



CHALMERS

Jordtryck och stödkonstruktioner vid schakt Djup- och stabiliseringsproblem för Station Centralen

Kandidatarbete inom Bygg och miljöteknik

Erik Dahlin
Johanna Larsson
Johanna Svensson
Malin Olofsson

Jordtryck och stödkonstruktioner vid schakt
Djup- och stabiliseringsproblem för Station Centralen

Kandidatarbete i Bygg och miljöteknik
ERIK DAHLIN
JOHANNA LARSSON
JOHANNA SVENSSON
MALIN OLOFSSON

© Erik Dahlin, Johanna Larsson, Johanna Svensson, Malin Olofsson, 2015

Kandidatarbete 2015
Institutionen för Bygg och miljöteknik
Avdelningen för Geologi och geoteknik
Chalmers Tekniska Högskola
SE-412 96 Göteborg
Sverige

Sammanfattning

Västlänken, som är en del av det Västsvenska paketet, är en ny järnvägsförbindelse på 8 km, varav 6 km kommer gå under mark. Denna förbindelse ska ge Göteborg en genomgående pendeltågstrafik och öppna upp för Västragötalandsregionens expansion. I dagsläget är järnvägsnätet i Västsverige maximalt utnyttjat och Göteborgs centralstation är överbelastad, när Västlänken står klar ska Göteborg kunna ta emot dubbelt så många tåg jämfört med idag.

I anslutning till nuvarande Göteborg Central kommer den nya Station Centralen att byggas, vilket är en av Västlänkens tre stationer. Vid byggnationen av stationen kommer en 15 meter djup schakt att grävas i lera. För att säkerställa schaktens stabilitet kommer det att behövas noggrant beräknade stödkonstruktioner.

Syftet med denna rapport är att beskriva bakomliggande teori för jordtryck och beräkningsmetoder för detta, samt vilka stödkonstruktioner som kan användas vid schaktbyggnationer. Bottenuppträckning är ett stabilitetsproblem som kan ske vid schaktbotten, för att hindra bottenuppträckning används andra varianter av stödkonstruktioner. Vilka åtgärdsmetoder som väljs för att hindra bottenuppträckning beror av flera faktorer, bland annat kan entreprenören förespråka en viss metod och beroende på vald stödkonstruktion för schaktväggarna är olika stödkonstruktioner för schaktbotten mer eller mindre lämpliga. Rapporten innehåller även enklare beräkningar, gällande schakten för Station Centralen, på erforderligt nerslagningsdjup för sponten, möjligt schaktdjup med bestämd spontlängd samt kontroll av risk för bottenuppträckning.

För att beskriva teori och beräkningsmetoder för jordtryck har en litteraturstudie inom geoteknik gjorts, där olika fackböcker inom ämnet använts. Information om typiska stödkonstruktioner har huvudsakligen sökts via tekniska rapporter och hemsidor.

Beräkningarna visar att erforderlig spontlängd vid ett schaktdjup på 15 meter är 35 meter, medan maximala schaktdjupet för en spont på 25 meter med ett stag är 11 meter. Bottenuppträckning för en spont på 25 meter sker först efter ett djup på 16 meter, vilket betyder att det inte kommer vara det dimensionerande problemet för schakten vid Station Centralen.

Abstract

Västlänken, which is a part of the infrastructure project Västsvenska paketet, is a new railway connection of 8 km, where 6 km will be built in a tunnel. This link will give Gothenburg an improved commuter traffic and open up for further expansion of the region Västragötaland. At the moment the railway system in the western part of Sweden has reached its maximum utilization and the central station in Gothenburg is overloaded. When Västlänken is finished Gothenburg will be able to receive twice as many trains compared to today.

Adjacent to the present central station in Gothenburg the new Station Centralen will be built, this will be one of three stations of Västlänken. During the construction of the station a 15 meter deep excavation will be dug in the clay. To ensure the stability of the excavation carefully calculated retaining structures will be needed.

The purpose of this thesis is to describe underlying theory of earth pressure, methods to calculate this and what retaining structures that can be used during construction of excavations. Basal heave is a stability problem that can occur at the bottom of the excavation, to prevent basal heave different kinds of retaining structures will be used. Which methods that will be chosen depends on several different factors, among other things the entrepreneur can advocate a certain method. Depending on chosen retaining structure for the excavation walls the solutions regarding the basal heave might be more or less suitable. The thesis also contains basic calculations on the excavation of Station Centralen, on the needed ramming depth, possible excavation depth with predetermined ramming depth and control of the risk of basal heave.

To describe the theory and calculations of earth pressure a literature study within geotechnics has been made, using several non-fiction books on the subject. Information about retaining structures has mainly been found using technical reports and websites.

The calculations shows that needed length of the retaining wall, with an excavation deep of 15 meters, is 35 meters. The maximum depth of the excavation with a 25 meter long retaining wall, supported in one place, is 11 meters. Basal heave for a retaining wall of 25 meters is not a problem until below 16 meters, this implies that basal heave will not be a design problem for the excavation of Station Centralen.

Förord

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

Vi vill tacka de som hjälpt oss under projektets gång. Tack till Therese Hedman från ELU och Jorge Yannie, doktorand på avdelningen för geologi och geoteknik på Chalmers, för alla tips. Även tack till Göran Sällfors, SBUF, SGI och Trafikverket för att vi fått använda deras illustrationer i rapporten.

