

KANDIDATARBETE VÅREN 2017

Inverkan av jordtryck med avseende på stämp vid en respektive två förankringsnivåer

En studie av Västlänken och station Centralen

Faiz Botan
Rebecca Gustafsson
Tamer Maarouf
Rebaz Mahmoud
Rasmus Nordström



Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Geologi och geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sverige 2017

Inverkan av jordtryck med avseende på stämp vid en respektive två förankringsnivåer
Faiz Botan
Rebecca Gustafsson
Tamer Maarouf
Rebaz Mahmoud
Rasmus Nordström

© Faiz Botan
Rebecca Gustafsson
Tamer Maarouf
Rebaz Mahmoud
Rasmus Nordström, 2017.

Handledare: Mats Karlsson, Forskarassistent, Geologi och geoteknik
Examinator: Minna Karstunen, Professor, Geologi och geoteknik

Kandidatarbete 2017

Kandidatarbete BMTX01-17-36
Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Geologi och geoteknik
Chalmers tekniska högskola

SE-412 96 Gothenburg
Telephone +46 31 772 1000

Typeset in L^AT_EX
Gothenburg, Sweden 2017

Förord

Kandidatuppsatsen har utförts som en del av Civilingenjörsprogrammet Väg och Vattenbyggnad på Chalmers Tekniska Högskola och omfattar 15 högskolepoäng.

Vi vill tacka alla som har varit till hjälp under hela processen. Tack till Göran Sällfors, professor emertius på avdelningen för geologi och geoteknik på Chalmers, för tillgängligheten. Vi vill även tacka samtliga författare av Sponthandboken, Helen Åhnberg på SGI samt Sweco för informationen i form av mätningar och indata.

Slutligen vill vi ägna ett stort tack till vår eminenta handledare Mats Karlsson på Chalmers Tekniska Högskola, som vid alla givna tillfällen har ställt upp och svarat på de funderingar som uppstått under projektets gång.

Maj, 2017

Faiz Botan
Rebecca Gustafsson
Tamer Maarouf
Rebaz Mahmoud
Rasmus Nordström

Sammanfattning

De senaste åren har det pågått en uppmärksammas diskussion i Göteborg gällande byggnationen av Västlänken. Det är en åtta kilometer lång järnvägsförbindelse som kommer löpa genom Göteborgs stad, för att underlätta för resenärer. Behovet har uppstått då Göteborgs Centralstation idag har uppnått sin maximala kapacitet, samtidigt som staden växer och fler tåg behöver vara i rörelse. Vid en av de tre planerade stationerna, Station Centralen, kommer järnvägstunneln löpa genom lös lera. Det kommer bli en utmaning att utföra det djupa schaktet och kräva väl dimensionerade stödkonstruktioner.

Syftet med rapporten är att undersöka hur jordtrycket som verkar på en stödkonstruktion varierar med avseende på en respektive två förankringsnivåer vid ett bestämt schaktdjup. Utöver det redogör rapporten för diverse stabilitetsproblem som kan uppstå vid djupa schakt och hur de kan åtgärdas. För att samla in information om Västlänken användes Trafikverkets hemsida, då de är projektets beställare. Den geotekniska kunskapen har inhämtats från fackböcker, tekniska rapporter och hemsidor.

Beräkningarna ger en erforderlig spontlängd på mer än 38 meter vid en förankringsnivå och ett schaktdjup på 15 meter. Vid två förankringsnivåer och samma schaktdjup, uppgår den erforderliga spontlängden till 32 meter. Vid två förankringsnivåer fördelas jordtrycket på fler element än vid en förankringsnivå. De mot hållande krafterna ökar och det resulterande jordtrycket blir mindre. Spontlängden kan därför dimensioneras kortare. Detta medför att stämpan kan dimensioneras med lägre hållfasthet.

Nyckelord: Spont, Stödkonstruktion, lös lera, djupa schakt, jordtryck, Västlänken.

Abstract

In recent years there has been an attentive discussion in Gothenburg regarding the construction of Västlänken. It is an eight kilometres long railway connection that will run through the city of Gothenburg, to facilitate travelers. The need has arisen since the Central Station has reached its maximum capacity, while the city is growing and more trains must be in motion. At one of the three scheduled stations, Station Centralen, the railway tunnel will run through clay. It will be a challenge to perform the deep excavation and require well-dimensioned supporting constructions.

The purpose of this report is to investigate how the soil pressure that acts on a supporting construction varies with respect to one or two anchoring levels at a specific excavation depth. In addition to this, the report covers various stability problems that may arise in deep excavations and how they can be addressed. To collect information about Västlänken, Trafikverket's website was used, since the authority is the project's client. The geotechnical knowledge has been obtained from professional books, technical reports and websites.

The calculations provide a required length of the retaining wall of more than 38 meters with one anchoring level and an excavation depth of 15 meters. With two anchoring levels and the same excavation depth, the required length of the retaining wall is 32 meters. With two anchoring levels, soil pressure is distributed on more elements than with one anchoring level. The counteracting forces increase and the resulting soil pressure becomes smaller. The length of the retaining wall can therefore be dimensioned shorter. This provides the strut to be dimensioned with lower strength.

Keywords: Retaining walls, supporting structures, clay, deep excavation, soil pressure, Västlänken.

Variabelbeteckning

Latinska Variabler

B - Schaktets bredd [m]
 C - Centrumavstånd förankringar
 c - Jordens kohesion vid odränerat tillstånd [Pa]
 c' - Jordens kohesion vid dränerat tillstånd [Pa]
 d - Spontens längd under schaktbotten [m]
 d_L - Avståndet från schaktbotten till lerlagrets slut
 E_k - Stålets elasticitetsmodul.
 f_{yd} - Ståls dimensionerade hållfasthet
 f_{yk} - Spontväggs karaktäristiska hållfasthet
 g - Gravitation [$\approx 10 \text{ m/s}^2$]
 H - Schaktdjup [m]
 H_L - Avståndet från grundvattennivå till lerlagrets slut
 h_r - Hjärm för R_p och nedersta förankringsnivå
 i - Tryckgradient
 K_0 - Vilojordtryckskoefficient
 K_a - Jordtryckskoefficient för aktivt jordtryck
 K_p - Jordtryckskoefficient för passivt jordtryck
 K_{ac} - Jordtryckskoefficient för aktivt jordtryck med hänsyn till kohesion
 K_{pc} - Jordtryckskoefficient för passivt jordtryck med hänsyn till kohesion
 l - Avståndet mellan två förankringsnivåer
 l_c - Knäcklängden för stämp
 M_{Rd} - Dimensionerande moment [Nm]
 M_{sd} - Maximalt moment [Nm]
 N_{cb} - Bärighetsfaktor med avseende på schaktens geometri och spontens mothåll
 p_w - Porvattentryck [Pa]
 p_a - Aktivt jordtryck [Pa]
 p_p - Passivt jordtryck [Pa]
 Q - Belastningen som stämpan utsätts för
 q - Överlast [Pa]
 q_d - Dimensionerande överlast [Pa]
 R_p - Resulterade passivt jordtryck [Pa]
 u - Portryck [Pa]
 W_x - elastiskt böjmotstånd som kan avläsas för olika spontprofiler
 z - Djup från markyta [m]

Grekiska Variabler

α - Adhensionsfaktor
 β - Släntvinkel
 τ_{fu} - Odränerad skjuvhållfasthet [Pa]
 τ_{fud} - Dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet [Pa]
 τ_{fuk} - Odränerad karaktäristisk skjuvhållfasthet [Pa]

τ_v - Odränerad skjuvhållfasthet bestämd med vinge [Pa]
 γ - Jordens tunghet [kN/m^3]
 γ_{Rd} - Partialkoefficient som sätts till 1.1 vid hydraulisk bottenuppressning, samt till 1.5 för grovkorniga jordar och 2.5 för siltiga jordar vid hydrauliskt grundbrott
 γ_{Sda} - Partialkoefficient som tar hänsyn till faktorer som inte ingår i Rankines jordtrycksteori
 $\gamma_{Sd,Ncb}$ - Partialkoefficient som tar hänsyn till osäkerheten i Rankines metod för att beräkna nettojordtryck
 γ_n - Partialkoefficient som tar hänsyn till omfattning och konsekvenser av personsador ifall brott uppkommer i någon del av stödkonstruktionen
 γ_m - Partialkoefficient som beaktar osäkerheten i de använda jordegenskaperna
 γ_f - Säkerhetsfaktor
 σ'_0 - Vertikal effektivspänning in situ [Pa]
 σ_0 - Vertikal totalspänning in situ [Pa]
 σ_a - Aktiva jordtrycket [Pa]
 σ_p - Passiva jordtrycket [Pa]
 σ_i - Lastintensitet
 σ_v - Vertikalspänning [Pa]
 ϕ' - Inre friktionsvinkel
 ρ - Densitet [kg/m^3]
 ρ_w - Vattnets densitet [$\approx 1000 \text{ kg/m}^3$]
 ρ_m - Densitet för vattenmättad jord [kg/m^3]
 δ - Mobiliserad friktionsvinkel mellan stödkonstruktion och jordmassa
 η - Formfaktorn för böjning max 1,25

Innehåll

Figurer	xv
Tabeller	xvii
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Frågeställningar	2
1.4 Avgränsningar	2
2 Metod	5
2.1 Litteraturstudie	5
2.2 Beräkningsstudie	5
3 Teori	7
3.1 Markförutsättningar	7
3.1.1 Friktions- och kohesionsjord	7
3.1.2 Göteborgsleran	8
3.2 Jordtrycksteorier	8
3.2.1 Jordtryck och klassisk jordtrycksteori	8
3.2.2 Coulomb's teori	10
3.2.3 Rankines teori	11
3.3 Stabilitetsproblem	13
3.3.1 Bottenuppressning	13
3.3.2 Hydraulisk bottenuppressning	14
3.3.3 Hydrauliskt grundbrott	14
3.3.4 Åtgärder vid stabilitetsproblem	15
3.4 Stödkonstruktioner	16
3.4.1 Spont	16
3.4.1.1 Tätspont eller stålspont	16
3.4.1.2 Berlinerspont och borrarad rörspond	17
3.4.2 Förankringssätt	18
3.4.2.1 Stag	18
3.4.2.2 Stämp	18
3.4.2.3 Förankringsnivåer	19
3.4.3 Pålning	19
3.4.3.1 Betongpålar	19

3.4.3.2	Sekantpålar	20
3.5	Partialkoefficienter	22
4	Beräkningar	25
4.1	Indata och antaganden	25
4.2	Dimensionerande värden	26
4.3	Jordtryck	26
4.3.1	Lasteffekt	26
4.3.2	Dimensionerande bärförmåga (Passivt)	27
4.4	Hammarbandsbelastning och Lastintensitet	27
4.5	Nedslagningsdjup	28
4.6	Moment i spontväggen	29
4.7	Dimensionering av spontvägg	30
4.7.1	Förutsättningar vid dimensionering av spontvägg	30
4.8	Dimensionering av stämp med avseende på maximal belastning.	30
4.8.1	Förutsättningar vid dimensionering av stämp	31
4.9	Kontroll av stabilitetsproblem	32
5	Resultat	33
6	Diskussion och slutsats	35
	Litteraturförteckning	37
A	Appendix	I
A.1	Geoteknisk data: densitet, sensitivitet, vattenkvot, konflytgräns	II
A.2	Geoteknisk data: Odränerad skjuvhållfasthet	III
A.3	Geoteknisk data: Portryck	IV
A.4	Beräkning av skjuvhållfastheten mot djup	V
A.5	Beräkning av vertikalspänning och jordtryck mot djup	VI
A.6	Fördelningen av jordtrycket	VII
A.7	Beräkning av lastintensitet och moment i spontvägg	VIII
A.8	Dimisionering av spontvägg	IX
A.9	Dimensionering av stämp	X

Figurer

1.1	Översiktlig karta över Västlänken och projektets tre stationer (Göteborgs Stad, 2017).	1
3.1	Ett jordelement med horisontala och vertikala spänningar.	9
3.2	Mohr-Coloumbs diagram.	9
3.3	Bottenuppressning (Stjärnberg, 2008).	13
3.4	Hydraulisk bottenuppressning (Stjärnberg, 2008).	14
3.5	U-profil (Brattberg, 2011).	16
3.6	Z-profil (Brattberg, 2011).	17
3.7	Stag förankrad i jord- eller bergankare (Sällfors, 2013).	18
3.8	Stag förankrad i ankarplatta (Sällfors, 2013).	18
3.9	Stämp förankrad i schaktbotten (Sällfors, 2013).	19
3.10	Stämp förankrat i motstående spont (Författarnas egen figur).	19
3.11	Primärpåle och sekundärpåle (Åhnberg, 2004).	21
4.1	Punkten D bestämmer till vilken nivå intensiteten σ_i beräknas. Figuren visar en kohesionsjord som endast påverkar sponten med aktivt jordtryck, därav sätts punkten D vid spontfoten (Ask & Petersson, 2010)	28
4.2	För avläsning av reduktionsfaktorn W_c med slankhetsparametern λ_c (Lindell, 2005)	31
A.1	Från Sweco (2014) BILAGA 10.1.1	II
A.2	Från Sweco (2014) BILAGA 10.1.2.1	III
A.3	Från: Sweco (2014) figur 4 sidan 9	IV
A.4	Författarnas egna tabell	V
A.5	Författarnas egna tabell	VI
A.6	Författarnas egna figur, figur ej skalenlig	VII
A.7	Författarnas egna figur, figur ej skalenlig	VIII
A.8	Författarnas egna beräkningar	IX
A.9	Författarnas egna beräkningar	X

Tabeller

3.1	Justeringsvärden för γ_{Sda} (Ryner, Fredriksson & Stille, 1996).	22
3.2	Justeringsvärden för $\gamma_{sd,Ncb}$ (Ryner m. fl., 1996), (Arbete 2m under GVV).	22
3.3	För korrigerade partialkoefficient, Sponthandboken kontra Eurocode.	23
4.1	Beräkning av erforderligt nedslagningsdjup med hjälp av bottenupptryckning	29

1

Inledning

Detta kapitel inleds med en bakgrund som förklarar ämnets aktualitet och varför det är intressant att undersöka. Avsnittet följs av rapportens syfte och frågeställningar, för att tydliggöra var rapportens fokus ligger. Därefter redogörs vilka avgränsningar som gjorts vid genomförandet av undersökningen.

