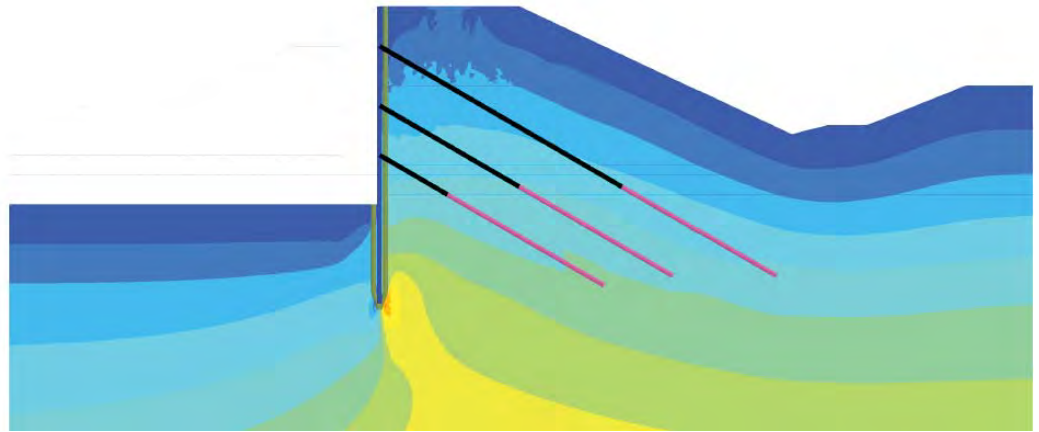




LUND
UNIVERSITY



BERÄKNINGSMETODER FÖR FLERBANDSSPONTER

**Skillnader mellan metoderna och deras
inverkan på resultatet**

MATILDA AGORELIUS och JOHANNA NOBERIUS

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--18/5065--SE (1-66) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

BERÄKNINGSMETODER FÖR FLERBANDSSPONTER

Skillnader mellan metoderna och deras
inverkan på resultatet

MATILDA AGORELIUS och JOHANNA NOBERIUS

Supervisors: Professor **OLA DAHLBLOM**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund,
ERIKA TUDISCO, PhD, Geotechnical Engineering, LTH, Lund, together with
DANIEL BALTRÖCK, Geotechnician and **NILS RYDÉN**, Senior Lecturer, Peab Anläggning AB.
Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Senior Lecturer, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2018 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, February 2019 (PI).

For information, address:

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

Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

2018 a new guide for designing retaining structures was published, which describes different methods for designing sheet pile walls. This master thesis aims at comparing and analysing these methods to find out how results obtained using them differ from each other and how well they correspond to measured values. The result shows that the methods in some aspects differ significantly while in other aspects the methods are well-matched. As a reference project a sheet pile wall from Dingersjö, outside Sundsvall, is used.

This master thesis has been carried out at the Department of Construction Sciences at the Faculty of Engineering LTH at Lund University in collaboration with Peab Anläggning AB.

The guide for designing sheet pile walls (Sponthandboken 2018) describes three different calculation methods; the analytic method, the spring method and the finite element method. The analytic method is the simplest and least time-consuming method where calculations are performed manually. In the spring method the sheet pile wall is modelled as a beam with springs that replace the passive soil pressure. Anchors have also been modelled as springs. For the spring method the computer program Frame Analysis has been used. Finally, for the most advanced method, the finite element method, the computer program PLAXIS 2D has been used. For all methods, a model has been set up that resembles the sheet pile wall in Dingersjö.

Calculations have been performed for anchor forces, bending moments and displacements of the sheet pile wall. In contrast to the other methods, the analytic method can not calculate displacements. Anchor forces calculated in all methods are well matched with measured anchor forces. The magnitude of the bending moments calculated using the different calculation methods varies greatly, however, all methods show the greatest bending moment in about the same position of the sheet pile wall. In the studied case the spring method gives the largest dimensioning bending moment and the finite element method gives the smallest. The dimensioning bending moment calculated using the spring method is just over three times as large as the dimensioning bending moment from the finite element method. The dimensioning bending moment calculated using the analytic method is almost twice the dimensioning moment from the finite element method. The result of the calculated displacements differ between the spring method and the finite element method.

In conclusion, it is stated that the analytic method is a simple method that is least time consuming and is suitable for uncomplicated projects while the finite element method should be used for more complex projects and where more detailed investigations have been carried out.

Sammanfattning

2018 publicerades en ny sponthandbok som beskriver olika metoder för dimensionering av sponter. Detta examensarbete syftar till att jämföra och analysera dessa metoder, hur de framtagna resultaten skiljer sig från varandra och hur väl de stämmer överens med uppmätta värden. Sammanställningen visar att resultaten i vissa avseenden skiljer sig markant medan de i andra avseenden stämmer bra överens. Som referensprojekt används en spont i Dingersjö utanför Sundsvall.

Detta examensarbete har utförts på Institutionen för byggvetenskaper på Lunds tekniska högskola (LTH) i samarbete med Peab Anläggning AB.

I Sponthandboken 2018 finns tre olika beräkningsmetoder beskrivna. Den analytiska metoden, fjädermetoden och finita elementmetoden. Den analytiska metoden är den enklaste och minst tidskrävande metoden där beräkningar görs för hand. I fjädermetoden modelleras sponten som en balk med fjädrande upplag som ersätter det passiva jordtrycket. Även stag modelleras som fjädrar. För fjädermetoden har datorprogrammet Frame Analysis använts. Till sist, för den mest avancerade metoden, finita elementmetoden, har datorprogrammet PLAXIS 2D använts. För alla metoder har en modell ställts upp som efterliknar sponten i Dingersjö.

Beräkningar har gjorts för stagkrafter, moment och förskjutningar hos sponten. Den analytiska metoden kan till skillnad från de andra metoderna inte beräkna någon förskjutning. Stagkrafter beräknade i alla metoderna stämmer bra överens med uppmätta stagkrafter. Storleken på momenten beräknade med de olika beräkningsmetoderna varierar kraftigt, dock visar alla metoder störst moment i ungefär samma punkt på sponten. Fjädermetoden ger det största dimensionerande momentet och finita elementmetoden ger det minsta. Det dimensionerande momentet beräknat med fjädermetoden är i det studerade exemplet drygt tre gånger så stort som det dimensionerande momentet beräknat med finita elementmetoden. Det dimensionerande momentet beräknat med den analytiska metoden är nästan dubbelt så stort som det dimensionerande momentet från finita elementmetoden. Resultatet av de beräknade förskjutningarna skiljer mellan fjädermetoden och finita elementmetoden.

Avslutningsvis konstateras att den analytiska metoden är en enkel metod som är minst tidskrävande och som är lämplig för okomplicerade projekt, medan finita elementmetoden är mer tidskrävande och bör användas vid mer komplicerade projekt och där utförligare undersökningar har utförts.

Förord

Detta examensarbete genomfördes hösten 2018 i samarbete med Peab Anläggning AB och Institutionen för byggvetenskaper på LTH.

Vi vill rikta ett stort tack till vår handledare på Peab, Daniel Baltrock, som hjälpt oss under examensarbetets gång. Även ett stort tack till Jonas Edin på Peab i Sundsvall som ställt upp under vårt studiebesök och varit till stor hjälp under början av vårt beräkningsarbete. Tack till Nils Rydén från Peab som gjorde både detta examensarbete och studieresan till Sundsvall möjlig. Till sist vill vi tacka våra hjälpsamma handledare på LTH, Ola Dahlblom och Erika Tudisco, som gett oss god handledning och feedback genom hela examensarbetet.

Självklart vill vi också tacka varandra för en rolig studietid både i och utanför skolan. Nu väntar nya äventyr!

Lund, december 2018

Matilda Agorelius & Johanna Noberius

Notation

Latinska bokstäver

A - Area

A_H - Angreppshöjden

B - Lastbredden

c - Kohesion

c_d - Dimensionerande kohesion

c_u - Odränerad skjuvhållfasthet

D - Nivån mellan sista hammarbandsnivån och där nettojordtrycket är noll

d - Avståndet mellan D-nivån och schaktnivån

$d_{p\grave{a}le}$ - Pålens eller spontens diameter

E - Elasticitetsmodul

e - Avstånd från $0,2H$ till det första hammarbandet

F_d - Dragkapacitet

F_{num} - Erfoderlig säkerhetsfaktor

f_{yk} - Sträckgräns

f_{sk} - mantelvidhäftning

G_d - Dimensionerande egentygnd

G_k - Karakteristisk egentygnd

H - Schaktdjup

$Hf_{a_{netto}}$ - Antal slag per 0,2 meter vid hejarsondering

h - Avstånd från hammarband till T

h_A - Hävarm

h_P - Hävarm

h_R - Avstånd från nedersta hammarbandet till R_p

hv_{20} - Antal vridna halvvarv per 0,2 meter vid viktsondering

J - Spontavståndet

K_0 - Vilojordtryckscoefficient

K_a - Coefficient för aktivt jordtryck

K_{ac} - Coefficient för aktivt jordtryck

K_p - Coefficient för passivt jordtryck

K_{pc} - Coefficient för passivt jordtryck

k - Fjäderkonstant

k_h - Stagens horisontella fjäderkonstant

k_{jord} - Jordens fjäderkonstant

k_k - Stagens fjäderkonstant

L - Längd

l - Längden för ett fack vid beräkning av moment

M - Moment

$M_{DA3,1}$ - Moment med dimensionerande jordegenskaper utan karakteristisk last

$M_{DA3,2}$ - Moment med dimensionerande jordegenskaper och karakteristisk last

M_d - Dimensionerande moment

M_k - Karakteristiskt moment
 M_1 - Moment i översta delen av sponten ovanför översta hammarbandet
 M_2 - Moment i sponten mellan hammarband
 $M_{3,A}$ - Moment i nedre delen av sponten under nedersta hammarbandet
 $M_{3,B}$ - Moment i nedre delen av sponten under nedersta hammarbandet
 m - Multipel
 N - Beräkningsnivån
 n_h - Tillväxtfaktor
 O - Omkrets
 OCR - Överkonsolideringsgraden
 P_A - Totala pådrivande jordtrycket
 $P_{A,n}$ - Resultant av aktivt nettojordtryck
 P_P - Totala mothållande jordtrycket
 Q_d - Dimensopnerande variabel last
 Q_k - Karakteristisk variabel last
 $Q_{tot,pr}$ - Förspänning i stag
 q - Linjelast
 q_c - Tryck vid CPT-sondering
 R - Vidhäftning mellan spont och jord
 R_p - Kraft från passivtryck vid momentberäkning
 S - Stagkraft
 S_d - Dimensionerande stagkraft
 S_k - Karakteristisk stagkraft
 T - Nivån där tvärkraften är noll
 u - Porvattentryck
 u_x - Förskjutning i x-led
 u_y - Förskjutning i y-led
 u_z - Förskjutning i z-led
 X - Sektionsavståndet
 z - Djup

Grekiska bokstäver

α - Stagets vinkel från horisontallinje
 β_1 - Vinkel i Boussinesqs ekvation
 β_2 - Vinkel i Boussinesqs ekvation
 γ - Tunghet
 γ' - Effektiv tunghet
 γ_G - Lastberoende partialkoefficient
 γ_Q - Lastberoende partialkoefficient
 γ_R - Partialkoefficient
 γ_{Rd} - Modelfaktor
 $\gamma_{S,d}$ - Modelfaktor
 γ_d - Säkerhetsklass
 γ_m - Partialkoefficient
 $\Delta\sigma_v$ - Vertikal spänning

δ_2 - Reduktionsfaktor
 δ_3 - Reduktionsfaktor
 ε - Töjning
 η - Omräkningsfaktor
 ν - Reduktionsfaktor
 ν - Poissons tal
 ν_1 - Reduktionsfaktor
 σ - Spänning från mättad jord
 σ' - Effektivspänning
 σ_a - Aktivt jordtryck
 σ_0 - Vilojordtryck
 σ_i - Omfördelat jordtryck
 σ_n - Normalspänningen
 σ_p - Passivt jordtryck
 σ_v - Vertikalspänning
 τ - Skjuvspänning
 φ - Friktionsvinkel
 φ_d - Dimensionerande friktionsvinkel

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	XIII
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Frågeställningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Avgränsningar	2
2 Teori	3
2.1 Allmänt om sponter	3
2.2 Dimensionering	3
2.2.1 Mohr-Coulomb	4
2.2.2 Dimensioneringsätt	5
2.2.3 Hållfasthetsparametrar	6
2.2.4 Jordtryck	7
2.2.5 Yttre laster	9
3 Metod	11

3.1	Analytiska metoden	12
3.1.1	Konsolspont	12
3.1.2	Enbandsspont	13
3.1.3	Flerbandsspont	16
3.1.4	Dimensionering	19
3.2	Fjädermetoden	19
3.2.1	Jordtryck	19
3.2.2	Fjädrar	20
3.2.3	Dimensionering i brottgränstillståndet	21
3.2.4	Dimensionering i bruksgränstillståndet	22
3.2.5	Dimensionering med partialkoefficient på effekten av lasten	22
3.3	FE-metoden	22
3.3.1	Totalstabilitetskontroll	23
4	Referensprojekt	25
4.1	Beskrivning av referensprojekt	25
4.1.1	Jordlagerföljd	25
4.1.2	Yttre last	27
4.1.3	Spontens utformning	28
4.2	Beräkning av referensprojekt	29
4.2.1	Analytiska metoden	29
4.2.2	Fjädermetoden	29
4.2.3	FE-metoden	32
5	Resultat	39
5.1	Stagkrafter	39
5.1.1	Dimensionerande beräkningar	39
5.1.2	Karakteristiska beräkningar	40

5.2	Moment	41
5.2.1	Dimensionerande moment	41
5.3	Förskjutningar	44
5.3.1	Karakteristiska beräkningar	45
5.4	Totalstabilitetskontroll	47
6	Analys	49
6.1	Stagkrafter	49
6.2	Moment	50
6.3	Förskjutningar	51
6.4	Analytiska metoden	52
6.5	Fjädermetoden	52
6.6	FE-metoden	53
6.7	Dimensioneringsmetoder	53
7	Slutsats	57
8	Vidare studier	59
	Litteratur	61

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Grundläggning av olika slags konstruktioner är en viktig del av byggprocessen för att få en stabil konstruktion. Hur konstruktionen ska grundläggas beror till stor del på hur markförhållandena ser ut, vilket kan variera mycket beroende på lokalisering. Marken kan bestå av olika jordar med olika djup. Hur långt det är till grundvattennivån och berggrunden varierar också mellan olika platser.

Spont är en stödkonstruktion som används som schaktvägg när det är ont om plats och när schakter ska utföras på stora djup. Stödkonstruktionen kan antingen vara temporär eller permanent. Vanligtvis är en spont gjord av stål men kan även förekomma i betong, trä samt HD-polyeten. Spontens uppgift är att ta upp det omkringliggande jordtrycket (Statens geotekniska institut, 2018b).

Dimensionering av sponter kan anses vara komplicerad då både kraven för konstruktionen och jorden måste uppfyllas. Kraven som ställs kommer från Eurokod 7 (2010) som är framtagen som en Europastandard. Därefter finns det tilläggsbilagor med specifika dimensioneringskrav för just Sverige (EKS 1, 2008). För att underlätta tolkningarna från Eurokod 7 (2010) har en handbok för dimensionering av sponter tagits fram, Sponthandboken 2018 (Fredriksson m. fl., 2018).

I Eurokod 7 (2010) anges även krav på hur stora förskjutningar som tillåts. Förskjutningar har i regel liten betydelse när det gäller sponter då denna konstruktion ofta är tillfällig. Dock kan förskjutning vara värd att ta hänsyn till för att människor som eventuellt befinner sig i schakten som ska känna sig trygga på sin arbetsplats (Lundström m. fl., 2015).

För dimensionering av sponter beskriver Sponthandboken 2018 (Fredriksson m. fl., 2018) en beräkningsgång för att erhålla tillfredsställande säkerhet enligt tre beräkningsmetoder.

1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att jämföra och analysera de tre beräkningsmetoder som finns i Sponthandboken 2018 (Fredriksson m. fl., 2018) och utvärdera hur väl dessa metoder stämmer överens med varandra och med uppmätta värden.

1.3 Frågeställningar

- Vad för olika indata används i de tre beräkningsmetoderna?
- Hur skiljer sig resultaten från de olika beräkningsmetoderna?
- Hur skiljer sig de beräknade resultaten från uppmätta värden?
- Är den extra beräkningstiden för en mer komplicerad beräkningsmetod lönsam att lägga ner för att eventuellt minska dimensionerna på spanten?

1.4 Metod

Till att börja med utförs en litteraturstudie där tre olika beräkningsmetoder presenteras. Därefter ställs en modell upp utifrån ett verkligt projektet och beräkningar utförs enligt de olika metoderna. Från det referensprojektet har mätdata tagits fram för att jämföras med resultatet från beräkningarna.

1.5 Avgränsningar

Enbart spantar med tre hammarbandsnivåer analyseras. Alla beräkningar görs i 2D och markförutsättningarna tas från den geotekniska undersökningen från referensprojektet. Alla beräkningar som utförs är baserade på Sponthandboken 2018 (Fredriksson m. fl., 2018).