Sist men inte minst vill vi ägna ett stort tack till vår handledare Mats Karlsson på Chalmers Tekniska Högskola, som alltid har gjort sitt bästa för att hjälpa oss i förvirringen.

Maj 2015, Göteborg

Erik Dahlin
Johanna Larsson
Johanna Svensson
Malin Olofsson

Innehållsförteckning

1. Inledning	2
1.1 Bakgrund till Västlänken.....	2
1.2 Vad är Västlänken?	2
1.3 Utförande.....	2
1.4 Syfte	3
1.5 Frågeställningar.....	3
1.6 Avgränsningar	3
1.7 Rapportens struktur	4
2. Metod.....	5
2.1 Litteraturstudie	5
2.2 Beräkningar	5
3. Jordtrycksteori och instabilitetsproblem.....	6
3.1 Jordtryck.....	6
3.1.1 Klassisk jordtrycksteori	7
3.1.2 Rankines teori.....	8
3.1.3 Coulombs teori	9
3.2 Bottenuppträckning.....	10
3.3 Hydraulisk bottenuppträckning.....	10
3.4 Hydrauliskt grundbrott	11
4. Stödkonstruktioner.....	12
4.1 Fristående konstruktioner.....	12
4.2 Konsolkonstruktioner	12
4.3 Förankrade konstruktioner	12
4.3.1 Stålspont	13
4.3.2 Slitsmurar.....	15
4.3.3 Sekantpålar	16
4.3.4 Jetinjektering	18
4.4 Åtgärder vid bottenuppträckning	20
5. Beräkningar.....	22
5.1 Indata.....	22
5.2 Antaganden och förenklingar i beräkningsgången.....	22
5.3 Beräkningsmetod för dimensionerande bärförmåga och lasteffekt.....	23

5.3.1 Lasteffekt	23
5.3.2 Dimensionerande bärförmåga.....	25
5. 4 Spontlängd för 15 meter djup schakt.....	25
5. 5 Maximalt schaktdjup för 25 meter lång spont med en stagnivå.....	26
5.6 Bottenuppträckning.....	28
5.7 Resultat.....	29
6. Slutsatser	30
Källförteckning	31
Muntliga källor	32
Figurkällor.....	33
Bilagor.....	34

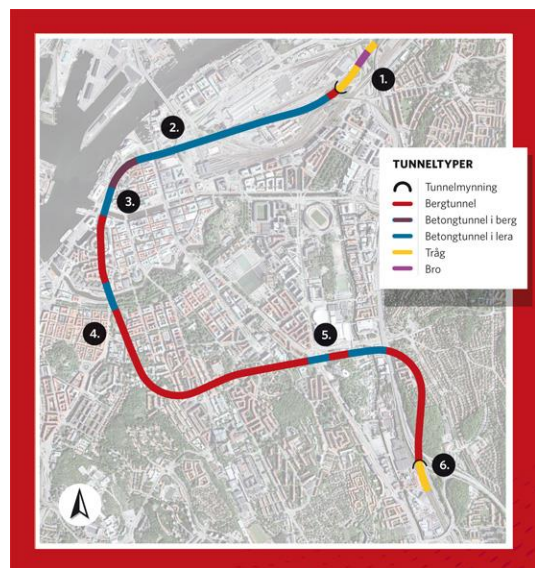
1. Inledning

1.1 Bakgrund till Västlänken

En viktig förutsättning för en regional tillväxt är ett väl fungerade järnvägsnät. Enligt Trafikverket (2014a) är i dagsläget kapaciteten på järnvägsnätet i Västsverige maximalt utnyttjad och Göteborgs centralstation är överbelastad utan möjlighet att ta emot fler tåg. I samband med att befolkningen i Göteborgsregionen stadigt ökar anses därför vissa åtgärder för järnvägsnätet nödvändiga, detta så att järnvägstrafiken ska bli säkrare, mer pålitlig och mer flexibel. Det skulle även leda till en nödvändig avlastning för Göteborgs lokaltrafik (Trafikverket, 2015a).

1.2 Vad är Västlänken?

Västlänken ingår i det Västsvenska paketet, som är ett samarbetsprojekt inom infrastruktur mellan Västra Götalandsregionen, Göteborgs Stad, Göteborgsregionens kommunalförbund, Landstinget Halland, Västtrafik och Trafikverket (Västra Götalandsregionen, 2015). Västlänken är en ny järnvägsförbindelse på åtta kilometer, varav sex kilometer kommer att gå i tunnel. Fyra kilometer av tunneln kommer att gå i berg och två kilometer kommer att byggas i lera, se figur 1. Tanken med Västlänken är att den ska ge Göteborg en genomgående pendeltågstrafik och öppna upp för regionens expansion (Trafikverket, 2015a). I centrala Göteborg kommer det att byggas tre nya stationer, en vid Göteborgs central, en i Haga och en vid Korsvägen. Stationerna förväntas hjälpa 230 000 boende, arbetande och studerande i närområdet att få gång- och cykelavstånd till en pendeltågsstation (Trafikverket, 2013). När Västlänken står klar vid planerat slutdatum år 2026 ska Göteborg kunna ta emot dubbelt så många tåg jämfört med idag (Trafikverket, 2015a).