1.1 Bakgrund

Den statliga myndigheten Trafikverket (2016) menar att Göteborgs befintliga järnvägsnät har nått sin maximala kapacitet och med den snabba expansionen av infrastrukturen måste åtgärder vidtas. I samband med Västlänken skall en järnväg under centrala Göteborg uppföras genom både lera och berg. Järnvägen skall löpa från Göteborgs centralstation vidare till Haga och slutligen genom Korsvägen för att ansluta till Lisebergstunneln, vilket illustreras i figur 1.1. Vidare förklarar Trafikverket att denna förbindelse kommer att öppna nya möjligheter för västra götalandregionens expansion och förmildra belastningen av järnvägsnätet. När projektet står färdigt så skall Göteborg kunna ta emot dubbelt så många tåg jämfört med idag. Det kommer bli enklare och snabbare att resa genom staden, vilket resulterar i att fler väljer att resa kollektivt och den negativa miljöpåverkan minskar.



Figur 1.1: Översiktlig karta över Västlänken och projektets tre stationer (Göteborgs Stad, 2017).

Västlänken skall byggas under mark mitt i centrum, vilket innebär i närhet till bland annat bostäder, kontor och vägar. Samtliga komponenter står på gemensamma jordmassor och sker en för stor förflyttning av massorna kan det uppstå förödande konsekvenser. För att undvika detta görs förundersökningar och det används mätutrustning för att kontrollera rörelser och stabilitet i marken genom hela

byggprocessen. Stödkonstruktioner, i form av exempelvis spontar, används för att minimera massornas rörelser vid de djupa schakter som byggnationen av Västlänken medför. Vid djupa schakter blir jordtrycket så stort att stödkonstruktionerna måste förankras, vilket kan ske med hjälp av stag eller stämp. De stora jordtrycken som uppstår med de djupa schakterna är en väldig utmaning i ett projekt som detta och därför intressant att titta närmare på.

1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att, med hjälp av bakomliggande teori, avgöra hur jordtryckets inverkan på en specifik stödkonstruktion varierar med avseende på en respektive två förankringsnivåer vid ett bestämt schaktdjup. Vidare behandlar rapporten beräkningar på ett representativt schakt i Västlänken med avseende på rådande markförutsättningar. Vid dimensionering beaktas olika stabilitetsproblem för att säkerställa att ingen risk för ras i schaktbotten förekommer.

1.3 Frågeställningar

- Vilka bakomliggande teorier och beräkningsmodeller är främst förekommande för jordtryck och vad innebär dessa?
- Vilka stödkonstruktioner kan användas för att stabilisera schaktet?
- Vilka stabilitetsfenomen blir dimensionerande och hur kan dessa åtgärdas?
- Hur varierar jordtryckets inverkan på stödkonstruktionen med avseende på en respektive två förankringsnivåer vid ett bestämt schaktdjup?
- Hur påverkas stödkonstruktionernas hållfasthet med avseende på de spänningar de utsätts för?

1.4 Avgränsningar

Litteraturstudien behandlar stödkonstruktioner i allmänhet då målet är att få en djupare förståelse inom ämnet. Därav finns ingen tydlig anknytning till det representativa fall som beräkningarna utgår ifrån.

Beräkningarna i denna studie baseras på indata samt rådande markförutsättningar från Station Centralen för att konstruera ett representativt fall för Västlänken. Då det verkliga schaktet inte har påbörjats i detta skede, måste en del antaganden göras. Antaganden utgår ifrån de omständigheter som påverkar dimensioneringen i störst utsträckning för att undvika underdimensionering. Utöver det tar beräkningarna ingen hänsyn till det praktiska utförandet. De här förutsättningarna medför att studien inte kan användas som fristående underlag till fortsatta undersökningar.

Spont- och stämpdimensionering som studeras, behandlar endast två bestämda förankringsnivåer. Beräkningarna fokuserar på kohesionsjord och görs i brottgränstillstånd, där i huvudsak momentkapacitet i spontväggen och trycksträvans kapacitet beräknas enligt Sponthandboken; Handbok för konstruktion och utformning av sponter av Ryner, Fredriksson och Stille (1996).

2

Metod

Detta kapitel behandlar de metoder som tillämpats vid utförandet av rapporten. Rapporten utgörs av en litteraturstudie och en beräkningsstudie.

2.1 Litteraturstudie

För att uppnå en bättre kännedom om Västlänken och projektets bakgrund och syfte, genomfördes en faktasökning. Då Trafikverket är projektets beställare gjordes merparten av informationssökningen via deras hemsida.

Teorikapitlet inleds med en beskrivning av olika jordtyper, jordens mekanik och de vanligaste jordtrycksteorierna. Kursböcker inom Geoteknik, forskningspublikationer och examensarbeten, står till grund för rapportens litteraturstudie.

För att stabilisera upp schaktet installeras stödkonstruktioner, därefter analyseras jordtryckets inverkan med avseende på två förankringsnivåer. Relevant information om vilka stödkonstruktioner som anses vara lämpliga beträffande de rådande jordförhållandena och omgivningsfaktorerna, har sökts via böcker och tekniska rapporter; bland annat Statens geotekniska institut (SGI). Inhämtningen av information har sedan lett fram till identifieringen av den stödkonstruktion som anses mest aktuell i det studerade fallet.

Litteraturstudien avslutas med information kring de viktigaste instabilitetsproblemen som kan uppstå vid schaktarbete och de vanligaste åtgärderna som kan vidtas. Denna informationen erhålls främst via tekniska rapporter från SGI och Sponthandboken; Handbok för konstruktion och utformning av sponter, av Ryner m. fl. (1996).

2.2 Beräkningsstudie

Den andra delen av rapporten består av beräkningar som, tillsammans med litteraturstudien, ligger till grund för diskussionen och slutsatsen. För att utföra beräkningar på det representativa schaktet vid Station Centralen krävs indata från geotekniska mätningar i området. Denna data erhålls från Swecos geotekniska undersökning (Sweco, 2014) i Appendix A.1-A.3.

För att beräkna jordtrycken som uppstår används Sponthandboken; Handbok för konstruktion och utformning av sponter av Ryner m. fl. (1996). Vidare används

datan för att illustrera spänningsfördelningen i ett diagram och sedan teoretiskt fastställa minsta erforderliga nedslagningsdjup vid en förankringsnivå.

Dimensionering av den valda stödkonstruktionen har gjorts genom en numerisk beräkning enligt Sponthandboken. Beräkningar som genomförs på schaktet är erforderligt nedslagningsdjup för spont med två förankringsnivåer vid ett bestämt schaktdjup. Detta görs med hjälp av kontroll av bottenuppträckning. Därefter föreslås en lämplig spontkvalitet och slutligen dimensioneras stämpan. Alla beräkningar redovisas som bilagor i form av tabeller i Excel och figurer skapade i Paint samt ekvationer skrivna för hand.

3

Teori

Detta kapitel inleds med en beskrivning av friktions- och kohesionsjordar, samt skillnaden mellan de båda jordtyperna. Därefter ges grundläggande fakta om den välkända Göteborgsleran. Vidare behandlas de grundläggande jordtrycksteorierna; klassisk jordtrycksteori, Coulomb's teori och Rankines teori. Jordtrycksteorierna följs av olika stabilitetsproblem som kan uppstå vid djupa schakter och förslag på åtgärder för dessa. Därefter beskrivs olika typer av stödkonstruktioner och metoder för hur de kan förankras. Vidare redogörs för grundläggningsmetoden pålning och två sätt att utföra metoden på. Slutligen presenteras diverse partialkoefficienter som används i beräkningarna i kapitel 4.

3.1 Markförutsättningar

Detta avsnitt behandlar bakomliggande teori för friktionsjord och kohesionsjord och deras inbördes skillnader, samt Göteborgsleran.

3.1.1 Friktions- och kohesionsjord

Sällfors (2013) skriver att den största skillnaden mellan friktionsjord och kohesionsjord är skillnaden i permeabilitet. Vanligtvis kallas jordar där lermineralerna styr egenskaperna för kohesionsjordar. Dessa jordars permeabilitet är så låg att det antas vara odränerat tillstånd som råder vid analys. För friktionsjordar antas det motsatta; vilket är dränerat tillstånd, just för att permeabiliteten är högre. Den låga permeabiliteten i kohesionsjordar leder till att de har sämre förmåga att leda ut vatten momentant, vilket medför att desorptionen tar längre tid. På grund av kohesionsjordarnas låga permeabilitet samt det odränerade tillståndet som råder, måste tidsberoende deformationer tas i beaktning vid analys. För friktionsjordar som har hög permeabilitet är det viktigare att de momentana deformationerna som uppkommer vid last, analyseras. Beroende på jordens permeabilitet så kommer jorden att konsolidera, vilket innebär en volymminskning av jorden.

Mellan kohesionsjordars jordpartiklar verkar både friktionskrafter och kohesion. Kohesion är en sammanhållningskraft som beror på attraktionskrafter som uppstår mellan partiklarna i jorden. Denna attraktion medför att partiklarna häftar samman. Det är alltså både friktions- och kohesionskrafterna som bygger upp kohesionsjordarnas hållfasthet (SGI, 2016). För friktionsjordar byggs istället hållfastheten enbart upp av friktionskrafter, vilka varierar med var jorden befinner sig i förhållande till

grundvattennivån. Friktionskrafterna minskar med djupet under grundvattennivån, vilket i sin tur leder till en minskad hållfasthet hos friktionsjordar.

På grund av den låga permeabiliteten hos kohesionsjordar ändras inte effektivspänningen i jorden när det bildas en last av ett poröverttryck. Detta medför att brottplanet blir horisontellt, vilket resulterar i att den inre friktionsvinkeln blir lika med noll (Sällfors, 2013).

3.1.2 Göteborgsleran

På universitet runt om i Sverige brukar markförutsättningarna i Göteborg nämnas och redovisas då dess signum är djupa lager av lös lera. På grund av den lösa leran ställs det höga krav på stödkonstruktioner och annan typ av grundläggning. Detta för att den lösa leran är väldigt känslig med hänsyn till skakningar och rörelser, vilket kommer att vara fallet med västlänken (Persson & Stevens, 2012).

Göteborg brukar beskrivas som ”ett alplandskap som har fyllts med lera” (Johansson, 2017). Bakgrunden till den liknelsen är att berggrunden i Göteborg påvisar en stor höjdvariation, vilket gör att även lerans mäktighet varierar. Mäktigheten kan vara så djup som 130 meter på vissa ställen, men de värre fallen innefattar vanligtvis en mäktighet på 60-70 meter (Larsson, 2016).

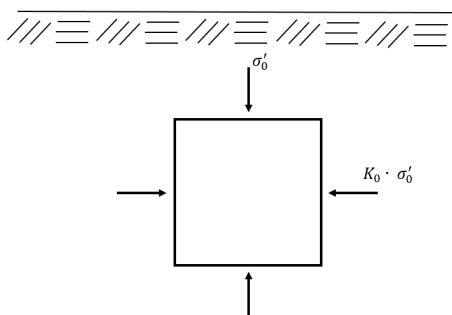
3.2 Jordtrycksteorier

I detta kapitel belyses de tre välkända jordtrycksteorierna som används inom Geoteknik; Klassisk jordtrycksteori, Coulomb’s teori och Rankines teori. De är uppbyggda på olika antaganden och bygger i viss mån på varandra. I det första avsnittet ges en djupare inblick i hur jordtryck uppkommer och de belastningar som en stödkonstruktion utsätts för. Därefter följer en beskrivning av de tre olika jordtrycksteorierna samt deras olika beräkningsmetoder.

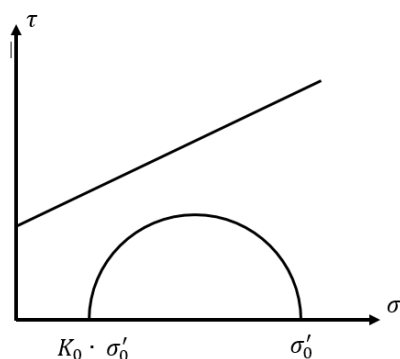
3.2.1 Jordtryck och klassisk jordtrycksteori

Jordtryck innebär den horisontalbelastning som utövas på en stödkonstruktion, då en stor mängd massa trycks emot den (Sällfors, 2013). Det laterala jordtrycket som uppstår mellan stödkonstruktioner och jordmassor blir dimensionerande. För att dimensionera en stödkonstruktion är det därför nödvändigt att bestämma jordtryckets storlek och fördelning (Knappett & Craig, 2012).

Om ett jordelement placeras på ett visst djup under marken, utsätts det för en vertikalspänning som belastar jordelementet på grund av den ovanliggande jordens egentynghet (Sällfors, 2013). Parallellt med vertikalspänningarna utövar den omkringliggande jorden en horisontalspänning under förutsättning att marken är horisontell. Spänningstillstånden karaktäriseras av Mohr’s spänningsskruv, vilket illustreras i figurerna 3.1 och 3.2 med vertikalspänningen σ'_0 och horisontalspänningen $K_0 \cdot \sigma'_0$.



Figur 3.1: Ett jordelement med horisontala och vertikala spänningar.



Figur 3.2: Mohr-Coloumbs diagram.

Där:

$$\sigma'_0 = \sigma - u$$

$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi')$ är den inritade räta linjen som motsvarar jordens brottenvelopp

För att illustrera hur en stödkonstruktion kan påverka dynamiken i jorden används Mohr's spänningsdiagram, där jorden ersätts av en glatt vägg för att eliminera bildningen av friktion mellan väggen och den intilliggande jorden (Sällfors, 2013). Genom sänkning av horisontalspänningarna växer Mohr's spänningscirkel i vänster riktning. När spänningscirkeln tangerar jordens brottenvelopp, uppstår brott enligt figur 3.2.

Det bildas brottytor i jorden med vinkeln $45 - \frac{\phi'}{2}$ mot vertikalplanet och jorden komprimeras vertikalt (Sällfors, 2013). Detta horisontella jordtryck kallas för aktivt jordtryck, eftersom jorden medverkar aktivt till brott. Utifrån en trigonometrisk analys av spänningscirkeln i Mohr's spänningsplan erhålls följande uttryck för aktivt jordtryck:

$$p_a = \sigma'_0 \tan^2(45 - \frac{\phi'}{2}) - 2c \cdot \tan(45 - \frac{\phi'}{2}) \quad (3.1)$$

Ekvation 3.1 förutsätter att markytan är horisontell samt att konstruktionen är fullständigt glatt och rörelserna tillräckligt stora.

Om den hypotetiskt glatta väggen istället förskjuts åt höger kommer horisontalspänningen gradvis att öka (Sällfors, 2013). Detta motsvarar att spänningscirkeln i Mohr's spänningsplan kommer att minska och slutligen bli en punkt som växer åt höger i spänningsplanet enligt figur 3.2.