2 Teori

2.1 Allmänt om sponter

Vid enklare och inte så djupa schakter kan schaktningen oftast utföras med lutande slänt. Vid mer avancerade djupa schakter eller där det är för trångt för en lutande slänt, krävs någon slags stödkonstruktion för schaktväggarna. Stödkonstruktionen är oftast en temporär del men i vissa fall används den också permanent, exempelvis vid kajkonstruktioner (Statens geotekniska institut, 2018a).

Spont är en vanlig typ av stödkonstruktion och kan vara en tätspont eller en glesspont. En tätspont är precis som det låter, en spont som är relativt ogenomsläpplig för grundvatten. Den består av flera stålprofiler som slås eller vibreras ner i marken så att stålprofilerna hakar i varandra och bildar en vägg. En glesspont består oftast av rörprofiler som borras, slås eller vibreras ner i marken med ett mellanrum emellan. Mellan rören stöttas jorden med plåtar eller brädor, som tillsammans med rören bildar en vägg. Denna spont blir inte tät mot grundvatten (Statens geotekniska institut, 2018b).

En spont består av själva spontväggen och oftast även av ett eller flera hammarband som sitter fast med stag in i jorden. Hammarbanden och stagen hjälper till att hålla emot jordtrycket och gör att förskjutningen av spontväggen minskar. Detta visas i figur 2.1.

Spontens tjocklek och längd dimensioneras utifrån jordtrycket som verkar mot sponten. Storleken på jordtrycket beror av jorden själv samt eventuella laster ovan mark. Jordtrycket brukar delas upp i aktivt och passivt jordtryck, där det aktiva jordtrycket är det som trycker mot sponten på den oschaktade sidan och det passiva jordtrycket kommer från jorden under schaktytan. Det aktiva och passiva jordtrycket illustreras i figur 2.2.

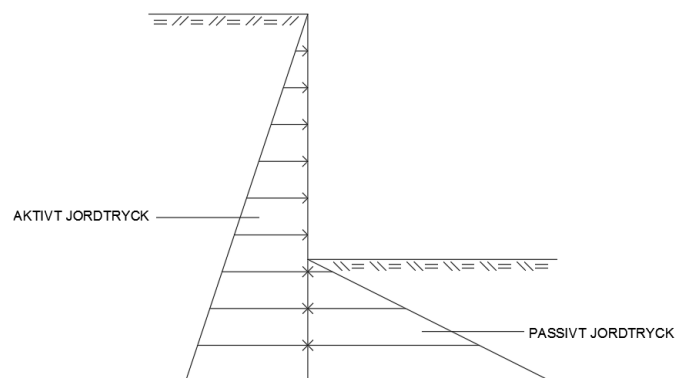
Jordtryckets storlek och fördelning mot spontväggen beror på olika faktorer där jordens egenskaper är en utav dem. Även schaktgropens dimensioner, stagens eller stämpens styvhet, den förspända lasten i stagen eller stämpan, samt grundvattennivån har inverkan på jordtryckets storlek.

2.2 Dimensionering

En spont kan dimensioneras på flera olika sätt. Genom beräkningar, provbelastning, observationsmetoder eller enligt tradition från tidigare sponter. Beräkningarna kan enligt Fredriksson m. fl. (2018) göras med tre olika slags metoder, antingen med en analytisk metod, en semi-empirisk metod (fjädermetoden) eller med en numerisk me-



Figur 2.1: Beskrivning av spontens olika delar



Figur 2.2: Beskrivning av aktivt och passivt jordtryck

tod (FE-metoden), se t ex Ottosen och Petersson (1992). Beräkningsmetoderna bygger ofta på partialkoefficientmetoden som innebär att olika partialkoefficienter appliceras på jordens egenskaper och de karakteristiska lasterna som verkar mot sponten (Fredriksson m. fl., 2018).

2.2.1 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulombs modell är en linjär elastisk, perfekt plastisk modell som representerar en approximation till hur jorden beter sig enligt första ordningens teori. Denna modell innebär att jorden har ett linjärt spännings-töjnings samband fram till brottgränsen,

därefter blir jorden perfekt plastisk och kan då inte ta upp mer spänning utan enbart töjning. Denna teori grundar sig på att alla jordar består av små korn som varierar i form och storlek. Mellan dessa korn finns friktionskrafter och kohesion som verkar i kontaktpunkterna. Dessa friktionskrafter ökar med normaltrycket mellan partiklarna (Axelsson, 2018). Mohr-Coulombs brottkriterium är en generalisering där brottkurvan sätts till en rät linje. Mohr-Columbs modell visas i figur 2.3 där räta linjens ekvation beräknas enligt Lindblom (2010)

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2.1)$$

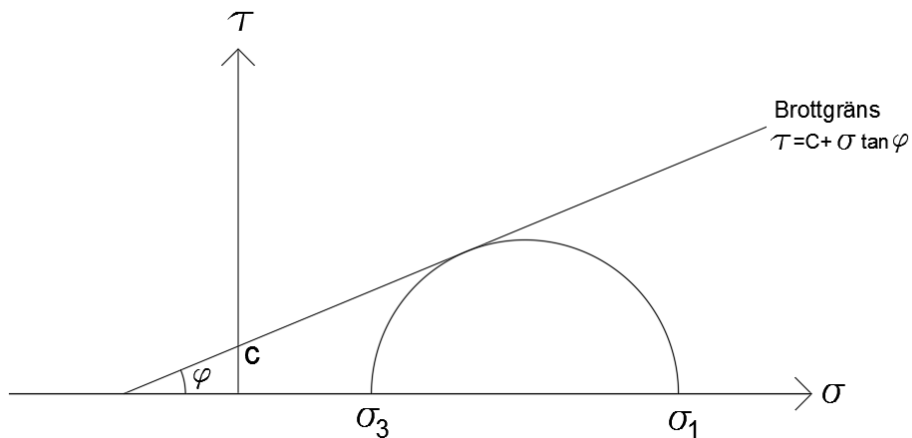
där

τ är skjuvspänningen,

c är kohesionen,

σ_n är normalspänningen och

φ är friktionsvinkeln.



Figur 2.3: Mohr-Coulombs modell

2.2.2 Dimensioneringsätt

Dimensionerande beräkningar utförs i olika säkerhetsklasser med olika säkerhetsfaktorer enligt tabell 2.1 som beror på konsekvenserna vid brott (EKS 1, 2008). Dimensionering utgår ofta från partialkoefficientmetoden där olika koefficienter läggs till materialdata och laster. Stödkonstruktioner ska dimensioneras enligt dimensioneringsätt 3 och partialkoefficienter väljas då från DA3 enligt EKS 1 (2008), se tabell 2.2.

Tabell 2.1: Säkerhetsklasser

	γ_d
Säkerhetsklass 1	0,83
Säkerhetsklass 2	0,91
Säkerhetsklass 3	1

Tabell 2.2: Kombinationer av partialkoefficienter i dimensioneringsätt DA3

			DA 3			
			A1	A2	M2	R3
			Konst. laster	Geo. laster	γ_m	γ_R
Last	Permanent	Ogynnsam	$1,35\gamma_d$	$1,10\gamma_d$		
		Gynnsam	1,00	1,00		
	Variabel	Ogynnsam	$1,50\gamma_d$	$1,40\gamma_d$		
		Gynnsam	0	0		
Jord	$\tan \varphi$				1,3	
	Effektiv c				1,3	
	Odränerad c_u				1,5	
	Enaxlig tryckh.				1,5	
	Tunghet				1,0	
Spont	Bärighet					1,0
	Glidning					1,0
	Motstånd					1,0

2.2.3 Hållfasthetsparametrar

Vid dimensionering reduceras jordens hållfasthetsparametrar för friktionsjord enligt

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

där

φ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln,
 φ_k är den karakteristiska friktionsvinkeln och
 γ_m är partialkoefficienten för $\tan \varphi$ i tabell 2.2.

För kohesionsjord reduceras hållfastheten enligt

$$c_d = \frac{c}{\gamma_m} \quad (2.3)$$

där

c_d är den dimensionerande kohesionen,
 c är den karakteristiska kohesionen och

γ_m är partialkoefficienten i tabell 2.2, för effektiv c .

2.2.4 Jordtryck

För att kunna dimensionera en spont måste först och främst jordtrycket beräknas. Oftast används det effektiva jordtrycket vilket är enbart trycket från jorden utan porvattentryck. Generellt beräknas effektivspänningen, σ' , enligt

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.4)$$

där

σ är spänning från mättad jord och

u är porvattentryck.

Viljordtryck

Viljordtrycket, σ_0 , är det jordtryck som verkar från ostörd mark och beräknas enligt

$$\sigma_0 = \sigma'_0 + u \quad (2.5)$$

$$\sigma'_0 = \sigma'_v K_0 \quad (2.6)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (2.7)$$

där

σ'_0 är det effektiva viljordtrycket,

u är porvattentrycket,

σ'_v är den effektiva vertikalspänningen och

σ_v är vertikalspänning.

K_0 kan enligt Eurokod 7 (2010) beräknas enligt

$$K_0 = \sin(1 - \varphi_d) \sqrt{OCR} \quad (2.8)$$

där φ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln och OCR är överkonsolideringsgraden.

Aktivt jordtryck

Det aktiva jordtrycket σ_a , motsvarande σ_3 i Mohr-Coulombs brottkriterium, se figur 2.3, som verkar mot sponten beräknas med generella uttryck enligt

$$\sigma_a = \sigma'_a + u \quad (2.9)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - c_d K_{ac} \quad (2.10)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2} \right) \quad (2.11)$$

$$K_{ac} = 2 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2} \right) \quad (2.12)$$

där

σ'_a är det effektiva aktiva jordtrycket,

u är porvattentrycket,

σ'_v är den effektiva vertikalspänningen,

c_d är jordens dimensionerande kohesion,

σ_v är vertikalspänning och

φ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln.

Passivt jordtryck

Det passiva jordtrycket σ_p , , motsvarande σ_1 i Mohr-Coulombs brottkriterium, se figur 2.3, beräknas med generella ekvationer motsvarande det aktiva jordtrycket enligt

$$\sigma_p = \sigma'_p + u \quad (2.13)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + c_d K_{pc} \quad (2.14)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \quad (2.15)$$

$$K_{pc} = 2 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \quad (2.16)$$

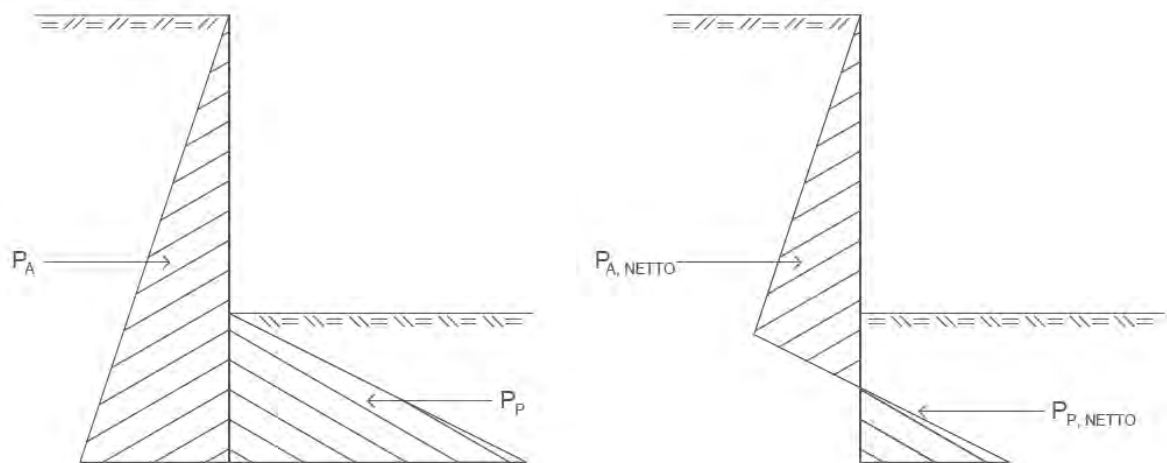
där

σ'_p är det effektiva passiva jordtrycket,

u är porvattentrycket,
 σ'_v är den effektiva vertikalspänningen,
 c_d är jordens dimensionerande kohesion,
 σ_v är vertikalspänning och
 φ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln.

Nettojordtryck

Nettojordtryck är differensen mellan aktivt och passivt jordtryck. Detta blir det totalt pådrivande respektive mothållande jordtrycket mot sponten, vilket illustreras i figur 2.4. Det totalt pådrivande jordtrycket är summan av jordtrycket från toppen ner till den nivå där nettojordtrycket är noll. Det totalt mothållande jordtrycket är summan av trycket från punkten där nettojordtrycket är noll ner till botten av sponten.



Figur 2.4: Beskrivning av nettojordtryck

2.2.5 Yttre laster

Vertikala yttre laster på markytan påverkar också det horisontella trycket mot sponten. Hur stor den horisontella påverkan blir beror på lastens storlek, om lasten finns där innan schakten utförs och sponten slås ner, hur stor utbredning lasten har och hur långt från sponten lasten verkar. Vid dimensionerande beräkningar multipliceras lasten med en partialkoefficient, både vid last från egentyngd och variabel last enligt

$$G_d = \gamma_d \gamma_G G_k \quad (2.17)$$

och

$$Q_d = \gamma_d \gamma_Q Q_k \quad (2.18)$$

där

γ_d är en partialkoefficient som beror av säkerhetsklass,

G_k är den karakteristiska egentyngden,
 G_d är den dimensionerande egentyngden,
 Q_k är den karakteristiska lasten,
 Q_d är den dimensionerande lasten och
 γ_G och γ_Q är partialkoefficienter med olika värde beroende av vilken slags last det är.

Ett sätt att beakta lastspridningen är enligt Boussinesqs teori där den vertikala spänningen beror av djupet enligt

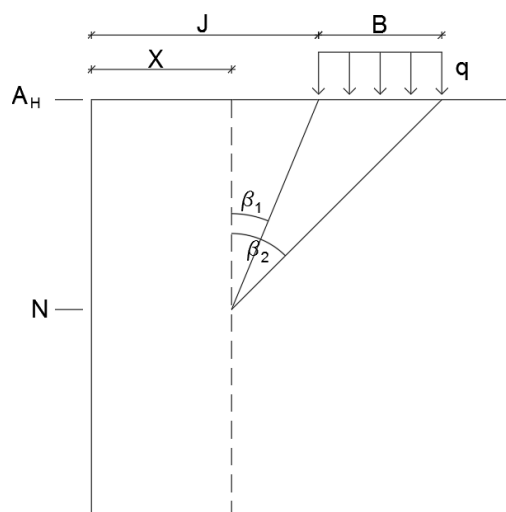
$$\Delta\sigma_v = \frac{mq}{\pi} (-\sin\beta_1 \cos\beta_1 - \beta_1 + \sin\beta_2 \cos\beta_2 + \beta_2) \quad (2.19)$$

där m är en vald multipel som kan sättas till 1,0 för en flexibel vägg och 2,0 för en oeftergivlig vägg och q är den utbredda lasten. Vinklarna β_1 och β_2 definieras i figur 2.5 där också spontavståndet (J), angreppsnivån (A_H), lastbredden (B) och beräkningsnivån (N) är markerad. Sektionsavståndet (X) är sträckan som spanten enligt dimensionerande beräkningar antas flyttas närmare lasten på markytan och beräknas enligt

$$X = \frac{2}{3}J \quad (2.20)$$

$$\beta_1 = \arctan\left(\frac{J-X}{A_H-N}\right) \quad (2.21)$$

$$\beta_2 = \arctan\left(\frac{B+J-X}{A_H-N}\right) \quad (2.22)$$



Figur 2.5: Definition av vinklar och beteckningar för Boussinesqs lastspridningsteori

3 Metod

Tre olika beräkningsmetoder kommer att presenteras i detta arbete. Först den analytiska beräkningsmetoden, därefter en semi-empirisk metod, fjädermetoden, och till sist en finita element-metod. Alla metoder beräknas både med karakteristiska och dimensionerande värden och presenteras för sponter med flera hammarband där beräkningsgången följer Fredriksson m. fl. (2018). Även vid flerbandssponter måste beräkningar göras för en konsolspont och enbandspont då detta uppstår innan förankringen på den första respektive den andra nivån har installerats. Det finns två sätt att dimensionera konstruktionselement. I det ena fallet studeras säkerheten mot brott vid stora deformationer och i det andra fallet kontrolleras säkerheten mot brott vid normalbelastning.

Stora deformationer

När säkerheten mot stora deformationer ska säkerställas utförs beräkningar i brottgränstillståndet. Då multipliceras partialkoefficienter med laster och jordens hållfasthet enligt tabell 2.2.