Figur 1 Dragning av Västlänken. Källa: Trafikverket

1.3 Utförande

De entreprenörer som kommer att utföra arbetet med Västlänken avgör vilka byggmetoder de vill använda. Dock ska metoderna följa Trafikverkets restriktioner för påverkningar av omgivningen, så som vibrationer, arbetstider, buller och påverkan på grundvatten (Trafikverket, 2015b).

Två tredjedelar av Västlänkstunneln kommer att löpa i berg, där även stora delar av stationerna vid Haga och Korsvägen ingår. I etapperna där berg förekommer ska sprängning under markytan ske. De delar av Västlänken som byggs i lera, vilket inkluderar Station Centralen, kommer att

byggas med en så kallad “cut-and-cover-teknik” (Trafikverket, 2015b). Det innebär att tunneln och stationen byggs i öppna schakt där tunnelkonstruktionen gjuts av armerad betong. Efter att konstruktionen är färdig fylls schakten igen och tunneln täcks med jordmassor.

Vissa delar av de öppna schakterna kommer enligt Trafikverket (2015b) att vara ner till 20 meter djupa, vilket gör att behovet av temporära stödväggar, av antingen stål eller bestående stödväggar av betong, är stort. Stödväggarnas syfte är att stabilisera schaktväggarna och förhindra att grundvatten sipprar in i schakten. Efter att stödväggarna är på plats schaktas jord- och lermassor bort, vilket är ett tidskrävande arbete. Eftersom byggnationen sker i en urban miljö där det rör sig mycket människor krävs en omsorgsfull planering av projektet, detta så att påverkan på omgivande verksamheter minimeras. Därav utförs schaktarbetet i etapper.

Schakten där Station Centralen kommer att byggas ska vara 15 meter djup och cirka 65 meter bred (Trafikverket, 2014b). En så stor schakt kräver noggrant beräknade stödkonstruktioner och åtgärder för att säkerställa schaktens stabilitet.

1.4 Syfte

Syftet med rapporten är att beskriva bakomliggande teori för jordtryck och beräkningsmetoder för dessa, samt vilka alternativa stödkonstruktioner som kan användas vid schaktbyggnationer. Rapporten kommer även innehålla enklare beräkningar på den schakt som ska grävas vid Station Centralen. Detta för att ta reda på hur djup schakten kan vara vid användning av stålspons med en stagnivå, samt vilka stabilitetsproblem som kan uppkomma och hur dessa kan åtgärdas med hjälp av olika stödkonstruktioner.

1.5 Frågeställningar

Mot bakgrund av syftet har följande frågeställningar formulerats:

- Hur uppkommer och beräknas jordtryck?
- Vilka är de vanligaste teorierna gällande jordtrycksteori och vad innebär dessa?
- Vilka stödkonstruktioner kan användas för att stabilisera schakten?
- Vilket schaktdjup kan uppnås med endast en stagnivå på en stålspons?
- Vilka stabilitetsproblem blir dimensionerande och hur kan dessa åtgärdas?

1.6 Avgränsningar

Valda beräkningsmetoder är anpassade efter grundläggande kunskaper inom geoteknik och inte efter en djupschakt, som kräver mer avancerade beräkningar och metoder. Anledningen till detta är att denna rapport är baserad på vår kunskap från avklarade kurser i geoteknik. De innebär att beräkning sker på en stålspons med endast en stagnivå.

Den beräkningsgång som används följer *Sponthandboken Handbok för konstruktion och utformning av sponter* av Ryner, A., Fredriksson, A. och Stille, H. Detta för att det är en beräkningsgång som rekommenderades av en kontakt inom branschen. På grund av den begränsade tidsramen för arbetet sker endast beräkningarna på ett snitt av schakten.

För att få en bredare och mer allmän förståelse om stödkonstruktioner har litteraturstudien inte enbart baserats på förhållandena vid Station Centralen, utan istället baserats på stödkonstruktioner och jordmekanik generellt.

1.7 Rapportens struktur

Rapporten är uppdelad i olika delar. Kapitel 2 innehåller metod för studien. Kapitel 3 och 4 är teoretiska kapitel baserade på en litteraturstudie. Kapitel 3 går igenom jordmekanik och behandlar jordtrycksteori samt olika stabilitetsfenomen som kan uppstå i en schakt. I kapitel 4 beskrivs olika typer av stödkonstruktioner som används vid schaktning. I kapitel 5 utförs tre beräkningar på schakten för Station Centralen. Rapporten avslutas med slutsatser i kapitel 6.

2. Metod

Rapporten består av två delar, en litteraturstudie och en beräkningsdel. Detta kapitel behandlar de olika metoderna för respektive del.

2.1 Litteraturstudie

För att få en förståelse om varför Västlänken har projekterats fram, gjordes en informationssökning om projektet. Denna sökning har skett via Trafikverket, som är projektets beställare, och data om projektet har huvudsakligen samlats in via Trafikverkets hemsida.

För att kunna utföra beräkningar på schakten för Station Centralen behövs en förståelse för bakomliggande teori om jordtryck. En litteraturstudie har gjorts i kursböcker inom geoteknik som används på Chalmers. Den huvudsakliga litteraturstudien har skett i böckerna *Craig's Soil Mechanics* av Knappet, J.A., och Craig, R.F., *Geoteknik: Jordmateriallära, Jordmekanik* av Sällfors, G., *Sponthandboken Handbok för konstruktion och utformning av sponter* av Ryner, A., Fredriksson, A. och Stille, H., *Soils and Foundations* av Liu, C. och Evett, J. och *Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings* av Kullingsjö, A.