Så småningom når cirkeln brottenveloppen och brott uppstår. Om de horisontala deformationerna ökar ytterligare sker ingen förändring av horisontalspänningen, jorden komprimeras således horisontellt.

Det bildas brottytor med vinkeln $45 + \frac{\phi'}{2}$ längs med det vertikala planet, vilket benämns passivt jordtryck. Detta fenomen uppstår under schaktbotten och är tryck-

ket i motsatt riktning mot aktivt tryck. Utifrån en trigonometrisk analys av spänningscirkel i Mohr's spänningsplan fås följande uttryck för passivt jordtryck:

$$p_p = \sigma'_0 \tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) + 2c \cdot \tan(45 + \frac{\varphi'}{2}) \quad (3.2)$$

Jordtrycket i en punkt varierar mellan sitt lägsta värde vid aktivt jordtryck och sitt högsta värde vid passivt jordtryck. Jordtrycket kan anta alla värden däremellan beroende på de deformationer som uppstår i jorden. Mellan de passiva och aktiva jordtrycket finns vilojordtrycket som kan uttryckas $K_0 \cdot \sigma'_0$ (Sällfors, 2013). Detta tryck innebär att det inte sker någon horisontell rörelse av väggen som jorden gränssar mot. Vilojordtrycket förekommer exempelvis i naturlig jord, men också vid styva konstruktioner såsom bergvägg.

För att förenkla hanteringen av formlerna för aktivt och passivt jordtryck införs så kallade jordtryckskoefficienter. Där K_a och K_p för aktivt- respektive passivt jordtryck betecknas enligt följande uttryck:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi'}{2}) \quad (3.3)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \quad (3.4)$$

För beräkningar av friktionsjord antas att jordens kohesion c' , är noll samt att hänsyn tas till porvattentrycket p_w . Detta ger följande ekvationer för aktivt respektive passivt jordtryck:

$$p_a = \sigma'_0 \cdot K_a + p_w \quad (3.5)$$

$$p_p = \sigma'_0 \cdot K_p + p_w \quad (3.6)$$

För beräkningar i kohesionsjord antas att φ' är noll och ekvationen förenklas till följande uttryck:

$$p_a = \sigma_0 - 2c \quad (3.7)$$

$$p_p = \sigma_0 + 2c \quad (3.8)$$

3.2.2 Coulomb's teori

En av de första och mest kända teorierna kring beräkningen av jordtryck med hänsyn till friktion, introducerades år 1776 av Charles Augustin Coulomb (Knappett & Craig, 2012). Denna jordtrycksteori omfattar ett annat sätt att beräkna jordtryck med hänsyn till olika gränsvillkor. Den största skillnaden mellan Coulomb's teori och klassisk jordtrycksteori är att i ekvationerna beräknas jordtrycket med hänsyn till friktion mellan stödkonstruktion och jordmassor. Alltså försummas antagandet gällande den hypotetiskt glatta väggen i denna beräkningsmetod.

Beräkningsmodellen är även uppbyggd så att fall med komplicerad geometri eller ojämn last kan beräknas förutsatt följande antaganden (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996):

- Brott uppkommer med plana glidytor.
- Stödkonstruktionen skall kunna röra sig i horisontalled.
- Hållfasthetsparametrarna c' och φ' i jorden samt råheten på stödkonstruktionens fasad skall vara konstanta.

Ekvationerna för aktivt och passivt jordtryck samt jordtryckskoefficienterna enligt Coulombs's teori kan skrivas med följande uttryck (Knappett & Craig, 2012):

$$p_a = \frac{1}{2}K_a H^2 \gamma - 2K_{ac} c' H \quad (3.9)$$

$$p_p = \frac{1}{2}K_p H^2 \gamma - 2K_{pc} c' H \quad (3.10)$$

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a(1 + \frac{\tau_v}{c'})} \quad (3.11)$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p(1 + \frac{\tau_v}{c'})} \quad (3.12)$$

$$K_a = \left(\frac{\frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin \alpha}}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (3.13)$$

$$K_p = \left(\frac{\frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin \alpha}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (3.14)$$

3.2.3 Rankines teori

William John Macquorn Rankine presenterade år 1857 en jordtrycksteori där han studerade ett godtyckligt jordelement som befann sig i brottsstadium (Liu & Evett, 2001). Rankine tillämpar i sin teori Mohr-Coulomb's brottkriterium men skillnaden är att Coulomb behandlar jorden som helhet och inte som enstaka element, vilket Rankines teori gör. Rankines teori är således grundad utifrån en förenkling av Coulomb's, vilket innebär en del begränsningar. Rankines teori förklaras utifrån följande antaganden (Das, 2011):

- Ingen friktion längs stödväggen.
- Glidyterna är plana.
- Kraftresultanten är parallell med bakfyllnaden.
- Bakfyllnadens yta är horisontell.
- Friktionsjord utgör bakfyllnaden.
- Jorden befinner sig i brottsstadium under aktivt och passivt tryck.

Att stödmuren antas vara friktionsfri är en förenkling som ger en viss säkerhetsfaktor vid dimensionering av stödkonstruktioner (Svensson, Dahlin, Larsson & Olofsson, 2015).

Vid beräkning av jortryckscoeffecienterna och aktivt respektive passivt jordtryck enligt Rankine nyttjas följande ekvationer:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi')}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi')}} \quad (3.15)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi')}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi')}} \quad (3.16)$$

$$P_a = \frac{H^2 K_a \gamma}{2} \quad (3.17)$$

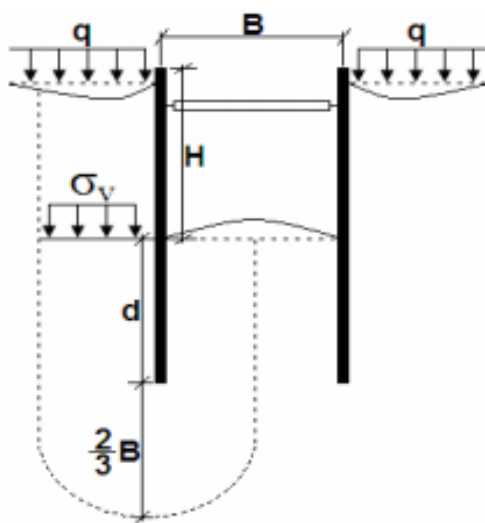
$$P_p = \frac{H^2 K_p \gamma}{2} \quad (3.18)$$

3.3 Stabilitetsproblem

Vid schaktarbete och dimensionering av spontvägg finns det vissa instabilitetsfenomen att ta hänsyn till, bland annat bottenuppträckning och hydraulisk bottenuppträckning. Nedan beskrivs dessa och hur de beaktas vid dimensionering samt hur risken för instabilitet beräknas teoretiskt.

3.3.1 Bottenuppträckning

Vid schaktarbete där någon form av stödkonstruktion används kan bottenuppträckning vara ett instabilitetsproblem. Fenomenet innebär att schaktbotten höjs medan jorden utanför stödkonstruktionen sjunker ner, vilket illustreras i figur 3.3. Detta uppstår då vertikalspänningen strax ovanför schaktbotten blir större än jordens bärrighet (Sällfors, 2013). Kohesionsjord är den mest känsliga för bottenuppträckning då skjuvhållfastheten vid schaktbotten inte är tillräckligt hög för att bära lasterna från den aktiva sidan. Lerans dimensionerande odränerade skjuvhållfasthet beräknas som medelvärdet från schaktbotten till djupet $d + \frac{2}{3}B$ eller $2d$ om $\frac{2}{3}B > d$, enligt figur 3.3.



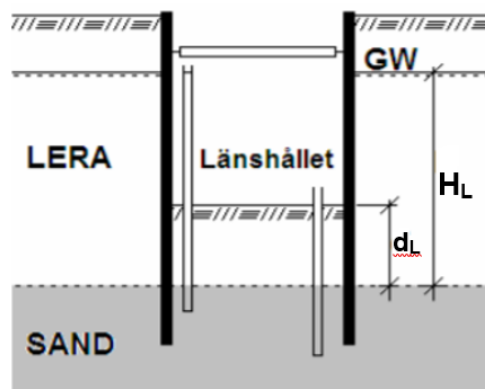
Figur 3.3: Bottenuppträckning (Stjärnborg, 2008).

Risken för bottenuppträckning kan kontrolleras med hjälp av följande ekvation (Ryner m. fl., 1996):

$$N_{cb} \cdot \tau_{fud} \cdot \gamma_{Sd, Ncb} > \rho \cdot g \cdot H + q_d \quad (3.19)$$

3.3.2 Hydraulisk bottenuppträckning

Ett annat instabilitetsproblem kan uppstå vid porvattentryck under schaktbotten, då jordlagret över schaktbotten har en lägre permeabilitet än under. Ett exempel på det är övergången från lera till en grövre mer genomsläpplig jord (Lundström, Odén & Rankka, 2015). Portrycket i det undre, mer permeabla lagret, vill då lyfta upp schaktbotten och därmed uppstår hydraulisk bottenuppträckning. Detta kan såväl inträffa för lera som för andra jordar, exempelvis friktionsjord. För friktionsjord kan brott uppstå vid schaktning under grundvattenytan, då vattnet måste pumpas bort (Sällfors, 2013). När gradienten för det inströmmande vattnet blir för kraftig så kan inre erosion ske eller så inträffar ett utbrett brott. I nästa avsnitt förklaras detta fenomen mer utförligt.



Figur 3.4: Hydraulisk bottenuppträckning (Stjärnborg, 2008).

Följande villkor skall enligt Ryner m. fl. (1996) uppfyllas för att undvika risken för hydraulisk bottenuppträckning:

$$\frac{\rho_m \cdot g \cdot d_L}{\gamma_{Rd}} > \rho_w \cdot g \cdot H_L \quad (3.20)$$

3.3.3 Hydrauliskt grundbrott

När schaktbotten utgörs av friktionsmaterial finns det risk för hydrauliskt grundbrott om strömningsgradienten är för hög som tidigare konstaterats. Detta inträffar när den mothållande kraften som representeras av jordmaterialets tyngd, blir lägre än den inströmmande gradienten (Ryner m. fl., 1996). Om inre erosion sker så rycker vattnet med sig de finare kornen och ett kornskelett med små "hål" blir resultatet. Vid yttre belastning riskerar jorden att rasa samman på grund av minskade hållfasthetsegenskaper. Det kan även inträffa ett annat scenario där hela jordmassan hamnar i flyttillstånd. I detta tillstånd uppträder jorden som en tung vätska utan skjuvhållfasthet och förekommer vanligtvis i vattenmättade löst lagrade friktionsjordar.

För att undvika hydrauliskt grundbrott måste tryckgradienten i , vara mindre än det kritiska värdet i_{krit} i alla punkter.

$$i < i_{krit} = \frac{\rho_m - \rho_w}{\rho_w \cdot \gamma_{Rd}} \quad (3.21)$$

Om porvattentrycket i två punkter i jorden har skillnaden Δh [m] i stagnivå och Δl [m] i avstånd blir gradienten $i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$.

3.3.4 Åtgärder vid stabilitetsproblem

Beroende på vilket instabilitetsfenomen som uppstår finns det ett flertal metoder lämpade för att åtgärda dessa. I detta avsnitt nämns några åtgärder som kan vidtas då risk för bottenuppträckning eller hydraulisk bottenuppträckning förekommer.

Om det finns risk för hydraulisk bottenuppträckning så är det som tidigare nämnt relaterat till stora porvattentryck under schaktbotten. Smidigast blir i sådana fall att försöka minska grundvattentrycket i marken (Lundström m. fl., 2015). Detta görs genom att antingen pumpa ut vatten ur närliggande brunnar eller så används så kallade blödarrör. Som namnet tyder, förs dessa rör ner i schaktbotten ner till det permeabla lagret för att få en typ av blödande effekt med vatten som avrinnande vätska.

Finns det risk för bottenuppträckning måste det vidtas annorlunda åtgärder än i ovanstående fall. För att säkerställa att de mothållande krafterna under schaktbotten skall mobilisera tillräckligt stora spänningar för att stå emot de pådrivande krafterna från den aktiva sidan av schaktet, kan exempelvis bottenplatta nyttjas. Bottenplattan kan installeras genom förankring i spontväggen och fungerar då som ett stämp (se avsnitt 3.4.2.2). När spontväggen förankras vid schaktbotten, kommer stödkonstruktionen betraktas som en konsolbalk.

3.4 Stödkonstruktioner

Detta avsnitt behandlar ett urval av stödkonstruktioner, samt metoder som kan användas för att förankra dessa. Inledningsvis förklaras spont som utgör en stödvägg, samt några typer av spont som används. Därefter beskrivs stag och stämp, vilket är två sätt att förankra spontväggen. Slutligen behandlas grundläggningsmetoden pålning.

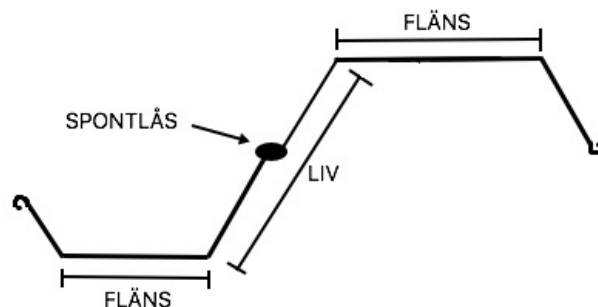
Ett schakt kan ske med stödkonstruktioner eller som släntschakt, alltså utan stödkonstruktioner (Skutnabba, 2011). Det sistnämnda kräver stora ytor, då släntväggarna inte får ha för stor lutning för att motverka ras och skred. Stödkonstruktioner är alltså att föredra vid schakt nära byggnader och vägar, eller då andra hinder existerar som skapar begränsat med utrymme.

3.4.1 Spont

En vanlig metod för att ta upp trycket från jordmassorna som uppstår vid djupa schakter, är att slå ner spont (ByggAi (byggai.se), 2017). Det finns olika sätt att föra ned sponten till fast underlag eller bestämt djup; slå, vibrera eller borra. Vid svåra markförhållanden som innehåller hinder, är borrhning den enda möjliga metoden. Sponttyp bestäms av bland annat jordförhållanden, avstånd till fast botten, schaktdjup, grundvatten och restriktioner exempelvis beträffande vibrationer och buller. Här nedan beskrivs tre olika sponttyper.

