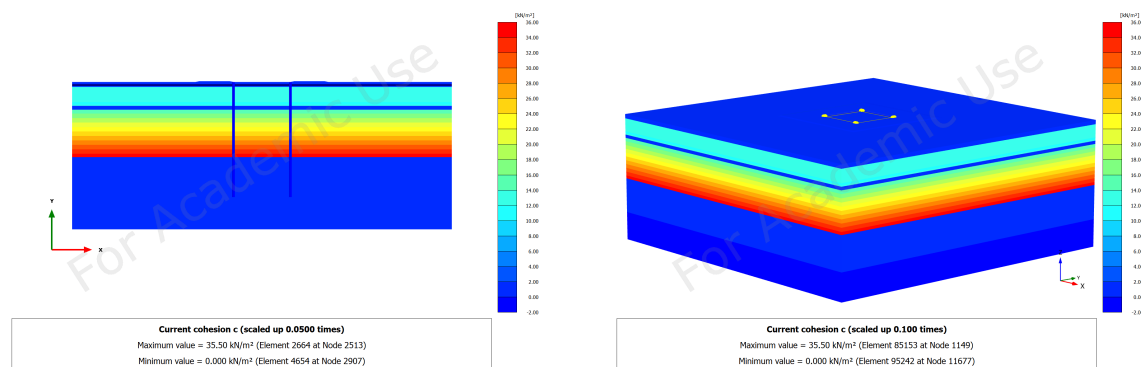
Behandlingen av lerlagret och framtagandet av modellparametrar redovisas i avsnitt 4.2.1. I följande avsnitt presenteras hur skjuvhållfastheten i PLAXIS-modellerna förhåller sig till förväntade värden samt hur parametrarna har justerats för att bättre efterlikna de verkliga deformationerna i spontkonstruktionen.

På motsvarande sätt som för portrycket används skjuvhållfastheten för att verifiera att PLAXIS-modellerna analyseras med jämförbara inparametrar samt för att utvärdera hur väl modellerna överensstämmer med förväntade och uppmätta förhållanden.

### Jämförelse 2D- och 3D-modell

Figur 5.3 visar den odränerade skjuvhållfastheten i PLAXIS 2D- och 3D-modellerna för de modeller som analyserats med identiska inparametrar. Det övre lagret, med en konstant odränerad skjuvhållfasthet på 13 kPa, motsvarar gyttjelagret och redovisas inte i CPTu-serien.

I det underliggande lerlagret ökar den odränerade skjuvhållfastheten successivt med djupet. Figuren visar även att 2D- och 3D-modellerna uppvisar samma variation i odränerad skjuvhållfasthet genom jordprofilen.



(a) Odränerad skjuvhållfasthet i 2D-modell.

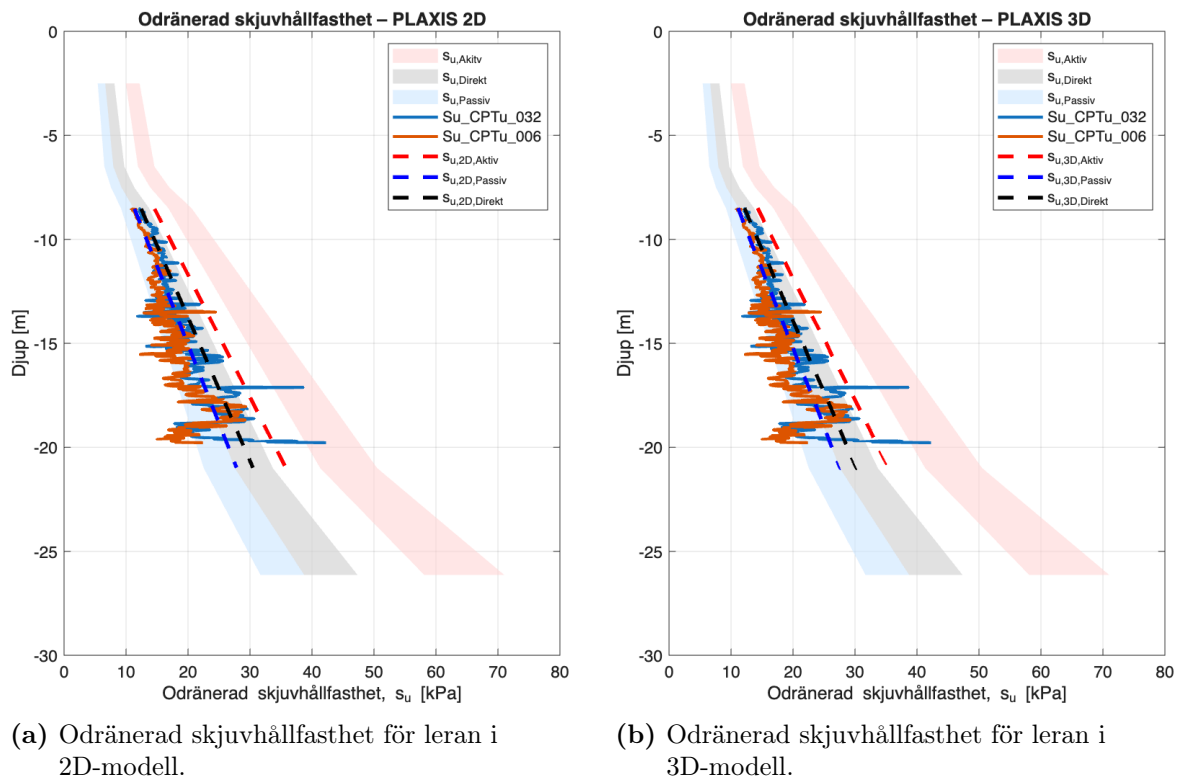
(b) Odränerad skjuvhållfasthet i 3D-modell.

**Figur 5.3:** Jämförelse av odränerad skjuvhållfasthet mellan 2D- och 3D-modell.

Mätpunkter från jordprofilen har därefter extraherats från PLAXIS och plottats mot den tidigare framtagna profilen för odränerad skjuvhållfasthet, se avsnitt 4.2.1. I Figur 5.4 redovisas aktiv, passiv och direkt odränerad skjuvhållfasthet tillsammans med CPTu-serien och framtagna förväntansintervall.

Figuren visar att den odränerade skjuvhållfastheten i 2D- och 3D-modellerna är i

princip identisk samt att resultaten överensstämmer väl med den förväntade hållfasthetsprofilen.

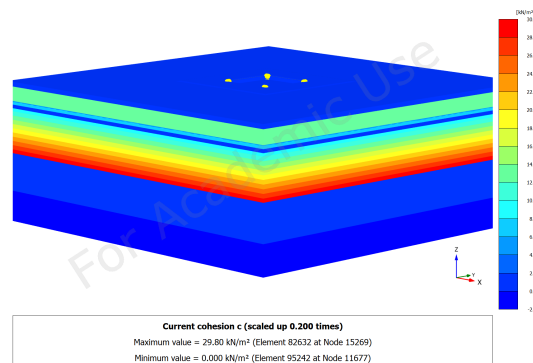


Figur 5.4: Jämförelse av odränerad skjuvhållfasthet i leran mellan 2D- och 3D-modell.

### Anpassad modell

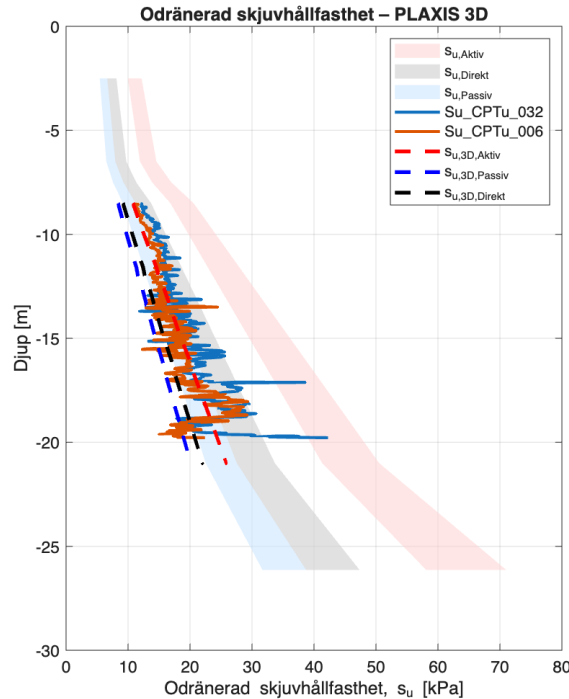
I Figur 5.5 visas den odränerade skjuvhållfastheten för den anpassade 3D-modellen i PLAXIS. Figuren visar att skjuvhållfastheten har reducerats jämfört med de tidigare modellerna, men att variationen med djupet fortfarande följer samma övergripande trend.

Det kan även noteras att gyttjelagret fortsatt modelleras med en konstant odränerad skjuvhållfasthet på 13 kPa.



Figur 5.5: Odränerad skjuvhållfasthet för anpassad 3D-modell i PLAXIS output.

För att relatera den anpassade modellen till verkliga förhållanden plottas även den odränerade skjuvhållfastheten från PLAXIS mot CPTu-serier och framtagna förväntningsintervall, se Figur 5.6. Figuren visar att skjuvhållfastheten i den övre delen av lerlagret initialt ligger under både CPTu-resultaten och förväntansintervallen. På större djup överensstämmer däremot hållfasthetsprofilen bättre med de förväntade värdena.



**Figur 5.6:** Odränerad skjuvhållfasthet för anpassad 3D-modell plottad mot CPTu och empiriska förväntansintervall.

De iterativt framtagna värden för odränerad skjuvhållfasthet,  $s_u^a$ , och styvhetsindex,  $I_R = \frac{G}{s_u^a}$ , redovisas i Tabell 5.1.

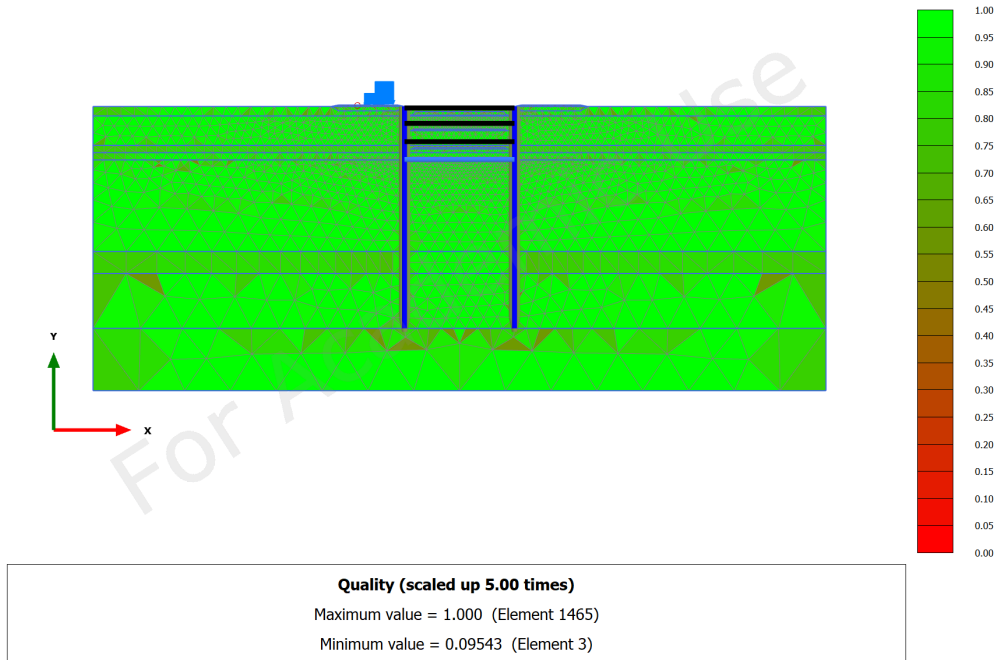
**Tabell 5.1:** Värden på de inparametrar på mäktigare lerlagret som använts i den anpassade 3D-modellen.

Parameter	Ursprungligt värde	Anpassat värde	Enhet
$G/s_u^A$	120	80.0	(-)
$s_u^{A,ref}$	11.7	9.0	(kN/m <sup>2</sup> )
$vert_{ref}$	-7	-7.0	(m)
$s_u^{A,inc}$	1.7	1.2	(kN/m <sup>2</sup> /m)

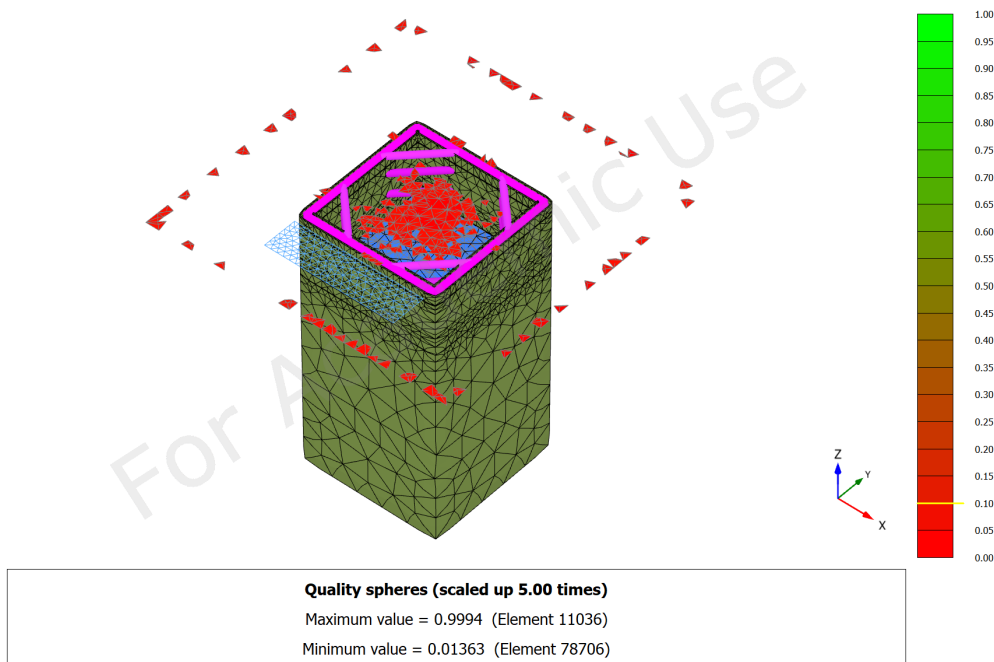
### 5.1.3 Mesh

I Figur 5.7 redovisas kvaliteten på de mesh-nät som genererats för 2D- respektive 3D-modellen i PLAXIS. Meshens kvalitet har stor betydelse för den numeriska analysens stabilitet och noggrannhet, eftersom all spännings- och deformationsberäkning utförs i dessa element.

Figurerna visar att båda modellerna uppvisar en jämn och välfördelad mesh utan tydliga elementförvrängningar i de centrala delarna av modellen. Ett finare mesh har använts i områden kring spontkonstruktionen och schakten, där stora deformationer och spänningsgradienter förväntas uppstå. Med hänsyn till tid har inte finare mesh använts.



(a) Meshkvalitet i 2D-modell.



(b) Meshkvalitet i 3D-modell.

**Figur 5.7:** Jämförelse av meshkvalitet mellan 2D- och 3D-modellerna.

Den anpassade modellen använder samma mesh som den ursprungliga 3D-modellen och redovisas därför inte separat.

De lägsta värdena på meshen redovisas i Tabell 5.2.