För att stabilisera upp en schakt mot påverkande jordmekanismer installeras en typ av stödskonstruktion. Information om vilka typiska stödskonstruktioner som förekommer vid schaktstabilisering har sökts via tekniska rapporter och hemsidor, bland annat från SGI, Skanska och Chalmers Tekniska Högskola. I samma källor har information om för- och nackdelar sökts.

Information om vanliga åtgärder vid bottenuppressning har sökts via tekniska rapporter från Banverket, Peab och SBUF. Ett möte hölls med Jorge Yannie, doktorand vid avdelningen för Geologi och Geoteknik på Chalmers Tekniska Högskola, angående dragpålning, vilket är en möjlig åtgärd.

2.2 Beräkningar

För att möjliggöra beräkningar på schakten för Station Centralen behövs information från geotekniska mätningar vid området, denna data från Trafikverket har tillhandahållits av handledare Mats Karlsson.

Dimensionering av stödskonstruktionen har gjorts genom att följa beräkningsgångar i *Sponthandboken Handbok för konstruktion och utformning av sponter* av Ryner, A., Fredriksson, A. och Stille, H. Beräkningar som utförs på schakten är erforderligt nerslagningsdjup för spont med en stagnivå, möjligt schaktdjup med bestämd spontlängd och en stagnivå, samt kontroll av risk för bottenuppressning.

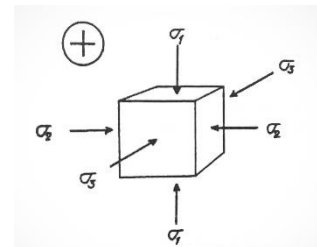
3. Jordtrycksteori och instabilitetsproblem

Detta kapitel behandlar bakomliggande teori för jordtryck och olika beräkningsmetoder för detta, samt beskriver vanliga problem som kan uppstå när en schakt grävs.

3.1 Jordtryck

Jordtryck är den belastning som jorden utför på en konstruktion (Sällfors, 2009). En stödskonstruktion måste därför dimensioneras för det laterala tryck som kommer att uppstå mellan konstruktionen och jordmassorna (Knappett och Craig, 2012). Det är därför viktigt att kunna ta reda på storleken av detta tryck och hur det inverkar på stödväggen.

Om ett jordelement studeras i jorden utsätts det för spänningar i olika riktningar som orsakas av jordmassorna runt om (Sällfors, 2009). Vid en horisontell markyta finns det vertikala, σ_1 , och horisontella huvudspänningar, σ_2 och σ_3 , se figur 2. De vertikala är oftast de största spänningarna. Jord är ett tvåfasmaterial vilket betyder att en viss del av spänningarna bärs upp av kornskelettet och en viss del av vätskan i jorden. Spänningen som bärs av kornskelettet kallas effektivspänning och betecknas σ' medan porvattentrycket, som är den del av spänningen som överförs till vätskan, brukar betecknas u . Även om det endast är en del av kornskelettets yta som är i kontakt med ett intilliggande korn kan det vara praktiskt att beskriva spänningen i kornskelettet relaterat till hela arean. Denna effektivspänning brukar betecknas σ'_0 . Med hjälp av Arkimedes princip för jord kan totalspänningen, σ_0 , beskrivas enligt följande ekvation



Figur 2 - Huvudspänningar i jorden.
Källa: Sällfors

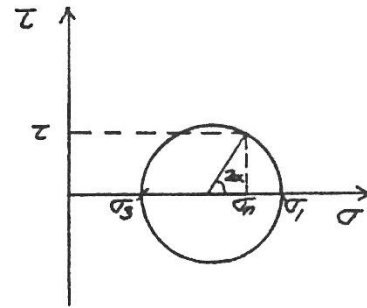
$$\sigma_0 = \sigma'_0 - u \quad (3.1)$$

De vertikala effektivspänningarna är oftast relativt enkla att beräkna, medan det är betydligt svårare att beräkna storleken på de horisontella effektivspänningarna (Sällfors, 2009). Vilojordtryckskoefficienten K_0 ges av förhållandet mellan den vertikala effektivspänningen σ'_0 och den horisontella effektivspänningen σ'_{h0} .

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_0} \quad (3.2)$$

När jorden trycker på en stödvägg och den skulle röra sig in mot schakten minskar de horisontella spänningarna i jordmassan bakom stödväggen (Knappett och Craig, 2012). Om spänningarna minskar tillräckligt kommer ett brott att uppstå. Det tryck som orsakar detta kallas aktivt jordtryck. Jorden som finns på andra sidan stödskonstruktionen, under schaktbotten, kommer istället att trycka väggen in mot massorna och därmed öka de horisontella spänningarna. Detta tryck kallas för passivt jordtryck. Aktivt jordtryck är kopplat till den laterala utvidgningen av jordmassorna, medan passivt jordtryck är kopplat till kompression av jordmassorna. Det finns många metoder på hur jordtryck beräknas (Kullingsjö, 2007). Tre välkända metoder, klassisk, Rankines och Coulombs jordtrycksteori, beskrivs i kapitel 3.1.1-3.1.3.