Normalbelastning

Vid dimensionering med normalbelastning utförs beräkningarna först i bruksgränstillståndet. De beräknade snittkrafterna multipliceras sedan med en modellfaktor $\gamma_{S,d}$. Modellfaktorn beräknas olika beroende på konstruktion, detta visas i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Modellfaktorer, $\gamma_{S,d}$, för att beräkna dimensionerande snittkrafter

	Modellfaktor $\gamma_{S,d}$
Konstruktionselement som är vecka, t.ex. spont, hammarband, dubb och ankare.	$\frac{1,40\gamma_d}{\eta}$
	1)
Konstruktionselement som är styva och spröda t.ex. stämp.	$\frac{1,50\gamma_d}{\eta}$
	2)
I de fall då belastningen endast består av fritt vatten (inte grundvatten).	$1,20\gamma_d$

1) *Ej mindre än 1,12*

2) *Ej mindre än 1,20*

För att beräkna modellfaktorn behövs partialkoefficienten som beror av säkerhetsklassen, γ_d , som är definierad i tabell 2.1. Även omräkningsfaktorn, η , behövs och bestäms genom

$$\eta = \eta_1\eta_2\eta_3\eta_4\eta_5\eta_6\eta_7\eta_8 \quad (3.1)$$

där

$\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$ beror på den marktekniska undersökningen. Normalt sätts den till ett värde mellan 0,6-1,1. För en normalbra markundersökning sätts den till 0,95. En bra markundersökning ska innehålla ett flertal sonderingshål, mer än 5 stycken. Är avståndet mellan hålen längs spontlinjen mindre än 10-20 meter kan $\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$ väljas upp till 1,05. Har direkta skjuvförsök eller triaxialförsök bekräftat resultatet från andra undersökningar kan värdet 1,1 väljas.

$\eta_5\eta_6$ beror på geometrin. Om lokalt värde är avgörande sätts $\eta_5\eta_6$ till 0,85. Detta gäller små sammanhängande sponter. Vid stora involverade jordvolymer och där sponten kan överföra last från svagare punkter till starkare kan $\eta_5\eta_6$ istället sättas till 1,1.

η_7 beror på jordens brottmekanism och sätts oftast till 1,0.

η_8 beror på betydelse i förhållande till andra lastgivande effekter. Normalt sätts η_8 till 1,0.

3.1 Analytiska metoden

Då belastningen som verkar på sponten i grund och botten beror på rörelse går sambandet inte att lösa med analytiska beräkningar. Om inte beräkningar med finita elementmetoden används kan belastningen mot sponten och dess snittkrafter i bruksstadiet uppskattas med en empirisk metod som bygger på mängder av mätningar mot sponter (Stille och Sahlström, 1979). Denna metod anpassas efter medelvärdet på jordens hållfasthet och för en glatt vägg. En glatt vägg innebär att det inte finns någon friktion eller vidhäftning mellan jorden och sponten. Dessa beräkningar ska därför alltid utföras med ett medelvärde på jordparametarna (Fredriksson m. fl., 2018). Dimensionering av sponten kan med den analytiska metoden utföras på två sätt. Den första dimensioneringsmetoden bygger på analytiska jämviktsberäkningar där partialkoefficienter enligt tabell 2.2 följer med i beräkningarna, vilket är det vanligaste sättet. Den andra dimensioneringsmetoden innebär att alla snittkrafter beräknas i bruksgränstillståndet, d.v.s. med karakteristiska värden. Resultatet multipliceras sedan med en modellfaktor, $\gamma_{S,d}$, för att beräkna de dimensionerande momenten och stagkrafterna.

3.1.1 Konsolspont

När första schaktnivån är gjord, innan översta hammarbandet sätts dit, blir den översta delen av sponten som en konsol.

Jordtryck

Jordtrycket beräknas enligt avsnitt 2.2.4 och 2.2.5.

Moment i spontvägg

Momentet i spanten beräknas som en konsol med en utbredd last i form av det aktiva jordtrycket. För att beräkna momentet måste djupet där passivtrycket är lika stort som aktivtrycket beräknas, vilket motsvarar nivån där tvärkraften är noll (T). Vid denna nivå kan spanten betraktas som fast inspänd. Därefter kan momentet vid inspänningen beräknas enligt

$$P_A = \int \sigma_a dz \quad (3.2)$$

$$P_P = \int \sigma_p dz \quad (3.3)$$

$$M = P_A h_A - P_P h_P \quad (3.4)$$

där

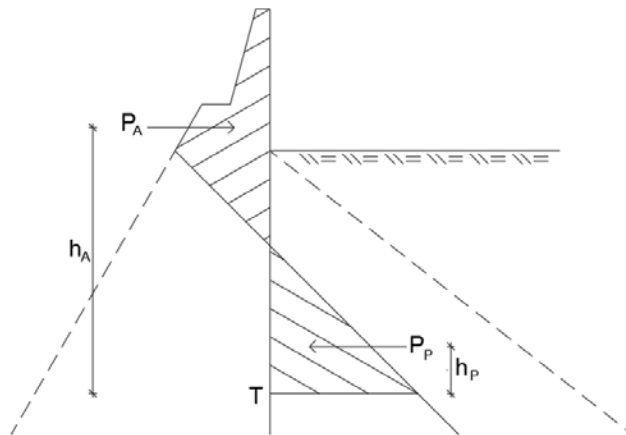
P_A är det totalt pådrivande jordtrycket,

P_P är det totalt mothållande jordtrycket ovan nivån där tvärkraften är noll,

h_A är hävarmen från T till det aktiva jordtrycket,

h_P är hävarmen från T till det passiva jordtrycket där T är nivån där tvärkraften i spanten är noll (detta beskrivs också i figur 3.1), och

z är djupet.



Figur 3.1: Aktivt och passivt jordtryck mot konsolspont med sina hävarmar från T-nivån (där tvärkraften är noll)

3.1.2 Enbandsspont

När andra schaktnivån är gjord och endast det övre hammarbandet satts dit kan spanten betraktas som en enbandsspont.

Jordtryck

Jordtrycket beräknas enligt avsnitt 2.2. I detta fall behöver inte den resulterande kraften från passivtrycket vara lika stor som den resulterande kraften från aktivtrycket för att sponten ska vara i jämvikt, eftersom även staget tar upp en del av aktivtrycket. Hur lång sponten ska anses vara i detta fall beräknas genom en momentjämvikt med nettojordtrycket runt hammarbandsnivån enligt

$$P_A = \int \sigma_a dz \quad (3.5)$$

$$P_P = \int \sigma_p dz \quad (3.6)$$

$$M = P_A h_A - P_P h_P = 0 \quad (3.7)$$

där

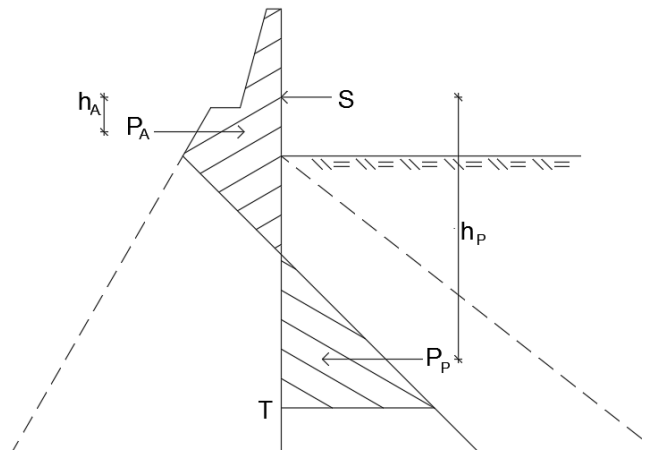
P_A är det totalt pådrivande jordtrycket,

P_P är det totalt mothållande jordtrycket ovan nivån där tvärkraften är noll,

h_A är hävarmen från första hammarbandsnivån till det aktiva jordtrycket,

h_P är hävarmen från första hammarbandsnivån till det negativa jordtrycket (detta beskrivs också i figur 3.2) och

z är djupet.



Figur 3.2: Beskrivning av aktivt och passivt jordtryck samt deras avstånd till hammarbandsnivån

Stagkraft

När nivån för passivtrycket beräknats med momentjämvikten enligt ovan kan stagkraften, S , beräknas enligt

$$S = P_A - P_P \quad (3.8)$$

där

P_A är det totalt pådrivande jordtrycket,

P_P är det totalt mothållande jordtrycket. Dessa illustreras också i figur 3.2.

Om staget är förspänt beräknas den totala stagkraften enligt

$$S = 0,8P_{A,n} + 0,4Q_{tot,pr} \quad (3.9)$$

där

$P_{A,n}$ är resultanten av det aktiva nettojordtrycket mot sponten och

$Q_{tot,pr}$ är den totala förspända kraften i staget eller stämpan.

Ekvation 3.9 gäller inom intervallet $0,4 \leq \frac{Q_{tot,pr}}{P_{A,n}} \leq 1,35$. För $\frac{Q_{tot,pr}}{P_{A,n}} > 1,35$ gäller följande

$$S = Q_{tot,pr} \quad (3.10)$$

Moment i spontvägg

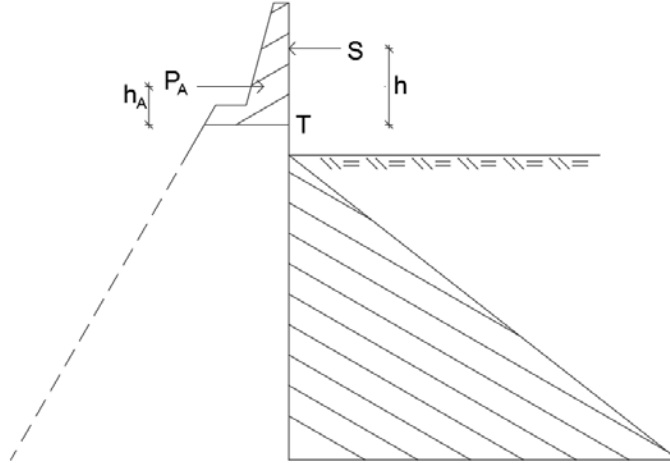
Spontmomentet är som störst där tvärkraften är noll (T-nivån). T-nivån blir den nivå där kraften från det ovanliggande aktiva jordtrycket är lika stor som stagkraften S. För en enbandsspont beräknas det maximala momentet med hjälp av stagkraften (S) enligt

$$M = S(h - h_A) \quad (3.11)$$

där

h är avståndet från hammarbandet till T och

h_A är avståndet från tyngdpunkten av det aktiva jordtrycket till T, vilket också beskrivs i figur 3.3.



Figur 3.3: Beskrivning av parametrar för beräkning av moment i enbandsspont

3.1.3 Flerbandsspont

För en spont med flera hammarband blir beräkningarna mer avancerade då denna spont blir ett statiskt obestämt system.

Jordtryck

För att underlätta beräkningarna antas en förenklad fördelning av jordtrycket enligt figur 3.4. Intensiteten, σ_i , för det omfördelade jordtrycket beräknas enligt Fredriksson m. fl. (2018)

$$\sigma_i = \frac{P_A}{0,9H - d} \quad (3.12)$$

där

P_A är det totalt pådrivande trycket,

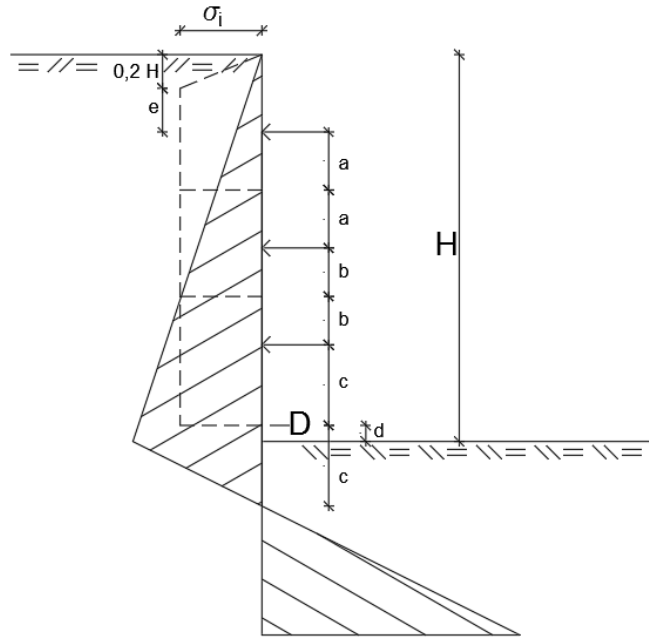
H är schaktdjupet och

d avståndet från schaktdjupet till D-nivån, där D-nivån är nivån mitt emellan sista hammarbandsnivån och nivån där nettojordtrycket är noll. Detta visas också i figur 3.4

Stagkrafter

Krafterna i hammarbanden beräknas med omfördelat jordtryck enligt avsnitt 3.1.3. Lasten fördelas mitt emellan hammarbanden vilket visas i figur 3.4. Kraften i varje enskilt stag kan sedan beräknas utifrån stagens cc-avstånd i respektive hammarband.

Om stagen är förspända beräknas den totala stagkraften på samma sätt som för en enbandsspont enligt ekvation 3.9.

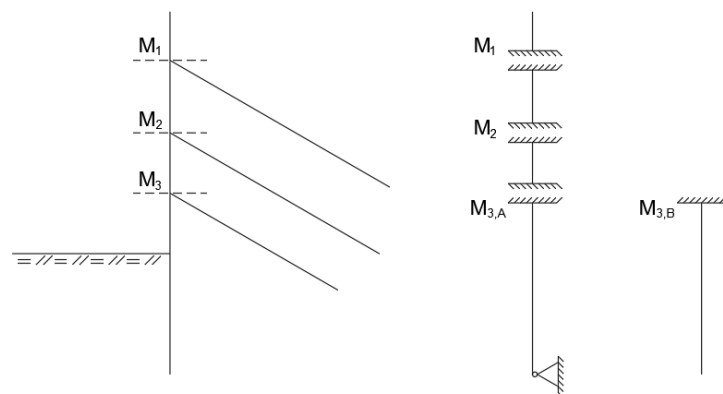


Figur 3.4: Fördelning av nettojordtryck för sponter med flera hammarband

Moment i spontvägg

För att beräkna det maximala momentet i sponten betraktas spontväggen med dess stag som en balk upplagd på stöd (motsvarande stagen) där det aktiva jordtrycket verkar som en utbredd last. På detta vis blir toppen av sponten som en konsol. Sponten mellan två stag blir en fast inspänd balk på båda sidor. Botten av sponten kan ses som antingen en konsol eller som en balk med fast inspänning i övre änden och fritt upplag i nedre änden (Fredriksson m. fl., 2018).

Momentet för de olika delarna beräknas olika. Vilken del varje momentberäkning tillhör redovisas i figur 3.5. Alla ekvationer utgår från beteckningarna i figur 3.4.



Figur 3.5: Momentnumrering

Konsolmomentet kan beräknas enligt

$$M_1 = 0,1H\sigma_i \left(\frac{0,2H}{3} + e \right) + \frac{\sigma_i e^2}{2} \quad (3.13)$$

Momentet mellan två hammarband beräknas enligt

$$M_2 = \frac{\sigma_i l^2}{12} \quad (3.14)$$

där l är avståndet mellan två hammarband. Ekvationerna 3.13 och 3.14 gäller under förutsättning att inget vattentryck förekommer på nivån mellan hammarbanden.

Under den nedersta hammarbandsnivån kan olika fall inträffa. En förutsättning för dessa beräkningar är att det inte finns något vattentryck ovanför D-nivån (mitt emellan sista hammarbandsnivån och nivån där nettojordtrycket är noll) och att pådrivande jordtryck under D-nivån är mindre än σ_i .

Då passivtrycket är tillräckligt stort för att hålla emot aktivtrycket kan den nedersta delen av sponten ses som fritt upplagd och momentet beräknas enligt

$$M_{3,A} = \frac{\sigma_i l^2}{8} \quad (3.15)$$

Då passivtrycket inte är tillräckligt stort för att hålla emot aktivtrycket bestäms momentet för den nedersta delen av sponten enligt det största momentet från en fritt upplagd balk eller konsolbalk enligt

$$M_{3,A} = \frac{\sigma_i l^2}{8} \quad (3.16)$$

eller

$$M_{3,B} = \frac{\sigma_i l^2}{2} - R_p h_R \quad (3.17)$$

I alla ovanstående momentekvationer är

H schaktdjupet,

σ_i det omfördelade aktiva jordtrycket,

e avståndet mellan $0,2H$ och första hammarbandsnivån,

l längden på respektive fack som beräknas,

R_p den resulterade kraften från det passiva jordtrycket och

h_R avståndet från det nedersta hammarbandet till angreppspunkten för R_p .

3.1.4 Dimensionering

Det dimensionerande momentet och den dimensionerande stagkraften bestäms av den maximala från de två olika dimensioneringssätten. Med partialkoefficientmetoden beräknas de dimensionerande värdena direkt. Vid beräkning i bruksgränstillståndet multipliceras en modellfaktor med det karaktäristiska momentet och stagkraften enligt

$$M_d = M_k \gamma_{S,d} \quad (3.18)$$

och

$$S_d = S_k \gamma_{S,d} \quad (3.19)$$

där

M_d är det dimensionerande momentet,

M_k är det karaktäristiska momentet,

$\gamma_{S,d}$ är en modellfaktorn enligt tabell 3.1,

S_d är den dimensionerande kraften i stagen och

S_k är det karaktäristiska stagkraften.