**Tabell 5.2:** Lägsta meshkvalitet i 2D- och 3D-modellerna.

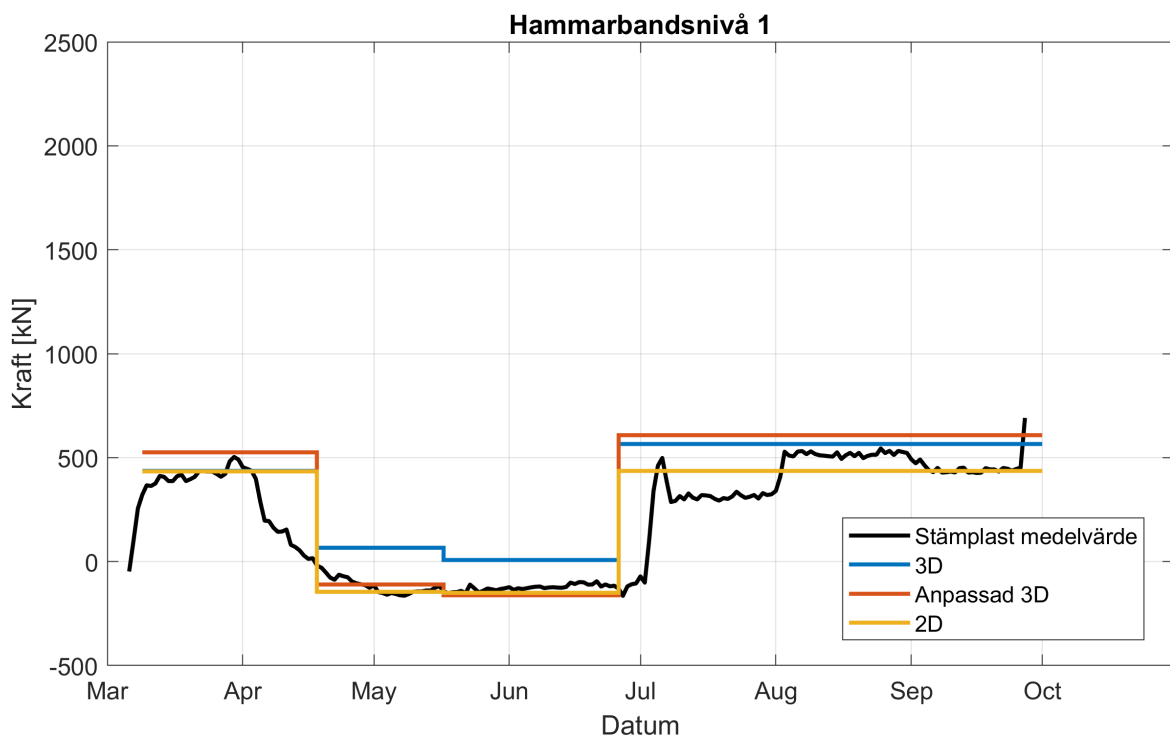
Modell	Lägsta kvalitet	Enhet
2D	0.09543	-
3D	0.01363	-

## 5.2 Stämplast

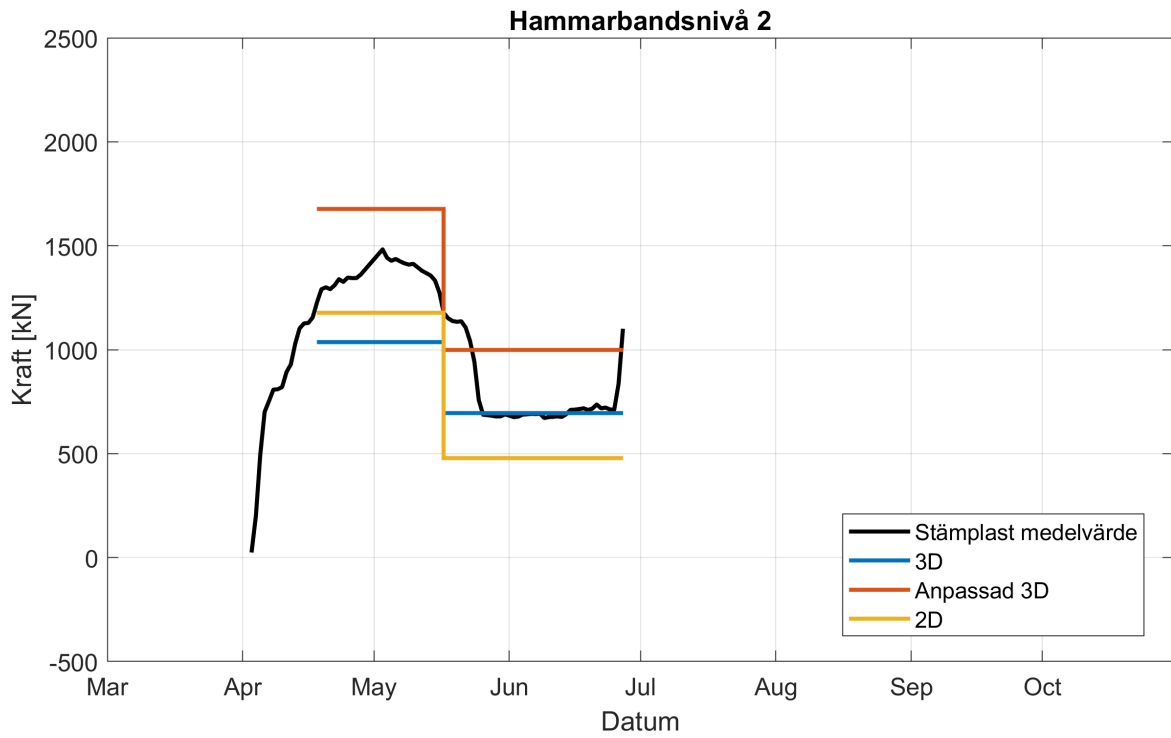
Under byggtiden för pumpstation P1 har laster i stämpan uppmätts. Med anledning av detta har även stämplaster från samtliga PLAXIS-modeller tagits ut och jämförts med medelvärden av de uppmätta stämplasterna från verkliga mätningar.

Stämplasterna från de verkliga mätningarna har redovisats som dygnsmedelvärden. På motsvarande sätt som för inklinometermätningarna har schaktstegen i PLAXIS kopplats till specifika tidpunkter med hjälp av fotodokumentation från byggskedet. Detta har möjliggjort en jämförelse mellan stämplaster från PLAXIS-modellerna och de verkligt uppmätta stämplasterna under respektive schaktetapp.

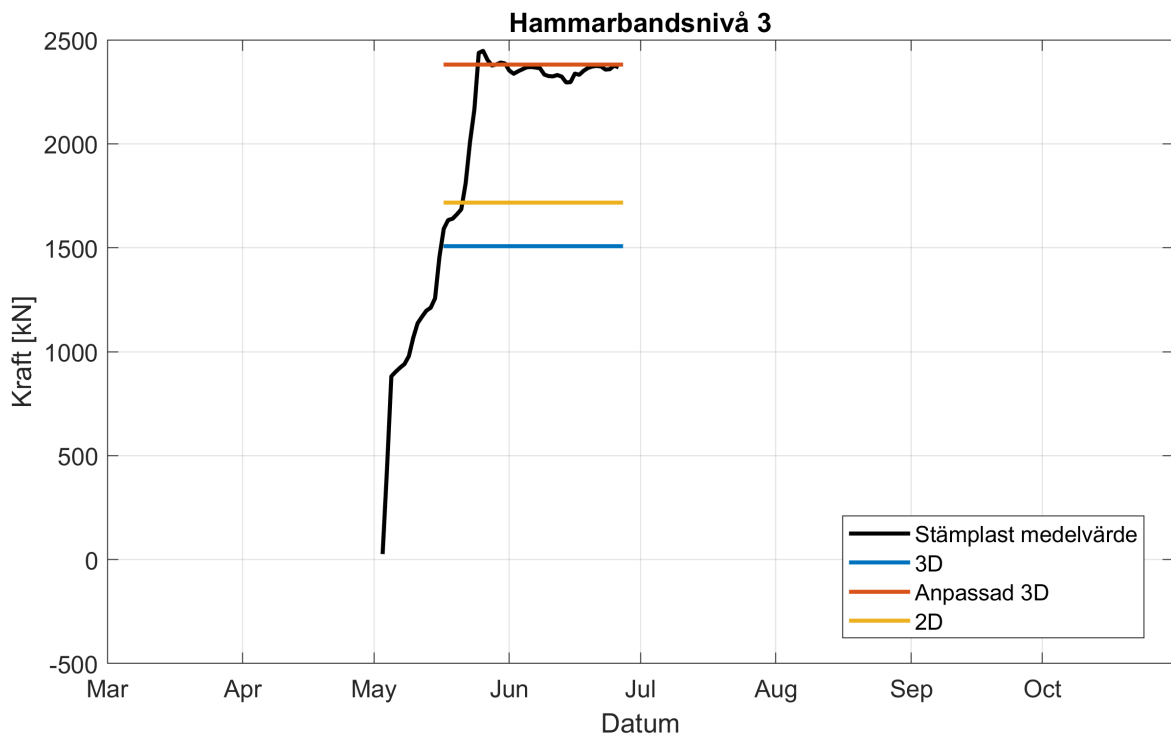
Jämförelsen mellan modellerna och de verkligt uppmätta stämplasterna redovisas för respektive hammarbandsnivå i Figur 5.8 till Figur 5.10.



**Figur 5.8:** Stämplast i hammarbandsnivå 1.



**Figur 5.9:** Stämplast i hammarbandsnivå 2.



**Figur 5.10:** Stämplast i hammarbandsnivå 3.

## 5.3 Moment Spont

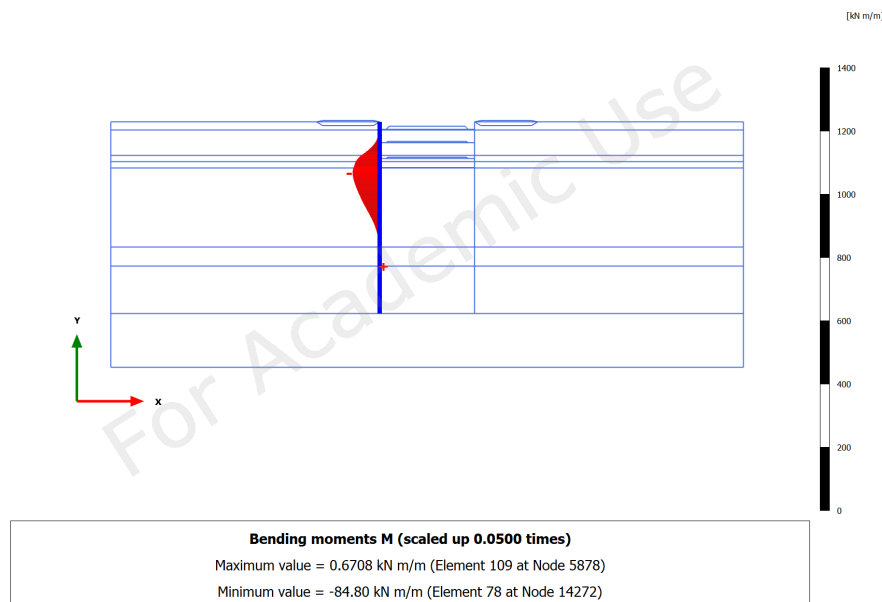
För att kunna identifiera skillnader mellan de tre olika PLAXIS-modellerna redovisas momentfördelningen längs spontkonstruktionen samt de maximala böjmomenten i konstruktionen. Resultaten presenteras för samtliga modeller och redovisas både grafiskt och i tabellform.

Momentfördelningen och de maximala momenten redovisas separat för respektive schaktetapp. En sammanställning av resultaten presenteras därefter i avsnitt 5.3.4.

### 5.3.1 2D

I Figur 5.11 redovisas momentfördelningen i spontkonstruktionen beräknad med PLAXIS 2D. För att öka läsbarheten presenteras endast resultaten för schaktsteg 1 i huvudrapporten, medan motsvarande resultat för resterande schaktsteg återfinns i Bilaga B.

Det kan noteras att de maximala momenten uppstår i anslutning till de områden där spontkonstruktionen uppvisar störst deformationer. Vidare kan det observeras att det maximala momentet i schaktsteg 1 utgörs av ett negativt böjmoment, medan momenten i de efterföljande schaktstegen övergår till positiva böjmoment i samband med att spontkonstruktionen stagas upp med stämp.



**Figur 5.11:** Momentfördelning i 2D-modell i schaktsteg 1.

Böjmomentet redovisas i enheten kNm/m, eftersom konstruktionen, som tidigare nämnts, antas vara långsträckt i den riktning som är vinkelrät mot modellens snittplan. Resultaten representerar därmed böjmoment per meter spontvägg.

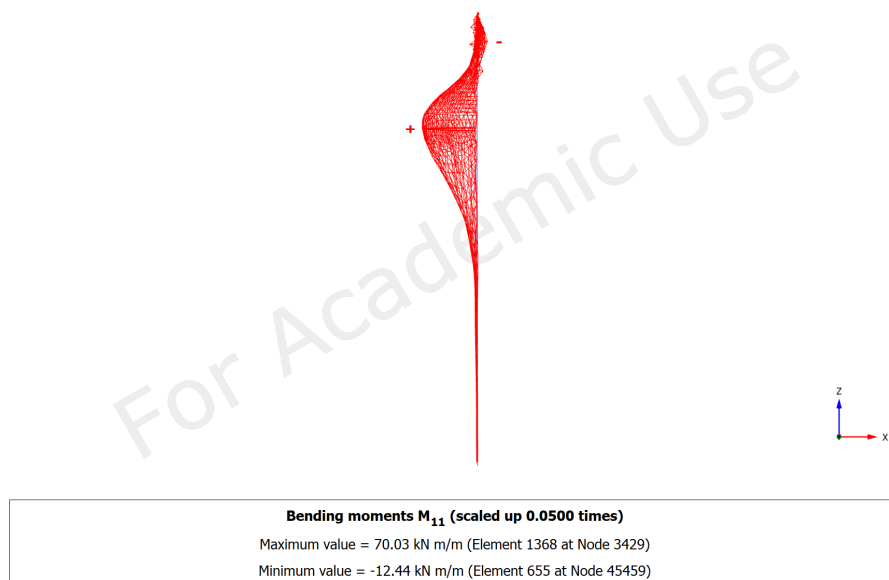
Värden för maximala böjmoment redovisas i sammanställningsavsnittet längre fram

tillsammans med motsvarande resultat för de övriga PLAXIS-modellerna.

### 5.3.2 3D

För 3D-modellen med identiska inparametrar redovisas momentfördelningen i spontkonstruktionen på motsvarande sätt som för 2D-modellen. Resultat för schaktsteg 1 presenteras i Figur 5.12 och resterande resultat i Bilaga C. Det kan noteras att momenten redovisas med omvänt tecken jämfört med 2D-modellen, vilket beror på skillnader i koordinatsystem och orientering mellan modellerna.

Vidare kan det observeras att momentfördelningen i 3D-modellen grafiskt liknar den som erhålls i 2D-modellen. Maximalmomenten uppstår vid motsvarande nivåer i konstruktionen, vilket innebär att momentkurvornas övergripande form är likartad mellan modellerna.

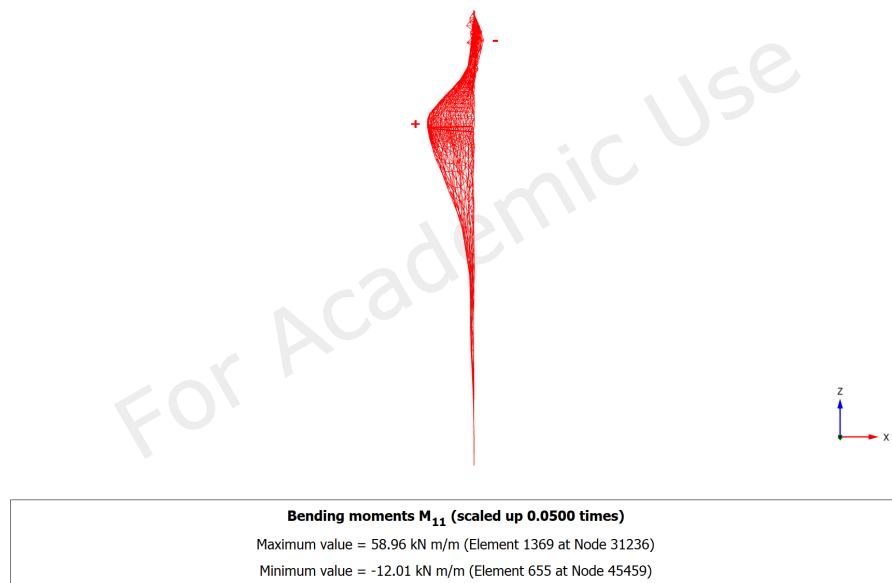


**Figur 5.12:** Momentfördelning i 3D-modell i schaktsteg 1.

Det maximala böjmomentet i 3D-modellen är lägre än motsvarande värde i 2D-modellen. Exakta värden för de maximala böjmomenten redovisas i sammanställningsavsnittet längre fram. Även i denna modell redovisas momenten i enheten kNm/m.