Jordens spänningstillstånd kan beskrivas med Mohrs spänningsskruv (Sällfors, 2007). Detta görs i ett diagram av skjuvspänningen, τ , och effektivspänningen, σ' . (Knappett och Craig, 2012). Mohrs cirkel definieras av de effektiva huvudspänningarna σ'_1 och σ'_3 , se figur 3. Genom att dra en radi genom Mohrs cirkel med en lutning på 2θ fås spänningstillståndet för ett plan med lutningen θ . På så sätt beskriver Mohrs spänningsskruv jordelementets spänningstillstånd i alla möjliga plan.



Figur 3 - Mohrs spänningsskruv. Källa: Sällfors

Brott i jord beskrivs av Mohr-Coulombs brottkriterium som säger följande

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (3.3)$$

φ kallas den inre friktionsvinkeln och c benämns kohesion. Om ekvationen ritas in i ett diagram är c en punkt som skär τ -axeln, alltså där $\sigma = 0$. Ekvationen kallas för brottenveloppen, och beskriver de spänningstillstånd där det inträffar brott. Om brottenveloppen och Mohrs cirkel ritas in i samma diagram går det således att se när cirkeln tangerar linjen, och brott uppstår.

3.1.1 Klassisk jordtrycksteori

Den klassiska svenska jordtrycksteorin är utvecklad från Rankines teori (Kullingsjö, 2007) som beskrivs i kapitel 3.1.2. Den klassiska jordtrycksteorin finns beskriven i Göran Sällfors bok *Geoteknik: Jordmateriallära, Jordmekanik*.

Om en glatt vägg placeras i jorden och Mohrs spänningsskruv sedan ökas åt vänster, genom en sänkning av horisontalspänningarna, kommer tillslut brott att uppstå i jorden (Sällfors, 2007). Jorden komprimeras då vertikalt och de brottytor som bildas kommer att ha en vinkel på $45 - \varphi'/2$ mot vertikalkanalen. En ekvation för det aktiva jordtrycket, P_a , kan härledas till

$$P_a = \sigma'_0 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.4)$$

Om horisontalspänningarna istället ökas tills brott uppstår, komprimeras jorden horisontellt. Brottytor uppstår med en vinkel på $45 + \varphi'/2$ mot vertikalkanalen. Ekvationen för det passiva jordtrycket, P_p , kan då tecknas till följande

$$P_p = \sigma'_0 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.5)$$

Jordtryckskoefficienterna K_a och K_p , för aktivt respektive passivt tryck betecknas följande

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.6)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.7)$$

För beräkningar i kohesionsjord antas att $\varphi' = 0$, vilket förenklar ekvationerna 3.4 och 3.5 till följande

$$P_a = \sigma_0 - 2c \quad (3.8)$$

$$P_p = \sigma_0 + 2c \quad (3.9)$$

Vid beräkningar i friktionsjord tas hänsyn till vattentrycket, p_w , samt kohesionen, c , antas vara noll. Vilket ger följande ekvationer för aktiv- och passivtrycket

$$P_a = \sigma'_0 K_a + p_w \quad (3.10)$$

$$P_p = \sigma'_0 K_p + p_w \quad (3.11)$$

3.1.2 Rankines teori

Rankines teori är baserad på ett par antaganden, bland annat att det inte finns någon friktion mellan väggen och jordmassorna (Liu, 2001). Brott antas uppstå likt en kil längs en brottyta som bestäms av den inre friktionsvinkeln, φ . Rankines teori är även begränsad till att användas på lodräta stödkonstruktioner. Antagandet att det inte finns någon friktion mellan stödväggen och jorden stämmer inte med verkligheten, vilket oftast resulterar i att stödkonstruktionen blir större än vad som faktiskt krävs. Rankines teori ger alltså en ökning av säkerhetsfaktorn.

Enligt Rankines teori kan jordtryckskoefficienterna K_a och K_p , för aktivt respektive passivt tryck, härledas till följande ekvationer (Liu, 2001)

$$K_a = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi')}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi')}} \quad (3.12)$$

$$K_p = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi')}}{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi')}} \quad (3.13)$$

β betecknar markytans lutning.

Aktiv- och passivtrycket beräknas sedan enligt

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \quad (3.14)$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (3.15)$$

γ är jordens tunghet och H är schaktens djup.

Om markytans är plan, $\beta = 0$, kan ekvationerna för jordtryckskoefficienterna, 3.12 och 3.13, förenklas till följande

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.16)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.17)$$

Ekvationer 3.12 - 3.17 tillämpas på kohesionslös jord med en inre friktion. För jord där både friktion och kohesion förekommer används istället följande ekvationer för passiv- och aktivtryck (Liu, 2001)

$$P_a = \gamma H \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.18)$$

$$P_p = \gamma H \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.19)$$

3.1.3 Coulombs teori

Coulombs jordtrycksteori publicerades av Charles Augustin Coulomb redan 1776 (Knappett och Craig, 2012), nästan ett århundrande före att Rankines teori utvecklades (Liu, 2001). Till skillnad från Rankines räknar Coulomb med att det förekommer friktion mellan stödkonstruktionen och jordmassorna.