3.2 Fjädermetoden

Fjädermetoden är en typ av samverkansberäkning. I fjädermetoden beräknas sponten som en balk upplagd på fjädrande upplag, vilket kan kallas en bäddmodul-teori (Fredriksson m. fl., 2018). Dimensionering av sponten kan med fjädermetoden beräknas på tre sätt. Den första dimensioneringsmetoden bygger på analytiska jämviktsberäkningar där partialkoefficienter enligt tabell 2.2 multipliceras med materialparametrar och laster, d.v.s. dimensionering i brottgränstillståndet. Den andra dimensioneringsmetoden innebär att allt beräknas i bruksgränstillståndet, d.v.s. med karaktäristiska värden. Resultatet multipliceras sedan med en modellfaktor, $\gamma_{S,d}$, för att beräkna de dimensionerande momenten och stagkrafterna. Den tredje dimensioneringsmetoden är en blandning av dessa, där partialkoefficienterna multipliceras med effekten av lasten, d.v.s. momentet och stagkraften lasten ger upphov till. Beräkningar för fjädermetoden görs lättast med hjälp av något datorprogram som hanterar balkar och fjädrande upplag.

3.2.1 Jordtryck

Det aktiva och passiva jordtrycket beräknas enligt avsnitt 2.2.4 och 2.2.5. Det aktiva jordtrycket mot sponten kan antingen ses som en utbredd last direkt mot sponten, eller som en utbredd last som ligger på fjädrar vars styvhet är beroende av jorden på aktivsidan av sponten. Det passiva jordtrycket ses som ett fjädrande upplag med en styvhet som beror av jorden på passivsidan av sponten.

3.2.2 Fjädrar

Fjädrarnas styvhet beror på bäddmodulen som i sin tur beror på jordens egenskaper och djupet. Ju längre ner i marken jorden finns desto hårdare packad är den och desto styvare fjädrar bör jorden ersättas med (Fredriksson m. fl., 2018).

Enligt Trafikverket (2016b) ska jordens lagringstäthet tolkas i en skala på hur hårda de är utifrån olika provtagningar, från mycket lös till mycket fast jord. För friktionsjord görs detta genom att utvärdera det uppmätta trycket från CPT-sonderingen, antal slag under hejarsonderingen och antal vridna halvvarv under viktsonderingen för att komma ner 20 cm. Lagringstätheten avläses sedan i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Jordens konsistens (Trafikverket, 2016b)

Lagringstäthet	q_c [MPa]	Hfa_{netto} [sl/0,2 m]	hv_{20} [hv/0,2 m]
Mycket lös	0-2,5	0-4	0-10
Lös	2,5-5	4-8	10-25
Medelfast	5-10	8-12	25-45
Fast	10-20	12-25	45-80
Mycket fast	>20	>25	

Tillväxtfaktorn, n_h , krävs också för att bestämma jordens bäddmodul. Tillväxtfaktorn beror på jordens konsistens och grundvattennivån. Tillväxtfaktorn för olika hårda jordar redovisas i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Tillväxtfaktor n_h (Trafikverket, 2011)

	Mycket lös [MN/m ³]	Lös [MN/m ³]	Medelfast [MN/m ³]	Fast [MN/m ³]	Mycket fast [MN/m ³]
Över GV-ytan	2,5	4,5	7,0	12,0	18,0
Under GV-ytan	1,5	3,0	4,5	7,5	11,0

Utifrån konsistensen på jorden kan sedan bäddmodulen, k_k , för friktionsjord beräknas enligt (Trafikverket, 2011)

$$k_k = \frac{n_h z}{d_{påle}} \quad (3.20)$$

där

n_h är tillväxtfaktorn från tabell 3.3

z är djupet och

$d_{påle}$ är pålens eller spontens bredd.

För att sedan göra om detta till en fjäderkonstant måste jordens area mot sponten som fjädern ska motsvara tas hänsyn till. Fjäderkonstanten beräknas då enligt

$$k_{jord} = k_k A \quad (3.21)$$

där

A är jordens area mot sponten som ska ersättas med en fjäder.

Fjäderkonstanten, k , för stagen i varje hammarbandsnivå beräknas enligt

$$k = \frac{EA}{L} \quad (3.22)$$

där

E är stålets elasticitetsmodul,

A är stålets tvärsnittsarea och

L är stagens längd.

Då stagen oftast inte sätts in rakt horisontellt i jorden måste fjäderkonstanten räknas om beroende på stagens vinkel från horisontalplanet enligt

$$k_h = k \cos^2 \alpha \quad (3.23)$$

där

k_h är den horisontella komponenten av fjäderkonstanten,

k är fjäderkonstanten och

α är stagens vinkel från horisontalplanet.

När fjäderkrafterna i modellen beräknats måste en kontroll göras så att krafterna inte överstiger det motsvarande passivtrycket. För att underlätta beräkningsgången kan modellering göras med plastiska fjädrar, där maximal kraft läggs in för varje fjäder motsvarande det passiva jordtrycket för respektive fjäder. Används en modell med elastiska fjädrar måste den framräknade kraften i varje fjäder kontrolleras. Om kraften i fjädern överstiger passivtrycket får fjädern bytas ut till en kraft motsvarande passivtryckets påverkan. Då tar automatiskt fjädern nedanför upp mer kraft och den nya beräkningen måste kontrolleras så att inte nästa fjäderkraft överstiger motsvarande passivtryck. Är fjäderkraften för stor får även denna fjäder bytas ut till en kraft motsvarande dess passivtryck, och så vidare.

3.2.3 Dimensionering i brottgränstillståndet

I brottgränstillståndet görs beräkningarna med partialkoefficientmetoden där dimensionerande hållfasthetsegenskaper och dimensionerande laster används. På så sätt fås dimensionerande moment och stagkraft ut direkt från beräkningen.

3.2.4 Dimensionering i bruksgränstillståndet

Moment och stagkrafter beräknas med karakteristiska värden och resultatet multipliceras med modellfaktorn $\gamma_{s,d}$ för att få fram dimensionerande värden. Modellfaktorn beräknas enligt tabell 3.1.

3.2.5 Dimensionering med partialkoefficient på effekten av lasten

Vid beräkning enligt den analytiska metoden är det partialkoefficienter enligt dimensioneringssätt 3, DA3, som bestämmer dimensioneringen. Dessa partialkoefficienter är olika vid permanent ogynnsam last och variabel last. Vid samverkansberäkningar är det inte möjligt att sätta dessa olika eftersom jordtrycket mot sponten är ett resultat i analysen och inte en indataparameter. Eurokod 7 (2010) har tillåtit ett alternativt dimensioneringssätt där partialkoefficienten för lasten multipliceras med effekten av lasten istället för själva lasten. Detta innebär att partialkoefficienten läggs på resultatet av analysen. Med denna tillåtelse kan en numerisk analys användas med karakteristiska laster och med dimensionerade materialparametrar. Beräkningen måste göras två gånger, en gång där moment och stagkrafter beräknas utan variabel last, $M_{DA3,1}$ och $S_{DA3,1}$, och en där moment och stagkrafter beräknas med karakteristisk variabel last på markytan, $M_{DA3,2}$ och $S_{DA3,2}$. Dimensionerande värden beräknas sedan enligt

$$M_d = M_{DA3,1}\gamma_{d1,10} + (M_{DA3,2} - M_{DA3,1})\gamma_{d1,4} \quad (3.24)$$

och

$$S_d = S_{DA3,1}\gamma_{d1,10} + (S_{DA3,2} - S_{DA3,1})\gamma_{d1,4} \quad (3.25)$$

där

$M_{DA3,1}$ är momentet med dimensionerande hållfasthetsparametrar och utan karakteristisk last,

$S_{DA3,1}$ är stagkraften med dimensionerande hållfasthetsparametrar och utan karakteristisk last,

$M_{DA3,2}$ är momentet med dimensionerande hållfasthetsparametrar och med karakteristisk last och

$S_{DA3,2}$ är stagkraften med dimensionerande hållfasthetsparametrar och med karakteristisk last.

3.3 FE-metoden

Vid beräkning med finita elementmetoden (FE-metoden) används ofta beräkningsprogram som hjälpmedel. Modellerna i beräkningsprogrammen är uppbyggda av en mängd olika matematiska ekvationer som beskriver relationen mellan spänning, σ , och töjning, ε . Detta beskriver Ottosen och Petersson (1992).

Eftersom FE-metoden också är en typ av samverkansberäkning, liksom fjädermetoden, dimensioneras sponten även i FE-metoden på tre olika sätt. I brottgränstillståndet med reducerade hållfasthetsegenskaper och dimensionerande last enligt avsnitt 3.2.3. I bruksgränstillståndet med karakteristiska laster och jordegenskaper, med en total modellfaktor, enligt avsnitt 3.2.4. Till sist med partialkoefficienter på effekten av lasten enligt avsnitt 3.2.5.

I FE-metoden görs också en totalsäkerhetsberäkning för varje schakt genom att reducera kohesionen och friktionsvinkeln till dess att brott uppkommer i modellen, en så kallad c/φ -analys.

3.3.1 Totalstabilitetskontroll

Karakteristiska värden används på alla materialparametrar och laster och spontens stabilitet beräknas. Successivt reduceras kohesionen och friktionsvinkeln för jorden. Hur mycket dessa parametrar kan reduceras i förhållande till deras ursprungliga värden innan jorden går till brott ger modellens säkerhetsfaktor för schaktens totalstabilitet. Denna säkerhetsfaktor får dock inte understiga F_{num} som beräknas enligt

$$F_{num} = \frac{\gamma_m \gamma_d 1,1 \gamma_{R,d}}{\eta} \quad (3.26)$$

där

F_{num} är en erforderlig säkerhetsfaktor vid numeriska beräkningar och får ej sättas lägre än 1,3 i lera och 1,2 i friktionsjord,

γ_d beaktar säkerhetsklassen enligt tabell 2.1. I detta fall 1,0,

γ_m sätts till γ_{cu} vid odränerad analys och γ_φ vid dränerad analys enligt tabell 2.2. I detta fall 1,3,

η är en omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter i modellen, vilken bestäms enligt ekvation 3.1. I detta fall 0,9975,

$\gamma_{R,d}$ är en modellfaktor som tar hänsyn till övervakningens omfattning. Vid temporära sponter utan mätning av horisontaldeformationer och sättningar på spontväggen sätts $\gamma_{R,d}$ till 1,0. För sponter där mätningar av horisontaldeformationer utförs sätts $\gamma_{R,d}$ mellan 0,85 - 1,0 beroende av omfattningen på mätningarna. I detta fall 0,9.

4 Referensprojekt

Referensprojektet beskrivs först för att få en bild av hur och varför sponten har byggts. Därefter redovisas de beräkningar som specificeras för referensprojektet.

4.1 Beskrivning av referensprojekt

Referensprojektet för detta examensarbete är en tillfällig spont vid Stångån, belägen i Dingersjö strax utanför Sundsvall. Där ska en ny järnvägsbro byggas och ersätta en befintlig bro som ska rivas. Ett utbyte ska göras trots att den befintliga bron har en kvarstående livslängd på 10-15 år. Detta beror på att den nuvarande bron inte klarar av de ökade kraven för järnvägsbroar med en axellast på 25 ton, och dessutom på att järnvägen i detta parti ska byggas om från enkelspår till dubbelspår. Järnvägsbron kommer att vara en del av den nya mötesstationen på 2,5 km vid Dingersjö. Med hjälp av den förlängda mötesstationen ska kapaciteten på Ostkustbanan öka (Trafikverket, 2018a). Den långa mötesstationen är också en del av en långsiktig investering i järnvägen då det är tänkt att hela den 22 mil långa sträckan mellan Gävle och Sundsvall ska bli dubbelspår. Detta är idag en av de mest belastade sträckorna på den svenska järnvägen (Trafikverket, 2018b).

4.1.1 Jordlagerföljd

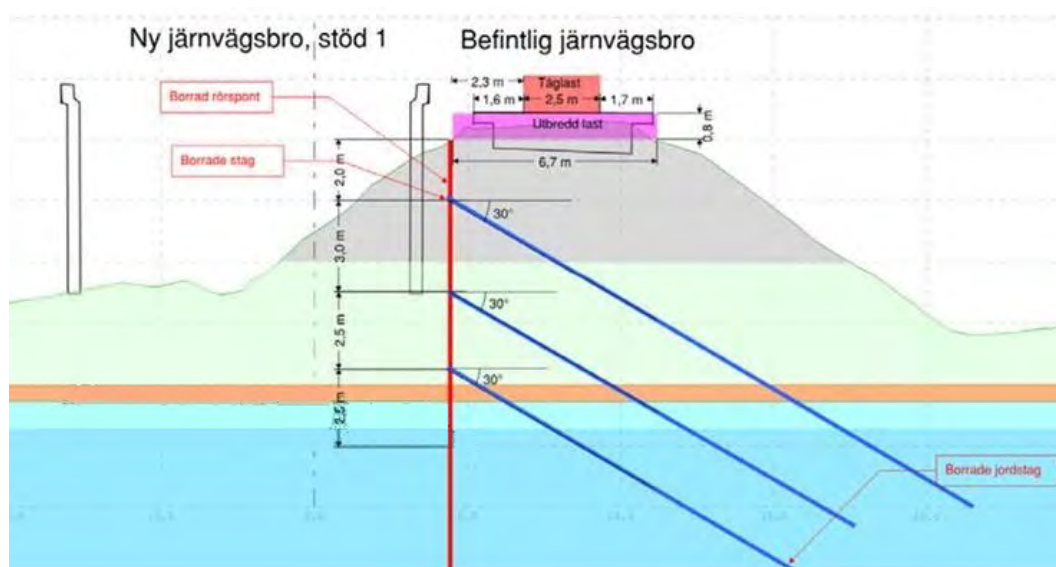
En geoteknisk undersökning har gjorts av Ramböll för att bestämma jordlagerföljden där järnvägsbron ska byggas. Fältundersökningar har gjorts i form av:

- Provtagningar:
 - 2 st störda provtagningar med provtagningskruv (Skr) på totalt 9 nivåer
 - 1 st störda provtagningar med provtagningspets (Ps) på totalt 4 nivåer
- Sonderingar:
 - 2 st viktsonderingar (Vim)
 - 4 st hejarsonderingar (Hfa)
 - 2 st jord-bergsonderingar (JB2)
 - 1 st CPT-sonderingar (CPT)
- Installationer:
 - 2 st öppna grundvattenrör (Gvr)

- Grundvattenmätningar

- Mätning av grundvattennivåer i 2 grundvattenrör.

Med hjälp av dessa mätningar sätts en modell för jordlagerföljden upp där material, materialtyp, mäktighet, tunghet, friktionsvinkel samt elasticitetsmodul bestäms för varje lager. Detta finns redovisat i tabell 4.1. Utöver dessa lager finns det även ett lager med en meter fyllnadsjord med tungheten 22 kN/m^3 som ligger snett ovanför sponten. Fyllnadsjorden ersätts med en utbredd last då beräkningarna utförs med raka lager, d.v.s. i den analytiska metoden och fjädermetoden.



Figur 4.1: Jordlagerföljd för referensprojekt

Tabell 4.1: Jordegenskaper

Nivå [m]	Material	Materialtyp/ tjälf. klass	Tunghet, γ/γ' - [kN/m ³]	Friktions- vinkel, φ [°]	Elasticitets- modul, E [MPa]
+100,0 - +96,0	Järnvägs- bank		19/12	35	70
+96,0 - +92,0	siSa	3B/2	18/10	29	5-10
+92,0 - +91,5	clGr	4A/3	20/11	34	10-15
+91,5 - +90,5	sagrsiTi	4A/3	20/11	35	40
+90,5 -	sagrsiTi	4A/3	20/11	38	70

Alla lagrens hårdhet har värderats enligt Trafikverket (2016b) och visas i tabell 4.2.

Tabell 4.2: Jordens konsistens

	CPT-sondering	Hejasondering	Viktsondering	Vald konsistens
Järnvägsbank	Medelfast	Medelfast	Medelfast	Medelfast
siSa	Mycket lös	Mycket lös	Mycket lös	Mycket lös
clGr	Mycket lös	Lös	Lös	Lös
sigrsiTi 1	Medelfast	Medelfast	Medelfast	Medelfast
sigrsiTi 2	Fast	Fast	Fast	Fast

4.1.2 Yttre last

Den yttre lasten kommer från tågen som kör på den befintliga järnvägen.

Tåglast

Då det ska genomföras en dimensionering av en geokonstruktion intill ett järnvägsspår måste spanten dimensioneras för tåglast. Denna last är en jämnt fördelad yttlast med 2,5 meter bredd som anses ha en oändlig utsträckning i längdled. Lasten angriper i nivå med underkant slipers och är uttryckt i stax/stvm (största axellast/största vikt per meter). Storleken på tåglasten beskrivs i tabell 4.3 (Trafikverket, 2016a).

Tabell 4.3: Tåglast 1 (Trafikverket, 2016a)

Trafiklast [stax/stvm]	Trafiklast [kPa]	
	Dimensionering med karakteristiska värden	Dimensionering med partialkoefficienter
22,5/6,4 och 25/6,4	34	26
22,5/8 och 28/8	44	32
30/10	53	40
30/12	64	48

Den befintliga bron är dimensionerad för att klara en boggilast på 22,5 stax och 8 stvm. Trafiklasten för den nuvarande järnvägen uttrycks då som 22,5/8 och i tabell 4.3 avläses tåglasten vid dimensionering med karakteristiska värden till 44 kPa och vid dimensionering med partialkoefficienter till 32 kPa.