3.4.1.1 Tätspont eller stålspont

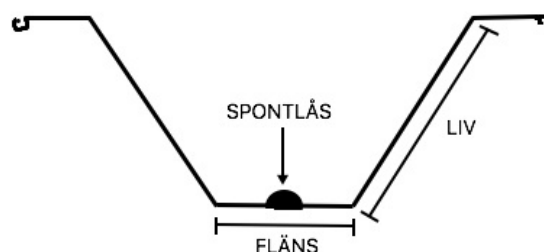
Tätsponten är den vanligaste spontlösningen i Sverige (Brattberg, 2011). Vid användning av tätspont, låses spontplankor fast i varandra med hjälp av ett spontlås och bildar en tät vägg. Plankorna är av materialet stål och därför kallas detta även stålspont. Det förekommer olika profiler på spontelementen som beror av vilka dimensioneringsförhållanden som råder, men de vanligaste är U-profil och Z-profil. I figur 3.5 illustreras en U-profil.



Figur 3.5: U-profil (Brattberg, 2011).

För en U-profil sitter spontlåset mitt på den neutrala axeln, vilket är där den maximala skjuvspänningen uppträder (Brattberg, 2011). Fördelen med en U-profil är att den är mer kostnadseffektiv, då den kräver ett mindre antal plankor för att täcka en yta. Ytterligare en fördel är att profilen har en tjock fläns, som utgör ett korrosionsskydd åt den rostkänsliga delen. Slutligen underlättar profilens symmetri vid återanvändning av spontelementen.

I figur 3.6 visas en Z-profil, i vilken den neutrala axeln löper genom livet (Brattberg, 2011). Även i denna profil är flänsen tjock och utgör ett korrosionsskydd. Den här typen av plankor slås vanligtvis två i taget, vilket skapar en viss problematik. Dels ökar chansen att stöta på större block i jorden, dels krävs större maskiner. Större maskiner kan medföra problem med transport och ökade laster intill spontväggen.



Figur 3.6: Z-profil (Brattberg, 2011).

Fördelen med att använda tätspont är att väggen blockerar vatten och lös lera från att tränga igenom in till schaktet (Hercules Grundläggning, 2017d). Det skapas alltså en förhållandevis vattentät vägg hela vägen ned till spontfot (Brattberg, 2011). Spontelementen förs på plats genom slagning eller vibrering ned till önskat djup (Pålab, 2017). Detta moment kan bli problematiskt då block påträffas, vilket kan resultera i vridning och deformation av spontelementet. Detta i sin tur kan leda till att spontlinjen förloras.

Beroende på schaktets djup, kan spontväggen förankras på olika sätt. Antingen används en konsolspont, vilket innebär att spontfoten antas vara fast inspänd och väggens stabilitet beror endast på det passiva jordtrycket (Brattberg, 2011). Denna sponttyp används när schaktdjupet är relativt litet och jorden är fastare. Om konsolspont inte är möjligt, måste förankring ske på en eller flera nivåer.

3.4.1.2 Berlinerspont och borrad rörspons

Berlinerspont, även kallad glesspont, används vid friktionsrik och blockig jord (Hercules Grundläggning, 2017d). Denna sponttyp byggs vanligtvis av H-balkar och förs ner i jorden genom slagning eller förborring. Då borring utförs kan glessponton förankras i berg och förstärkas med hammarband.

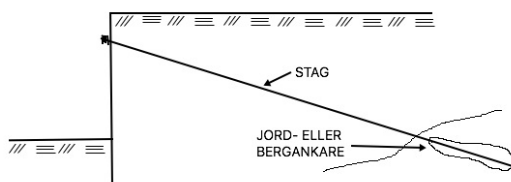
Om marken är för blockig, är Berlinerspont inte ett alternativ och då används istället borrarad rörspont. Denna spontlösning är även ett bra alternativ då det finns krav på låg omgivningspåverkan, alltså då slagning inte är ett alternativ. Liksom för borrarad Berlinerspont är det fördelaktigt att förankra borrarad rörspont i berg.

3.4.2 Förankringssätt

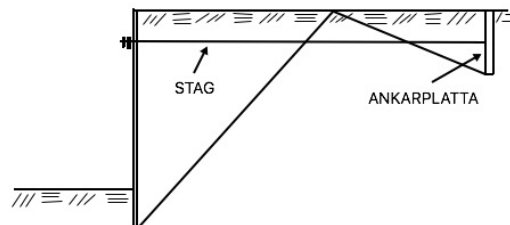
För att avlasta spontväggen vid högt jordtryck förankras den, antingen genom bakåtförankring eller framåtsträvning (Sällfors, 2013). Förankringen bidrar till att spontdimensionerna blir mindre samtidigt som rörelser i horisontalled minimeras.

3.4.2.1 Stag

Vid bakåtförankring används olika typer av stag, vilka borraras ned i berg enligt figur 3.7 eller fast jord enligt figur 3.8 (Hercules Grundläggning, 2017c). Stagen kan vara gjorda av ställinor eller stålstänger, som tar upp dragspänningar och stabiliserar spontväggen vid jordtryck. När dragstaget är på plats kontrolleras det genom att det spänns upp till säkerhetslast och då det godkänts släpps det ned till brukslast och förankras med hammarband. När kontrollen slutförts, fortsätter schaktningen till nästa nivå eller till schaktbotten.



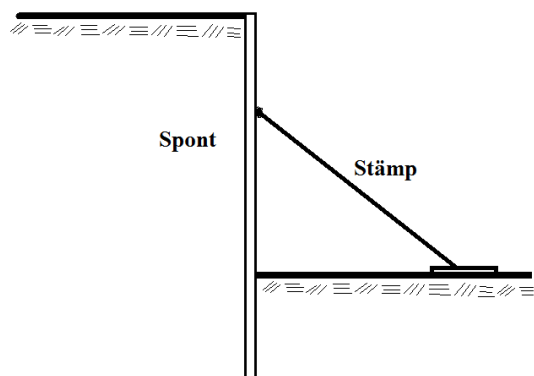
Figur 3.7: Stag förankrad i jord- eller bergankare (Sällfors, 2013).



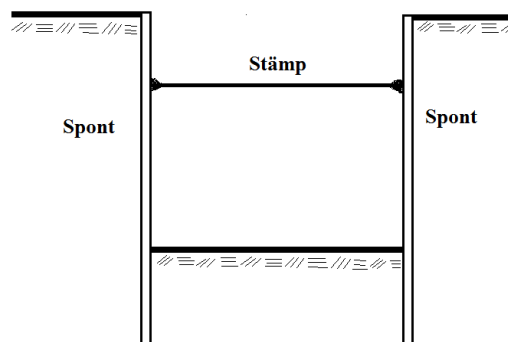
Figur 3.8: Stag förankrad i ankarplatta (Sällfors, 2013).

3.4.2.2 Stämp

I vissa fall är bakåtförankring inte aktuellt, på grund av bakomliggande konstruktioner eller andra svårigheter. Då kan stämp användas som mothållande kraft på passivsidan. Stämp kan bara användas om avståndet till motstående spont inte är för långt, alltså får schaktbredden inte vara för stor (Brattberg, 2011). Stämp kan förankras vid schaktbotten (Se figur 3.9) eller i motstående spontvägg (Se figur 3.10). Fördelen med att använda stämp istället för stag är minskad deformation och en enklare konstruktion, då förankringen inte kräver komplicerad borrhning. Nackdelen är den något otympliga konstruktionen i schaktet, som kan försvåra schaktarbetet (Brattberg, 2011). Även centrumavstånden mellan stämpan måste anpassas till arbetet som utförs i schaktet.



Figur 3.9: Stämp förankrad i schaktbotten (Sällfors, 2013).



Figur 3.10: Stämp förankrat i motstående spont (Författarnas egen figur).

3.4.2.3 Förankringsnivåer

Vid djupare schakt krävs vanligtvis flera förankringsnivåer, då jordtrycket ökar med schaktdjupet enligt Mats Karlsson (Personlig kommunikation, 2017). Om en förankringsnivå används medför det att enorma förankringselement måste användas. Vid flera förankringsnivåer krävs ett större antal mindre förankringselement, då jordtrycket som verkar på sponten fördelas på respektive element enligt Mats Karlsson (Personlig kommunikation, 2017).

3.4.3 Pålning

Pålning är en grundläggningsmetod som används vid byggnation av bland annat infrastruktur. Pålarna är till för att överföra last som uppstår av konstruktioner i anslutning till området som skall grundläggas. Lasten överförs förbi de lösa jordlagren, via pålarna i marken, till berg eller bärkraftig jord. (Hercules Grundläggning, 2017a)

Det finns en uppsjö av olika pålar som används vid grundläggning. Några av dem är kohesionspål, friktionspål, sekantpål och betongpål. I Sverige används dock betongpål mest frekvent medan det varierar i andra länder enligt Mats Karlsson (personlig kommunikation, 2017). Användandet av sekantpål i Sverige har kommit upp på tapeten under senare tid när det har förts diskussioner kring bebyggelse i innerstäder. Sekantpål hade kunnat utnyttjas för bland annat Västlänken i Göteborg och Citytunneln i Malmö då tekniken redan tillämpats i ett likvärdigt infrastrukturprojekt i Danmark (Åhnberg, 2004). Här nedan följer därför en fördjupning i betongpål och sekantpål.

3.4.3.1 Betongpål

Användandet av betongpål har blivit så vanlig i Sverige att branschen brukar prata om att det har blivit en slags tradition att använda sig av dem enligt Mats

Karlsson (personlig kommunikation, 2017). Självklart är inte bara bekantskapen med pålarna anledningen till att det används så frekvent, utan även det relativt billiga priset, den goda beständigheten och att pålarna genomgår goda och utvecklade kvalitetskontroller (Bäckström, 2014). Det finns även nackdelar med användandet av betongpålar, vilka är att de tränger undan mycket mark och skapar vibrationer. Pålarna deformeras även mot block som kan finnas i jorden, vilket försvårar grundläggningsarbetet.

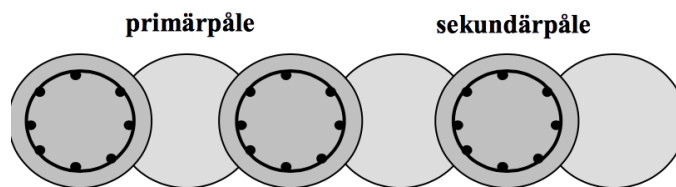
Betongpålar är prefabricerade inomhus i fabrik och är ett resultat av svensk forskning och utveckling. Denna utveckling och forskning har lett till att betongpålar har längder mellan tre till 100 meter (Bäckström, 2014). 100 meters långa betongpålar är inte den mest förekommande grundläggningsmetoden runt om i Sverige utan det är främst där det finns stora problem med stabilitet, i exempelvis Göteborg.

Vid användning av betong i andra områden så är det inte ovanligt att armering används för att undvika sprickbildning, vilket också är fallet för betongpålar. Pålarna är slakarmerade i Sverige medan det i andra länder förekommer förspänd armering. Pålarna som har förspänd armering är mindre känsliga för dragspänningar än de slakarmerade pålarna, som vi använder i Sverige. Pålarna gjuts i betongkvalité K50 och uppåt och tvärsnittet görs vanligen kvadratisk, men kan vid önskemål tillverkas i andra geometriska former (Olsson & Holm, 1993).

3.4.3.2 Sekantpålar

Till skillnad mot betongpålar gjuts inte sekantpålar i någon fabrik, utan de gjuts under marken på byggarbetsplatsen. De används som antingen tillfälliga eller permanenta stödkonstruktioner i form av stödväggar vid schakt (Hercules Grundläggning, 2017b). Gemensamt för alla sekantpålar är att de tillverkas med en överlappning se figur 3.11 som gör stödkonstruktionen tät, vilket håller vattenmassor borta samtidigt som det förhindrar jordmaterial och jordmassor från att hamna i schaktet (Åhnberg, 2004). Denna metod är ännu inte beprövad inom svensk byggindustri men har skördat stora framgångar, främst i Västereuropa (Åhnberg, 2004).

Första steget för att hålla sekantpålarna på plats är att installera en styrvägg. Till sammans med sekantpålarna utför styrväggen en så kallad sekantpålevägg (Höglund & Forsén, 2015). Sekantpåleväggar bestod till en början enbart av samma typ av pålar men idag är det vanligt att de olika pålarna, primärpålar och sekundärpålar (se figur 3.11), tillverkas med olika hållfasthet. Som namnet antyder så tillverkas primärpålarna först, oftast med en lägre hållfasthet än sekundärpålarna. När primärpålarna tillverkas med en lägre hållfasthet så brukar de även bli mjukare, vilket förenklar borrhningen av sekundärpålen. Genom att göra primärpålen mjukare minimeras kostnaderna för konstruktionen just för att borrhningen blir enklare att utföra, men också för att armering bara kommer att erfordras i sekundärpålen. Då sekantpålarna kan armeras blir stödkonstruktionen styv och på så sätt minimeras antalet stämp, vilket är önskvärt när grundläggningsarbetet utförs under grundvattenytan. Både primärpålarna och sekundärpålarna placeras på ett avstånd som är mindre än dess ingående diametrar (Åhnberg, 2004).



Figur 3.11: Primärpåle och sekundärpåle (Åhnberg, 2004).

De största fördelarna med användandet av sekantpålar är att de bland annat kan placeras nära byggnader då de bidrar till mindre vibrationer och mindre sättningar. Detta är viktigt inom branschen, inte minst i storstäder där det är tätbebyggda miljöer. Metoden med sekantpålar brukar därför anges som ett direkt alternativ till stålspont. Ytterligare en fördel som sekantpålar innehar gentemot stålspont är att sekantpålarna kan placeras efter en geometri som kan anpassas till de markförhållanden som råder (Höglund & Forsén, 2015).

Det negativa med metoden är att den fortfarande är relativt oprövad i Sverige och därför finns det inte lika många människor med erfarenhet av användandet av sekantpålar jämfört med betongpålar. Trots att tillverkningskostnaden av stödkonstruktionen kan minimeras genom att göra primärpålen mjuk, så är metoden fortfarande dyr jämfört med andra alternativ. På grund av den kostnadsmässiga frågan så är det svårt för metoden att konkurrera ut de befintliga metoderna som är mer etablerade i Sverige. Mervärdet av metoden kan dock skapas genom att den betraktas utifrån en synvinkel som täcker hela bilden och främst dess minimala påverkan på omgivningen i förhållande till de andra stödkonstruktionerna i branschen (Höglund & Forsén, 2015).

3.5 Partialkoefficienter

Följande partialkoefficienter är säkerhetsfaktorer som är väsentliga vid framtagandet av dimensionerande värden som följer i nästa kapitel. Följande faktorer är från sponthandboken (Ryner m. fl., 1996) och nedan visas hur dessa tas fram.

Tabell 3.1: Justeringsvärden för γ_{Sda} (Ryner m. fl., 1996).