För jordmassor med både friktion och kohesion kan ekvationerna för jordtryckskoefficienterna samt för aktivt och passivt jordtryck beskrivas enligt följande (Knappett och Craig, 2012)

$$K_a = \left(\frac{\frac{\sin^2(\alpha - \varphi')}{\sin \alpha}}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (3.20)$$

$$K_p = \left(\frac{\frac{\sin^2(\alpha + \varphi')}{\sin \alpha}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (3.21)$$

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a \left(1 + \frac{\tau_w}{c'}\right)} \quad (3.22)$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p \left(1 + \frac{\tau_w}{c'}\right)} \quad (3.23)$$

$$P_a = \frac{1}{2}K_a H^2 \gamma - 2K_{ac} c' H \quad (3.24)$$

$$P_p = \frac{1}{2}K_p H^2 \gamma - 2K_{pc} c' H \quad (3.25)$$

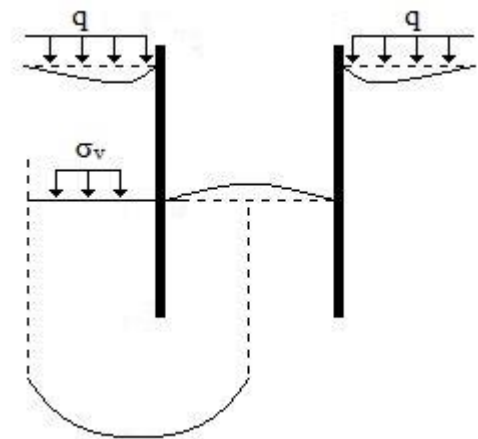
3.2 Bottenuppträckning

Bottenuppträckning innebär att schaktbotten höjs medan jorden utanför stödstrukturen sjunker ner (Sällfors, 2009), se figur 4. Detta inträffar när skjuvspänningarna i jorden inte är tillräckliga för att hålla emot de vertikalspänningarna, σ_v , som bildas i jorden strax ovanför schaktbotten. Problemet kan ses som ett omvänt bärighetsproblem.

Kontroll av risk för bottenuppträckning görs med följande ekvation (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996)

$$N_{cd} \cdot \tau_{fud} \cdot \gamma_{Sd,Ncd} > \rho \cdot g \cdot H + q_d \quad (2.15)$$

N_{cd} är här en bärighetsfaktor som bestäms av schaktens geometri. $\gamma_{Sd,Ncd}$ är en partialkoefficient och τ_{fud} är lerans dimensionerande skjuvhållfasthet.



Figur 4 - Bottenuppträckning

3.3 Hydraulisk bottenuppträckning

Hydraulisk bottenuppträckning är en instabilitet som kan uppstå i schaktbotten och något som dimensioneras efter brottsgränstillstånd (Stjärnberg, 2008). Fenomenet uppkommer när jord i schaktbotten med låg permeabilitet ligger över ett jordlager med hög permeabilitet (Kullingsjö, 2007). Om porvattentrycket i det undre jordlagret överstiger vikten av det övre jordlagret kan schaktbotten tryckas upp.

För att undvika risk för hydraulisk bottenuppträckning ska följande ekvation (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996) vara uppfylld

$$\frac{\rho_m \cdot g \cdot d}{\gamma_{Rd}} > \rho_w \cdot g \cdot H \quad (3.17)$$

ρ_m och ρ_w är vattenmättade jordens respektive vattnets densitet, γ_{Rd} är en partialkoefficient som sätts till 1.1. H är schaktens djup och d är längde på den del av sponten som är under schaktbotten.

3.4 Hydrauliskt grundbrott

Om schaktbotten består av friktionsmaterial och länshållning används för att pumpa vatten ur schakten, finns det risk för hydrauliskt grundbrott (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). På grund av skillnaden mellan grundvattennivåerna kommer vatten att börja flöda från spontfoten upp mot schaktbotten (Schober, 2011). Om strömningsgradienten är för hög sker hydrauliskt grundbrott (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996), vilket inträffar när den mothållande kraften, som skapas av jordens tyngd, inte kan hålla emot vattenflödet.

Hydrauliskt grundbrott kan ske på två olika sätt (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). I det ena sättet tar vattnet med sig de finare kornen, vilket gör att kornskelettet blir uppluckrat på vissa ställen och grundbrottet sker på begränsade områden, så kallad piping. I det andra fallet påverkas hela jordmassan och den blir som en trög vätska utan skjuvhållfasthet.

4. Stödkonstruktioner

Inom geotekniken är det oftast nödvändigt att förstärka jordmassor, både temporärt och permanent (Knappett och Craig, 2012). Exempel på när det behövs är bland annat för att stötta upp massor längs en väg eller att skapa en schakt för att installera serviceledningar.

Det finns generellt två typer av stödkonstruktioner, fristående eller inbäddade konstruktioner, där de inbäddade kan vara både konsol- eller förankrade konstruktioner. En stödkonstruktion måste dimensioneras så att den klarar av jordtrycket och inte kollapsar eller deformeras mer än tillåtet, samt inte får skador som ökar underhållet eller förkortar livstiden (Persson, 2013).