Fyllnadsjord

I den analytiska metoden och fjädermetoden ses fyllnadsjorden som en utbredd last eftersom den ligger på en nivå ovanför spanten. Jordtrycket från fyllnadsjorden beräknas då inte som resterande jord utan ses som en yttre last som beräknas med Boussinesqs

lastspridning. Fyllnadsjordens mäktighet är en meter och tunghet 22 kN/m^3 , vilket ger ett tryck på 22 kPa , som är jämnt fördelat på 7 meter bredd. I FE-metoden modelleras fyllnadsjorden som jord.

4.1.3 Spontens utformning

Sponten vid Stångån är en 15 meter lång rörspont av stål där slutschaktens djup är 10 meter. Rörens ytterdiameter är $219,1 \text{ mm}$, godstjockleken $12,5 \text{ mm}$ och stålet är av klass S460. c/c-avståndet mellan rören är 600 mm . Mellan rören sitter plåtar som bildar ett spontplank. Stålet i spontplanket är av typen PL3 med tjockleken 3 mm och sträckgränsen 235 MPa . Egenskaperna sammanfattas i tabell 4.4.

Hammarbanden består av UPE 300-balkar som är gjorda i stål S355. I hammarbanden är flera stag av typen MAI-stag T 76S utplacerade. Dessa stag har en ytterdiameter på 76 mm och en innerdiameter på 44 mm . Enligt tillverkaren har de en tvärsnittsarea på 2400 mm^2 . Förankringslängden för stagen är 9 meter. Staglängden varierar mellan de olika hammarbandsnivåerna. Stagen i översta nivån har en längd på 24 meter, andra nivån har en staglängd på 18 meter och den nedersta nivån har staglängden 14 meter. Alla stagen är insatta med lutningen på 30 grader mot horisontalplanet. Egenskaperna sammanfattas i tabell 4.5 och 4.6.

Tabell 4.4: Rörspontens egenskaper

	Rör	Plåt
Modell	CHS 219,1-12,5	PL3
E [GPa]	210	210
Ytterdiameter [mm]	219,1	-
Godstjocklek [mm]	12,5	3
L [m]	15	-
Stålkvalitet	S460	S235
c/c-avstånd [m]	0,6	-
Tvärsnittsarea [mm^2]	8113,2	-
Tröghetsmoment [mm^4]	$23,7 \cdot 10^6$	-

Tabell 4.5: Hammarbandens egenskaper

	Hammarband
Modell	UPE 300
E [GPa]	210
Stålkvalitet	S355

Tabell 4.6: Stagens egenskaper

	Stag 1	Stag 2	Stag 3
E [GPa]	210	210	210
Modell	T 76 S	T 76 S	T 76 S
Ytterdiameter [mm]	76	76	76
Innerdiameter [mm]	44	44	44
Tvärsnittsarea [mm ²]	2 400	2 400	2 400
Förankringslängd [m]	9	9	9
L [m]	24	18	14
c/c-avstånd [m]	2,4	2,4	2,4
Lutning [°]	30	30	30

4.2 Beräkning av referensprojekt

Grundläggande indata som används för alla tre beräkningsmetoder är listade nedan.

- Spontens längd = 15 m, från +100 m till +85 m
- Schaktdjup = 10 m, +90 m
- Grundvattennivå = +89,5 m
- c/c-avstånd rörspont = 0,6 m
- c/c-avstånd stag = 2,4 m

Alla beräkningar som utförts finns tillgängliga på Svensk nationell datatjänst (Agorelius och Noberius, 2019).

4.2.1 Analytiska metoden

Beräkning enligt den analytiska metoden följer kapitel 3 med indata från referensprojektet i avsnitt 4.1. Beräkning med karakteristiska värden utförs med samma ekvationer (från kapitel 2 och 3) som för dimensionerande beräkning med skillnaden att inga partialkoefficienter och säkerhetsfaktorer används, eller att de sätts till 1,0.

Lasterna på markytan beräknas enligt Boussinesqs teori som tidigare har beskrivits i kapitel 2. För karakteristiska beräkningar beräknas sponten utan hänsyn sektionsavståndet X , d.v.s. X sätts till noll.

4.2.2 Fjädermetoden

Beräkningar med fjädermetoden görs i detta arbete i datorprogrammet Frame Analysis från StruSoft, där en beräkning görs för varje schaktnivå. Lasterna som läggs in i

programmet från jord och yttre laster är handberäknade enligt avsnitt 2.2 och 3.1.3.

Frame Analysis

Frame Analysis är ett ramanalysprogram i 2D från StruSoft som kan användas för beräkning med fjädrar. I programmet kan en konstruktions profil samt dimensioner och material läggas in. Därefter kan upplagskrafter, fjäderkrafter, moment och förskjutningar beräknas.

Hammarbanden och stagen kan antingen modelleras som stöd eller som fjädrar motsvarande styvheten i stagen. Modelleras de som stöd kan ingen förskjutning ske i dessa punkter. Om de däremot modelleras som fjädrar kan förskjutning ske även i hammarbandsnivåerna.

Modellering

Sponten ses som en lång balk uppdelad i 30 element med vardera längd 0,5 meter. Varje element har en nod i varje ände, balken får då sammanlagt 31 noder. I varje nod under schaktnivån sätts en fjäder in på passivsidan med en beräknad styvhet enligt tabell 3.2, ekvation 3.20 och tabell 3.3. I Frame Analysis går det enbart att sätta en fjäder i varje nod, vilket innebär att det aktiva jordtrycket ersätts med en triangelutbredd last som verkar direkt på varje element. Numrering av element och noder redovisas i figur 4.2.

Varje hammarbandsnivå ses också som en fjäder då det anses vara den mest realistiska approximationen för detta fall. Fjäderkonstanten för stagen beräknas enligt ekvation 3.22. Till skillnad från den analytiska metoden kan då förskjutningar uppstå även vid hammarbandsnivåerna. De beräknade stagkrafterna ska motsvara det passiva jordtrycket, vilket betyder att krafterna i fjädrarna inte kan bli större än den motsvarande kraften från det handberäknade passiva jordtrycket. Överskrids dessa krafter börjar jorden plasticeras. Ett sätt att tillse detta är genom att alla plasticerade fjädrar byts ut mot krafter motsvarande det passiva jordtrycket, vilket är beskrivet i avsnitt 3.2.2.

Det beräknade aktiva jordtrycket läggs in som utbredd last på varje element. Både fallet med aktivt karakteristiskt jordtryck och aktivt dimensionerande jordtryck beräknas. För schakt 3 och 4, när fler än ett hammarband är monterat, används det omfördelade jordtrycket. Jordtrycket i Frame Analysis läggs in som last per 0,6 meter för att anpassas till hur mycket last som hamnar på varje rör i sponten. Fjäderkonstanterna för jorden och stagen räknas om till hur styva de är per 0,6 meter för att anpassas till rörens c/c -avstånd. Stagens fjäderkonstant räknas också om till horisontell fjäderkonstant eftersom stagen sitter vinklade 30 grader från horisontalplanet.

Moment, stagkrafter och förskjutningar beräknas i Frame Analysis. De resulterande momenten räknas tillbaka till moment per meter för att i kapitel 5 lätt kunna jämföra momenten från de olika beräkningsmetoderna med varandra.



Figur 4.2: Numrering av element och noder

Stagkrafter beräknade i Frame Analysis inkluderar inte förspänning i stagen. Då Fredriksson m. fl. (2018) inte beskriver hur förspända stag ska beräknas enligt fjädermetoden, väljs stagkrafterna i detta arbete att beräknas på samma sätt som i den analytiska metoden.

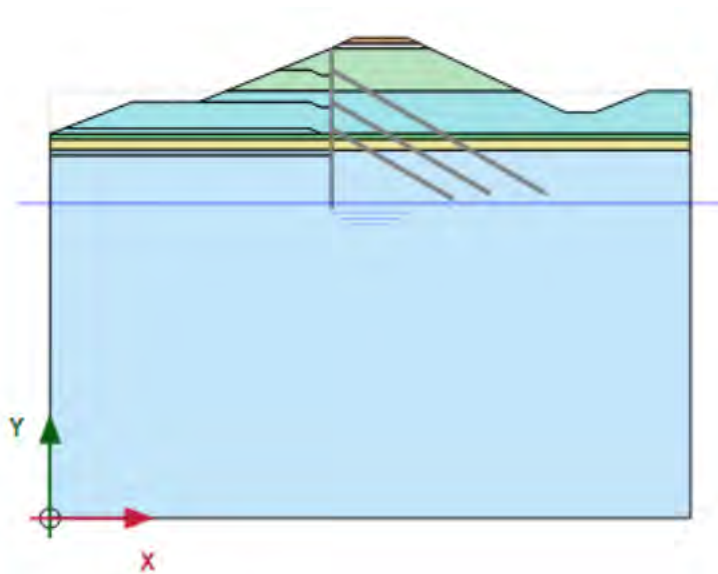
Förskjutningarna i nod 3 och nod 8 jämförs med uppmätta förskjutningar på motsvarande punkter på referenssponten.

4.2.3 FE-metoden

För att göra beräkningar i PLAXIS behövs ett flertal parametrar. Detta gäller parametrar som bestämmer jordarnas egenskaper, men också spontens egenskaper. Även jordens topografi är en viktig del då den avgör storleken på det aktiva respektive passiva jordtrycket mot sponten.

Jordmodellen

Allra först ställs en modell upp som ska efterlikna referensprojektet. Jordmodellen visas i figur 4.3.



Figur 4.3: Jordmodell i FEM

Jordparametrar

I tabell 4.7 finns alla inparametrar för de olika jordlagren. Alla jordlager är beräknade med Mohr-Coulombs materialmodell. Precis under tåglasten läggs ett tunt lager med ett linjärelastiskt material in för att undvika att jorden precis under lasten ska gå till brott när lasten läggs på jorden. Detta kommer inte att påverka slutresultatet eftersom sättningen precis i toppen inte är relevant.

Tabell 4.7: Jordparametrar i PLAXIS

	Fyllnadsjord	Järnvägsbank	siSa	clGr	sagrsiTi 1	sagrsiTi 2
Materialmodell	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Dräneringstyp	Dränerad	Dränerad	Dränerad	Dränerad	Dränerad	Dränerad
Tunghet, γ [kN/m ³]	22	19	18	20	20	20
Mättad tunghet, γ' [kN/m ³]	-	22	20	21	21	21
Elasticitetsmodul, E [MPa]	70	70	5	10	40	70
Poissons tal, ν	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
Kohesion, c [kPa]	2	2	0,2	0,2	0,2	0,2
Friktionsvinkel, $[\varphi]$	34	35	29	34	35	38
Ökad elasticitetsmodul [MPa/m]	0	0	1,25	10	0	0
R^1	-	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6

¹ R står för vidhäftning mellan sponten och jorden. Skalan är mellan 0 och 1 där 1 betyder att det är full vidhäftning, medan att 0 betyder att det inte finns någon vidhäftning mellan sponten och kornen i jorden.

Järnvägsbanken och fyllnadsjorden har normalt ingen, eller väldigt lite, kohesion. Dessa jordlager ligger med så pass brant sluttning att ytliga glidytor uppkommer i slänterna i FE-modellen. För att undvika brott i jorden på grund av detta sätts ett värde på kohesionen, c , in. Detta görs eftersom det intressanta är när sponten går till brott, inte jorden.

Stålparametrar

Sponten och stagen modelleras som tre olika delar av stål, själva rörsponten, stagen samt stagens förankring. Dessa tre delar har olika egenskaper vilket presenteras i tabellerna 4.8, 4.9 och 4.11. I tabell 4.9 som beskriver egenskaper hos stagens fria längd är stagens totala längd subtraherade med förankringsländen och 0,8 meter. Detta för

att stagen sticker ut 0,8 meter från sponten då de ska spännas utanför hammarbanden. I tabell 4.11 finns två parametrar som beskriver förankringens dragkapacitet i början respektive i slutet av förankringen. Hur dessa parametrar räknas fram beskrivs nedan.

Tabell 4.8: Materialvärden för rörsponten i PLAXIS

	Spont
Material typ	Elastisk
EA_1 [kN/m]	$2,84 \cdot 10^6$
EI [kNm ² /m]	$15,2 \cdot 10^3$
w [kN/m/m]	1,2
ν	0,3

Tabell 4.9: Egenskaper hos stagens fria längd i PLAXIS

	Stag 1	Stag 2	Stag 3
Material typ	Elastisk	Elastisk	Elastisk
EA [kN]	504 000	504 000	504 000
$L_{spacing}$ [m]	2,4	2,4	2,4
Lutning [°]	30	30	30
L [m]	14,2	8,2	4,2

Rören sitter med ett c/c-avstånd på 0,6 meter, men EA_1 , EI och w (spontens tung-
het) är omräknade till värden per meter för att kunna läggas in i PLAXIS, vilka är redovisade i tabell 4.8.

Beräkning av stagens lastkapacitet

Stagens totala kapacitet bestäms genom att beräkna både lastkapaciteten för staget och den geotekniska bärförmågan. Därefter väljs den lägsta kraften som den dimensionerande maxlasten för staget. Stagens stålarea är redovisad i tabell 4.6. Arealen är 2 400 mm² och sträckgränsen för stålet är $f_{yk} = 630$ MPa.

Faktorn μ ska beräknas. Detta är en reduktionsfaktor som beaktar installationens inverkan och beräknas enligt (Aronsson m. fl., 2004)

$$\mu = \mu_1 - \delta_2 + \delta_3 \quad (4.1)$$

där

μ_1 beaktar drivning och stoppslagning,

δ_2 beaktar jord- och bergförhållanden och

δ_3 beaktar förekommande integritets- eller rakhetskontroll.

Vid schablonmässig bestämning kan μ_1 väljas till 0,9. Termen δ_2 sätts till minst 0,1 på grund av att de aktuella stagen måste betraktas som slanka och termen δ_3 sätts

till 0 för att integritets- och rakhetskontroll inte utförs (Aronsson m. fl., 2004). Detta leder till att $\mu = 0,9 - 0,1 + 0 = 0,8$.

Dragkapaciten kan därefter beräknas enligt (Atlas Copco CMT Sweden, 2006)

$$F_d = A\mu \frac{f_{yk}}{\gamma_d} \quad (4.2)$$

där

A är tvärsnittsarean,

μ är reduktionsfaktor vid installationen,

f_{yk} är sträckgränsen för staget och

γ_d partialkoefficient för säkerhetsklass enligt tabell 2.1, i detta fall 1,0.

För denna spont blir då stagens dragkapacitet

$$F_{d,drag} = 1210 \text{ kN}$$

Beräkning av geoteknisk bärförmåga

Den geotekniska bärförmågan beräknas enligt (Atlas Copco CMT Sweden, 2006)

$$F_d = \frac{f_{sk}}{\gamma_d \gamma_m} OL \quad (4.3)$$

där

f_{sk} är mantelvidhäftningen som bestäms från tabell 4.10 till 180 eftersom förankringen ligger i den övre moränen som är en fast jord,

γ_d är partialkoefficient för säkerhetsklass, enligt tabell 2.1, i detta fall 1,0,

γ_m är partialkoefficient för jordparameter, i detta fall 1,3,

O är omkretsen på borrkronan och

L är förankringslängden.

Borrkronan är av modellen XX vilken har en ytterdiameter på 0,175 m (Atlas Copco CMT Sweden, 2006). Detta ger ett värde på

$$F_d = 685 \text{ kN}$$

Dragkapaciteten blir då den dimensionerande kapaciteten med en maximal kraft på $F_{d,max} = 685 \text{ kN}$.

Förankringens beteende väljs till en "Grout body", vilket innebär att förankringen är en gjuten kropp längst ner på staget och därmed speglar referensprojektet på ett bra sätt.

Tabell 4.10: Värden på mantelvidhäftning f_{sk}

Lagringstäthet	Hejjarsondering, HfA [slag/20 cm]	Viktsondering [hv/20 cm]	Mantelvidhäftning f_{sk} [kPa]
Lös	5	10	20
	10	30	40
Medelfast	20	40	80
	25	45	100
Fast	30	50	120
	35	60	150
	40	70	180
Mycket fast	50	>80	200
	60		220
	70		250

Tabell 4.11: Förankringens egenskaper i PLAXIS

	Förankring
Material typ	Elastisk
E [MPa]	210 000
Stag typ	Förbestämd
Förbestämd stag typ	Massivt cirkulärt stag
Diameter [m]	0,175
$L_{spacing}$ [m]	2,4
$T_{skin,start,max}^1$ [kN/m]	67,2
$T_{skin,end,max}^2$ [kN/m]	67,2
Längd [m]	9
Lutning [°]	30

¹ $T_{skin,start,max}$ är kapaciteten som förankringen har i början

² $T_{skin,end,max}$ är kapaciteten som förankringen har i slutet

Faser

Efter applicering av alla parametrar på de olika delarna av sponten görs olika faser i PLAXIS. I faserna läggs sponten till och jord schaktas bort enligt de olika schaktnivåerna. De olika faserna beskrivs i listan nedan.

- **Initialfasen** - Den initiella fasen utförs som "Gravity loading", vilket innebär att sättningarna börjar beräknas först efter den initiella fasen. Denna beräkningstyp är rekommenderad för jordmodeller med slänter.
- **Fas 1** - Den utbredda tåglasten läggs in.