### 5.3.3 Anpassad 3D-modell

Vidare visas i Figur 5.13 att den anpassade 3D-modellen bibehåller en momentfördelning med samma övergripande form som de ursprungliga modellerna, men med högre momentnivåer i extrempunkterna. Se Bilaga D för resultat från alla schaktsteg.



**Figur 5.13:** Momentfördelning i anpassad 3D-modell i schaktsteg 1.

Viktigt att notera är att samtliga momentfördelningsfigurer, dvs Figur 5.11, 5.12 och 5.13 har olika skala och det går därmed inte att läsa av endast på bilden för att få fram värden, utan endast former.

### 5.3.4 Sammanställning

I Tabell 5.3 - 5.6 redovisas extremvärden för böjmomenten i spontkonstruktionen. Tabellerna är uppdelade efter respektive schaktsteg och redovisar positiva respektive negativa moment för varje modell.

**Tabell 5.3:** Sammanställning moment i schaktsteg 1.

Modell	Min Moment	Max Moment	Enhet
2D	-84.80	0.6708	(kNm/m)
3D	-70.03	12.44	(kNm/m)
Anpassad 3D	-58.96	12.01	(kNm/m)

**Tabell 5.4:** Sammanställning moment i schaktsteg 2.

Modell	Min Moment	Max Moment	Enhet
2D	-107.4	180.9	(kNm/m)
3D	-65.17	136.6	(kNm/m)
Anpassad 3D	-59.82	160.4	(kNm/m)

**Tabell 5.5:** Sammanställning moment i schaktsteg 3.

Modell	Min Moment	Max Moment	Enhet
2D	-137.3	220.8	(kNm/m)
3D	-97.47	171.1	(kNm/m)
Anpassad 3D	-226.5	245.3	(kNm/m)

**Tabell 5.6:** Sammanställning moment i schaktsteg 4.

Modell	Min Moment	Max Moment	Enhet
2D	-202.7	308	(kNm/m)
3D	-103.8	214.3	(kNm/m)
Anpassad 3D	-275.1	386.6	(kNm/m)

## 5.4 Deformation Spont

För att kunna identifiera skillnader mellan de tre olika PLAXIS-modellerna redovisas deformationerna längs spontkonstruktionen för respektive modell och schaktetapp. Resultaten presenteras grafiskt för att möjliggöra jämförelse mellan modellerna samt mot inklinometermätningarna. För varje modell redovisas inledningsvis deformationer direkt från PLAXIS Output, varefter vidare bearbetade diagram framtagna i MATLAB presenteras.

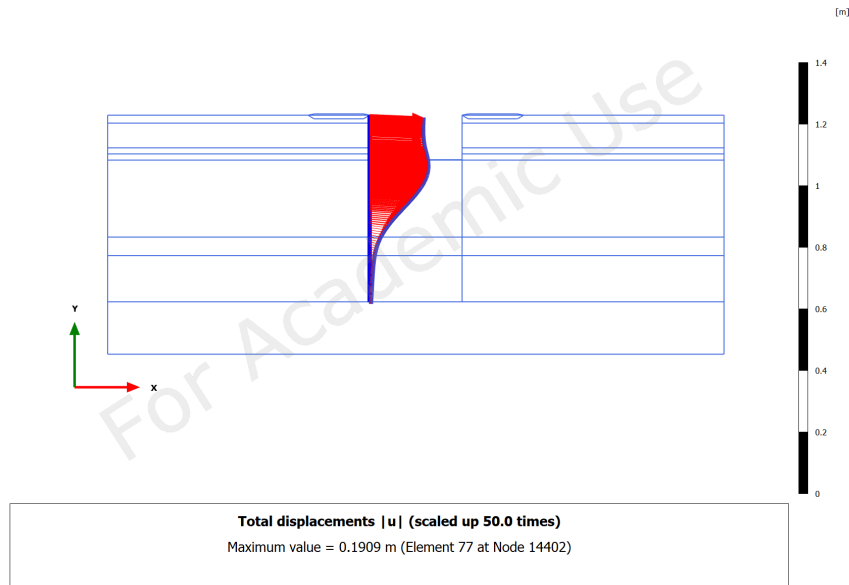
Deformationskurvorna redovisas separat för varje schaktetapp och inkluderar både okorrigerade och korrigerade resultat från PLAXIS-modellerna. De korrigerade resultaten har tagits fram för att minska påverkan från deformationer som inte fångas av modellerna, eftersom tidsberoende effekter och deformationer innan aktivering av stämp inte beaktas i analyserna.

För respektive modell redovisas även maximala deformationer för varje schaktetapp. En sammanställning av resultaten presenteras därefter i avsnitt 5.3.4.

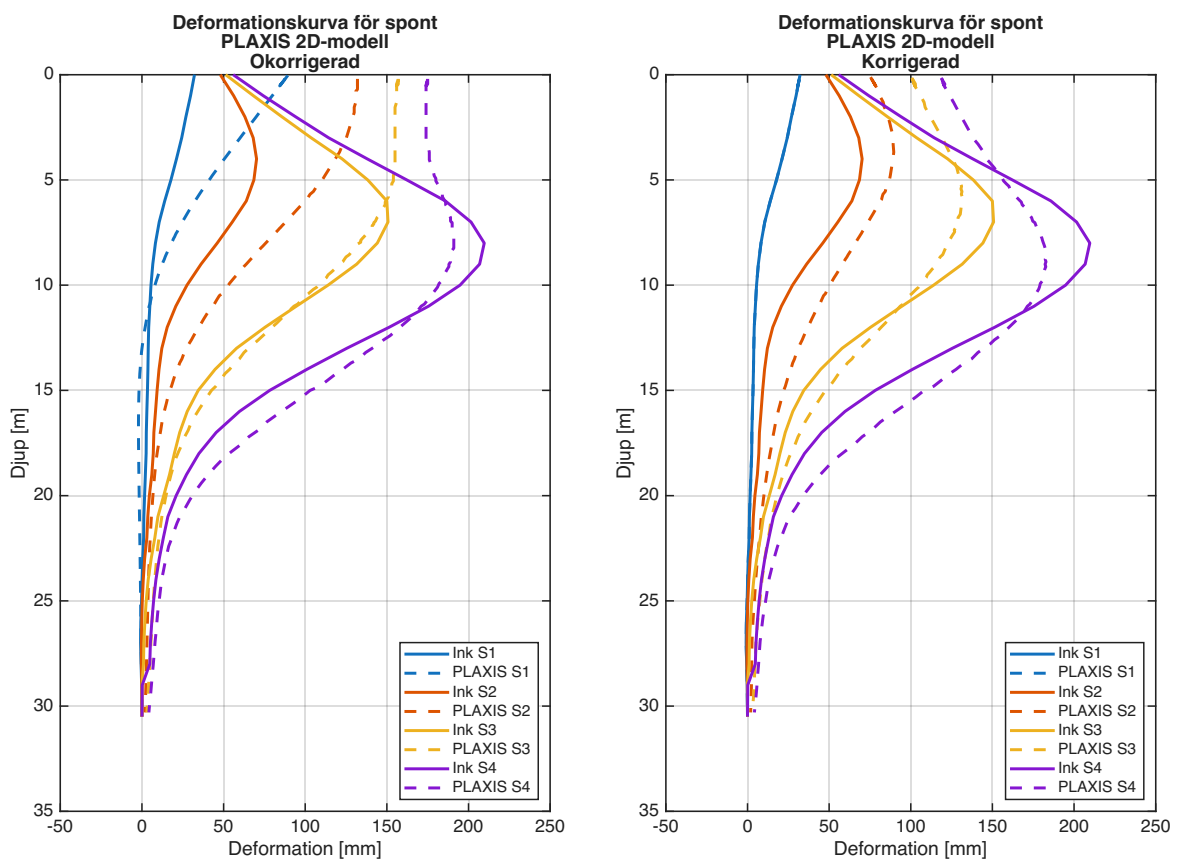
### 5.4.1 2D

I Figur 5.14 redovisas deformationskurvan för spontkonstruktionen framtagen från PLAXIS Output för 2D-modellen. Figuren visar deformationens utveckling för schaktsteg 4; resterande schaktsteg redovisas i Bilaga E. Det kan noteras att deformationens extrempunkt successivt förflyttas nedåt längs spontkonstruktionen i takt med att schakten fördjupas och stämp installeras.

För att kunna jämföra resultaten med inklinometermätningarna plottas deformationerna från PLAXIS Output mot de uppmätta deformationerna i Figur 5.15. Figuren redovisar först de okorrigerade resultaten och därefter de korrigerade resultaten.



Figur 5.14: Deformation i 2D-modell i schaktsteg 4.



(a) Okorrigerad deformation.

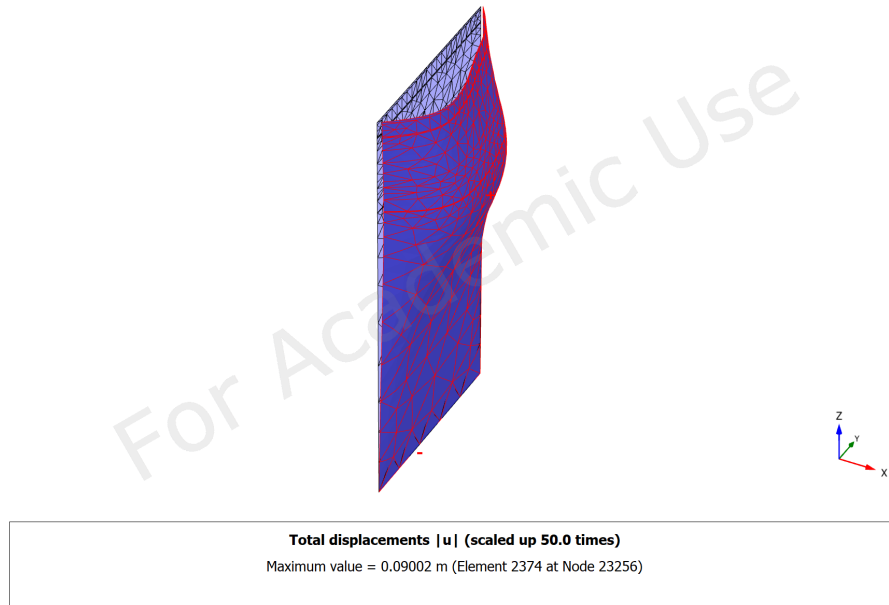
(b) Korrigerad deformation.

Figur 5.15: Jämförelse deformation 2D-modell mot inklinometer.

Det kan noteras att de korrigerade resultaten uppvisar en bättre överensstämmelse med inklinometermätningarna i den övre delen av spontkonstruktionen för respektive schaktsteg.

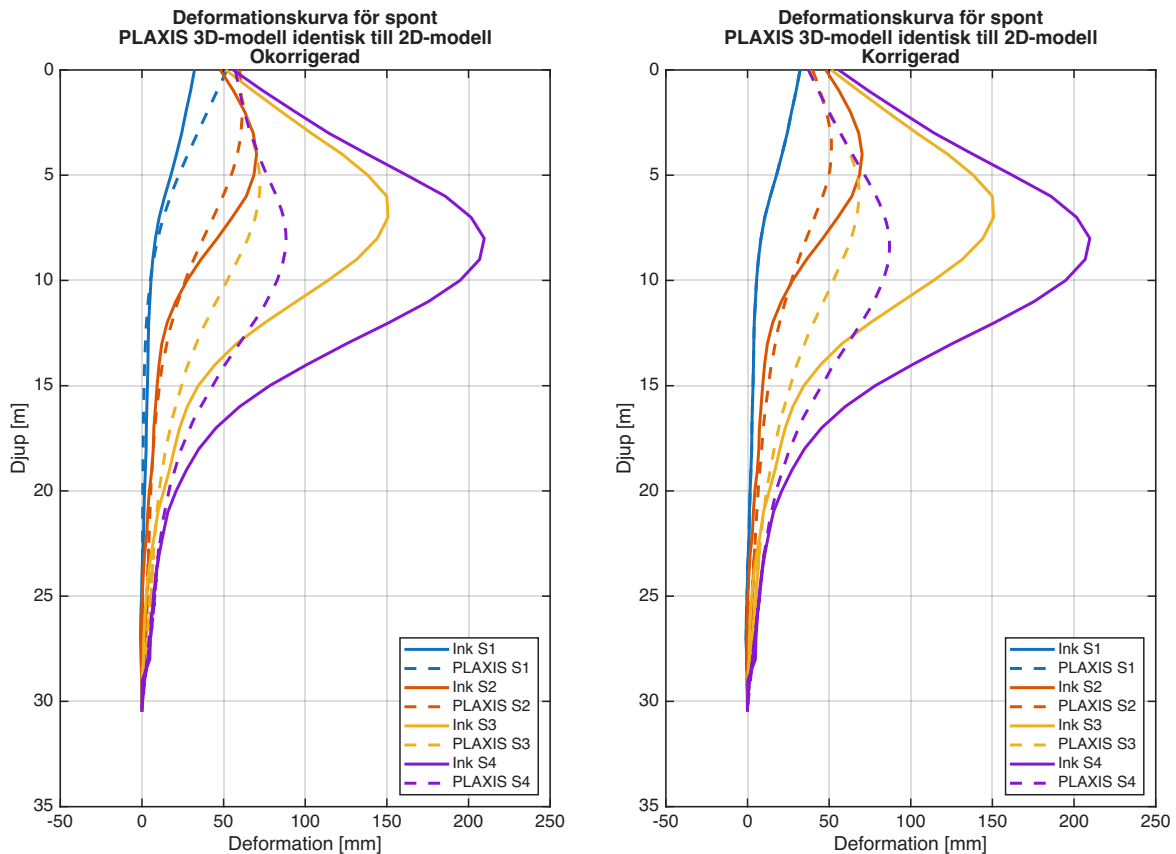
### 5.4.2 3D

I Figur 5.16 redovisas deformationskurvan för spontkonstruktionen framtagen från PLAXIS Output för 3D-modellen. Figuren visar deformationens utveckling för schaktsteg 4, och resterande schaktsteg redovisas i Bilaga F. Det kan noteras att deformationens extrempunkt successivt förflyttas nedåt längs spontkonstruktionen i takt med att schakten fördjupas.



**Figur 5.16:** Deformation i 3D-modell i schaktsteg 4.

För att kunna jämföra resultaten med inklinometermätningarna plottas deformationerna från PLAXIS Output mot de uppmätta deformationerna i Figur 5.17. Figuren redovisar först de okorrigerade resultaten och därefter de korrigerade resultaten.



(a) Okorrigerad deformation.

(b) Korrigerad deformation.

**Figur 5.17:** Jämförelse deformation 3D-modell mot inklinometer.

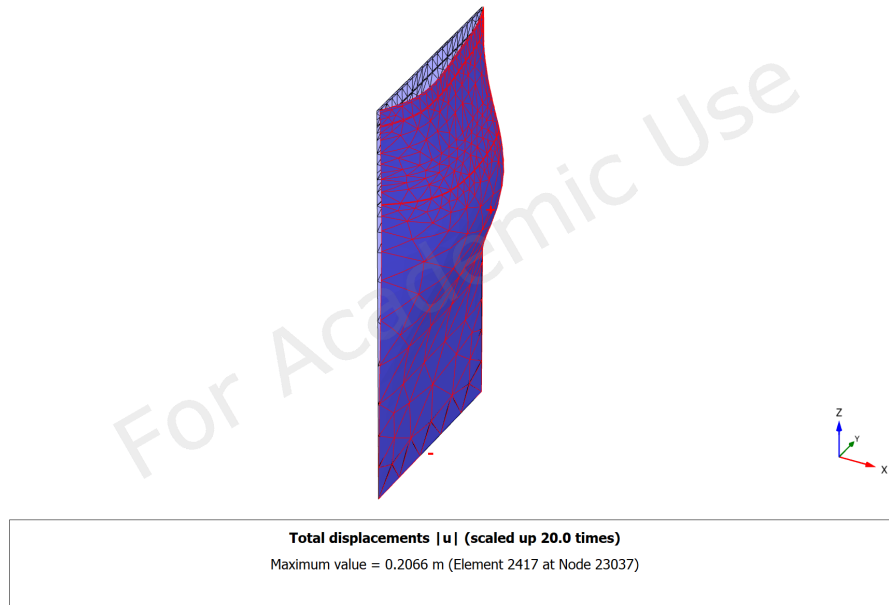
Det kan noteras att de korrigerade resultaten uppvisar en bättre överensstämmelse med inklinometermätningarna i den övre delen av spontkonstruktionen för respektive schaktsteg.