Exempel på effekter av	Exempel på förändring av γ_{Sda}
Pålning i schaktet	-
Pålning utanför schaktet inom 5 m	ökas med 0,2
Sprängning	ökas med 0-0,05
Vintertid (tjäle)	ökas med 0,07
Stämpad konstruktion	ökas med 0,1
Hög förspänning ($\geq 1,35P_A$)	minskas med 0,1
Arbete mer än 2 m under GWY	-
Övervakning utan larm Mätning minst 1 gång/dygn	minskas med 0,1
Övervakning, kontinuerlig mätning medlarm	minskas med 0,2

För beräkning av partialkoefficienten γ_{Sda} , som är en korrektionsfaktor vilken tar hänsyn till faktorer som inte ingår i Rankines jordtrycksteori, används tabell 3.1 (Ryner m. fl., 1996). Basvärdet är 1.0 och därefter summeras påslag enligt 3.1.

Antagandet att schaktet är öppet under vintertid och att stödkonstruktionen är stämpad står i grund till följande värde:

I detta fall blir $\gamma_{Sda} = 1.0 + 0.1 + 0.07 = 1.17$ (Hänsyn till vinterförhållanden och stämpad konstruktion).

$\gamma_{sd,Ncb}$ är en partialkoefficient som tar hänsyn till osäkerheten i Rankines metod för att beräkna nettojordtrycket (Ryner m. fl., 1996).

Tabell 3.2: Justeringsvärden för $\gamma_{sd,Ncb}$ (Ryner m. fl., 1996), (Arbete 2m under GVY).

Exempel på effekter av	Exempel på förändring av $\gamma_{sd,Ncb}$
Pålning i schaktet	minskas med 0,1 för aktuellt schaktdjup vid pålningen
Pålning utanför schaktet inom 5 m	minskas med 0,2
Sprängning	minskas med 0-0,05
Arbete mer än 2 m under GVY	minskas med 0,1
Övervakning utan larm Mätning minst 1 gång/dygn	ökas med 0,1
Övervakning, kontinuerlig mätning medlarm	ökas med 0,2

Likt föregående koefficient utgår denna faktor från ett basvärde på 1.0 som sedan

justeras enligt tabell 3.2.

I detta fall blir $\gamma_{sd,Ncb} = 1.0 - 0.1 = 0.9$

Partialkoefficienten γ_n tar hänsyn till omfattning och konsekvenser av personska-
dor ifall brott uppkommer i någon del av stödkonstruktionen (Ryner m. fl., 1996).
Det finns tre olika säkerhetsklasser och med antagandet att konstruktionen omfattar
säkerhetsklass 3 väljs korrektionsfaktorn till 1.2 för att studera det värre fallet.

Vid dimensionering av en överlast bör den beaktas enligt lastkombination 1 och
därmed sätts partialkoefficienten γ_f till 1.3.

γ_m är en partialkoefficient som beaktar osäkerheten i de använda jordegenskaperna.
Beroende på vilken materialegenskap som beaktas väljs olika värden på korrek-
tionsfaktorn. I detta fall behövs en säkerhetsfaktor för skjuvhållfastheten i lera som
benämns $\gamma_{m,\tau}$. Värdet för denna koefficient får väljas mellan intervallet 1.6-2.0 efter
att olika förhållanden teoretiskt undersöks. Värdet för $\gamma_{m,\tau}$ ansattes till 1.6. Därefter
gjordes en reduktion på 20 % då spontens bärförmåga inte bestäms av de materia-
legenskaper som råder lokalt, utan globalt.

Partialkoefficienter finns även i Eurocode (Ask & Petersson, 2010) vilka är mer an-
vända i praktiken på en global skala. Dessa parametrar har en relativt annorlunda
och komplex redovisningsform och har därför sammanställts i tabell 3.3.

Tabell 3.3: För korrigerade partialkoefficient, Sponthandboken kontra Eurocode.

Partial- koefficient	Säkerhets- klass 3 (γ_n)	Aktivt jordtryck (γ_{sda})	Passivt jordtryck ($\gamma_{sd,Ncb}$)	Överlast (γ_f)	Skjuv- hållfasthet ($\gamma_{m,\tau}$)
Sponthandboken	1,2	1,17	0,9	1,3	1,3
Eurocode	1,0	1,1	0,9	1,3	1,5

4

Beräkningar

I detta kapitel beräknas jordtryck på både den aktiva och passiva sidan för att ge en tydligare uppfattning om hur jordens mekanik verkar på stödkonstruktionen. Beräkningarna redovisas i bilagor som varje avsnitt hänvisar till. Utförda beräkningar görs på stålspons. Vidare analyseras vilken spontlängd som erfordras samt hur två förankringsnivåer påverkar spontlängden med hänsyn till bottenuppträckning. Slutligen dimensioneras spanten och stämpan utifrån de givna förutsättningarna som råder, innan resultatet redovisas.

För att utföra beräkningarna har Sponthandboken (Ryner m. fl., 1996) använts som mall då beräkningsgången redovisas tydligt och är relevant för fallet som undersöks. Partialkoefficienterna som används vid beräkning av dimensionerande värden är hämtade ur Sponthandboken (Ryner m. fl., 1996). För motivering till val av värden och avläsning, se avsnitt 3.5.

4.1 Indata och antaganden

Schaktet som beräkningarna utförs på är ett representativt fall i Västlänken vid området Station Centralen. Därmed har dimensionerna för schaktet erhållits av handledare Karlsson, M (Personlig kommunikation, 2017) enligt följande:

- Djup 15 meter
- Bredd 40 meter
- Längd 1000 meter

Nedan följer de antaganden som gjorts:

1. Densiteten är 1.6 t/m^3 enligt Appendix A.1 för de första 18 meterna, därefter ökar den relativt lite. För att förenkla beräkningen antas densiteten till 1.6 t/m^3 även djupare i jorden. Detta görs för att ökningen är relativt liten, närmare bestämt $0,05 \text{ t/m}^3$ ner till 40 meters djup.
2. Överlasten, q , antas till 20 kPa. Normalt används 10-20 kPa av entreprenören vid konsultuppdrag. För rapportens beräkningar väljs 20 Kpa för att studera det värre fallet.
3. Första stämpnivå placeras på $z=4$ meter från marknivån och den andra på $z=12$ meter. Dessa nivåer ansätts för att förenkla beräkningar av lastfördelningen.
4. Säkerhetsklass 3 används för schaktet för att studera det värre fallet.

5. De 3 första metrarna från marknivå är det ett lager med fyllnadsmaterial men detta bortses från i beräkningen och lös lera antas hela vägen upp till marknivån.
6. Grundvattenytan antas vara vid markytan, hydrostatiskt portryck enligt Appendix A.3.
7. N_{cb} är bärighetsfaktorn och tas hänsyn förhållandet mellan schaktets bredd och längd. Eftersom schaktet är relativt långt så väljs den största bärighetsfaktorn, vilket enligt Sponthandboken (Ryner m. fl., 1996) $N_{cb} = 7$.

4.2 Dimensionerande värden

τ_{fuk} är den odränerade karakteristiska skjuvhållfastheten som har uppmätts enligt Appendix A.2. Vid dimensionering behöver den odränerade karakteristiska skjuvhållfastheten korrigeras med partialkoefficienter som då ger upphov till en dimensionerande skjuvhållfasthet τ_{fud} . För att utföra beräkningen används följande formel:

$$\tau_{fud} = \frac{\tau_{fuk}}{\gamma_n \cdot \gamma_{m\tau}} \quad (4.1)$$

Beräkningen av den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten måste utföras för den aktiva respektive passiva sidan, eftersom skjuvhållfastheten varierar på vardera sida av spontväggen, enligt Appendix A.4.

Överlasten q måste också korrigeras till ett dimensionerande värde enligt följande:

$$q_d = q_k \cdot \gamma_f \quad (4.2)$$

Med de givna värdena fås en dimensionerande överlast $q_d = 20 \cdot 1,3 = 26 \text{ Kpa}$

4.3 Jordtryck

Trycket i jorden som verkar på den aktiva sidan av stödkonstruktionen har en pådrivande kraft likt en last därför kallas det aktiva jordtrycket i andra termer för lasteffekt. De mothållande krafterna som verkar på den passiva sidan under schaktbotten utgör en bärförmåga därav namnet dimensionerande bärförmåga. Beräkningarna redovisas i en tabell enligt Appendix A.5. För att visualisera jordtrycksfördelningen plottas lasteffekten och bärförmågan i ett diagram, vilket visas i Appendix A.6.

4.3.1 Lasteffekt

Det aktiva jordtrycket som verkar i jorden beräknas med följande formel:

$$\sigma_a = \gamma_{Sda}(\sigma_v - 2 \cdot \tau_{fud}) \quad (4.3)$$

Där vertikalspänningen σ_v beräknas enligt formeln: $\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z + q_k$

4.3.2 Dimensionerande bärförmåga (Passivt)

I stödkonstruktioner där det finns mycket lera under schaktbotten beräknas nettojordtrycket för att få fram den dimensionerande bärförmågan. Den dimensionerande bärförmågan fås av följande formel:

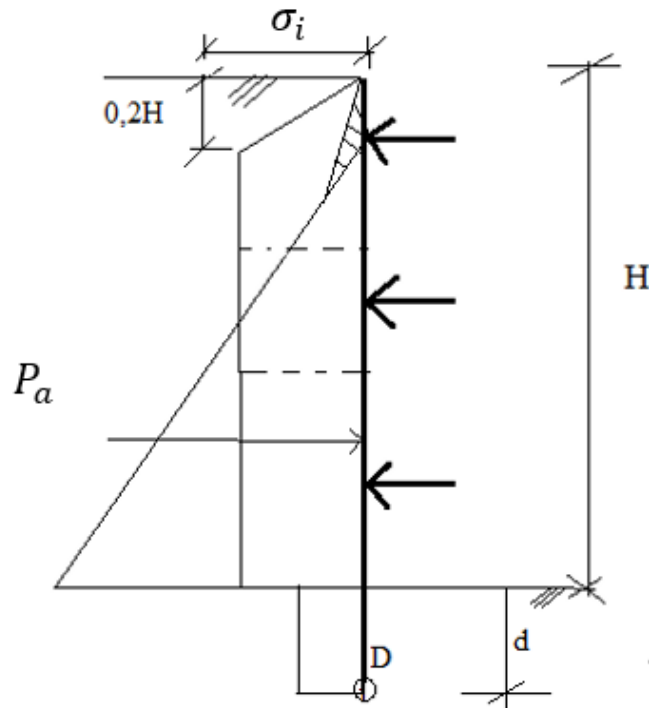
$$\sigma_{p,netto} = \gamma_{sd,Ncb} \cdot N_{cb} \cdot \tau_{fud} - (\gamma \cdot H + q_d) \quad (4.4)$$

4.4 Hammarbandsbelastning och Lastintensitet

Hammarbandsbelastningen för spontväggar används för att dimensionera förankringssätt. Belastningen av ett hammarband fås av skillnaden mellan de horisontella kraftresultanterna för aktivt och passivt jordtryck. För Spontar med två hammarband räknas det totala aktiva jordtrycket p_a som summan av det aktiva jordtrycket ovanför D, se figur 4.1.

Nivån D beräknas med hjälp av kontroll för bottenuppträckning. Det totala aktiva jordtrycket räknas om till en lastintensitet, σ_i , som verkar på spanten till nivå för punkten D. Lastintensiteten tas reda på för att dela upp jordtrycket emellan stämpningspunkter. Detta för att sedan beräkna de enskilda hammarbandens belastning. Storleken på lastintensiteten bestäms enligt:

$$\sigma_i = \frac{p_a}{0,9 \cdot H + d} \quad (4.5)$$



Figur 4.1: Punkten D bestämmer till vilken nivå intensiteten σ_i beräknas. Figuren visar en kohesionsjord som endast påverkar sponten med aktivt jordtryck, därav sätts punkten D vid spontfoten (Ask & Petersson, 2010)

4.5 Nedslagningsdjup

För att beräkna spontens erforderliga nedslagningsdjup utförs en kontroll med hjälp av bottenuppträckning som även blir dimensionerande. Villkoret för bottenuppträckning delas upp i vänsterled och högerled för att iterera fram en spontlängd. Det vänstra ledet omfattar bland annat skjuvhållfastheten och utgör den mothållande kraften mot det högra ledet som består av vertikalspänningen och utgör den pådrivande kraften från den aktiva sidan.

$$\begin{array}{cc} N_{cb} \cdot \tau_{fud} \cdot \gamma_{Sd,Ncb} > \rho \cdot g \cdot H + q_d \\ (VL) & (HL) \end{array}$$

När vänsterledet blir större än högerledet, innebär det att risken för bottenuppträckning har motverkats. I detta fall varierar skjuvhållfastheten med djupet och därför beräknas skjuvhållfastheten i vänsterledet som ett medelvärde mot djupet begränsad av en bestämd spontlängd (se avsnitt 3.3.1 för specifika villkor). Detta resulterar i följande tabell där olika spontlängder har använts för att iterera fram ett erforderligt värde så att den mothållande kraften skall vara större än den pådrivande vertikalspänningen.

Tabell 4.1: Beräkning av erforderligt nedslagningsdjup med hjälp av bottenuppträckning

Spontlängd	$\tau_{fud,medel}$	N_{cb}	$\gamma_{sd,Ncb}$	Vänsterled (VL)
20	30,13	7	0,9	189,81
25	35,26	7	0,9	222,12
27	37,31	7	0,9	235,04
29	39,36	7	0,9	247,96
31	41,41	7	0,9	260,89
32	42,44	7	0,9	267,35

$$HL = \sigma_v = 1,6 \cdot 10 \cdot 15 + 26 = 266 \text{ kPa}$$

$VL > HL$ då spontlängden är 32 m

4.6 Moment i spontväggen

Vid beräkning av dimensionerande moment så måste flera områden av spontväggen undersökas, detta gäller särskilt vid två eller flera förankringsnivåer. Det dimensionerande momentet kan uppkomma som konsolmoment i spontväggen vid den första förankringsnivån, då gäller:

$$M_{sd} = 0,1H \cdot \sigma_i \left(\frac{0,2H}{3} + e \right) + \frac{\sigma_i \cdot e^2}{2} \quad (4.6)$$

Mellan två förankringsnivåer uppstår ett fältnmoment, då spontväggen kan betraktas som fast inspänd ger detta normalt ett mindre dimensionerande moment. Följande gäller för beräkning av fältnmomentet mellan två förankringsnivåer:

$$M_{sd} = \frac{\sigma_i \cdot l^2}{12} \quad (4.7)$$

Där avståndet l gäller mellan två förankringsnivåer.