- **Fas 2** - Sponten med dess egenskaper läggs in. Även "interfaces" läggs till för att modellera samverkan mellan spont och jord.
- **Fas 3** - Första schakten görs, till +97,5 m.
 - Vid sidan av fas 3 görs en c/φ -analys för schakt 1.
- **Fas 4** - Första staget läggs till med en förspänningslast på 600 kN.
- **Fas 5** - Andra schakten görs, till +94,5 m.
 - Vid sidan av fas 5 görs en c/φ -analys för schakt 2.
- **Fas 6** - Andra staget läggs till med en förspänningslast på 600 kN.
- **Fas 7** - Tredje schakten görs, till +92,0 m.
 - Vid sidan av fas 7 görs en c/φ -analys för schakt 3.
- **Fas 8** - Tredje staget läggs till med förspänningslast på 600 kN.
- **Fas 9** - Sista schakten görs, till +90,0 m.
 - Vid sidan av fas 9 görs en c/φ -analys för slutschakten.

Tåglasten belastar jorden under alla faser utom initialfasen. Detta på grund av att järnvägen inte är avstängd mer än några timmar då och då. Det innebär att sponten i alla faser ska klara av last från förbipasserande tåg.

5 Resultat

Nedan redovisas alla beräknade stagkrafter, moment och förskjutningar. Stagkrafter är redovisade både för dimensionerande och karakteristiska beräkningar. Moment är redovisade endast för dimensionerande beräkningar och förskjutningar är redovisade endast för karakteristiska beräkningar. Anledningen till att inga moment enligt karakteristiska beräkningar redovisas är för att det inte finns några uppmätta moment från referenssponten att jämföra med. Förskjutningar beräknas alltid enbart i bruksgränstillstånd, d.v.s. med karakteristiska beräkningar. Sist redovisas resultatet från totalstabilitetskontollen från FE-modellen.

5.1 Stagkrafter

Stagkrafterna är beräknade i varje hammarbandsnivå. Inga stagkrafter är beräknade efter första schakten eftersom det då inte finns något hammarband eller stag installerat. Resultaten delas upp efter dimensionerande och karakteristiska resultat.

5.1.1 Dimensionerande beräkningar

De maximala dimensionerande stagkrafterna är redovisade i tabell 5.1 - tabell 5.3. Dessa beräkningar är utförda med reducerade jordegenskaper med dimensionerande last. För dimensionering i bruksgränstillstånd har faktorn $\gamma_{S,d}=1,404$ använts.

Dimensionerande stagkrafter efter schakt 2 redovisas i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Dimensionerande stagkrafter schakt 2, +94,5 m

	Stagkraft [kN]		
	Analytisk	Fjäder	FEM
Stag 1 +98,0 m	842	842	941

Dimensionerande stagkrafter efter schakt 3 redovisas i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Dimensionerande stagkrafter schakt 3, +92,0 m

	Stagkraft [kN]		
	Analytisk	Fjäder	FEM
Stag 1 +98,0 m	842	842	677
Stag 2 +95,0 m	842	842	923

Dimensionerande stagkrafter efter slutschakten redovisas i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Dimensionerande stagkrafter slutschakt, +90,0 m

	Stagkraft [kN]		
	Analytisk	Fjäder	FEM
Stag 1 +98,0 m	842	842	667
Stag 2 +95,0 m	842	842	729
Stag 3 +92,5 m	842	909	909

I tabell 5.4 redovisas varje nivå's maximala dimensionerande stagkraft från de olika schakterna som utförts.

Tabell 5.4: Dimensionerande maximala stagkrafter

	Maximal stagkraft [kN]		
	Analytisk	Fjäder	FEM
Stag 1 +98,0 m	842	842	941
Stag 2 +95,0 m	842	842	923
Stag 3 +92,5 m	842	909	909

De maximala dimensionerande stagkrafterna i både den analytiska metoden och fjädermetoden är i alla schakterna från dimensioneringsmetoden i bruksgränstillståndet med modellfaktorn $\gamma_{S,d}$.

5.1.2 Karakteristiska beräkningar

De karakteristiska stagkrafterna är redovisade i tabell 5.5 - tabell 5.7. Dessa stagkrafter är beräknade med karakteristiska värden på jordparametrar och last. Även uppmätta stagkrafter från referenssponten är redovisade i tabellerna.

Karakteristiska och uppmätta stagkrafter efter schakt 2 redovisas i tabell 5.5.

Tabell 5.5: Karakteristiska stagkrafter schakt 2, +94,5 m

	Stagkraft [kN]			
	Analytisk	Fjäder	FEM	Mätning
Stag 1 +98,0 m	600	600	671	564

Karakteristiska och uppmätta stagkrafter efter schakt 3 redovisas i tabell 5.6.

Tabell 5.6: Karakteristiska stagkrafter schakt 3, +92,0 m

	Stagkraft [kN]			
	Analytisk	Fjäder	FEM	Mätning
Stag 1 +98,0 m	600	600	483	431
Stag 2 +95,0 m	600	600	658	581

Karakteristiska och uppmätta stagkrafter efter slutschakten redovisas i tabell 5.7.

Tabell 5.7: Karakteristiska stagkrafter slutschakt, +90,0 m

	Stagkraft [kN]			
	Analytisk	Fjäder	FEM	Mätning
Stag 1 +98,0 m	600	600	475	416
Stag 2 +95,0 m	600	600	520	460
Stag 3 +92,5 m	600	600	648	540

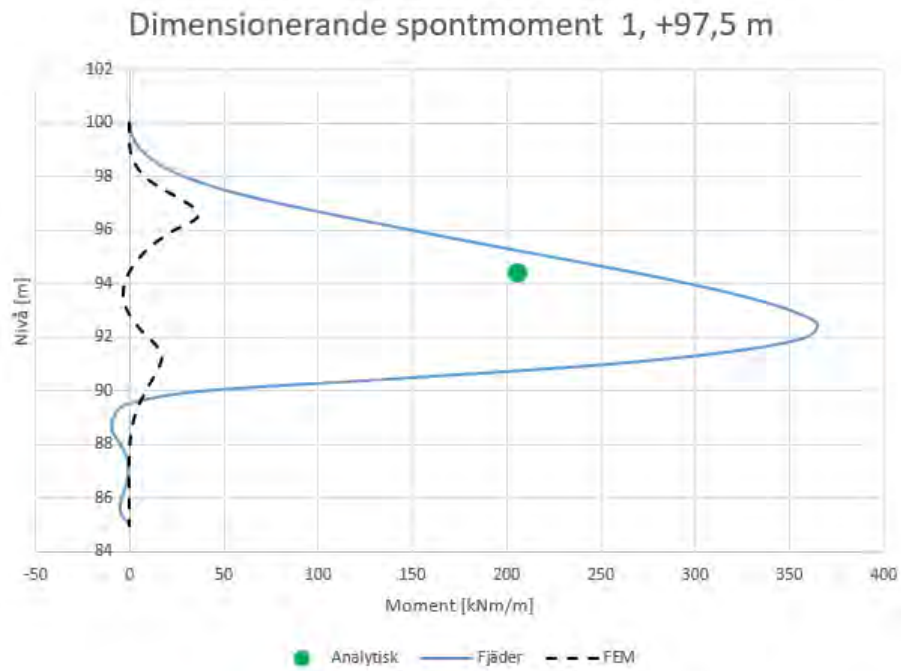
5.2 Moment

Enbart dimensionerande moment redovisas. Karakteristiska moment är inte av intresse då moment inte är uppmätta på referenssponten, d.v.s. det finns inget att jämföra beräknade karakteristiska moment med.

5.2.1 Dimensionerande moment

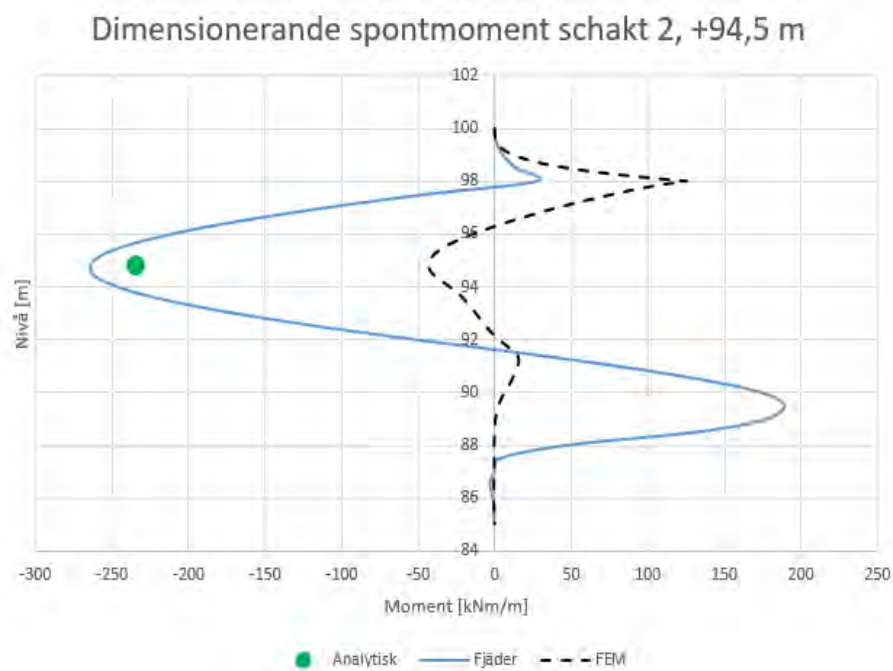
Det dimensionerande momentet från varje beräkningsmetod i de olika schaktnivåerna är redovisade i figur 5.1-5.4. Det maximala momentet i varje schaktnivå från respektive metod redovisas i tabell 5.8.

Dimensionerande moment vid schakt 1 redovisas i figur 5.1.



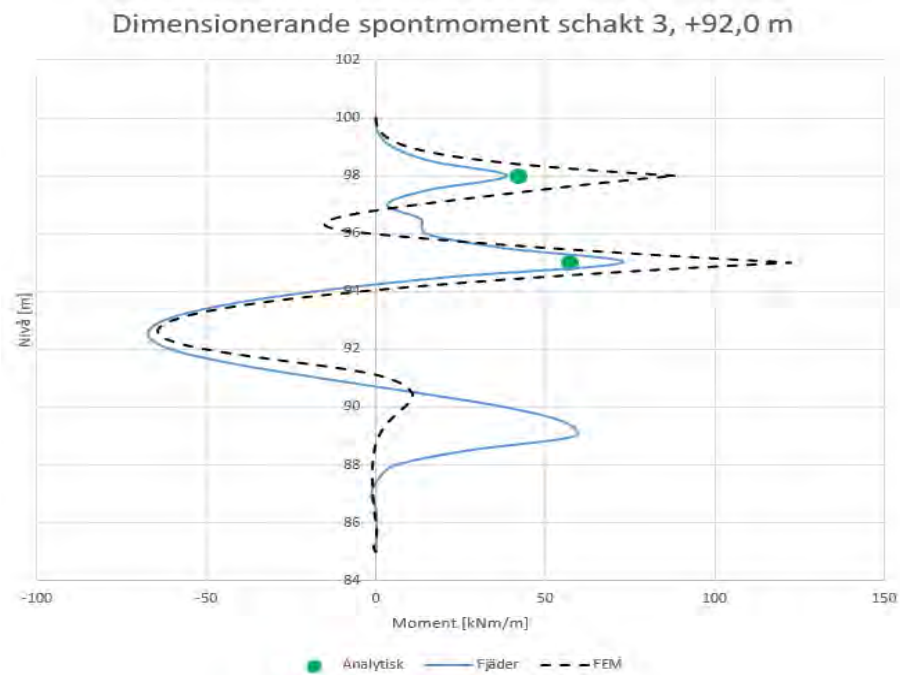
Figur 5.1: Dimensionerande moment schakt 1, +97,5 m

Dimensionerande moment vid schakt 2 redovisas i figur 5.2.



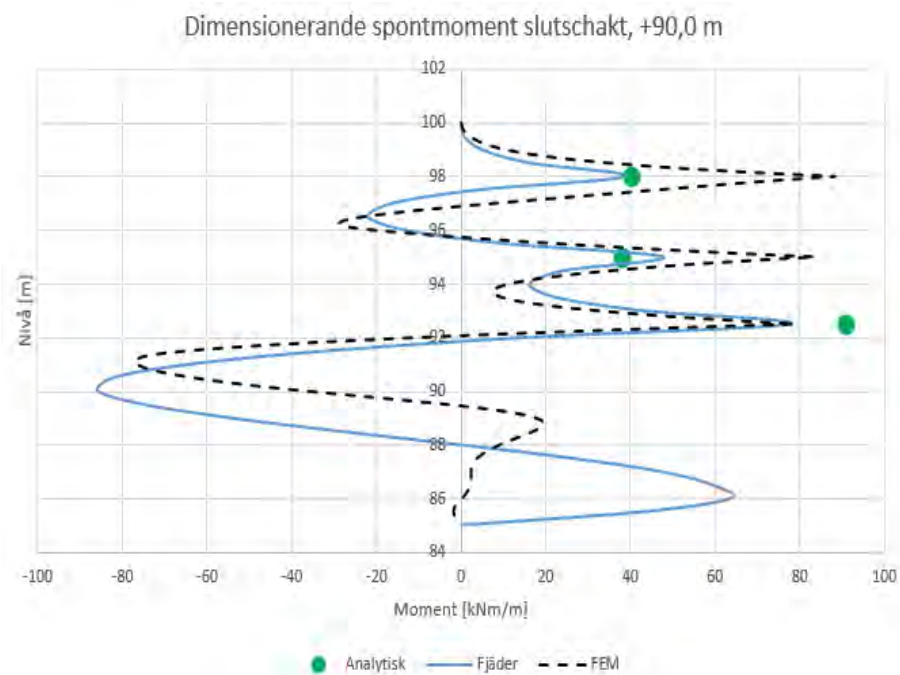
Figur 5.2: Dimensionerande moment schakt 2, +94,5 m

Dimensionerande moment vid schakt 3 redovisas i figur 5.3.



Figur 5.3: Dimensionerande moment schakt 3, +92,0 m

Dimensionerande moment vid slutschakten redovisas i figur 5.4.



Figur 5.4: Dimensionerande moment slutschakt, +90,0 m

Det maximalt dimensionerande momentet från de olika beräkningsmetoderna redovisas i tabell 5.8.

Tabell 5.8: Maximalt spontmoment vid de olika schaktnivåerna

	Spontmoment [kNm/m]		
	Analytisk	Fjäder	FEM
Schakt 1 +97,5 m	206	365	36
Schakt 2 +94,5 m	-234	-262	125
Schakt 3 +92,0 m	57	89	123
Slutschakt +90,0 m	91	-86	88
Maxmoment	-234	365	125

Den analytiska metodens dimensionerande moment är i alla schakterna från dimensioneringsmetoden i brottgränstillståndet, d.v.s. med reducerade jordegenskaper och dimensionerande last.

Fjädermetodens dimensionerande moment är i schakt 1 och slutschakten från dimensioneringsmetoden i brottgränstillståndet och i schakt 2 och 3 från dimensioneringsmetoden med partialkoefficient på effekten av lasten.

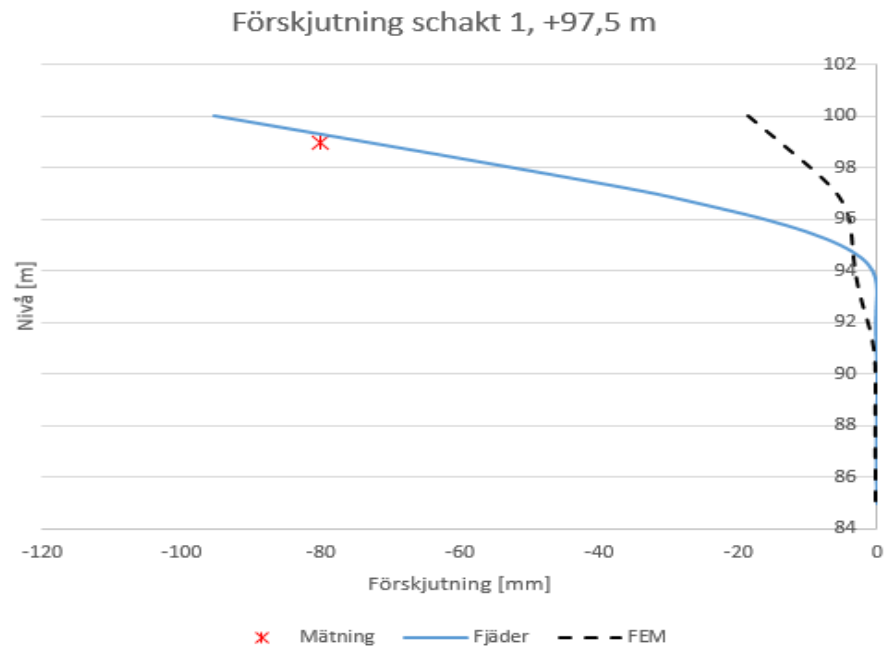
FE-metodens dimensionerande moment är i schakt 1 och slutschakten från dimensioneringsmetoden med partialkoefficient på effekten av lasten, i schakt två från dimensionering i bruksgränstillståndet med modellfaktorn $\gamma_{S,d}$ och i schakt 3 från dimensioneringsmetoden i brottgränstillståndet.