4.1 Fristående konstruktioner

En fristående stödkonstruktion, eller stödmur, förlitar sig främst på sin egetyngd för att stabilisera jordmassorna samt stödet av det passivtryck som uppstår framför konstruktionens fot (Knappett och Craig, 2012). Det kan till exempel vara en mur som står ovanpå marken. En traditionell fristående stödkonstruktion är byggd av antingen murverk eller betong och är generellt oekonomisk eftersom materialet används endast för dess vikt.

4.2 Konsolkonstruktioner

Stödkonstruktioner av denna typ är ofta gjorda av stålspont som förs ner i jorden och används enbart när schaktens djup är relativt grunt (Knappett och Craig, 2012). Vanligtvis används de endast som temporära konstruktioner. Väggens stabilitet beror bara på det passiva trycket som kommer framifrån sponten. Förenklat är brottgränstillståndet bestämt genom att kontrollera att resultanten av passivtrycket är större än resultanten för aktivtrycket, samt att det återhållande momentet är större än det drivande momentet. Om konsolväggen är flexibel är det av stor vikt att kontrollera den inre strukturens stabilitet och prestanda.

4.3 Förankrade konstruktioner

En förankrad konstruktion är en konsolkonstruktion som får ytterligare stöd av stag fästa i övre delen av konstruktionen och som sedan går ner i jorden bakom sponten (Knappett och Craig, 2012). Stagen kan även i vissa fall vara stödda mot schaktbotten, och kallas då för stämp. Generellt består konstruktioner av denna typ av antingen spontbrädor eller slitsmurar och används främst vid djupa schakter.

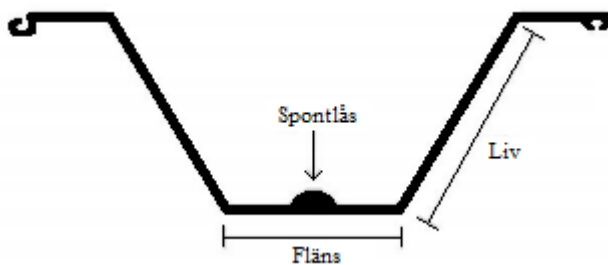
Inbäddade konstruktioner är normalt analyserade med hänsyn till effektivspänningar, vilket gör det viktigt att ta hänsyn till porvattentrycket (Knappett och Craig, 2012). Om grundvattennivån är densamma på båda sidor av stödkonstruktionen, under schaktbotten, kommer porvattentrycket att påverka lika mycket på båda sidor av konstruktionen. Därmed kan grundvattennivån uteslutas ur beräkningen eftersom den inte påverkar kraftresultanten.

4.3.1 Stålspont

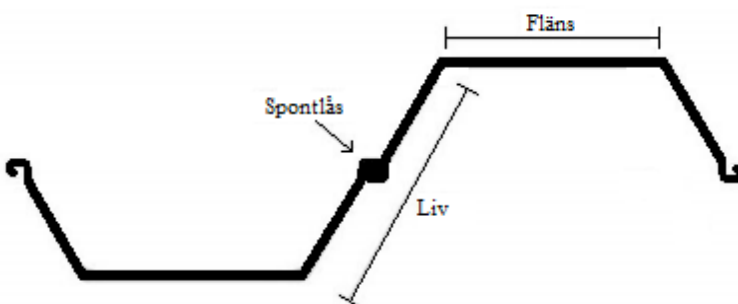
Idag är stålspont en av de vanligaste spontmetoderna i Sverige (Stjärnberg, 2008) och metoden innebär att långa stålplankor förs ner i marken. Stålspont används nästan uteslutande vid behov av temporära stödväggar och sponten kan vara både en konsolkonstruktion eller en förankrad konstruktion, se kapitel 4.2 respektive 4.3. På grund av Sveriges jordförhållanden är emellertid konsolkonstruktionen en relativt sällan förekommande stålspontstyp (Brattberg, 2011). I regel används istället förankrad spont.

Utförande

Stålspontens långa stålplankor slås eller drivs ner med vibrering i marken och plankorna låses i varandra i spontlåset. På så sätt fås en enhetlig konstruktion som även kan göras vattentät (Skutnabba, 2011). Spontprofilen och spontlåset kan se olika ut beroende på dimensioneringsförhållandena, de vanligaste profilerna är U- och Z-profil (Brattberg, 2011). I U-profilen sitter spontlåset på livet där den maximala skjuvspänningen uppstår, vilket kallas den *neutrala axeln*, se figur 5. I Z-profilen sitter spontlåset på flänsen, istället för på livet i den neutrala axeln, se figur 6.



Figur 5 - Z-profil med låset i ändpunkterna



Figur 6 - U-profil med spontlåset genom den neutrala axeln

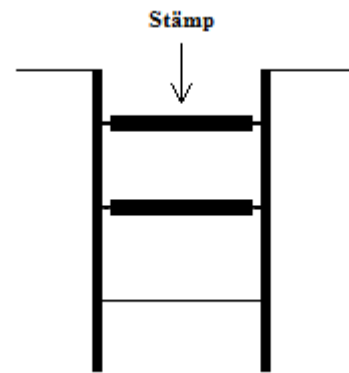
Innan spontplankorna förs ner i marken utförs en så kallad förskakt, vilket är en grundare yt-schaktning. I botten på förskakten placeras sedan en styrbalk som vid spontningen ska hålla stålplankorna i den planerade linjen (Skutnabba, 2011). Det finns två metoder för att föra ner stålspont. Plankorna kan slås ner en och en, vilket kan resultera i stora påfrestningar på spontlåsen och/eller att sponterna drar snett. Den andra metoden går ut på att i sektioner slå ner några plankor lite åt gången. Detta leder till att närliggande spontplankor fungerar som styrskena och att påfrestningarna på spontlåsen blir mindre (Skutnabba, 2011). När hela spontväggen är nerslagen i marken kan själva huvudschaktningen påbörjas.