Under den nedersta förankringsnivån kan två olika fall inträffa, vilka är beroende på om spontväggen verkar fritt upplagd eller som en konsol. I detta fall, där det inte mobiliseras tillräckligt stort passivt tryck under den nedersta förankringsnivån för att skapa ett tillfredsställande upplag, så verkar spontväggen som en fritt upplagd balk. Då skall sponten dimensioneras för det största av följande värden:

$$M_{sd} = \max \left\{ \frac{\sigma_i \cdot l^2}{8}, \frac{\sigma_i \cdot l^2}{2} - R_p \cdot h_r \right\}$$

4.7 Dimensionering av spontvägg

För att momentbrott inte skall inträffa måste det maximala momentet vara mindre än spontens momentkapacitet.

$$M_{Rd} > M_{sd}$$

Momentkapaciteten beräknas enligt följande:

$$M_{Rd} = \eta \cdot W_x \cdot f_{yd} \quad (4.8)$$

4.7.1 Förutsättningar vid dimensionering av spontvägg

- Stålet karaktäristiska hållfasthet, f_{yk} väljs till 600 MPa.
- Formfaktorn, η väljs till 1.24
- Dimensionerande moment, M_{sd} beräknades till 25 060 kNm.
- Böjmotståndet W_x beräknas fram för att säkerställa att kravet uppfylls (Se Appendix A.8).

4.8 Dimensionering av stämp med avseende på maximal belastning.

För att stämpet skall klara belastningen måste villkoret $N_{Rcd} > N_{sd}$ uppfyllas, där N_{Rcd} är strävans tryckkapacitet och N_{sd} är det dimensionerande trycket.

Det dimensionerande trycket, $N_{sd} = Q \cdot C$ där C är cc-avståndet mellan stämpan i horisontal led och Q är belastningen som stämpan utsätts för.

Strävans tryckkapacitet, $N_{Rcd} = W_c \cdot f_{yd} \cdot A_{gr}$ där A_{gr} är stångens bruttoarea och W_c är en reduktionsfaktor för knäckning som avläses i figur 4.2 med slankhetsparametern:

$$\lambda_c = \frac{l_c}{i \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad (4.9)$$

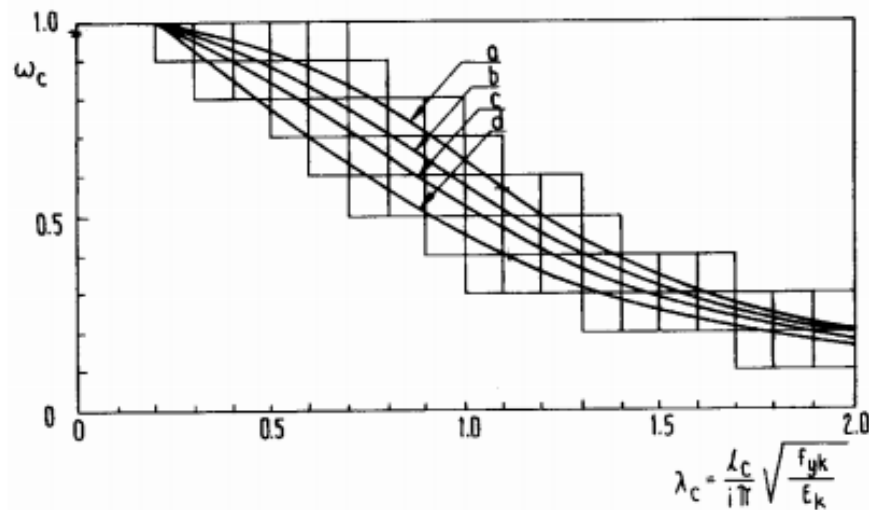


Figure 4.2: För avläsning av reduktionsfaktorn W_c med slankhetsparametern λ_c (Lindell, 2005)

Där l_c är knäcklängden som beräknas $l_c = \beta \cdot L$ och L är stämpens längd. β är en reduktionsfaktor som avläses beroende på stämpens upplagsform (Lindell, 2005).

4.8.1 Förutsättningar vid dimensionering av stämp

- f_{yk} väljs till 355 MPa.
- $\beta = 0,6$ då stämpan betraktas som fastinspänd från båda sidorna enligt Lindell (2005)
- $E_k = 210$ GPa
- $L = 40$ m
- i beräknas för att erhålla ett värde på slankhetsparametern λ_c på 0,2. (se Appendix A.9)
- $W_c = 1$ enligt 4.2 då $\lambda_c = 0,2$
- $C_1 = 3$ m (cc-avstånd för övre stämp).
- $C_2 = 2$ m (cc-avstånd för nedre stämp).
- $Q_1 = 814.45$ kN/m (belastning för övre stämp).
- $Q_1 = 3007.2$ kN/m (belastning för nedre stämp).

Se Appendix A.7 för beräkning av belastningarna för stämpan och Appendix A.9 för slutlig beräkning av A_{gr} för att uppfylla villkoret.

4.9 Kontroll av stabilitetsproblem

Vid beräkningen gällande två förankringsnivåer, dimensionerandes spont och stämp efter en spontlängd som tog hänsyn till bottenuppträckning. Därmed är risken för bottenuppträckning motverkad då kravet uppfylls med en spontlängd på 32 meter.

För hydraulisk bottenuppträckning måste villkoret enligt avsnitt 3.3.3 uppfyllas. Vid beräkning fås:

$$\frac{1,6 \cdot 10 \cdot 40}{1,1} > 1 \cdot 10 \cdot 15 \quad (4.10)$$

$$582 > 150 \text{ (Ok)} \quad (4.11)$$

5

Resultat

Vid en förankringsnivå erfordras en spontlängd på minst 38 meter.

För två förankringsnivåer erfordras en dimensionerande spontlängd på 32 meter, vilket motsvarar den längd som krävs för att motverka bottenuppträckning i detta fall.

Det dimensionerande momentet i spontväggen med två förankringar beräknades till ungefär 25 MNm.

Spontväggen skall ha en karakteristisk hållfasthet på 600 MPa, vilket inte är så vanligt förekommande. Det behövs ett böjmotstånd på ca $40\,419\text{ cm}^3$ som är ett högt värde.

De två stämpen skall bestå av stål med en karakteristisk hållfasthet på 355 MPa, vilket är en rimlig hållfasthet för stål.

Vid dimensionering valdes en stor tröghetsradie så att reduktionsfaktorn för knäckning blev 1, vilket innebär att ingen risk för knäckning av stämpen förekommer. I ett verkligt fall måste materialparametrarna undersökas mer noggrant och dimensioneras utförligt för att upprätthålla en liknande effekt.

Bruttoarea för den övre stämpen beräknades till 82.6 cm^2 med ett cc avstånd på 3 meter och för den nedre stämpen beräknades bruttoarean till 200 cm^2 med ett cc-avstånd på 2 meter.

6

Diskussion och slutsats

Enligt avsnitt 3.2.1 så dimensioneras en stödkonstruktion utefter de jordmekaniska förhållanden som råder. Därför är det av intresse att bestämma storleken på jordtrycket och detta kan göras enligt de ekvationer som presenteras i kapitel 3. Utfallet vid beräkning av jordtryck med de olika teorierna blir olika då de grundar sig på olika antaganden och beräkningsmetoder. Klassisk jordtrycksteori och Rankines teori tar till skillnad från Coulomb's teori, inte hänsyn till någon friktion mellan jordmassor och stödkonstruktion. För Rankines metod innebär det en högre lasteffekt och lägre bärförmåga vid beräkning av jordtryck. Då det görs ett påslag i form av säkerhetsfaktorn N_{cb} vid beräkning av jordtryck, kompenseras antagandet om friktionslöshet mellan stödkonstruktion och jordmassor. Valet av N_{cb} kan leda till en överdimensionering av schaktets bärförmåga och således en för stark stödkonstruktion.

Som tidigare nämnt utgår rapporten från ett djupt schakt i lös lera. I avsnitt 3.4.1 presenteras tätspont och rörspons. Det konstateras att tätspons används då jordmassorna är småkorniga och består av förhållandevis mycket vatten, medan rörspons används då jordmassorna är steniga och karaktäriseras av blockighet. Utifrån de markförhållanden som råder vid rapportens representativa schakt, är det mest lämpligt att använda tätspons, även kallat stålspons. Vid användning av rörspons, skulle den lösa leran tränga igenom sponsväggen och sponsväggens huvudfunktion skulle förloras. Med den svärgenomträngliga tätsponsen blockeras leran och sponsväggens syfte uppfylls.

Valet att använda tätspons, grundas endast på de markförhållanden som råder vid det representativa schaktet. Det finns andra aspekter som bör beaktas, men som inte tas upp i denna rapport. En aspekt innefattar ekonomiska förutsättningar, utöver det är bland annat tidsram och inblandade aktörer av stor betydelse.

På grund av de geotekniska förhållanden som råder i området är bottenuppträckning och hydraulisk bottenuppträckning de mest intressanta instabilitetsproblemen. Säkerheten mot bottenuppträckning är tillfredställande då sponslängden dimensioneras med hänsyn till bottenuppträckning. Utöver det finns det ingen risk för hydraulisk bottenuppträckning då villkoret uppfylls enligt ekvation 4.10. Vid användandet av andra typer av stödkonstruktioner och schaktdimensioner skulle risk för bottenuppträckning möjligen kunna förefalla.

I resultatet erhöles en spontlängd på 38+d meter vid en förankringsnivå. Det utfördes därför ingen vidare dimensionering av stämp eller spontvägg. Därmed iaktogs enbart nedslagningsdjupet, vilket beräknas med momentjämvikt, för vidare analyser eftersom inverkan av jordens mekanik är direkt. Att sponten antar den dimensionen beror på att det resulterande jordtrycket är relativt stort vid så djupa schakt. Ytterligare en anledning till att detta värde har erhöles är de valen som gjorts gällande säkerhetsfaktorer vid beräkning av jordtryck. Ett exempel är valet av säkerhetsklass 3 vilket har lett till ett högre värde på partialkoefficienten *gammman*. En annan faktor som kan ha haft en påverkan på spontlängden är överlastens storlek som har antagits till 20 KPa för att studera ett mer extremt fall.

Vid två förankringsnivåer är det, som tidigare nämnt, istället bottenuppträckningen som står till grund för minsta spontlängd. Minsta spontlängd beräknades till 32 meter. Dimensionen baseras på bottenuppträckning för att beräkning med rotationsstabilitet inte kan utföras som i fallet med en förankring, då vi får ett statistiskt obestämt tillstånd. Därmed dimensioneras stödkonstruktionen och stämpan utefter förutsättningarna som råder vid ett bestämt nedslagningsdjup. Detta innebär att skjuvhållfastheten i jorden och valet av partialkoefficienter står i grund för hur lång sponten blir. Eftersom skjuvhållfastheten ökar med djupet kommer jordtryckets inverkan minska ju kortare sponten blir.

Det maximala momentet i spontväggen med två förankringar beräknades till ungefär 25 MNm, vilket kan betraktas som stort. En förklaring till detta är att vid beräkning av lastintensiteten förenklades modellen och det antogs att det inte finns något passivt jordtryck. Därmed är sponten överdimensionerad. Om passivtrycket istället hade tagits i beaktning så hade belastningen på spontväggen varit mindre. Detta antagande är med säkerhet en av de största anledningarna till att hållfasthetsparametrarna vid dimensionering av två förankringsnivåer har antagit så stora värden.

Förenklingen som gjordes gällande lastintensiteten har även resulterat i en överdimensionering av stämpan. Bruttoarean för den nedre stämpan beräknades till 200 cm² med ett cc-avstånd på 2 meter. Arealen är stor vilket leder till att stämpan väger mycket samt upptar ett stort utrymme i schaktet. Med tanke på att stämpan skall korsa schaktets bredd på 40 m, måste hänsyn till andra parametrar tas för att den nedre stämpan exempelvis inte skall böjas på mitten.

Då stödkonstruktioner i form av spont och stämp i fallet med en förankring aldrig dimensionerades kan det konstateras att de skulle få materialegenskaper med större hållfasthetsvärden, jämfört med fallet där två förankringsnivåer studerats. Detta för att det aktiva jordtrycket fördelas på ett stämp istället för två, samt att det uppstår ett större fältmoment på spontväggen då den är längre och utsätts för större jordtryck. Dock måste hänsyn tas till att lastintensiteten överdimensionerades i fallet med två förankringsnivåer innan jämförelse kan göras.

Litteraturförteckning

- Åhnberg, H. (2004). *Sekantpålar som stödkonstruktion – Litteraturstudie* (forskningsrapport). LINKÖPING: STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT. Hämtad från <http://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/varia/pdf/sgi-v544.pdf>
- Ask, H. & Petersson, M. (2010). *Spontdimensionering. jämförelse mellan bkr och eurocode*. Institutionen för bygg- och miljöteknik, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola.
- Bäckström, S. (2014). *Grundförstärkning och andra åtgärder på undergrund/terrass*. Umeå: Umeå Unversitet. Hämtad från <http://www.moodle2.tfe.umu.se/pluginfile.php/23973/mod{ }resource/content/1/F{ }rel{ }sning3Grundf{ }rst{ }rkning.pdf>
- Brattberg, J. (2011). *Deformationer kring spont* (Examensarbete, Luleå Tekniska universitet). Hämtad från <http://ltu.diva-portal.org/smash/get/diva2:1017457/FULLTEXT02.pdf>
- ByggAi (byggai.se). (2017). *Spontning*. Hämtad 2017-02-26, från <http://byggai.se/Sidor/Filer/0092-13BGB.pdf>
- Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering* (7th ed. utgåvan). Mason, OH: Cengage.
- Göteborgs Stad. (2017). *Stadsutvecklingsområde Västlänken - för våra barns framtid! - Stadsutvecklingsprojekt - Göteborgs Stad*. Hämtad 2017-03-28, från <http://goteborg.se/wps/portal/start/byggande--lantmaterioch-planarbete/kommunens-planarbete/plan--och-byggprojekt/!ut/p/z1/hYtBDoIwEEXP4glmCkNbli1aIiWCkUTohjRqCBHRBGTh6eUCxr97ee-Dgxrc6Je-83P{ }HP2wcuN4W7LsKDVTWKSxwX1lS30weYGW4PwvcKvGH1MIzfoXLQUpsoyYlVwLVL1>
- Hercules Grundläggning. (2017a). *Palning - Hercules*. Hämtad 2017-04-05, från <https://hercules.se/grundlaggning/palning/>
- Hercules Grundläggning. (2017b). *Sekantpålar - Hercules*. Hämtad 2017-04-05, från <https://hercules.se/grundlaggning/palning/sekantpalar/>
- Hercules Grundläggning. (2017c). *Spontförankring - Hercules*. Hämtad 2017-04-05, från <https://hercules.se/grundlaggning/stodkonstruktioner/stag/>
- Hercules Grundläggning. (2017d). *Spontning - Hercules*. Hämtad 2017-02-26, från <http://www.hercules.se/sv/Produkter--Tjanster/Stodkonstruktioner/Spontning/>
- Höglund, M. & Forsén, O. (2015). *Erfarenheter från användning av sekantpålning som stödkonstruktion* (Examensarbete, KTH). Hämtad från <http://www.diva>