### 5.4.3 Anpassad 3D-modell

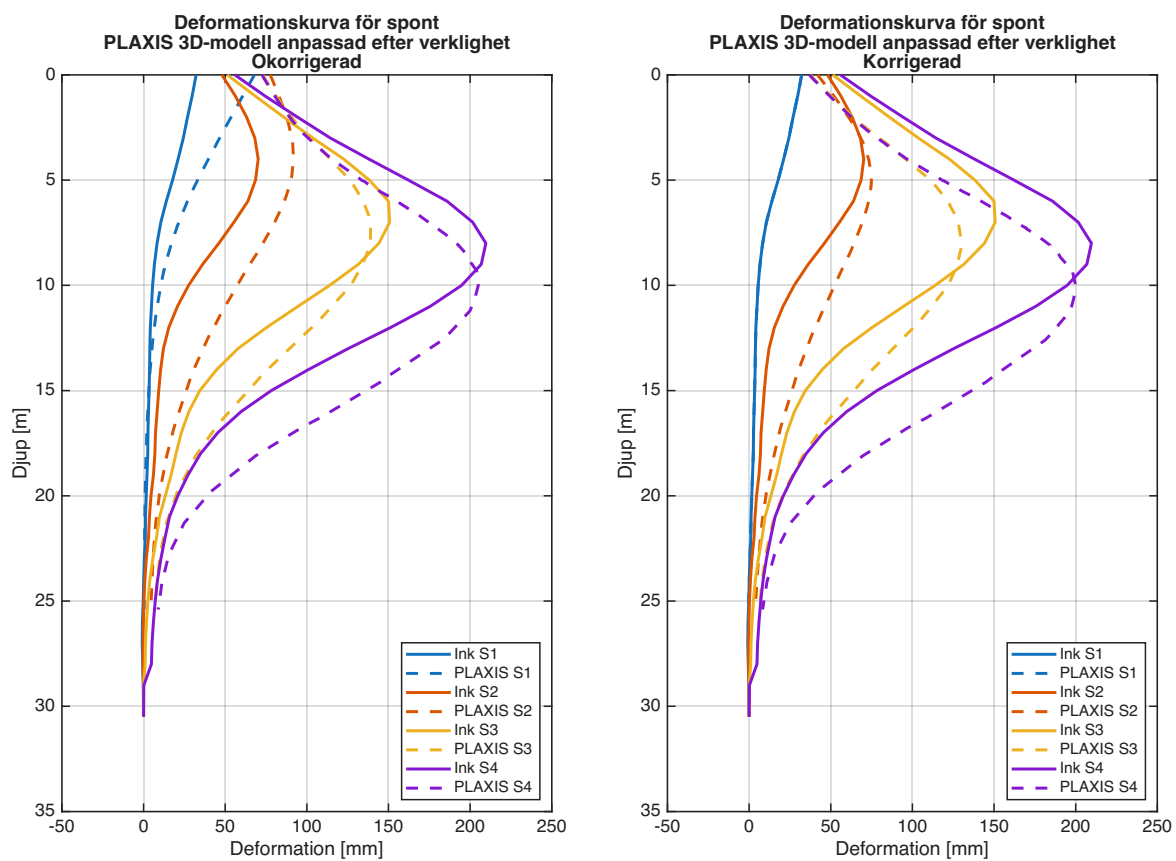
I Figur 5.18 redovisas deformationskurvan för spontkonstruktionen framtagen från PLAXIS Output för den anpassade 3D-modellen. Figuren visar deformationens utveckling för schaktsteg 4. Resultat från resterande schaktsteg redovisas i Bilaga G. Det kan noteras att deformationens extrempunkt successivt förflyttas nedåt längs spontkonstruktionen i takt med att schakten fördjupas.

För att kunna jämföra resultaten med inklinometermätningarna plottas deformationerna från PLAXIS Output mot de uppmätta deformationerna i Figur 5.19. Figuren redovisar först de okorrigerade resultaten och därefter de korrigerade resultaten.

Det kan noteras att de korrigerade resultaten uppvisar en bättre överensstämmelse med inklinometermätningarna i hela deformationskurvan, för samtliga schaktsteg, där schakt 2 avviker mest.



**Figur 5.18:** Deformation i anpassad 3D-modell i schaktsteg 4.



(a) Okorrigerad deformation.

(b) Korrigerad deformation.

**Figur 5.19:** Jämförelse deformation anpassad 3D-modell mot inclinometer.

#### 5.4.4 Sammanställning

I Tabell 5.7 - 5.10 redovisas extremvärden för deformationerna i spontkonstruktionen. Tabellerna är uppdelade efter respektive schaktsteg och redovisar maximala deformationer för varje modell. Resultat för både korrigerade och okorrigerade deformationer presenteras.

**Tabell 5.7:** Sammanställning deformation i schaktsteg 1.

Modell	Max Deformation	Enhet
2D	0.090	(m)
2D korr.	0.032	(m)
3D	0.052	(m)
3D korr.	0.032	(m)
Anpassad 3D	0.068	(m)
Anpassad 3D korr.	0.032	(m)

**Tabell 5.8:** Sammanställning deformation i schaktsteg 2.

Modell	Max Deformation	Enhet
2D	0.132	(m)
2D korr.	0.090	(m)
3D	0.061	(m)
3D korr.	0.051	(m)
Anpassad 3D	0.092	(m)
Anpassad 3D korr.	0.075	(m)

**Tabell 5.9:** Sammanställning deformation i schaktsteg 3.

Modell	Max Deformation	Enhet
2D	0.157	(m)
2D korr.	0.132	(m)
3D	0.072	(m)
3D korr.	0.068	(m)
Anpassad 3D	0.139	(m)
Anpassad 3D korr.	0.130	(m)

**Tabell 5.10:** Sammanställning deformation i schaktsteg 4.

Modell	Max Deformation	Enhet
2D	0.191	(m)
2D korr.	0.183	(m)
3D	0.088	(m)
3D korr.	0.087	(m)
Anpassad 3D	0.205	(m)
Anpassad 3D korr.	0.199	(m)

## 6 Diskussion och analys

För att analysera och diskutera resultaten från arbetet delas detta kapitel upp i flera delavsnitt för att på ett tydligt och överskådligt sätt strukturera diskussionen. Diskussionen kopplas till arbetets frågeställningar, men behandlar även resonemangen bakom de metodval, antaganden och avvägningar som genomförts under arbetets gång.

### 6.1 Jämförelse 2D & 3D med identiska inparametrar

Den ursprungliga frågeställningen som låg till grund för arbetet behandlade skillnader mellan tvådimensionella och tredimensionella modeller i programvaran PLAXIS. Under arbetets gång har modeller i PLAXIS 2D och PLAXIS 3D tagits fram och anpassats för att erhålla så likvärdiga modellförutsättningar som möjligt i indata och byggsekvens. Att modellerna har jämförbara förutsättningar stärks även av resultaten i valideringsavsnittet, se avsnitt 5.1. Utifrån detta bedöms det möjligt att analysera och dra slutsatser kring skillnaderna mellan modellerna och deras resultat.

Resultaten som redovisas i avsnitt 5.4 visar att 2D-modellen för detta specifika fall ger en maximal deformation i schaktsteg 4 som är 110% större än motsvarande deformation i 3D-modellen. Studeras även momentfördelningen i spontkonstruktionen, se avsnitt 5.3, framgår det att 2D-modellen generellt uppvisar större böjmoment än 3D-modellen.

Vidare kan det observeras att skillnaderna mellan modellerna ökar i takt med att schakt fördjupas. Detta sammanfaller med att schakt successivt närmar sig det märkliga lerlagret med låg odränerad skjuvhållfasthet, vilket indikerar att jordens hållfasthetsgenskaper får en allt större inverkan på konstruktionens respons.

Att resultaten från modellerna skiljer sig åt bedöms främst bero på att 3D-modellen på ett mer verklighetsnära sätt kan representera spontkonstruktionens geometri och samverkan mellan konstruktionselementen. I PLAXIS 3D modelleras samtliga spontväggar tillsammans med hörnanslutningar, stämp och hammarband, vilket möjliggör att tredimensionella effekter och lastomfördelningar kan beaktas i analysen. När dessa tredimensionella effekter inkluderas i modellen reduceras deformationerna, eftersom spontkonstruktionen kan ta stöd mot hörnen och därigenom erhålla en högre total styvhet genom samverkan mellan spontväggarna.

I den motsvarande 2D-modellen betraktas konstruktionen, som tidigare nämnts, som långsträckt enligt ett plan-töjningsantagande, vilket innebär att konstruktionens sidor och hörneffekter inte beaktas i analysen. Vidare kan hammarband inte modelleras explicit i 2D-modellen och stämpan måste förenklas för att kunna representeras i modellen. Även lastförutsättningarna hanteras olika mellan modellerna. I 3D-modellen kan lasterna placeras i enlighet med den verkliga situationen, medan lasterna i 2D-

modellen måste förenklas och räknas om till linjelaster för att kunna appliceras i analysen. Sammantaget medför dessa förenklingar att den tvådimensionella modellen erhåller en lägre total styvhet, vilket i sin tur resulterar i större deformationer jämfört med 3D-modellen.

## 6.2 Jämförelse mellan inklinometer & PLAXIS

Något som under arbetets gång varit en stor utmaning är att uppnå deformationer i PLAXIS som överensstämmer med de deformationer som uppmätts i inklinometermätningarna. Resultaten som redovisas i avsnitt 5.4 visar att detta inte fullt ut varit möjligt med de inparametrar som fastställts utifrån de geotekniska undersökningarna för området. Det är även av denna anledning som de korrigerade resultaten har tagits fram, för att möjliggöra en mer rättvis jämförelse mellan resultaten från de tre olika modellerna.

En viktig orsak till att modellerna inte fullt ut kan återspegla verkligheten bedöms vara att arbetet avgränsats till att inte inkludera tidsberoende effekter. Byggskedet för Pumpstation P1 har pågått under en längre tidsperiod, vilket sannolikt har påverkat deformationerna i spontkonstruktionen genom exempelvis konsolidering och successiv omfördelning av spänningar i jorden. Dessa effekter har inte kunnat representeras i de genomförda analyserna till följd av arbetets avgränsningar. Vidare har inga konsolideringseffekter beaktats i analyserna, vilket med stor sannolikhet är en bidragande orsak till att framförallt den tvådimensionella modellen uppvisar stora skillnader gentemot verkligheten redan i det första schaktsteget. Dessutom har spontkonstruktionen i verkligheten erhållit stöd från en tillfällig ram vid neddrivningen av spontplankorna, något som inte har inkluderats i PLAXIS-modellerna. Detta bedöms också vara en bidragande faktor till att resultaten från PLAXIS skiljer sig från de verkligt uppmätta deformationerna.

Ytterligare en möjlig förklaring till skillnaderna mellan modellerna och verkligheten är att de valda materialmodellerna inte fullt ut kan beskriva jordens komplexa deformationsbeteende. Trots att NGI-ADP-modellen möjliggör en mer avancerad beskrivning av lerans anisotropa egenskaper innebär modellen fortfarande förenklingar av jordens verkliga respons.

Från handledaren erhöles, som tidigare nämnts, information om att det under utförandefasen för projektet Pumpstation P1 uppdagades att jordförhållandena var sämre än vad de geotekniska undersökningarna initialt indikerat. Det var mot denna bakgrund som den anpassade modellen arbetades fram under arbetets gång, med syftet att bättre kunna anpassa PLAXIS 3D-modellen till de deformationer som uppmätts i inklinometermätningarna. Resultaten från den anpassade modellen visade att en reduktion av skjuvhållfastheten i det mäktiga lerlagret medförde att deformationskurvan från modellen överensstämde betydligt bättre med inklinometermätningarna, se Figur 5.18. Samtidigt är det viktigt att poängtera att denna anpassning genomfördes iterativt och att flera olika parameterkombinationer potentiellt hade kunnat ge liknande resultat.

## 6.3 Anpassad modell

Som tidigare nämnts togs den anpassade modellen fram genom en iterativ process där deformationerna i PLAXIS 3D jämfördes med uppmätta inklinometerresultat. Inledningsvis bedömdes det vara rimligt att justera styvhetsindexet, ( $I_R$ ), eftersom parametern påverkar jordens styvhet och därmed deformationsegenskaper. För att ytterligare öka deformationerna i spontkonstruktionen reducerades därefter den odränerade skjuvhållfastheten i det mäktiga lerlagret. Kombinationen av dessa parameterjusteringar resulterade i en betydligt bättre överensstämmelse mellan den numeriska modellen och de uppmätta deformationerna. De parametrar som justerades vid kalibreringen av modellen redovisas i avsnitt 5.1.2.

Det finns ett stort antal parametrar som kan justeras i PLAXIS och flera olika parameterkombinationer hade potentiellt kunnat användas för att uppnå större deformationer i modellen. Exempelvis hade även parametrar kopplade till brottöjningar, jordens styvhetssegenskaper samt interaktionen mellan jord och spont kunnat förändras för att påverka konstruktionens respons.

När deformationer som närmade sig de verkligt uppmätta deformationerna uppnåddes i den anpassade 3D-modellen testades motsvarande parametrar även i 2D-modellen. Resultatet från denna analys var att beräkningen inte kunde genomföras till full konvergens. Detta kan indikera att en tvådimensionell modell med ett mindre styvt och svagare lerlager hade krävt en kraftigare dimension för spont, hammarband eller stämp för att uppnå tillräcklig stabilitet, vilket i sin tur hade kunnat påverka projektets utformning och kostnad.

## 6.4 Osäkerheter och felkällor

Vid numerisk modellering av geotekniska konstruktioner förekommer alltid osäkerheter kopplade till både indata, modellantaganden och verkliga förhållanden i marken. Detta gäller särskilt för spontkonstruktioner i mjuka jordar där deformationer påverkas av ett stort antal samverkande parametrar.

En av de största osäkerheterna i detta arbete bedöms vara bestämningen av jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper. Även om CPTu-sonderingar och övriga geotekniska undersökningar ger ett omfattande underlag representerar dessa endast punktvisa mätningar i jordprofilen. Verkliga jordförhållanden varierar sannolikt både horisontellt och vertikalt inom området, vilket innebär att lokala variationer i exempelvis odränerad skjuvhållfasthet kan förekomma.

Ytterligare osäkerheter är kopplade till de materialmodeller som använts i PLAXIS. Trots att NGI-ADP-modellen möjliggör en avancerad beskrivning av anisotrop lera innebär modellen fortfarande förenklingar av jordens verkliga beteende. Effekter såsom tidsberoende deformationer, konsolidering och störning av jorden under byggskedet har inte modellerats explicit i arbetet. Dessutom modelleras övriga jordlager med Mohr-Coulomb-modellen, vilken utgör en relativt förenklad materialmodell. Modellen

beskriver jordarnas beteende med linjärelastiskt–plastiska samband och kan därmed inte fullt ut återge jordarnas verkliga spännings- och deformationsegenskaper. Detta innebär att deformationer och spänningsomfördelningar i vissa delar av modellen sannolikt förenklas jämfört med verkliga förhållanden.

Även förenklingar av konstruktionen och lasterna introducerar osäkerheter i resultaten. I 2D-modellen har exempelvis stämp och laster behövt förenklas för att kunna representeras i en tvådimensionell analys. Detta påverkar sannolikt både deformationer och moment i spontkonstruktionen.

Vidare finns osäkerheter kopplade till byggskedet och utförandet av spontkonstruktionen. Fotodokumentation och tillgängliga handlingar har använts för att återskapa byggsekvensen, men exakta lastförhållanden, tidsförlopp och grundvattennivåer under hela byggtiden har inte varit möjliga att fastställa fullt ut. Till detta hör även förenklingen av de tidsberoende effekterna, där arbetets avgränsning till att inte inkludera tidsberoende analyser innebär att en fullständig representation av utförandefasen inte varit möjlig. Deformationer och spänningsomfördelningar som utvecklats successivt under byggtiden har därmed inte kunnat modelleras explicit, vilket sannolikt påverkar modellernas överensstämmelse med verkliga deformationer.