5.3 Förskjutningar

Förskjutningar är beräknade längs med hela sponten men har endast beräknats med fjädermetoden och FE-metoden. Uppmätta förskjutningar på referenssponten finns i två punkter, redovisade förskjutningar från fjädermetoden och FE-metoden i figur 5.5 - figur 5.8 motsvarar dessa punkter. Förskjutningar beräknas endast i bruksgränstillståndet.

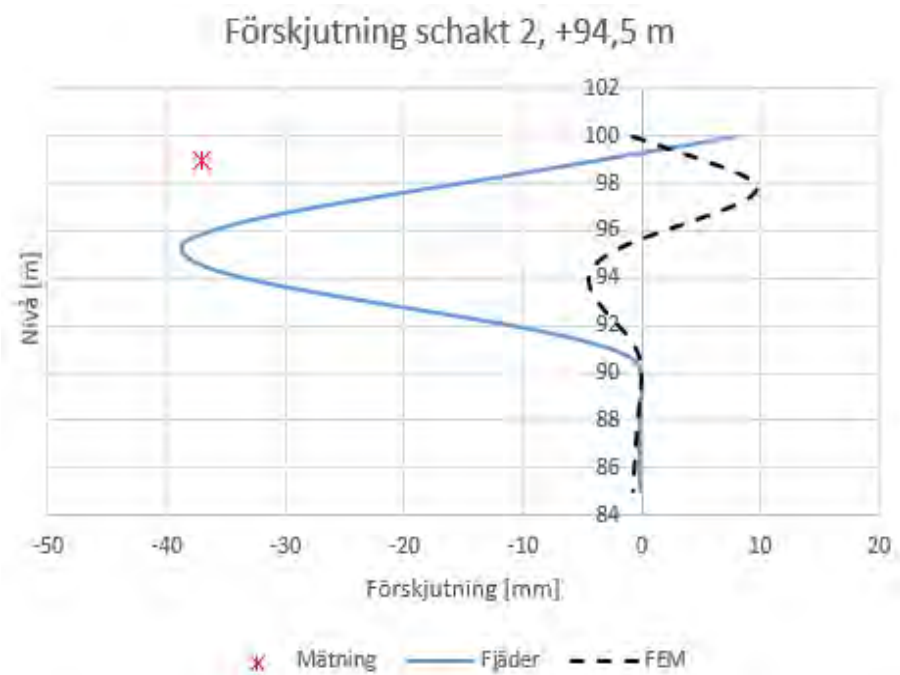
5.3.1 Karakteristiska beräkningar

Förskjutningarna vid schakt 1 inklusive uppmätta förskjutningar redovisas i figur 5.5.



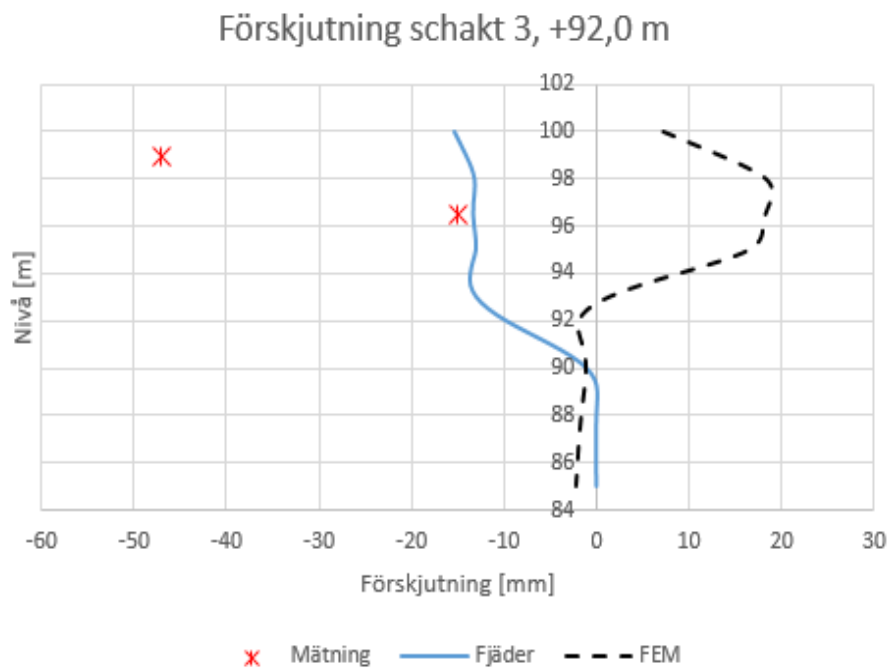
Figur 5.5: Förskjutning schakt 1, +97,5 m

Förskjutningarna vid schakt 2 inklusive uppmätta förskjutningar redovisas i figur 5.6.



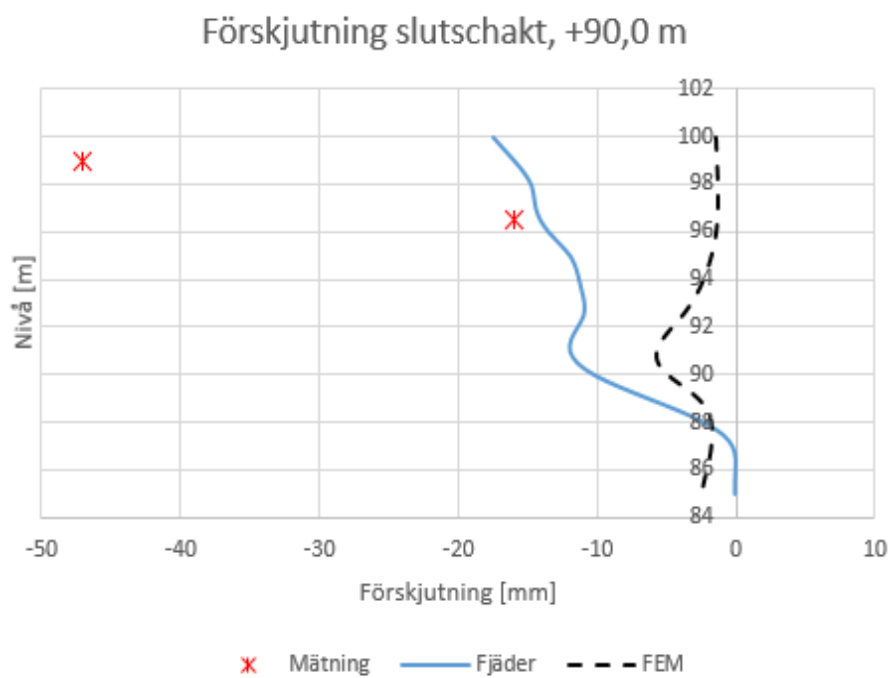
Figur 5.6: Förskjutning schakt 2, +94,5 m

Förskjutningarna vid schakt 3 inklusive uppmätta förskjutningar redovisas i figur 5.7.



Figur 5.7: Förskjutning schakt 3, +92,0 m

Förskjutningarna vid slutschakten inklusive uppmätta förskjutningar redovisas i figur 5.8.



Figur 5.8: Förskjutning slutschakt, +90,0 m

Maximal förskjutning från fjädermetoden och FE-metoden uppmätta förskjutningar från referenssponten redovisas i tabell 5.9.

Tabell 5.9: Förskjutning vid +99,0 m och +96,5 m vid de olika schakterna

		Förskjutning [mm]		
		Fjäder	FEM	Referensspont
Schakt 1 +97,5 m	+99,0 m	-74	-14	-80
Schakt 2 +94,5 m	+99,0 m	-4	5	-37
Schakt 3 +92,0 m	+99,0 m	-14	13	-47
	+96,5 m	-13	18	-15
Slutschakt +90,0 m	+99,0 m	-16	-1	-47
	+96,5 m	-14	-1	-16
Maximal förskjutning		-74	18	-80

5.4 Totalstabilitetskontroll

I tabell 5.10 redovisas säkerhetsfaktorn från c/φ -analysen för varje schakt. F_{num} är beräknad till 1,29.

Tabell 5.10: Säkerhetsfaktor från c/φ -analys

	Säkerhetsfaktor c/φ -analys
Schakt 1 +97,5 m	1,29
Schakt 2 +94,5 m	1,33
Schakt 3 +92,0 m	1,33
Slutschakt +90,0 m	1,34

6 Analys

Stagkrafter, moment och förskjutningar analyseras först var för sig. Därefter analyseras varje beräkningsmetod var för sig och slutligen analyseras dimensioneringsmetoderna.

6.1 Stagkrafter

Eftersom stagen är väldigt hårt förspända ger jorden i princip inget bidrag till kraften i stagen. Anledningen till detta är att när stagen spänns dras sponten in och jorden trycks ihop. När jorden trycks ihop tillräckligt mycket hamnar jorden i vilojordtryck vilket innebär att den befinner sig i neutralt tillstånd och inte vill ramla ut mot sponten.

I den analytiska metoden tas hänsyn till förspänningskraften. Den karakteristiska stagkraften blir därför förspänningskraften, 600 kN i varje stag, vilket ger en dimensionerande kraft på 842 kN i varje stag. I den analytiska metoden beräknas varje stag för sig och ingen hänsyn tas till att fler stag läggs till ju mer jord som schaktas bort. I verkligheten minskar kraften i det översta staget när ett undre stag installeras, eftersom det undre staget då hjälper till att ta upp last som det övre staget tidigare tagit upp själv. Stagkrafterna på de olika nivåerna får med den analytiska metoden samma värde vilket ger för stora stagkrafter i de övre stagen vid de djupare schakterna. Jämförs bara den analytiska metodens maximala stagkraft, 600 kN, med referensspontens maximalt uppmätta stagkraft, 581 kN, så stämmer de relativt bra överens.

Fredriksson m. fl. (2018) beskriver inte hur hänsyn ska tas till förspända stag i fjädermetoden. I detta arbete har därför stagkrafterna i fjädermetoden beräknats på samma sätt som i den analytiska metoden. Detta resulterar i att stagkrafterna för fjädermetoden blir väldigt lika stagkrafterna för den analytiska metoden.

I FE-metoden tas hänsyn till både förspänningen och samverkan mellan stagen när fler stag installeras. Detta märks på resultatet av stagkrafterna som följer mätningarna mycket bra. Varje gång ett nytt stag installeras minskar kraften i det övre staget, detta ses i tabell 5.5 - tabell 5.7.

Stagen ska dimensioneras efter den största kraft staget kan utsättas för. FE-metoden är i detta arbete den metod som ger störst stagkrafter. De stora dimensionerande stagkrafterna är alla beräknade från dimensionering i bruksgränstillståndet där den karakteristiska stagkraften, drygt 600 kN, multipliceras med modellfaktorn, $\gamma_{S,d}$, som är 1,404. Om detta är en rimlig dimensionering är tveksamt eftersom den förspända kraften i staget är en kraft som bestäms och appliceras av en person. Det är orimligt att personen råkar spänna stagen upp till 40 % för hårt. För förspända stag skulle det kunna vara rimligt med en mindre modellfaktor eftersom det finns minimalt med osäkerheter för den förspända stagkraftens storlek.

Om inte stagen hade förspänts så hårt att stagkrafterna i princip bara beror på storleken på förspänningskraften hade förmodligen de beräknade krafterna från den analytiska metoden och fjädermetoden stämt mindre bra överens med de uppmätta värdena. Om jordtrycket hade varit den främsta faktorn hade förmodligen stagkraften i den analytiska metoden och fjädermetoden blivit större än stagkraften i FE-metoden i första schakten. Detta på grund av att den analytiska metoden inte tar hänsyn till markens topografi med slänter. I den analytiska metoden samt fjädermetoden finns då betydligt mycket mer jord i den översta delen av modellen som bidrar till ett betydligt högre jordtryck mot sponten, som vid icke förspända stag skulle ge större stagkrafter än FE-metoden.

6.2 Moment

De dimensionerande momenten varierar kraftigt mellan de olika beräkningsmetoderna för de första schakterna. Ju fler schakt som görs, desto bättre stämmer momenten från de olika metoderna överens med varandra som visas kapitel 5, figur 5.1 - figur 5.4.

Momenten som är beräknade med den analytiska metoden är betydligt större än momenten beräknade med FE-metoden för de första två schakterna. För de sista två schakterna stämmer den analytiska metodens moment bra överens med moment från de andra metoderna. Med den analytiska metoden beräknas endast det maximala momentet för varje fack, vilket ger antingen ett fält- eller ett stödmoment. För att kunna jämföra mer exakt med de andra beräkningsmetoderna kan det vara intressant att åtminstone beräkna både stödmoment och maximalt fältmoment för varje fack. Detta är dock inte angivet i Fredriksson m. fl., 2018 och därför har inte dessa beräkningar utförts.

Liksom den analytiska metoden ger även fjädermetoden väldigt stora moment i de första två schakterna jämfört med FE-metoden. Fjädermetoden ger det största momentet av alla metoder. Till skillnad från den analytiska metoden beräknas momentet med fjädermetoden längs hela sponten. På så vis syns det tydligt var både största fält- och stödmomentet blir. För schakt 1 och 3 är stödmomentet störst medan det för schakt 2 och 4 är fältmomentet som är störst.

Beräkning med FE-metoden ger moment längs hela sponten. FE-metoden visar väldigt små moment i schakt 1 och 2. För schakt 3 ger istället FE-metoden det största momentet och i slutschakten är momenten från de olika metoderna väldigt lika, dock är maxmomentet för fjädermetoden i fält medan de andra två metoderna har maxmomentet vid stöd.

Sammanställningen av momenten visar att metoderna skiljer sig väldigt mycket i schakt 1, 2 och 3 men stämmer bra överens i slutschakten. Fjädermetoden ger det klart största momentet i schakt 1, hela 10 gånger större än FE-metodens moment och 5,7 gånger större än den analytiska metodens moment. Att fjädermetodens och den analytiska metodens moment följer varandra genom alla schakter beror på att de båda metoderna är beräknade med samma aktiva, omfördelade och passiva jordtryck. Dock är fjädermetoden en mer avancerad metod som kräver mer tid och fler beräkningar.

Denna metod borde då ha en mindre säkerhetsfaktor och ge mindre dimensionerande moment än den analytiska metoden som är den enklaste metoden, men på tre av de fyra schakten ger istället fjädermetoden större moment än den analytiska metoden.

FE-metodens moment är väldigt litet i första schakten vilket är lite oroväckande. En förklaring till detta kan vara att FE-modellen är modellerad med slänter vilket innebär att det inte är lika mycket jord som bidrar till det aktiva jordtrycket högst upp. Om momentets storlek påverkas så pass mycket när modellen ställs upp med slänter är detta en aspekt som kan vara nödvändig att ta hänsyn till i modellen även i den analytiska metoden och fjädermetoden.

6.3 Förskjutningar

Att beräkna trovärdiga förskjutningar i både fjädermetoden och FE-metoden har visat sig vara svårt. Förskjutningarna skiljer sig mycket jämfört med varandra och även mot de uppmätta värdena. Det kan dock finnas en del osäkerheter gällande uppmätta förskjutningar. Det är inte säkert att schakterna är utförda på förbestämt vis, utan en del schakter kan ha gjorts för djupa. Även mätningen av förskjutningarna kan ifrågasättas. Vad mäts det mot? Är det möjligt att denna punkt också har förflyttas i samband med schakten eller är denna punkt helt fix? Detta är inget som framgår av mätdata.

I fjädermetoden sker väldigt stora förskjutningar efter första schakten. Detta beror bland annat på att fjädrarna precis under schaktnivån inte klarar att ta upp den last de egentligen blir belastade av, utan last måste ledas vidare till fjädrar längre ner, alltså till jord djupare ner i marken. På grund av detta trycks de översta fjädrarna ihop till sitt max (innan plasticering) och detta leder till stora förskjutningar för sponten. Förskjutningen stämmer dock bra överens med uppmätta värden.

Efter schakt 2 stämmer förskjutningarna inte alls överens med de uppmätta värdena. Sponten dras enligt fjädermetoden tillbaka betydligt mer än vad som mätts på referenssponten. Detta trots att förspänningen inte är med i beräkningen. Från schakt 2 till schakt 3 förskjuts sponten utåt med 10 mm enligt fjädermetoden på den övre mätningen, vilket stämmer med referenssponten. Från schakt 3 till slutschakten rör sig den övre punkten 2 mm utåt medan den i referenssponten inte rör sig alls. Den undre punkten ger ganska bra förskjutningar i både schakt 3 och slutschakten jämfört med uppmätta värden. Dock ska det beaktas att ingen förspänning är medräknad i dessa förskjutningar. Hade hänsyn tagits till förspänningen med fjädermetoden hade sponten förmodligen dragits tillbaka betydligt mer och resultatet hade inte stämt lika bra överens med de uppmätta förskjutningarna på referenssponten.