- portal.se/smash/get/diva2:858012/FULLTEXT01.pdf
- Johansson, A. (2017, jan). *Massor av Göteborgslera vid bygget av Västlänken*. Hämtad från <http://www.jarnvagsnyheter.se/20170126/5932/massor-av-goteborgslera-vid-bygget-av-vastlanken>
- Knappett, J. & Craig, R. F. (2012). *Craig's soil mechanics* (8th ed. utgåvan). London: Spon.
- Larsson, P.-G. (2016). Sättningar i lera med stor mäktighet. *Bygg & teknik nr 1/16*. Hämtad från <http://byggteknikforlaget.se/sattningar-i-lera-med-stor-maktighet/>
- Lindell, K. (2005). *Ingenjörshandbok* (Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola). Hämtad från <http://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordId=1329009&fileId=1329010>
- Liu, C. & Evett, J. B. (2001). *Soils and foundations* (5. ed. utgåvan). Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall.
- Lundström, K., Odén, K. & Rankka, W. (2015). *Schakta säkert, Säkerhet vid schaktning i jord* (forskningsrapport). 5 AB Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut/SBUF. Hämtad från <http://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/ovrigt/pdf/schakta{ }sakert{ }2015.pdf>
- Olsson, C. & Holm, G. (1993). *Pålgrundläggning*. Solna: Svensk byggtjänst.
- Pålab. (2017). *Spontning / Pålab*. Hämtad 2017-04-03, från <http://www.palab.eu/spontning/>
- Persson, M. & Stevens, R. (2012). *Kvickleremodellering Förutsägelser och tillämpning* (forskningsrapport). Göteborgs Universitet Institutionen för geovetenskaper. Hämtad från <https://www.msb.se/Upload/Kunskapsbank/Forskningsrapporter/Slutrapporter/2012Kvickleremodellering-F{ }ruts{ }gelseroch{ }till{ }mpning.pdf>
- Ryner, A., Fredriksson, A. c. & Stille, H. (1996). *Sponthandboken : handbok för konstruktion och utformning av sponter*. Stockholm: Byggforskningsrådet.
- Sällfors, G. (2013). *Geoteknik : jordmateriallära, jordmekanik* (5. uppl. utgåvan). [S.l.: s.n.].
- SGI. (2016). *Jords hållfasthet - SGI*. Hämtad 2017-02-27, från <http://www.swedgeo.se/sv/kunskapscentrum/om-geoteknik-och-miljogeoteknik/geoteknik-och-markmiljo/jords-hallfasthet/skjuvhallfasthet/>
- Skutnabba, A. (2011). *Stödväggar vid djupa schakt* (Examensarbete). Yrkehögskolan Novia.
- Stjärnberg, J. (2008). *Undersökning av sekantpåleväggar som temporära och permanenta stödkonstruktioner vid Norra Länken* (doktorsavhandling, Uppsala universitet). Hämtad från <http://www.w-program.nu/filer/exjobb/Johan{ }Stj{ }rnberg.pdf>
- Svensson, J., Dahlin, E., Larsson, J. & Olofsson, M. (2015). *Jordtryck och stödkonstruktioner vid schakt. djup- och stabiliseringsproblem för station centralen*. Institutionen för bygg- och miljöteknik, Geologi och geoteknik, Chalmers tekniska högskola.
- Sweco. (2014). *PM Geoteknik, Västlänken Station Centralen, Geoteknisk utredning för detaljplan* (Rapport). Göteborg. Hämtad från <http://www5.goteborg.se/prod/fastighetskontoret/etjanst/planbygg.nsf/>

vyFiler/V{ä}stl{ä}nken-stationCentralen-Plan-samr{å}d-Geoteknik/
 {\protect\T1\textdollar}File/12{ }Geoteknik{ }Centralen.pdf
 ?OpenElement

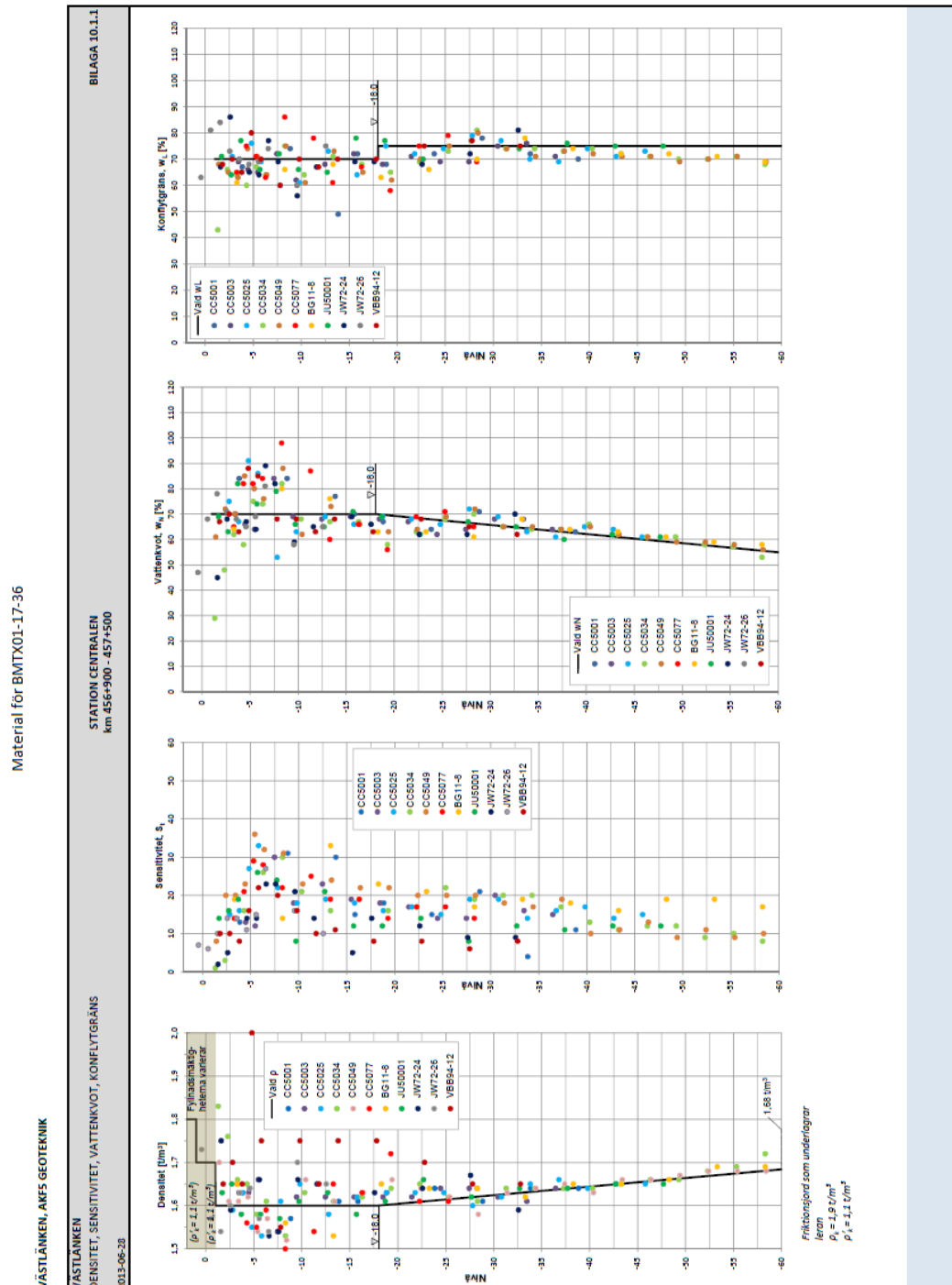
Terzaghi, K., Peck, R. B. & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3. ed. utgåvan). New York: Wiley.

Trafikverket. (2016). *Station Centralen - Trafikverket*. Hämtad 2017-02-26, från <http://www.trafikverket.se/nara-dig/Vastra-gotaland/projekt-i-vastra-gotalands-lan/Vastlanken---smidigare-pendling-och-effektivare-trafik/Om-Vastlanken/stationer-vastlanken/station-centralen/>

A

Appendix

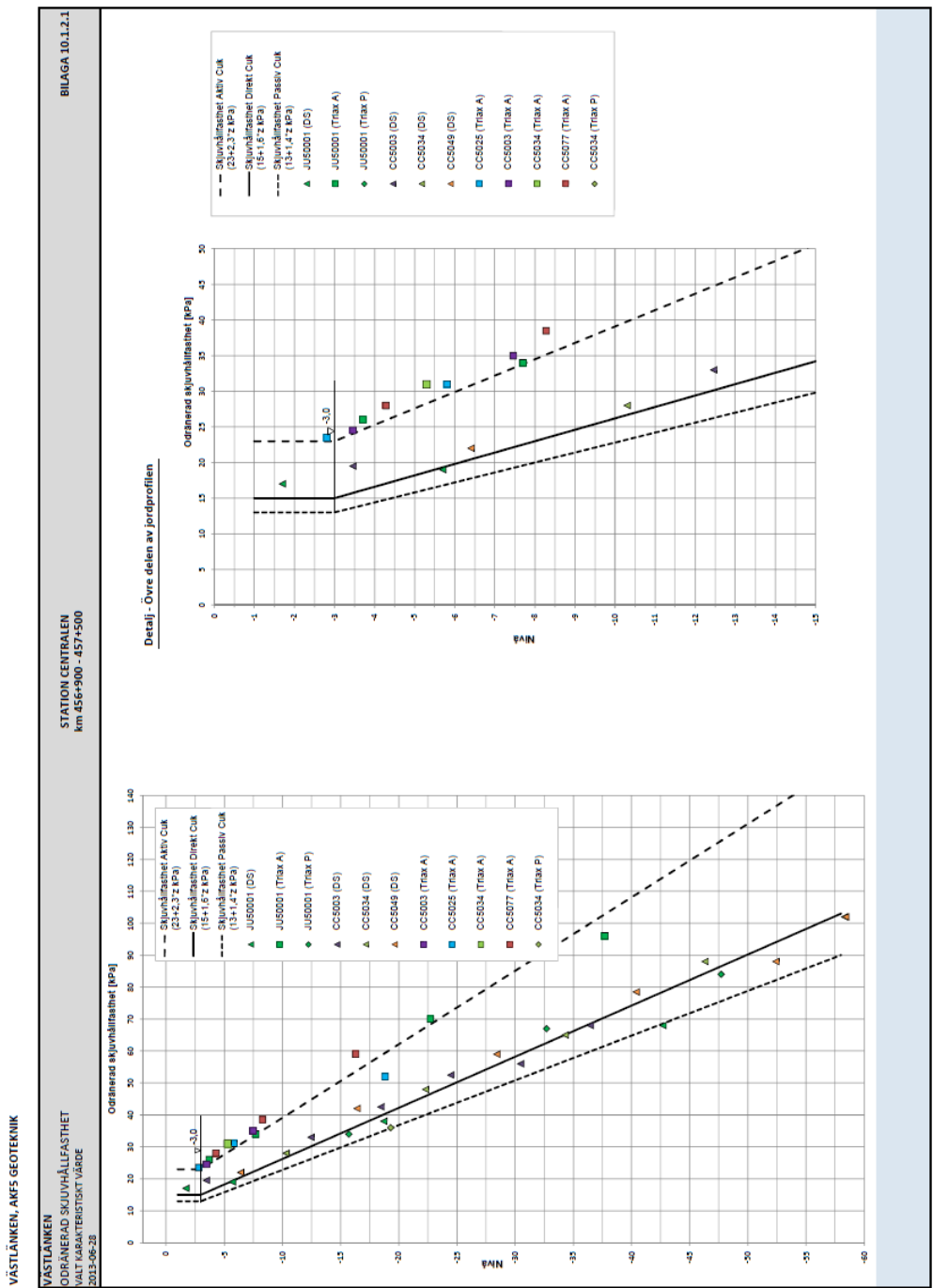
A.1 Geoteknisk data: densitet, sensitivitet, vattenkvot, konflytgräns



Figur A.1: Från Sweco (2014) BILAGA 10.1.1

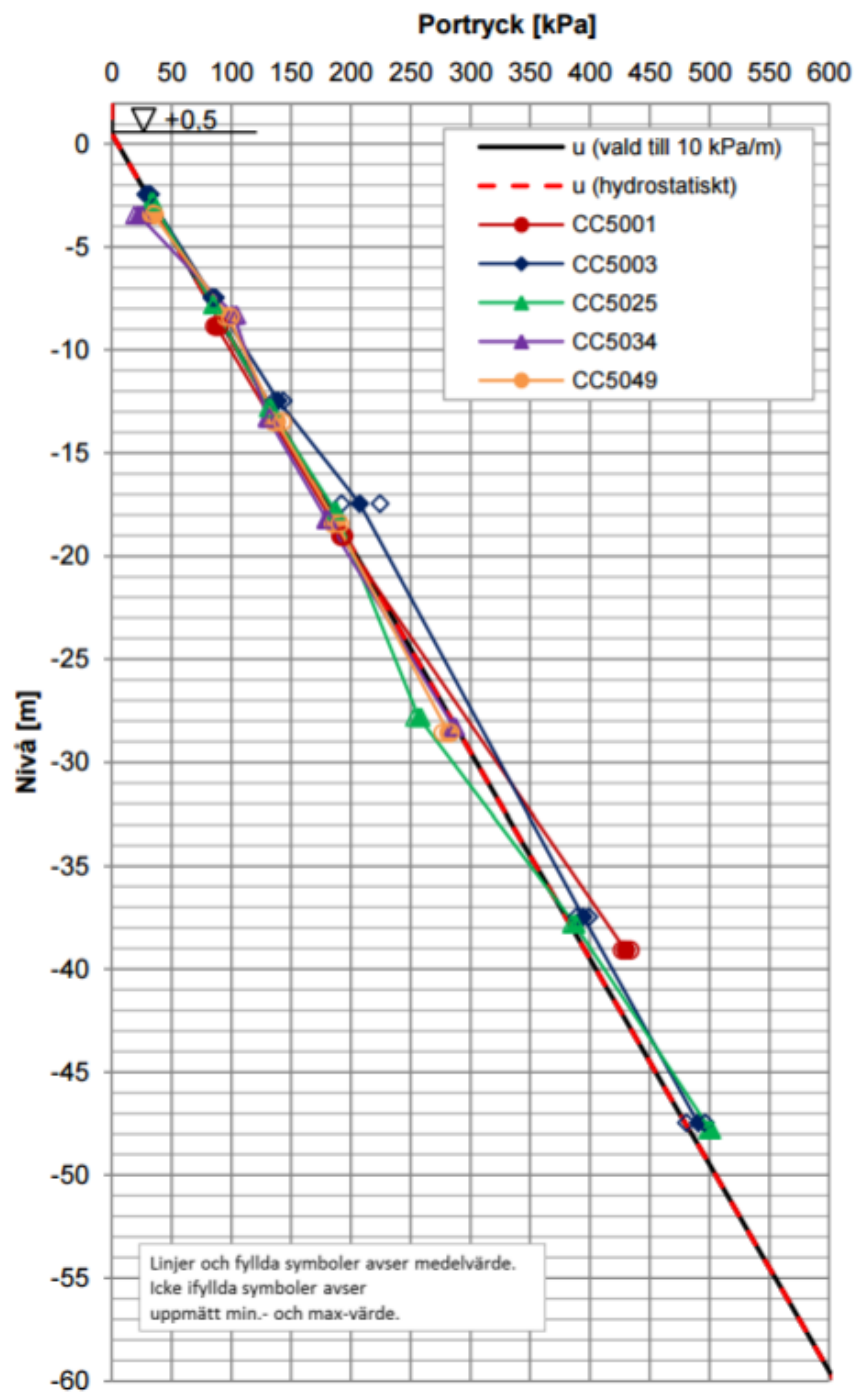
A.2 Geoteknisk data: Odränerad skjuvhållfasthet