## 7 Slutsatser

Under arbetets gång har resultat från PLAXIS 2D och PLAXIS 3D sammanställts för de tre olika modellerna. Dessa resultat har därefter utvärderats och jämförts för att kunna dra slutsatser kring modellernas beteende och besvara arbetets frågeställningar. Fokus har främst legat på att jämföra modellen i PLAXIS 2D med en motsvarande modell i PLAXIS 3D där identiska inparametrar använts, för att undersöka hur resultaten skiljer sig mellan modellerna. Utöver detta har även en anpassad PLAXIS 3D-modell tagits fram, vilken på ett bättre sätt kunnat återspegla deformationerna från inklino-metermätningarna.

Det är viktigt att poängtera att resultaten från detta arbete baseras på en specifik spontkonstruktion och de geotekniska förhållanden som råder vid Pumpstation P1 i Kristianstad. Några generella slutsatser kring skillnader mellan tvådimensionell och tredimensionell modellering i PLAXIS kan därför inte dras enbart utifrån detta arbete.

Resultaten tyder dock på att en tvådimensionell modell i detta fall resulterar i större deformationer i spontkonstruktionen jämfört med en tredimensionell modellering. Även om arbetet inte fullt ut lyckats återspegla de verkliga deformationerna visar resultaten att modelltypen har stor påverkan på konstruktionens respons.

Vidare visar resultaten att när hållfastheten i lerlagret reduceras och deformationerna därmed ökar kan 3D-modellen reproducera deformationernas övergripande form på ett mer verklighetsnära sätt jämfört med 2D-modellen. Samtidigt är det viktigt att poängtera att valet mellan tvådimensionell och tredimensionell modellering beror på flera faktorer.

En tredimensionell modell kräver generellt ett mer omfattande undersökningsunderlag samt betydligt längre beräkningstider och högre modellkomplexitet. För mindre projekt eller tidiga dimensioneringsskedan kan därför tvådimensionella modeller fortfarande utgöra ett relevant och konservativt analysverktyg.

För större och mer komplexa projekt, där deformationer och samverkan mellan konstruktionselement har stor betydelse, bedöms dock tredimensionell modellering kunna ge ett mervärde. Med tillräckligt omfattande indata och väl anpassade modellparametrar kan användningen av PLAXIS 3D bidra till en mer realistisk representation av konstruktionens respons och därmed minska risken för överdimensionering.

### 7.1 Förslag till vidare studier

Under arbetets gång har flera frågeställningar och osäkerheter identifierats som hade varit intressanta att studera vidare. Resultaten från arbetet visar att både val av modelltyp och geotekniska inparametrar har stor påverkan på spontkonstruktionens

respons, samtidigt som flera förenklingar och avgränsningar varit nödvändiga för att genomföra studien inom arbetets ram.

I följande avsnitt diskuteras därför möjliga fortsatta studier som hade kunnat bidra till en djupare förståelse för spontkonstruktioners beteende samt förbättrad överensstämmelse mellan numeriska modeller och verkliga deformationer.

- Tidsberoende effekter, såsom konsolidering, kan undersökas i en jämförelse mellan 2D och 3D.
- Hur schaktgeometrin påverkar jämförelsen. Exempelvis om schaktgropen är mer långsträckt och inte kvadratisk.
- Hur olika stag- och förankringslösningar påverkar beteendet i 2D- respektive 3D-modeller.

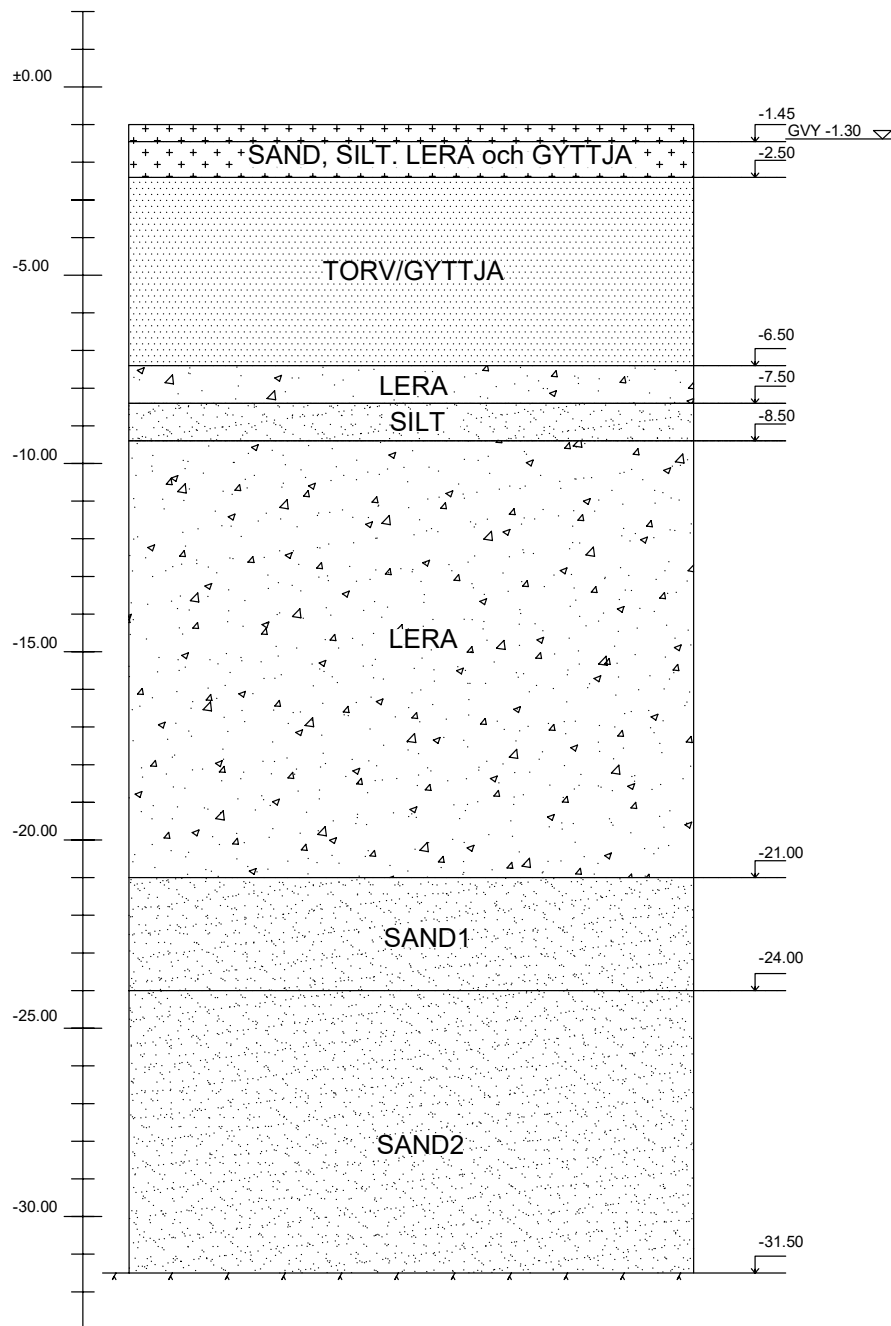
# Litteratur

- [1] Seequent. *PLAXIS 2D and 3D: Material Models Manual*. Technical reference manual. Seequent. Delft, Nederländerna, 2023.
- [2] Statens geotekniska institut. *Vad är geoteknik?* 2025. URL: <https://www.sgi.se/vara-expertomraden/skred-ras-och-erosion/vad-ar-geoteknik>.
- [3] Arnold Verruijt. *An Introduction to Soil Mechanics*. Springer Cham, 2018.
- [4] Ola Dahlblom och Erika Tudisco. *Introduktion i Geoteknik*. Studentlitteratur, 2022.
- [5] Niels Saabye Ottosen och Matti Ristinmaa. *The Mechanics of Constitutive Modeling*. Oxford: Elsevier, 2005. ISBN: 978-0444512593.
- [6] Erika Tudisco och Ola Dahlblom. *Foundation Engineering*. LTH, Lund University, 2019.
- [7] *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler*. Stockholm, Sweden: Swedish Standards Institute (SIS), 2013.
- [8] Rolf Larsson. *Jords Egenskaper*. Statens geotekniska institut, 2008.
- [9] Svenska Geotekniska Föreningen. *Triaxialförsök – Vägledning för provning i laboratorium*. Swedish. Tekn. rapport SGF Rapport 2:2012. Svenska Geotekniska Föreningen (SGF), 2012. URL: [https://svenskageoteknikforeningen.se/wp-content/uploads/Publikationer/SGF\\_Rapporter/2012\\_2\\_Triaxialforsok.pdf](https://svenskageoteknikforeningen.se/wp-content/uploads/Publikationer/SGF_Rapporter/2012_2_Triaxialforsok.pdf).
- [10] Kennedy C. Onyelowe, Ahmed M. Ebid, Evangelin Ramani Sujatha, Farid Fazel-Mojtahedi, Ali Golaghaei-Darzi, Denise-Penelope N. Kontoni och Nabaz Nooralddin-Othman. “Extensive overview of soil constitutive relations and applications for geotechnical engineering problems”. I: *Heliyon* (2023). URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2405844023016729>.
- [11] J. P. Pruiksma. *Geotechnical Modelling Guide: Material Models, Parameter Ranges, Parameter Estimation*. TNO 2020 R12154. Delft, The Netherlands: TNO, 2020.
- [12] Bentley Systems. *PLAXIS 2D*. n.d. URL: <https://www.bentley.com/software/plaxis-2d/>.
- [13] Seequent, The Bentley Subsurface Company. *PLAXIS 3D 2025.1 Reference Manual*. Last updated: September 24, 2025. Bentley Systems. 2025.
- [14] Ronald B.J. Brinkgreve. *Numerical Modelling: On the Importance of an Appropriate Soil Model*. Geoengineer.org. 2023. URL: <https://www.geoengineer.org/education/numerical-constitutive-modeling/numerical-modelling-on-the-importance-of-an-appropriate-soil-model> (hämtad 2026-01-28).

- [15] GeoEngineer.org. *Numerical Modelling: The Mohr–Coulomb Model*. Accessed: 2026-01-29. n.d. URL: <https://www.geoengineer.org/education/numerical-constitutive-modeling/numerical-modelling-the-mohr-coulomb-model>.
- [16] Gustav Grimstad, Lars Andresen och Hans P. Jostad. “NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay”. I: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 36.4 (2012), s. 483–497. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.1016>. eprint: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/nag.1016>. URL: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/nag.1016>.
- [17] Seequent, The Bentley Subsurface Company. *PLAXIS 2D 2025.1 Reference Manual*. Last updated: September 24, 2025. Bentley Systems. 2025.
- [18] Kristianstads kommun. *Skydd mot översvämningar*. 2026. URL: <https://www.kristianstad.se/omsorgochhjalp/tryggochsaker/skyddmotoversvamningar>.
- [19] Tord Isaksson och Annika Mårtensson. *Byggkonstruktion regel- och formelsamling*. Studentlitteratur, 2022.
- [20] Gooimeer. *VL 605N Sheet Pile Datasheet*. Accessed: 2026-05-06. n.d. URL: <https://gooimeer.com/steel-sheet-pile/VL-605N-sheet-pile-datasheet-Gooimeer.pdf>.
- [21] Anders Fredriksson, Anders Kullingsjö, Anders Ryner och Håkan Stille. *Spont-handboken*. Pålkommisionen, 2024.

# Bilaga A

## Jordlagerföljd

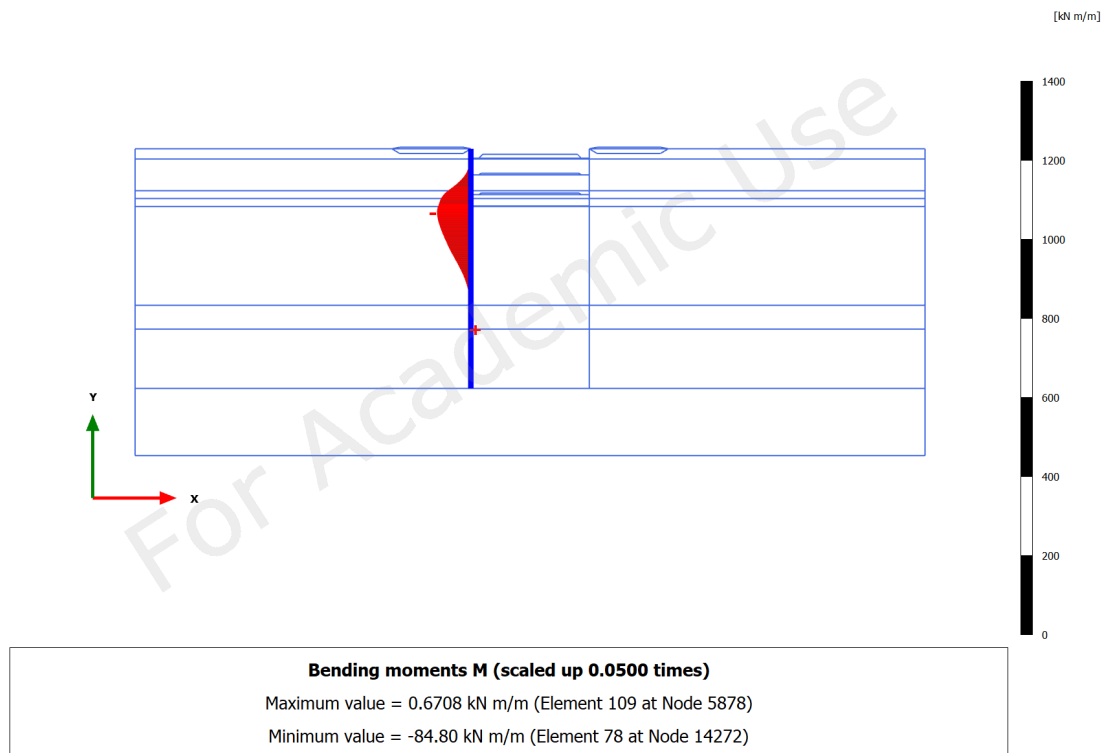


Figur A.1: Jordlagerföljden för området kring pumpstation P1.