FE-modellen är uppbyggd med slänter enligt järnvägsbankens topografi där sättningarna börjar mätas efter det att jorden är ditlagd. Detta är en rimlig approximation då jorden har legat där en längre tid. I FE-modellen schaktas successivt jordmassorna bort för varje schaktnivå, vilket för första schakten blir en liten jordmassa p.g.a. slänterna. Detta kan vara en anledning till att förskjutningen blir väldigt liten i första schakten i FE-metoden jämfört med fjädermetoden. Efter varje schakt sätts ett ham-

marband och stag in. Stagen spänns väldigt hårt, 600 kN per stag, vilket gör att sponten förskjuts inåt när första staget läggs till. Det är rimligt att staget trycker tillbaka sponten, det gör det även enligt mätningarna. Dock är förskjutningen utåt enligt FE-metoden så liten efter första schakten att sponten efter spänning av första staget får en resulterande förskjutning inåt. Vid installering av andra staget förskjuts sponten enligt FE-metoden ytterligare 8 mm inåt, medan de uppmätta värdena visar 10 mm förskjutning utåt. Efter den tredje schakten har även en andra mätpunkt satts upp på referenssponten som visar förskjutning utåt, där FE-metoden istället visar förskjutning inåt. Sammanfattningsvis verkar inte FE-metoden, som ska vara den mest avancerade metoden, spegla förskjutningarna i sponten speciellt bra för detta fall.

6.4 Analytiska metoden

Den analytiska metoden är en enkel metod som baseras på jämviktsanalyser. Metoden tar inte hänsyn till någon rörelse utan är istället uppbyggd på flera års mätningar och utvärderingar. Detta har lett till att det går att få representativa värden för dimensionering. Gällande stagkrafter är det synd att metoden inte är mer utvecklad. Den analytiska metoden fungerar bra för sponter med en hammarbandsnivå, men är mindre bra för sponter med fler hammarbandsnivåer då det inte tas någon hänsyn till samverkan mellan stagen i de olika nivåerna.

Gällande dimensionerande moment är det svårt att avgöra om den analytiska metoden ger bra eller dåliga värden. Den analytiska metodens resultat ligger mitt emellan resultatet från de två andra beräkningsmetoderna.

För sin enkelhet ger den analytiska metoden generellt bra dimensioneringsvärden. Det negativa är att förskjutningar inte beräknas alls.

6.5 Fjädermetoden

I fjädermetoden har programmet Frame Analysis använts. Fredriksson m. fl. (2018) föreskriver inget specifikt datorprogram för fjädermetoden så ett annat program skulle lika gärna kunna användas.

Gällande lasterna i fjädermetoden är det värt att diskutera hur lasten från det aktiva jordtrycket ska läggas in i beräkningsprogrammet. Ska det omfördelade jordtrycket användas vid flerbandssponter eller det vanliga aktiva jordtrycket? Beräkningarna har i detta arbete utförts med omfördelat jordtryck, men möjligheten finns att lägga in det aktiva jordtrycket istället. Förskjutningarna med aktivt jordtryck hade i så fall blivit mindre i toppen av sponten när två eller fler hammarband är installerade. Förskjutningarna i botten hade däremot blivit större eftersom det aktiva jordtrycket ökar med djupet och ger stor last på nedre delen av sponten.

Generellt känns fjädermetoden inte helt färdigutvecklad då Fredriksson m. fl., 2018 ger bristfällig beskrivning av denna metod. Metoden är tidskrävande och ger inte bättre

resultat än den analytiska metoden. Positivt är att förskjutningar kan beräknas, som förmodligen kan ge trovärdiga resultat, framförallt för sponter utan förspända stag.

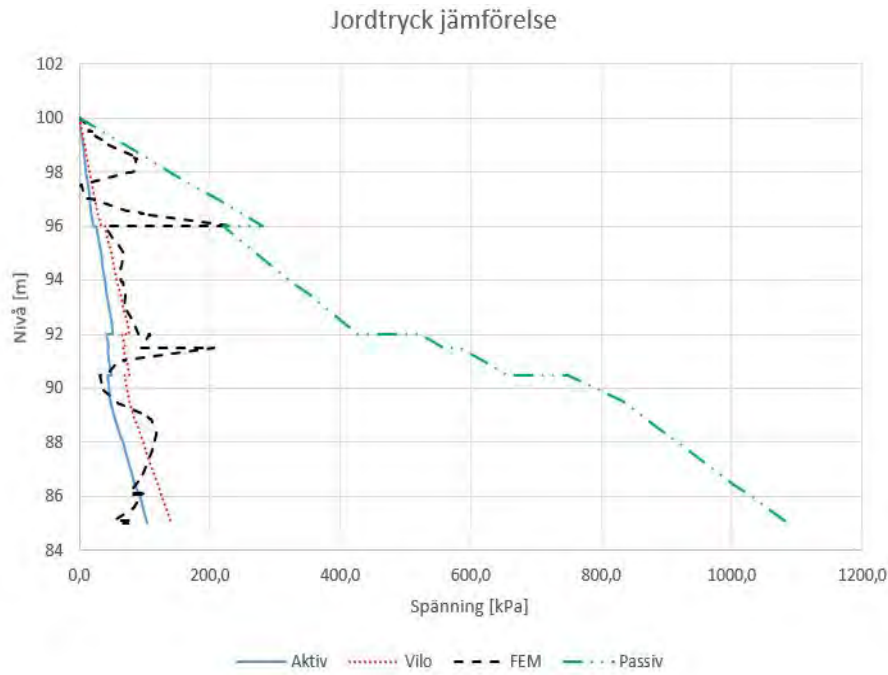
6.6 FE-metoden

I denna metod kan enkelt en modell med varierad topografi ställas upp, vilket är svårt i de andra beräkningsmetoderna. För beräkningarna i detta arbete spelar topografin en väsentlig roll eftersom järnvägsbanken har relativt branta slänter. Vid beräkning av stagkrafter ger FE-metoden ett bra resultat då den tar hänsyn till både förspänning och samverkan mellan stag vid flera hammarbandsnivåer. Vid moment är det svårt att avgöra om beräknade med FE-metoden är trovärdiga. För djupare schakter ger alla beräkningsmetoder liknande moment medan FE-metoden för första schakten ger ett betydligt mindre moment än de andra beräkningsmetoderna. Detta beror förmodligen på att slänterna är med i modellen, vilket för konsolmomentets skull i så fall är viktigt att ta hänsyn till för att inte kraftigt överdimensionera sponten.

Med FE-metoden kan även beräkningar göras i 3D, vilket kan påverka resultaten. För detta projekt skulle det förmodligen ge minimal påverkan på resultaten eftersom sponten finns längs en järnvägsbank och järnvägsbanken har en i princip oändlig längd i samma riktning som sponten.

6.7 Dimensioneringsmetoder

I den analytiska metoden och fjädermetoden är det pådrivande jordtrycket mot sponten beräknat som aktivt jordtryck. Från FE-modellen har spänningen som verkar precis bakom sponten tagits ut för att se om det motsvarar det beräknade aktiva jordtrycket. Spänningen tillsammans med det handberäknade aktiva jordtrycket, vilojordtrycket och det passiva jordtrycket är plottat för slutschakten i figur 6.1. Grafen visar att jorden nästintill befinner sig i vilojordtryck, vilket beror på att stagen spänner tillbaka jorden. Detta betyder att den analytiska metoden och fjädermetoden kanske borde beräknas med vilojordtryck istället för aktivt jordtryck när hammarbanden har installerats. Detta gäller i så fall för sponter med kraftigt förspända stag.



Figur 6.1: Jämförelse av jordtryck

Gemensamt för hela projektet är valda värden för karakteristisk och dimensionerande tåglast, som används vid alla beräkningar. Enligt Trafikverket (2016a) ska den karakteristiska tåglasten 44 kPa och dimensionerande tåglasten 32 kPa användas. Efter multiplikation med partialkoefficienten, som är 1,4 för tåglasten, blir den dimensionerande tåglasten 44,8 kPa vilket är näst intill samma last som den karakteristiska. Detta kan vara en av anledningarna till att dimensionering i bruksgränstillståndet ofta ger de högsta dimensionerande värdena.

När beräkningar utförts för att kunna jämföra resultaten med uppmätta värden, har karakteristiska laster använts. För att spegla verkligheten bättre skulle istället medelvärden på laster kunnat användas. Karakteristiska laster är laster som överskrider med sannolikheten 2 % vilket alltså inte speglar medelvärdet av lasten.

För den analytiska metoden används två dimensioneringsmetoder. Antingen dimensionering i brottgränstillstånd med reducerade hållfasthetsparametrar för jorden och dimensionerande laster, eller dimensionering i bruksgränstillståndet med karakteristiska värden på jordegenskaper och laster där krafter och moment på slutet multipliceras med en modellfaktor. Dimensioneringsmetoden i brukgränstillståndet ger de dimensionerande stagkrafterna för samtliga nivåer. Dimensioneringsmetoden i brottgränstillståndet ger istället de dimensionerande momenten för samtliga schakt i den analytiska metoden. Att dimensionera spanten efter högsta stagkraft och moment från två dimensioneringsmetoder i den analytiska metoden känns rimligt.

De båda samverkansmetoderna, fjäder- och FE-metoden, har ytterligare en dimensioneringsmetod, jämfört med den analytiska metoden, som beräknas i bruksgränstillståndet fast med dimensionerande hållfasthetsparametrar för jorden. I denna metod multipliceras effekten av moment/stagkraft från jorden med en partialkoefficient och effekten av moment/stagkraft från yttre last med en annan partialkoefficient. I FE-

metoden kontrolleras också en totalstabilitet för modellen med en c/φ -analys.

I fjädermetoden kommer de största dimensionerande momenten från dimensioneringsmetoden i brottgränstillståndet och från dimensioneringsmetoden med partialkoefficient på effekten av lasten. I FE-metoden kommer de största dimensionerande momenten från dimensioneringsmetoden i bruksgränstillståndet med modellfaktorn $\gamma_{S,d}$ och dimensioneringsmetoden med partialkoefficient på effekten av lasten. Det innebär att samtliga dimensioneringsmetoder blir dimensionerande vid olika tillfällen. Det kan dock ifrågasättas om det är nödvändigt med tre olika dimensioneringsmetoder inom fjädermetoden och FE-metoden. Där FE-metoden har ytterligare en säkerhetskontroll med c/φ -analys.

I FE-metoden vid dimensionering i brottgränstillståndet med reducerade hållfasthetsparametrar kan lastens spridning och fördelning ändras vilket påverkar jordtrycket mot spanten. Därför anses resultatet från denna dimensioneringsmetod vara minst pålitlig vid användning av PLAXIS.

7 Slutsats

Den analytiska metoden är den enklaste och minst tidskrävande beräkningsmetoden. Fjädermetoden är en mer tidskrävande beräkningsmetod men använder samma indata som den analytiska metoden. I fjädermetoden analyseras jordens egenskaper utförligare då hänsyn tas till bäddmodulen. Även stagens styvhet beaktas i fjädermetoden. I FE-metoden, som är den mest avancerade beräkningsmetoden, tas betydligt fler indata med i modellen. I PLAXIS tas enkelt hänsyn till markens topografi. Även jordens elasticitetsmodul, skjuvmodul, Poissons tal, jordens vidhäftningsförmåga mot sponten och stagens förankring med dess egenskaper tas hänsyn till.

Resultatet från de olika beräkningsmetoderna stämmer bra överens gällande stagkrafter men varierar desto mer gällande moment och förskjutningar. De beräknade maximala karakteristiska stagkrafterna från alla tre beräkningsmetoder stämmer bra överens med maximalt uppmätta stagkrafter från referensprojektet. FE-metoden ger den bästa analysen eftersom den tar hänsyn till samverkan mellan stagen till skillnad från de andra två metoderna.

Momenten skiljer som mest vid de första två schakterna där FE-metoden visar klart minst moment, den analytiska metoden relativt stort moment och fjädermetoden absolut störst moment. För den tredje schakten visar istället FE-metoden det största momentet. I sista schakten stämmer momenten från de tre metoderna bra överens och de maximala momenten är av ungefär samma storlek. Fjädermetodens största moment är i fält medan de andra två metodernas största moment är vid stöd. Totalt sett ger FE-metoden de minsta momenten, vilket ger en spont med mindre dimensioner jämfört med de andra beräkningsmetoderna.

Förskjutningarna skiljer mycket mellan FE-metoden och fjädermetoden. FE-metoden visar att sponten mestadels trycks inåt mot jorden medan fjädermetoden visar att spontens totala förskjutning blir utåt från jorden. Beräknade förskjutningar med fjädermetoden stämmer i tre schakt av fyra väl överens med uppmätta förskjutningar, dock är inte förspänningskraften med i beräkningarna. De beräknade förskjutningarna i FE-metoden ger ett missvisande resultat.

Lönsamheten med de olika beräkningsmetoderna är svår att bedöma. FE-metoden ger hälften så stort moment som den analytiska metoden och ungefär en tredjedel så stort moment som fjädermetoden. Det innebär att dimensionerna för rörsponten blir mindre när dimensionering görs med FE-metoden. En mindre spont medför dock större förskjutningar, vilket också måste beaktas vid dimensionering. Modellering och beräkning med FE-metoden tog i detta arbete omkring 3 gånger så lång tid som beräkning med den analytiska metoden.

Utifrån resultaten och analysen av detta projekt görs bedömningen att den analytiska metoden i slutändan ger relativt bra resultat för att vara en enklare metod. Den analytiska metoden anses därför vara lämplig att använda vid mindre eller van-

ligt förekommande projekt där mindre utförliga markundersökningar är gjorda. FE-metoden som tar hänsyn till fler parametrar anses däremot vara nödvändig att använda vid mer komplicerade projekt där noggranna markundersökningar gjorts och mycket indata finns tillgänglig. Fjädermetoden anses inte vara lönsam att lägga tid på om inte förskjutningar är av stor vikt.

8 Vidare studier

Den analytiska metoden kan vidareutvecklas för sponter med flera hammarband så att hänsyn tas till samverkan mellan stagen i de olika hammarbandsnivåerna.

Ett förslag till vidare studier inom beräkningsmetoder för sponter är att studera och vidareutveckla beräkningsmetoden med fjädrar. Hur ska laster beräknas med fjädermetoden på bästa sätt? Ska omfördelat jordtryck användas som det gör i den analytiska metoden? För att göra bättre beräkningar kan ett datorprogram användas som kan behandla fjädrande upplag på båda sidor av en balk och ta hänsyn till förspända fjädrar. På detta sätt fås en mer realistisk bild av hur jorden beter sig när sponten börjar röra sig, och mer trovärdiga förskjutningar.

En utveckling av FE-metoden kan vara att hitta ett sätt att minska partialkoefficienter och modellfaktorn $\gamma_{S,d}$.

Litteratur

- Agorelius, Matilda och Johanna Noberius (2019). *Beräkningsmetoder för flerbands-sponter - Skillnader mellan metoderna och deras inverkan på resultatet*. Hämtad 2019-01-31. URL: <https://snd.gu.se/sv/catalogue/study/SND1081>.
- Aronsson, S, T Edstam och U Svensson (2004). *Injekterade pålar*. Tekn. rapport 102. Pålkommisionen - Rapport 102, s. 46.
- Atlas Copco CMT Sweden (2006). *Atlas Copco MAI-system - Dimensioneringsguide*. Tekn. rapport, s. 12.
- Axelsson, Kennet (2018). *Jordmekanik*. Hämtad 2018-11-13. URL: <https://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/jordmekanik>.
- EKS 1 (2008). *EKS 1: BOVERKETS FÖRFATTNINGSSAMLING*. Tekn. rapport, s. 57.
- Eurokod 7 (2010). *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler*. Tekn. rapport, s. 164.
- Fredriksson, Anders, Håkan Stille, Anders Kullingsjö och Anders Ryner (2018). *Spont-handboken 2018 - Dimensionering av tempoära stödkonstruktioner*. Stockholm: Pålkommisionen.
- Lindblom, Ulf. (2010). *Bergbyggnad*. Stockholm: Liber AB.
- Lundström, Karin, Karin Odén och Wilhelm Rankka (2015). *Schakta säkert - Säkerhet vid schaktning i jord*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst.
- Ottosen, Niels och Hans Petersson (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Harlow: Prentice Hall.
- Statens geotekniska institut (2018a). *Schakt- och fyllningsarbete*. Hämtad 2018-09-19. URL: <http://www.swedgeo.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/schakt-och-fyllningsarbete/>.
- (2018b). *Stödkonstruktioner*. Hämtad 2018-09-19. URL: <http://www.swedgeo.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/stodkonstruktioner/>.
- Stille, Håkan. och P. O. Sahlström (1979). *Förankrade sponter*. Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning.
- Trafikverket (2011). *TRVR Bro 11*. Tekn. rapport 2011:086, s. 168.
- Trafikverket (2016a). *TK Geo 13*. Tekn. rapport 2.0, s. 112.
- Trafikverket (2016b). *TR Geo 13*. Tekn. rapport 2.0, s. 106.
- Trafikverket (2018a). *Dingersjö, förlängd mötesstation*. Hämtad 2018-09-27. URL: https://www.trafikverket.se/nara-dig/projekt-i-flera-land/ostkustbanan-gavlesundsvall-dubbelspar/Dingersjo_Njurundabommen_Nolby/.
- (2018b). *Ostkustbanan, Gävle-Sundsvall dubbelspar*. Hämtad 2018-09-27. URL: <https://www.trafikverket.se/nara-dig/projekt-i-flera-land/ostkustbanan-gavlesundsvall-dubbelspar/>.