Material för BMTX01-17-36



Figur A.2: Från Sweco (2014) BILAGA 10.1.2.1

A.3 Geoteknisk data: Portryck



Figur A.3: Från: Sweco (2014) figur 4 sidan 9

A.4 Beräkning av skjuvhållfastheten mot djup

Z[m]	τ_{fuk} [Pa]	σ_{fuk} [kPa]	Passiv	τ_{fud} [Pa]	σ_{fud} [Pa] passiv
0	23,00	13,00		14,74	8,33
1	25,30	14,40		16,22	9,23
2	27,60	15,80		17,69	10,13
3	29,90	17,20		19,17	11,03
4	32,20	18,60		20,64	11,92
5	34,50	20,00		22,12	12,82
6	36,80	21,40		23,59	13,72
7	39,10	22,80		25,06	14,62
8	41,40	24,20		26,54	15,51
9	43,70	25,60		28,01	16,41
10	46,00	27,00		29,49	17,31
11	48,30	28,40		30,96	18,21
12	50,60	29,80		32,44	19,10
13	52,90	31,20		33,91	20,00
14	55,20	32,60		35,38	20,90
15	57,50	34,00		36,86	21,79
16	59,80	35,40		38,33	22,69
17	62,10	36,80		39,81	23,59
18	64,40	38,20		41,28	24,49
19	66,70	39,60		42,76	25,38
20	69,00	41,00		44,23	26,28
21	71,30	42,40		45,71	27,18
22	73,60	43,80		47,18	28,08
23	75,90	45,20		48,65	28,97
24	78,20	46,60		50,13	29,87
25	80,50	48,00		51,60	30,77
26	82,80	49,40		53,08	31,67
27	85,10	50,80		54,55	32,56
28	87,40	52,20		56,03	33,46
29	89,70	53,60		57,50	34,36
30	92,00	55,00		58,97	35,26
31	94,30	56,40		60,45	36,15
32	96,60	57,80		61,92	37,05
33	98,90	59,20		63,40	37,95
34	101,20	60,60		64,87	38,85
35	103,50	62,00		66,35	39,74
36	105,80	63,40		67,82	40,64
37	108,10	64,80		69,29	41,54
38	110,40	66,20		70,77	42,44
39	112,70	67,60		72,24	43,33
40	115,00	69,00		73,72	44,23
41	117,30	70,40		75,19	45,13
42	119,60	71,80		76,67	46,03
43	121,90	73,20		78,14	46,92
44	124,20	74,60		79,62	47,82
45	126,50	76,00		81,09	48,72
46	128,80	77,40		82,56	49,62
47	131,10	78,80		84,04	50,51
48	133,40	80,20		85,51	51,41
49	135,70	81,60		86,99	52,31
50	138,00	83,00		88,46	53,21
51	140,30	84,40		89,94	54,10
55	149,50	90,00		95,83	57,69

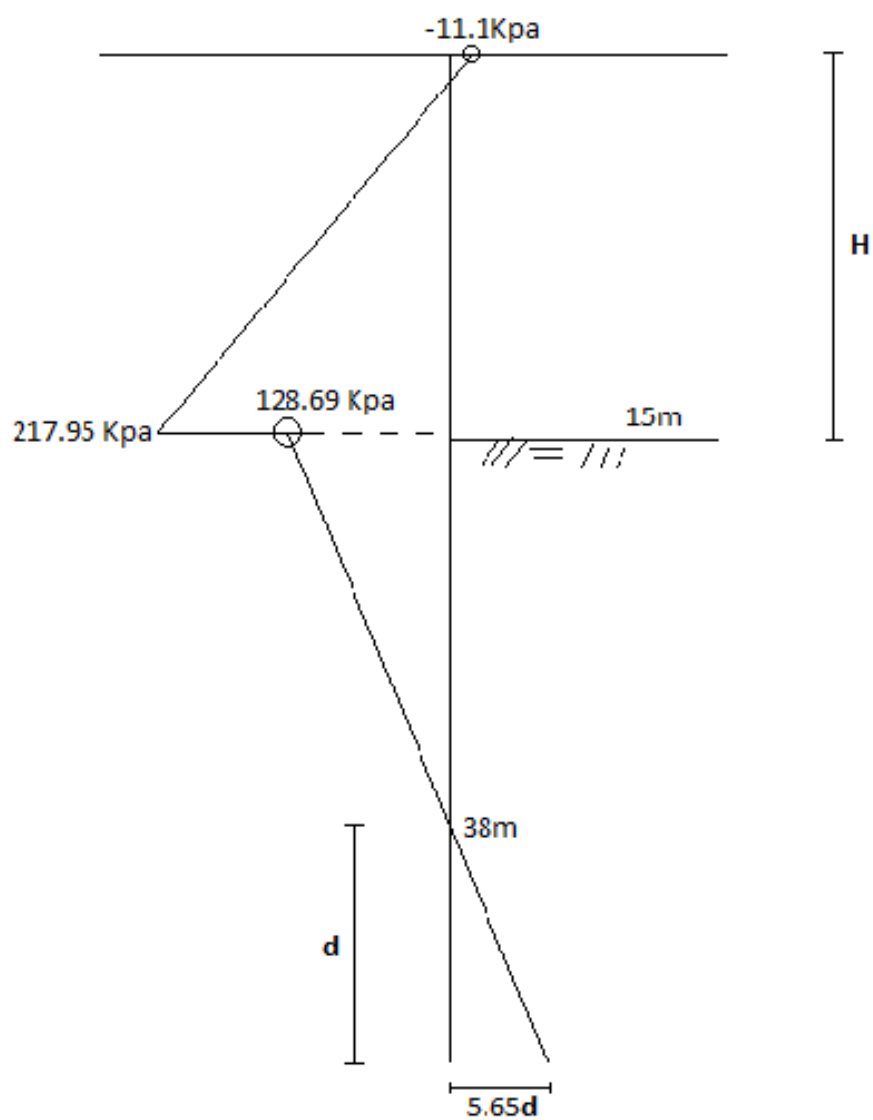
Figur A.4: Författarnas egna tabell

A.5 Beräkning av vertikalspänning och jordtryck mot djup

Z[m]	Vertikalspänning	Jordtryck	
		aktiv	passiv
0	20	-11,1	
1	36	4,17	
2	52	19,44	
3	68	34,71	
4	84	49,98	
5	100	65,25	
6	116	80,52	
7	132	95,79	
8	148	111,06	
9	164	126,33	
10	180	141,6	
11	196	156,87	
12	212	172,14	
13	228	187,41	
14	244	202,68	
15	260	217,95	-128,6923
16	276	233,22	-123,0385
17	292	248,49	-117,3846
18	308	263,76	-111,7308
19	324	279,03	-106,0769
20	340	294,3	-100,4231
21	356	309,57	-94,76923
22	372	324,84	-89,11538
23	388	340,11	-83,46154
24	404	355,38	-77,80769
25	420	370,65	-72,15385
26	436	385,92	-66,5
27	452	401,19	-60,84615
28	468	416,46	-55,19231
29	484	431,73	-49,53846
30	500	447	-43,88462
31	516	462,27	-38,23077
32	532	477,54	-32,57692
33	548	492,81	-26,92308
34	564	508,08	-21,26923
35	580	523,35	-15,61538
36	596	538,62	-9,961538
37	612	553,89	-4,307692
38	628	569,16	1,3461538
39	644	584,43	7

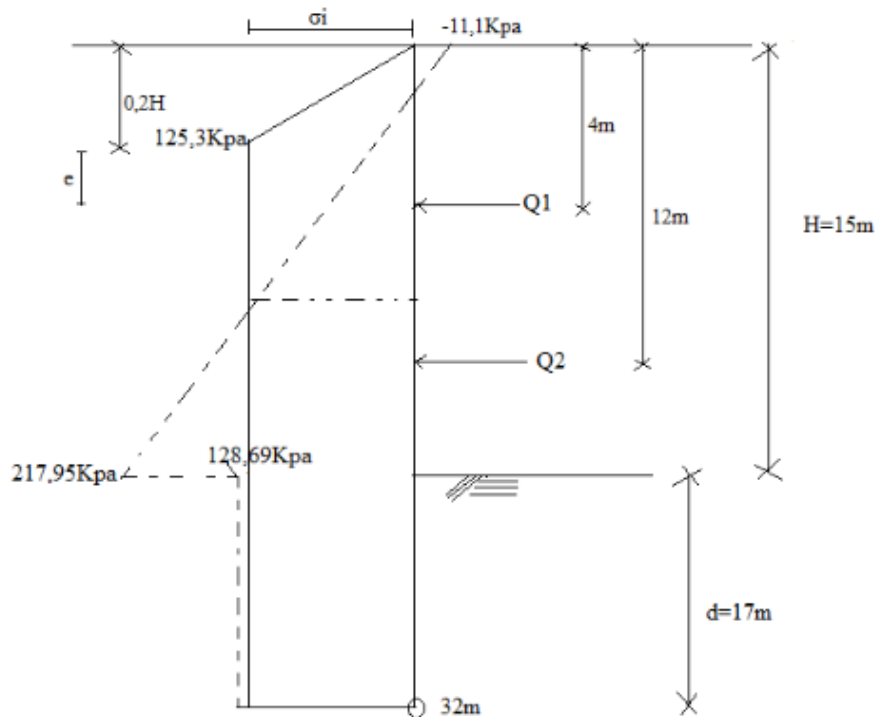
Figur A.5: Författarnas egna tabell

A.6 Fördelningen av jordtrycket



Figur A.6: Författarnas egna figur, figur ej skalenlig

A.7 Beräkning av lastintensitet och moment i spontvägg



Beräkningen av total aktivt jordtryck: $P_A = \frac{217.95 \times 15}{2} + 125.69 \times 17 = 3822.355 \text{ kN/m}$

Beräkningen av lastintensiteten: $\sigma_i = \frac{P_A}{(0.9 \times H) + d} = \frac{3822.355}{(0.9 \times 15) + 17} = 125.3 \text{ kPa}$

Övrehammarbandsbelastning: $Q_1 = \frac{3 \times 125.3}{2} + 125.3 \times 5 = 814.45 \text{ kN/m}$

Nedrehammarbandsbelastning: $Q_2 = 125.3 \times 24 = 3007.2 \text{ kN/m}$

Moment i spontväggen

Konsolmoment vid översta förankringsnivån

$$M_{sd} = 0.1 \times H \times \sigma_i \left(\frac{0.2 \times H}{3} + e \right) + \frac{\sigma_i \times e^2}{2} = 0.1 \times 15 \times 125.3 \left(\frac{0.2 \times 15}{3} + 1 \right) + \frac{125.3 \times 1^2}{2} = 438.55 \text{ kNm}$$

Moment mellan förankringsnivån

$$M_{sd} = \frac{\sigma_i \times l^2}{12} = \frac{125.3 \times 8^2}{12} = 668.3 \text{ kNm}$$

Moment under nedersta förankringsnivån

$$\text{Alt 1 } M_{sd} = \frac{\sigma_i \times l^2}{8} = \frac{125.3 \times 20^2}{8} = 6265 \text{ kNm}$$

$$\text{Alt 2 } M_{sd} = \frac{\sigma_i \times l^2}{2} - R_p \times h_R = \frac{125.3 \times 20^2}{2} - 0 = 25060 \text{ kNm}$$

Figur A.7: Författarnas egna figur, figur ej skalenlig

A.8 Dimisionering av spontvägg

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \times \gamma_a} = \frac{600}{1.2 \times 1.0} = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = 1.24 \times W_x \times 500 \times 10^6 > M_{sd} = 25060 \times 10^3 \rightarrow W_x > 40419 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} > M_{sd} \quad \text{OK!}$$

Figur A.8: Författarnas egna beräkningar

A.9 Dimensionering av stämp

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \times \gamma_n} = \frac{355}{1.2 \times 1} = 295.8 \text{ MPa}$$

$$l_c = \beta \times L = 0.6 \times 40 = 24 \text{ m.}$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{i \times \pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \rightarrow 0.2 = \frac{24}{i \times \pi} \sqrt{\frac{355 \times 10^6}{210 \times 10^9}} \rightarrow i \approx 1.5707 \text{ m}$$

$$N_{sd1} = Q_1 \times c_1 = 814.45 \times 3 = 2443.35 \text{ kN}$$

$$N_{sd2} = Q_2 \times c_2 = 3007.2 \times 2 = 6014,4 \text{ kN.}$$

$$1 \times 295.8 \times 10^6 \times A_{gr1} > 2443.35 \text{ kN} \rightarrow A_{gr1} > 8.26 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 82.6 \text{ cm}^2$$

$$1 \times 295.8 \times 10^6 \times A_{gr2} > 6014,4 \text{ kN} \rightarrow A_{gr2} > 0.02 \text{ m}^2 = 200 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rcd} > N_{sd} \quad \text{OK! för båda fallen!}$$

Figur A.9: Författarnas egna beräkningar