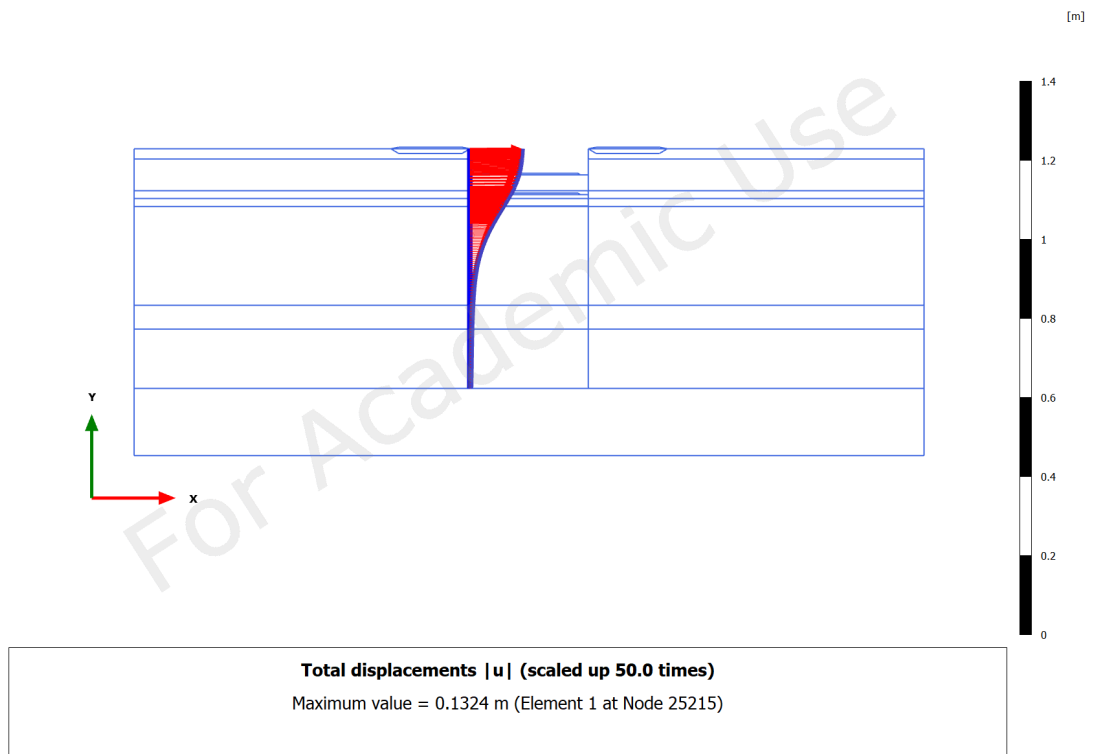


# Bilaga B

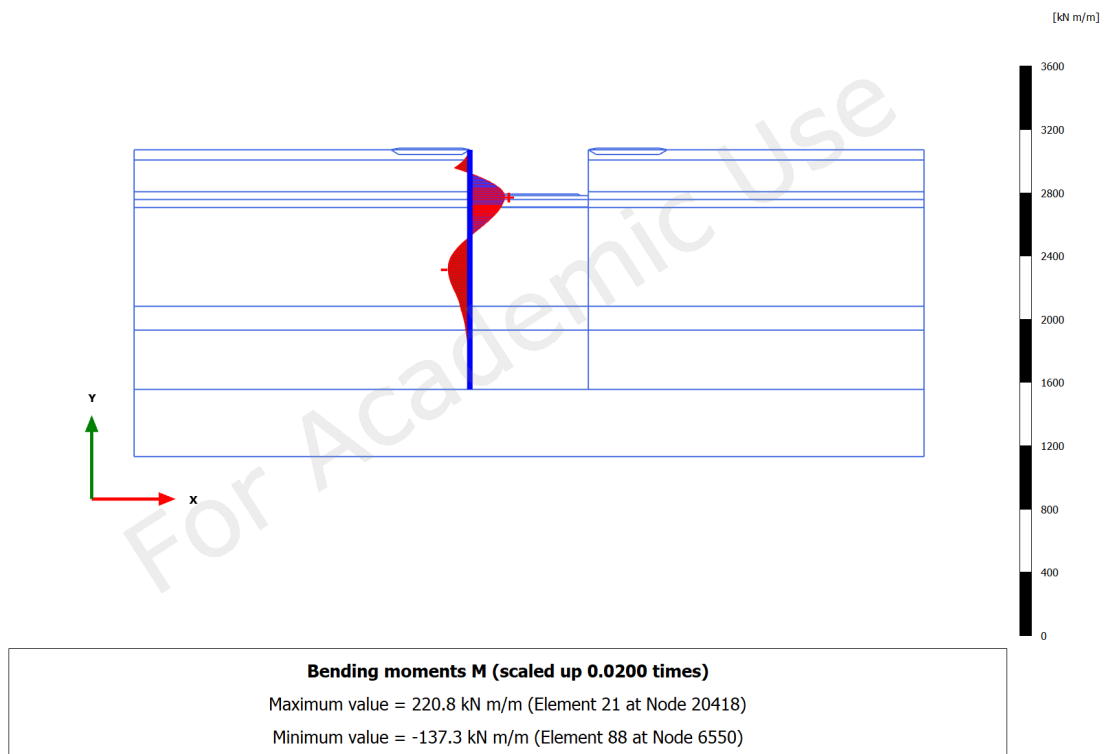
## Momentfördelning 2D-modell



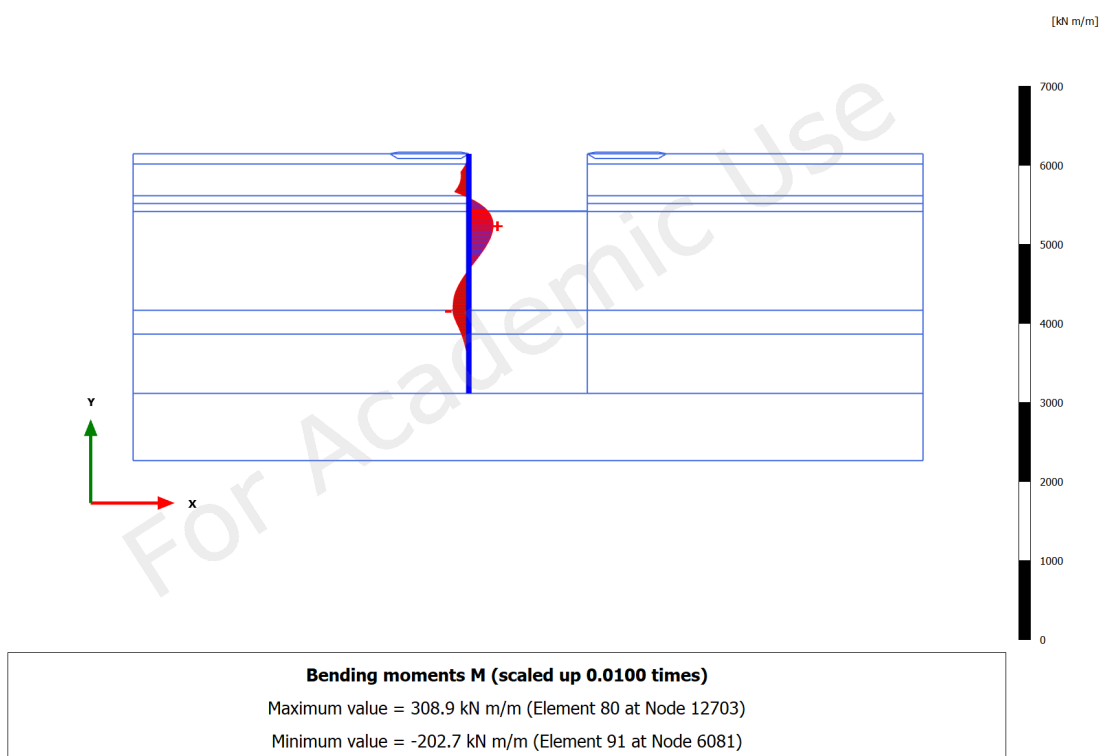
Figur B.1: Momentfördelning, 2D - Schakt 1.



**Figur B.2:** Momentfördelning, 2D - Schakt 2.



**Figur B.3:** Momentfördelning, 2D - Schakt 3.

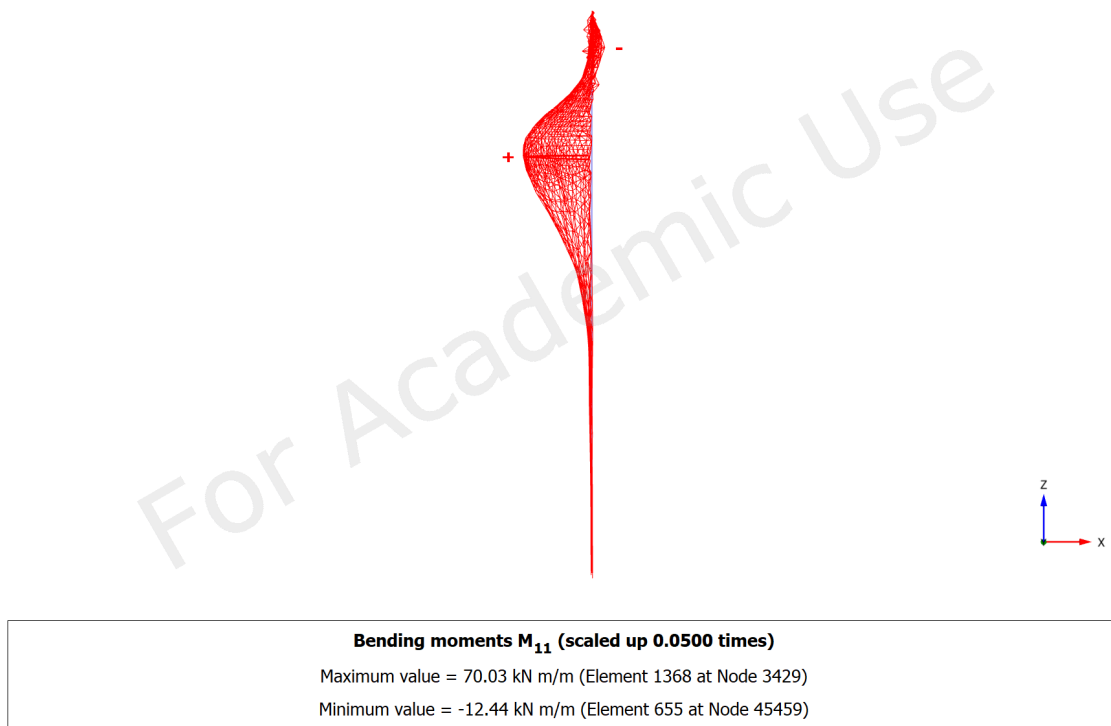


**Figur B.4:** Momentfördelning, 2D - Schakt 4.

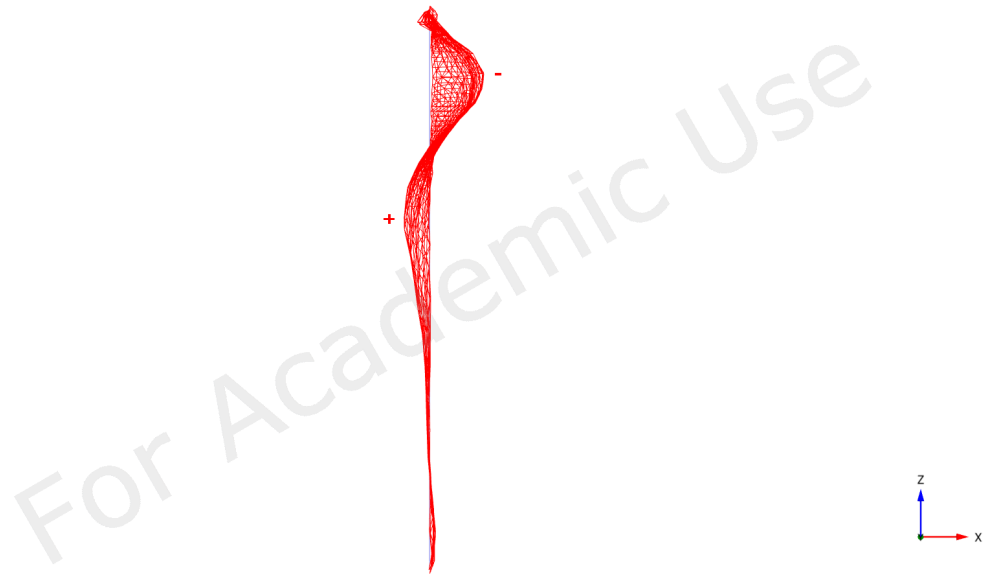


# Bilaga C

## Momentfördelning 3D-modell

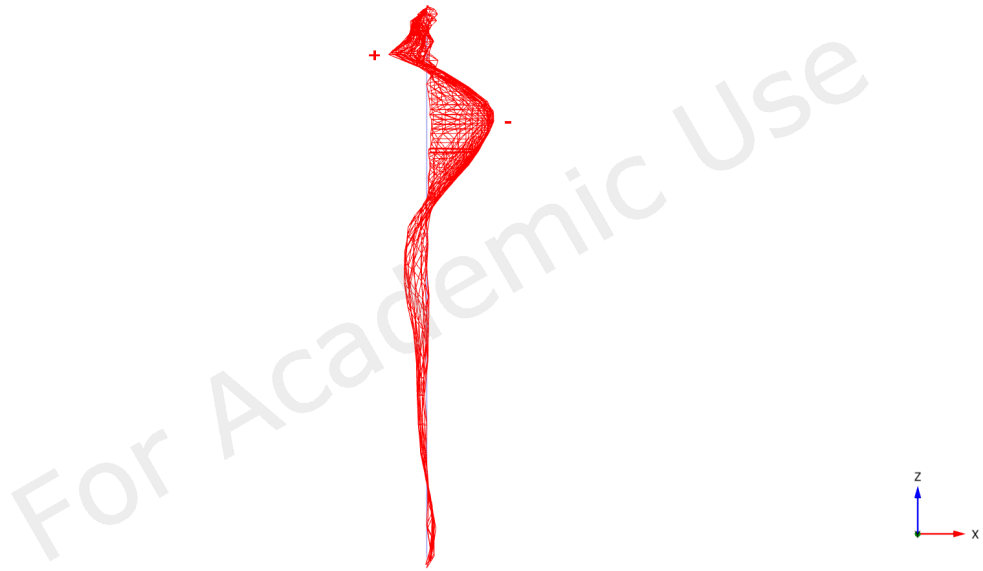


**Figur C.1:** Momentfördelning, 3D - Schakt 1.



**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up 0.0200 times)**  
 Maximum value = 65.17 kN m/m (Element 2435 at Node 23538)  
 Minimum value = -136.6 kN m/m (Element 621 at Node 6753)

**Figur C.2:** Momentfördelning, 3D - Schakt 2.



**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up 0.0200 times)**  
 Maximum value = 97.47 kN m/m (Element 617 at Node 301)  
 Minimum value = -171.1 kN m/m (Element 1134 at Node 4749)

**Figur C.3:** Momentfördelning, 3D - Schakt 3.



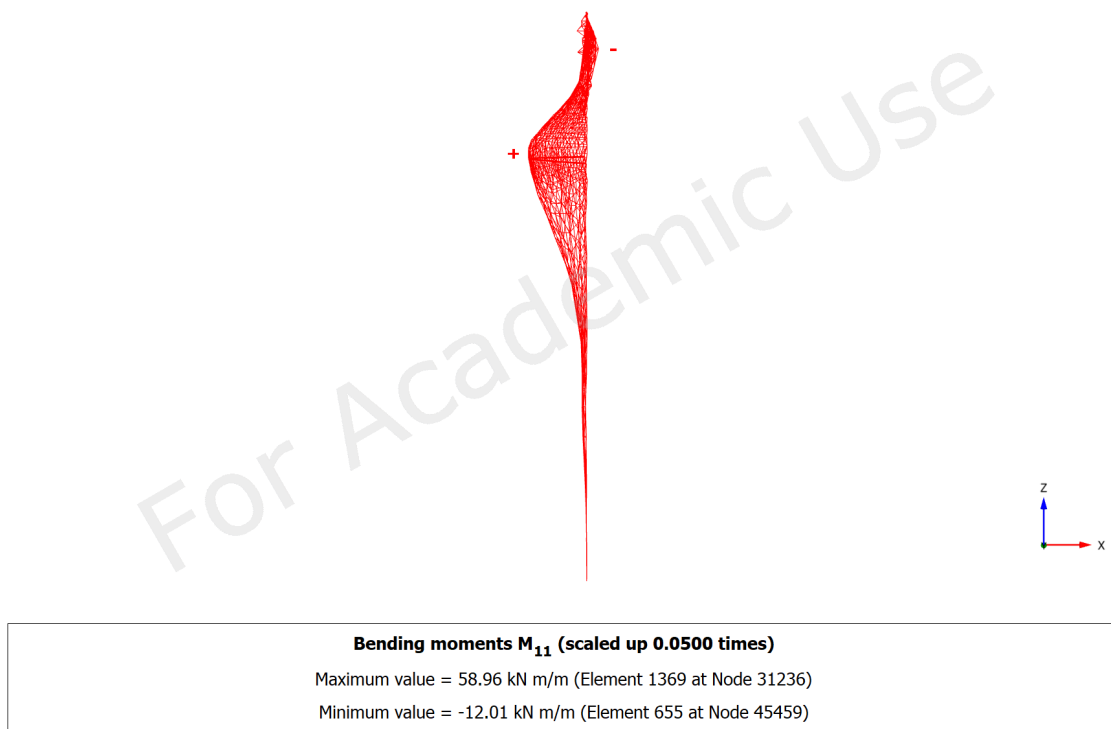
**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up 0.0100 times)**  
Maximum value = 103.8 kN m/m (Element 617 at Node 301)  
Minimum value = -214.3 kN m/m (Element 2381 at Node 22974)

**Figur C.4:** Momentfördelning, 3D - Schakt 4.

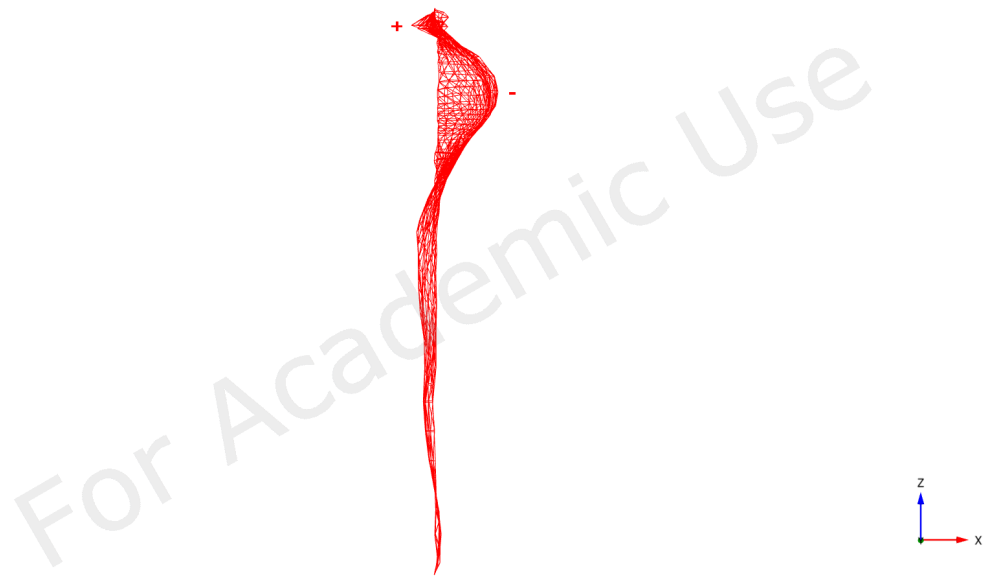


# Bilaga D

## Momentfördelning anpassad 3D-modell



**Figur D.1:** Momentfördelning, anpassad 3D - Schakt 1.



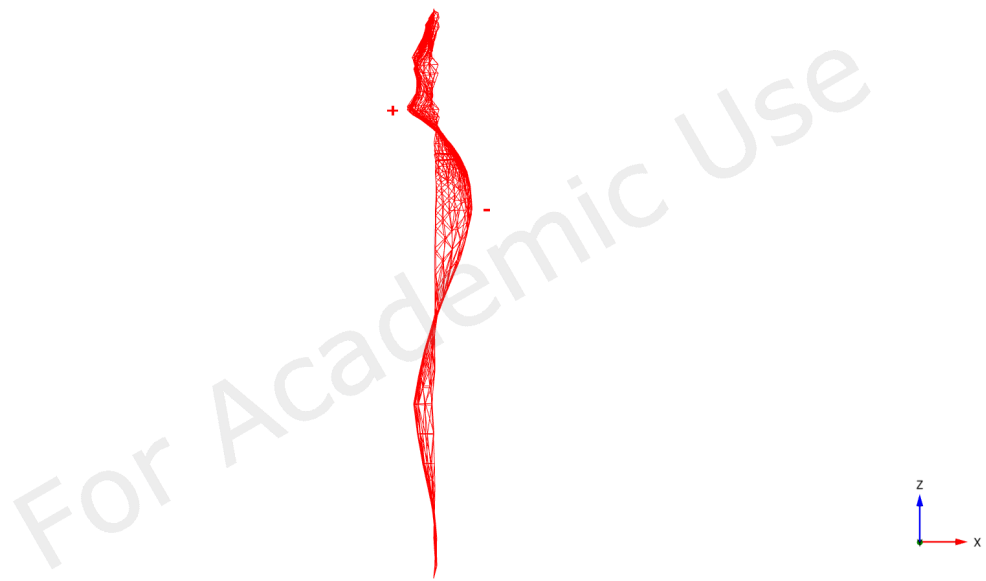
**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up 0.0200 times)**  
 Maximum value = 59.82 kN m/m (Element 101 at Node 51354)  
 Minimum value = -160.4 kN m/m (Element 895 at Node 46044)

**Figur D.2:** Momentfördelning, anpassad 3D - Schakt 2.



**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**  
 Maximum value = 226.5 kN m/m (Element 620 at Node 304)  
 Minimum value = -245.3 kN m/m (Element 1371 at Node 31245)

**Figur D.3:** Momentfördelning, anpassad 3D - Schakt 3.



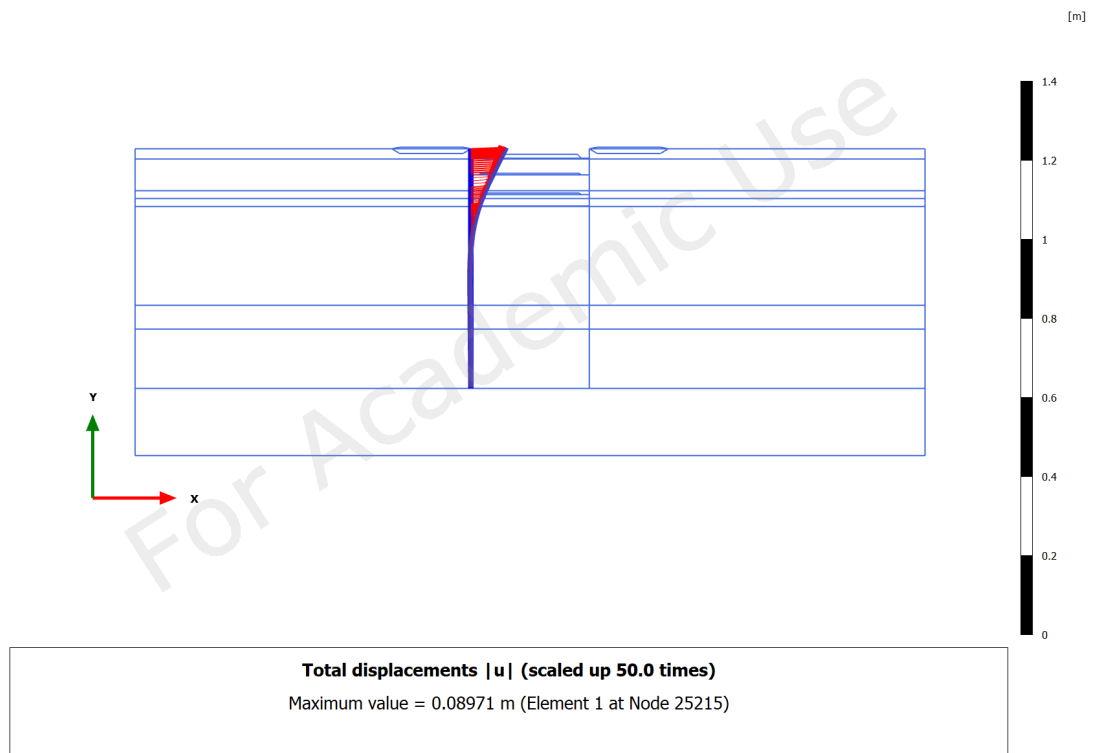
**Bending moments  $M_{11}$  (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**  
Maximum value = 275.1 kN m/m (Element 897 at Node 260)  
Minimum value = -386.6 kN m/m (Element 2417 at Node 23037)

**Figur D.4:** Momentfördelning, anpassad 3D - Schakt 4.

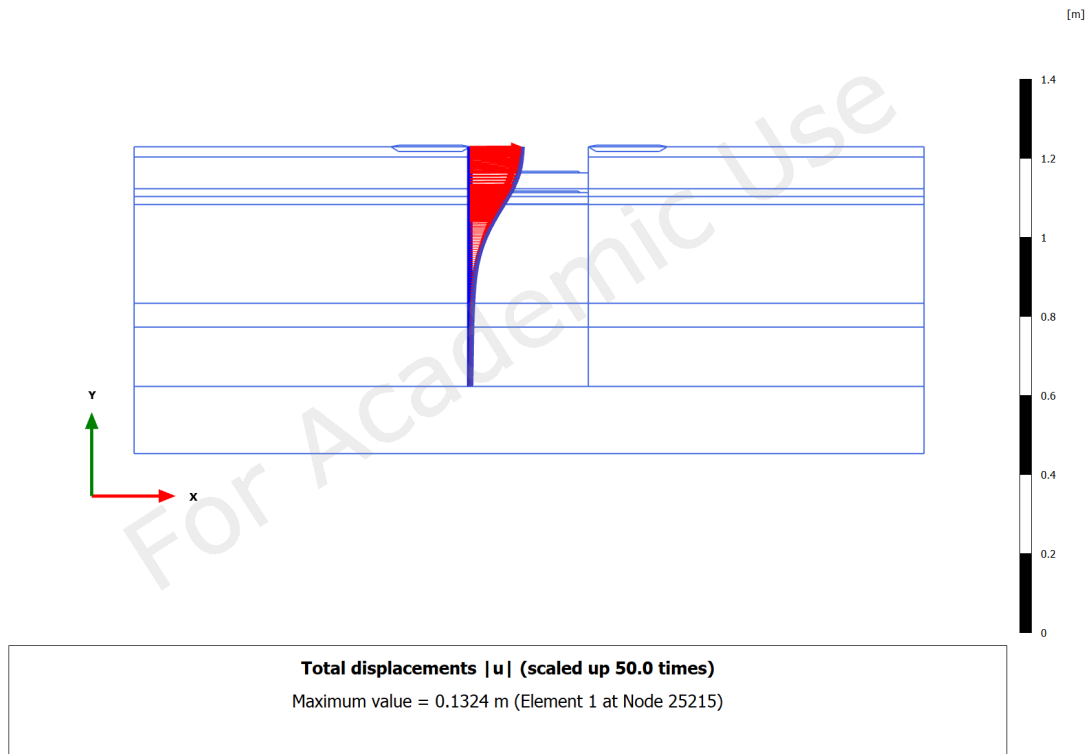


# Bilaga E

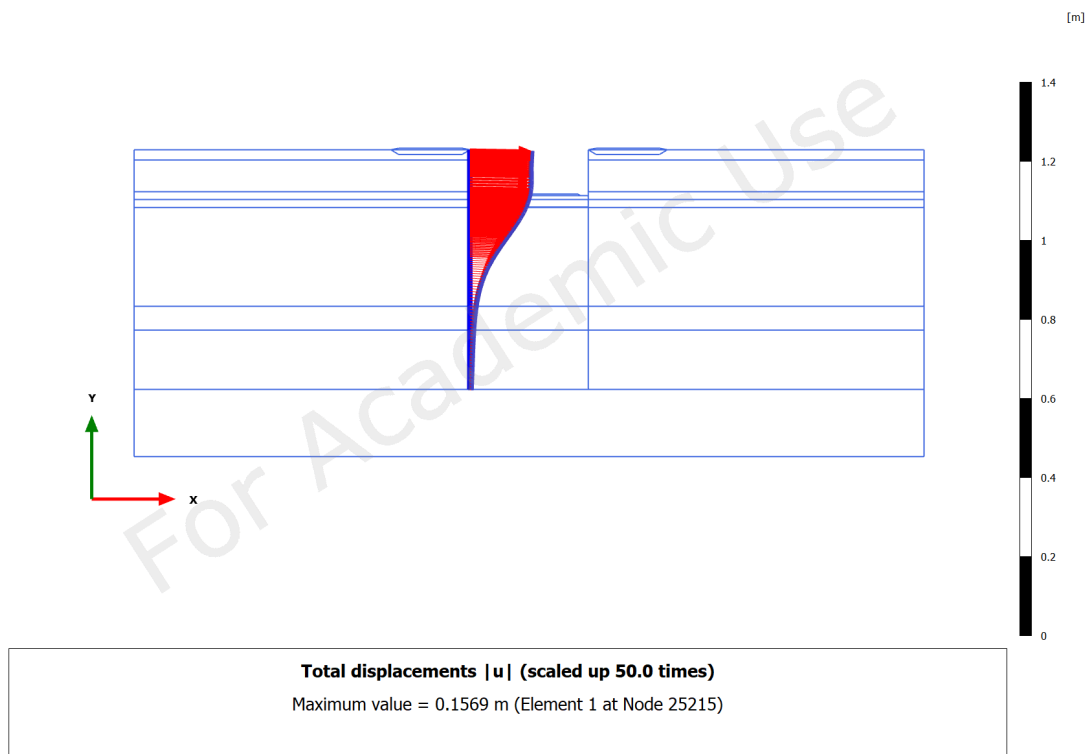
## Deformation 2D-modell



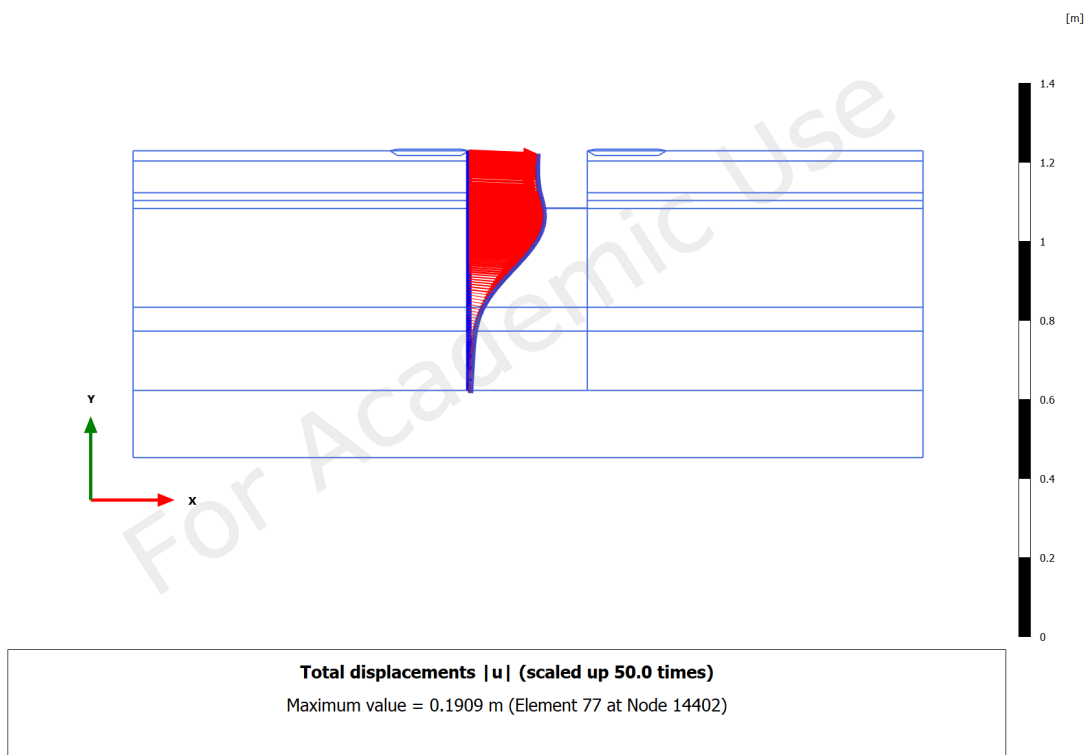
**Figur E.1:** Deformation, 2D - Schakt 1.



**Figur E.2:** Deformation, 2D - Schakt 2.



**Figur E.3:** Deformation, 2D - Schakt 3.

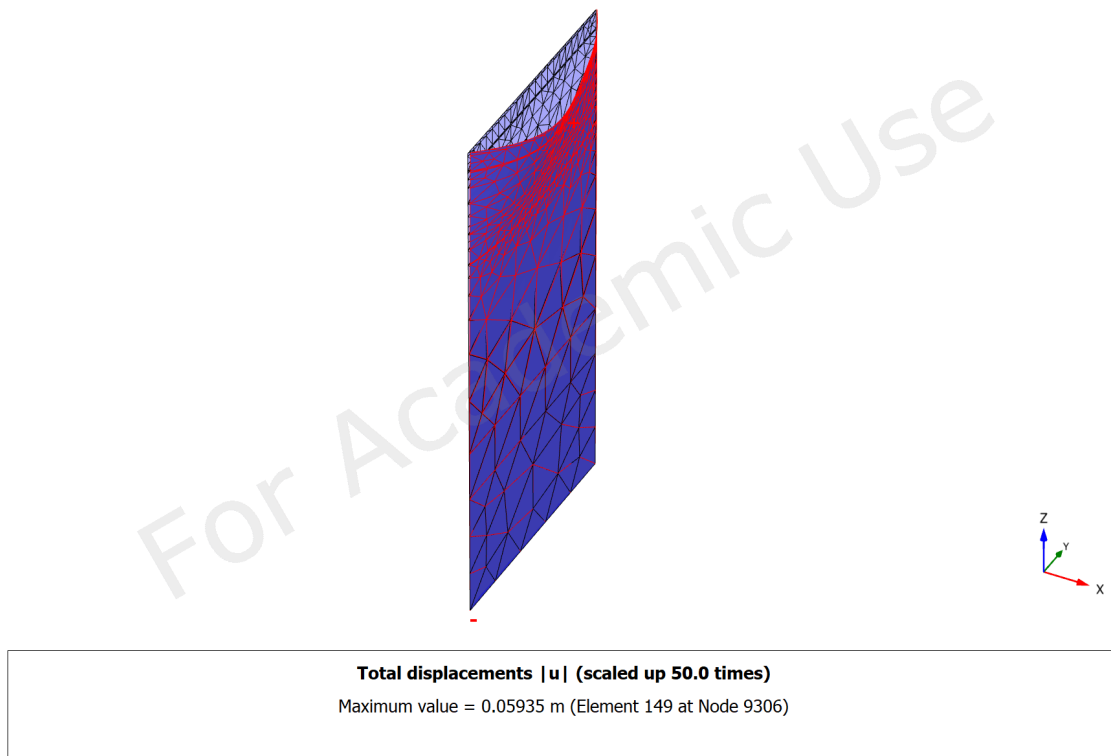


**Figur E.4:** Deformation, 2D - Schakt 4.

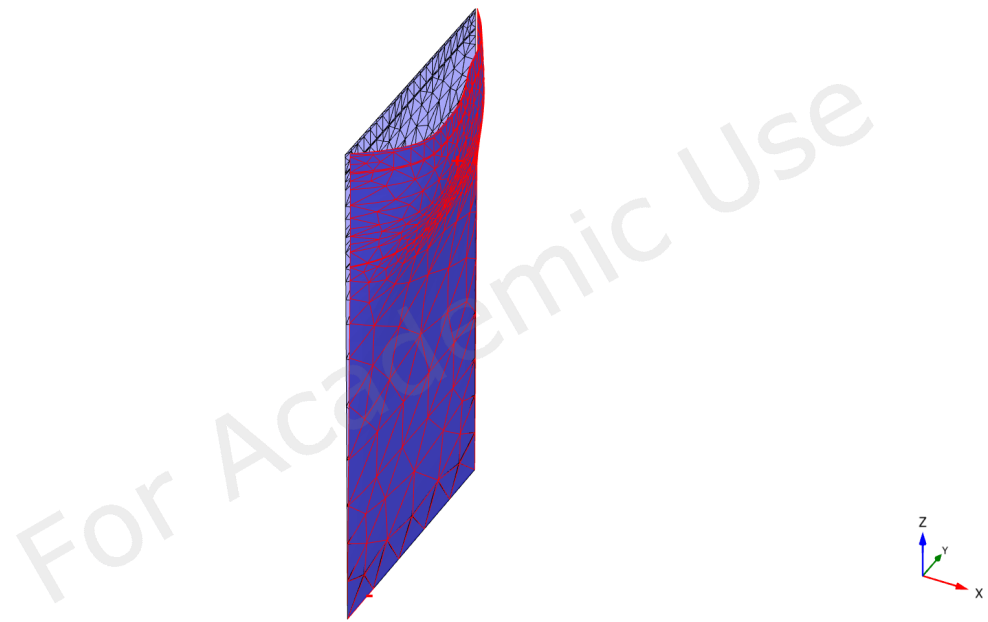


# Bilaga F

## Deformation 3D-modell

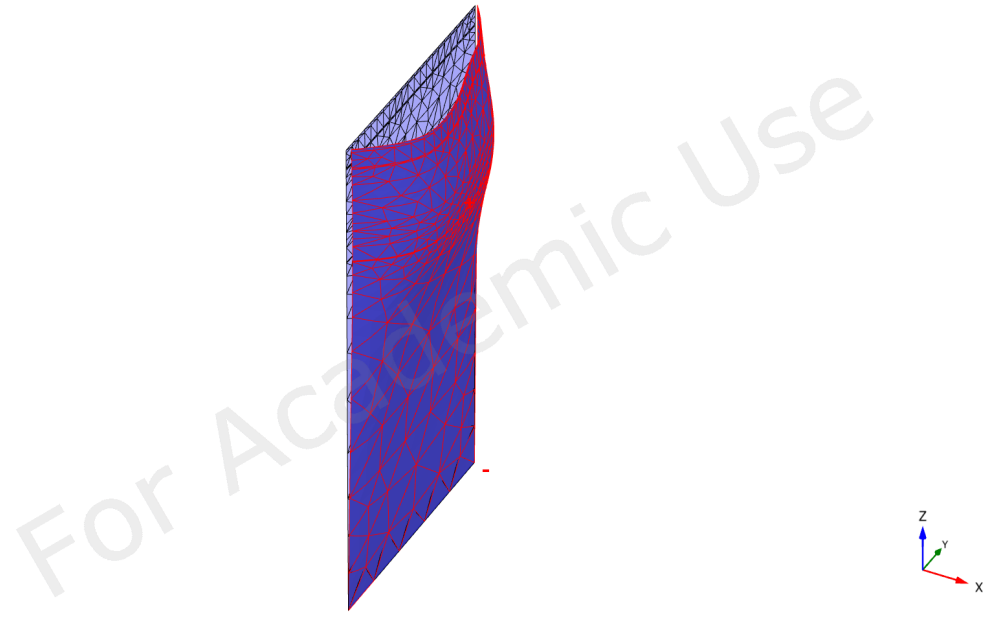


**Figur F.1:** Deformation, 3D - Schakt 1.



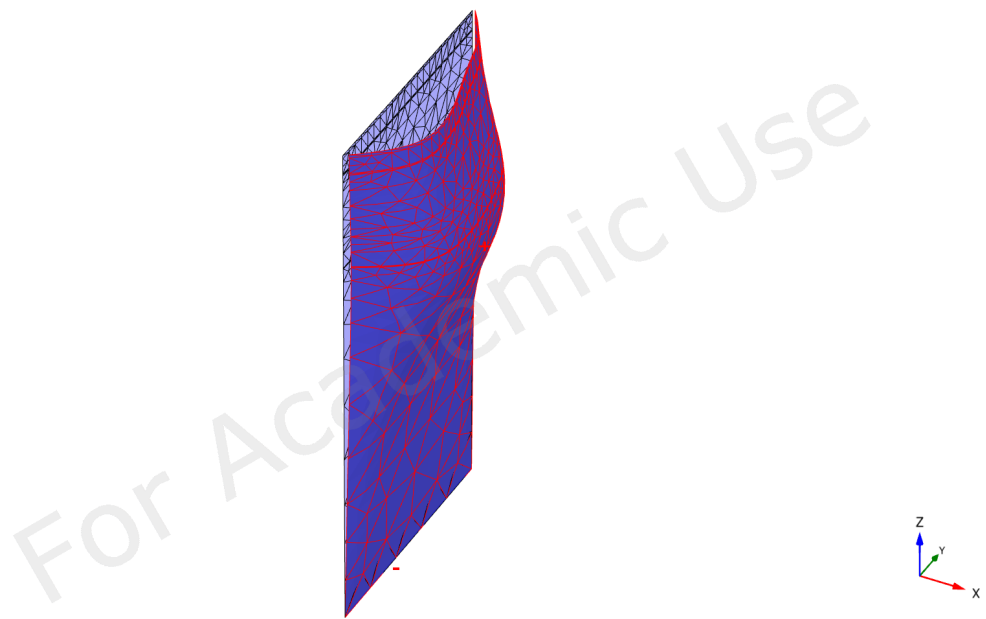
**Total displacements  $|u|$  (scaled up 50.0 times)**  
 Maximum value = 0.06724 m (Element 648 at Node 45429)

**Figur F.2:** Deformation, 3D - Schakt 2.



**Total displacements  $|u|$  (scaled up 50.0 times)**  
 Maximum value = 0.07601 m (Element 937 at Node 4364)

**Figur F.3:** Deformation, 3D - Schakt 3.



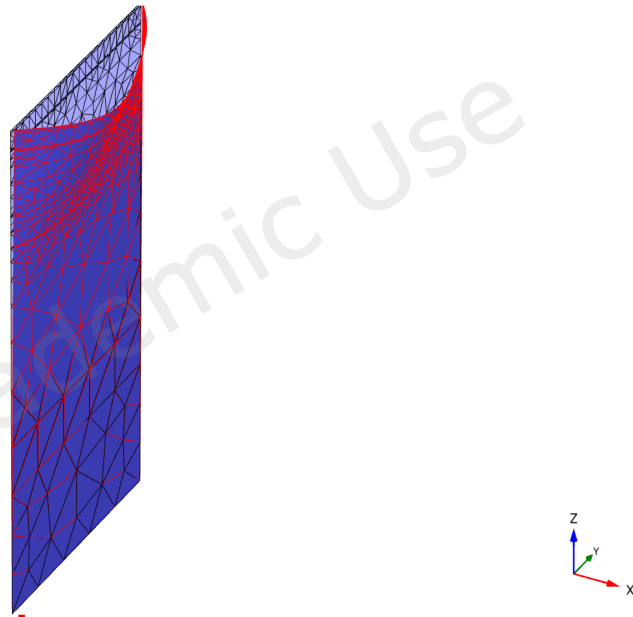
**Total displacements  $|u|$  (scaled up 50.0 times)**  
Maximum value = 0.09002 m (Element 2374 at Node 23256)

**Figur F.4:** Deformation, 3D - Schakt 4.



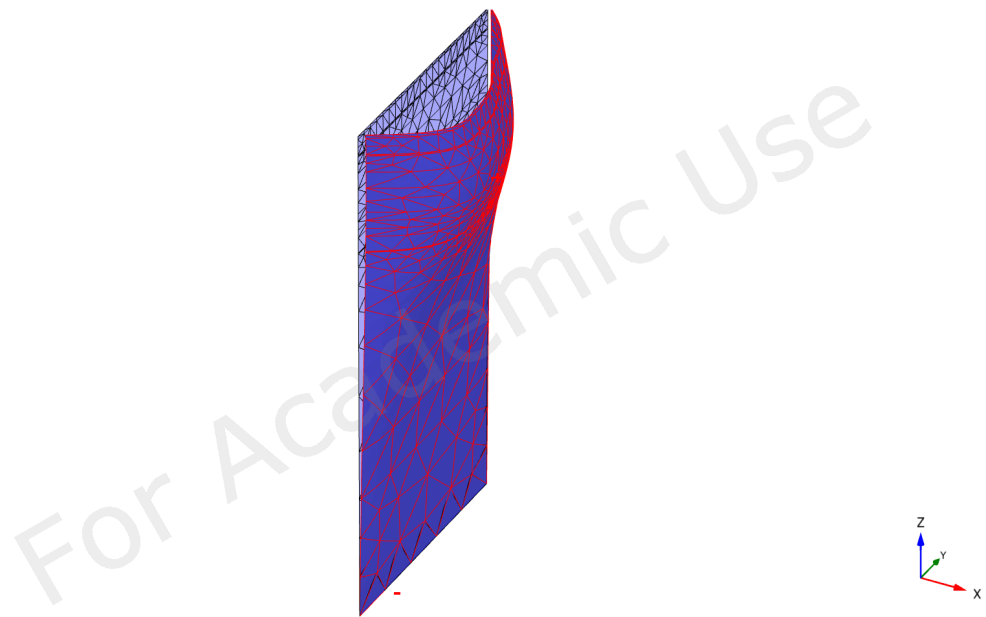
# Bilaga G

## Deformation anpassad 3D-modell



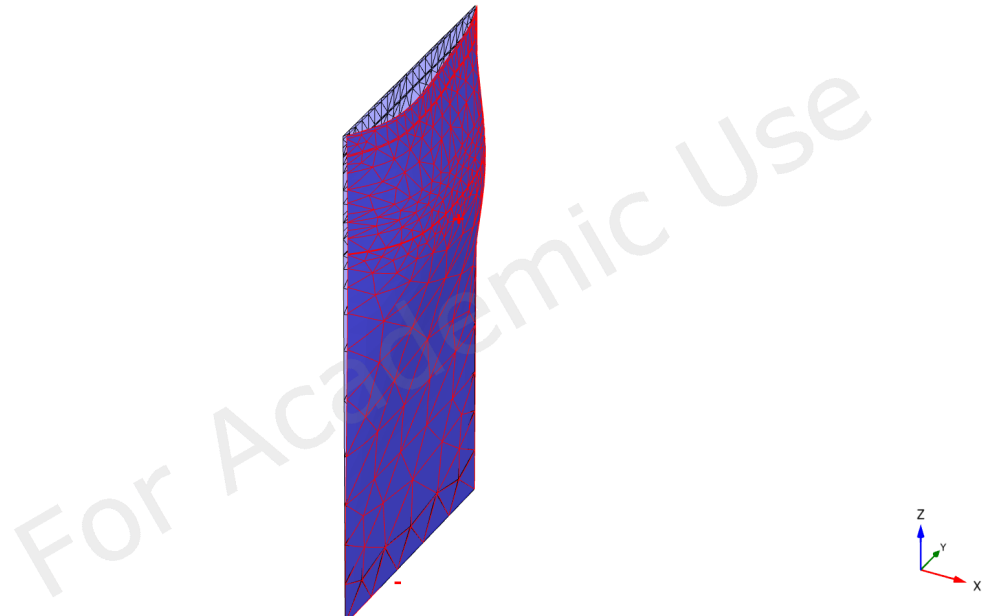
**Total displacements  $|u|$  (scaled up 50.0 times)**  
Maximum value = 0.07767 m (Element 149 at Node 9306)

**Figur G.1:** Deformation, anpassad 3D - Schakt 1.



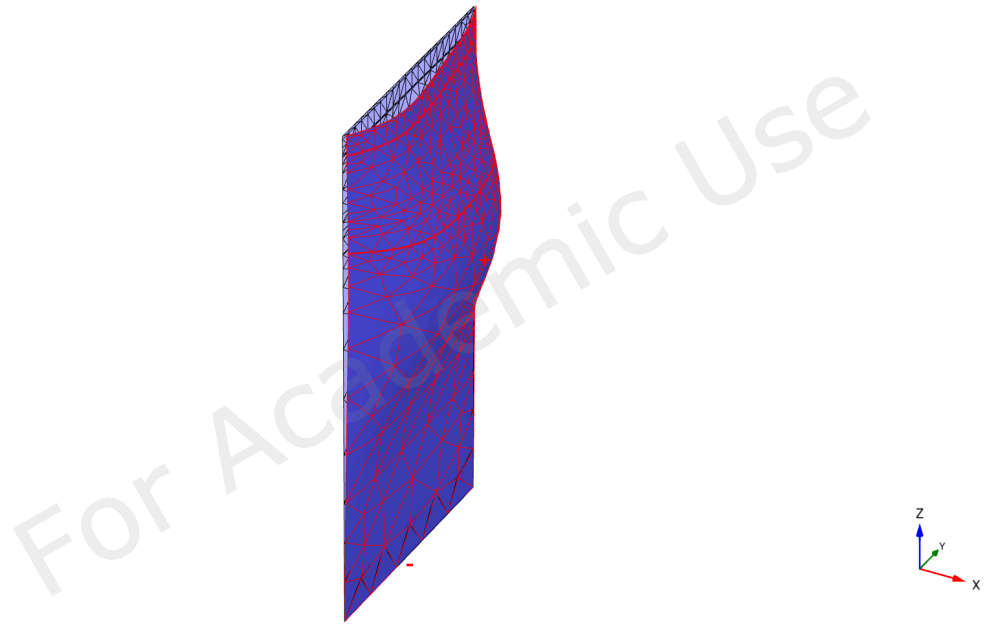
**Total displacements  $|u|$  (scaled up 50.0 times)**  
 Maximum value = 0.09841 m (Element 896 at Node 46071)

**Figur G.2:** Deformation, anpassad 3D - Schakt 2.



**Total displacements  $|u|$  (scaled up 20.0 times)**  
 Maximum value = 0.1428 m (Element 2111 at Node 1860)

**Figur G.3:** Deformation, anpassad 3D - Schakt 3.



**Total displacements  $|u|$  (scaled up 20.0 times)**  
Maximum value = 0.2066 m (Element 2417 at Node 23037)

**Figur G.4:** Deformation, anpassad 3D - Schakt 4.