Förankring

Stålspont kan vara bakåtförankrad i en eller flera nivåer och val av förankringsmetod är beroende av gällande dimensioneringsförhållanden. Vanligen består förankringen av borrade stag förankrade i aktivsidan och med en vågrät stödbalk på spontens framsida, ett så kallat hammarband, sammankopplas stålplankorna (Brattberg, 2011).

En infästning nertill av spontplankorna kan också vara en önskvärd förankring, om sådan är möjlig är beroende på schaktdjupet. Utförs schakten ner till fast botten kan en infästning av spontens nedre del göras genom borrning och förankring av en ståltapp (Skutnabba, 2011). För att ytterligare förstärka förankringen kan en betongbalk platsgutas mot spontväggens nedre del.

I de fall då bakåtförankring av olika anledningar inte är möjlig kan det gå att använda stämp som mothållande kraft för sponten (Brattberg, 2011), se figur 7. Detta fungerar endast om bredden på schakten inte är för stor.



Figur 7 – Exempel på stämp

För- och nackdelar

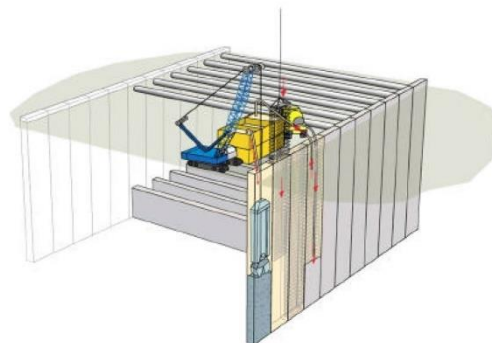
Fördelar med stålspont är att själva arbetsutförandet går relativt snabbt och eftersom stålspontplankorna går att återanvända är det en ekonomiskt hållbar lösning (Skutnabba, 2011). Ytterligare en fördel är den förhållandevis täta spontväggen som uppnås i och med att spontprofilen ser likadan hela vägen ner till spontfoten. Ska en helt vattentät spontvägg uppnås krävs dock att alla spontlås svetsas eller att tätningsmedel används samt att jorden omkring sponten tätas med jetinjektering, se kapitel 4.3.4. I vissa fall behövs även så kallad ridåinjektering under schaktbotten (Brattberg, 2011).

Nackdelar med stålspont är att problem kan uppstå då plankorna drivs ner i marken, ifall stenar eller block påträffas kan spontplankan deformeras och/eller vridas (Brattberg, 2011). Detta leder ofta till att spontlinjen tappas och i vissa fall att drivningen stoppas helt. Det skapar också problem om en tät spont önskas uppnås och vid en deformation av plankorna går de inte att återanvända. I stenig eller grovkornig morän, där det är stor risk för block och stenar, passar således inte stålspont som stödvägg (Skutnabba, 2011).

Även om själva arbetsutförandet går relativt snabbt genererar neddrivningen av spontplankorna skakningar och vibrationer i marken, vilka kan orsaka skador på närliggande byggnader och konstruktioner (Skutnabba, 2011). Utförandet genererar också ofta höga ljud som kan vara både störande och ibland direkt skadliga för omgivningen.

4.3.2 Slitsmurar

Slitsmurar är en metod som används som stödkonstruktioner för djupa schakter och slitsmurar har gjutits till cirka 120 meters djup (Alén et al., 2006). Det är en metod som inte fått så stort genombrott i Sverige, vilket beror på att myndigheter och konstruktörer inte förlitar sig på att använda tekniken i permanenta konstruktioner. I Sverige finns även en tradition av att använda andra metoder. Slitsmurar har dock används i enstaka större projekt i Sverige, till exempel byggnationen av Götatunneln i Göteborg och Citytunneln i Malmö. Internationellt används däremot slitsmurstekniken oftare, och då vanligtvis vid infrastrukturprojekt i innerstadsbebyggelse (Alén et al., 2006).



Figur 8 – Konstruktion av slitsmurar. Källa Alén

Utformning

Vid användningen av slitsmurar stöts schaktväggarna upp av platsgjutna armerade betongväggar (Alén et al., 2006). En slitsmur består av flera sammanfogade paneler där storlek samt utformning av panelerna beror på grundförhållanden och schaktdjup vid varje enskilt projekt. Panelerna brukar vara mellan 3 och 6 meter långa och tjockleken varierar mellan 0,6 och 1,4 meter.

Slitsmurar brukar installeras ner till berg eller fastare jordlager, för att erforderlig mothållande kraft ska bildas i form av passivt jordtryck. I situationer där enbart lös kohesionsjord finns, till exempel lös lera, kan tvärsgående slitsmurar installeras under blivande schaktbotten. Detta medför att mindre områdespåverkningar i form av markrörelser kan ske, men däremot ökar säkerheten för bottenuppträckning i schakten.

Vid utformningen av slitsmurar följs ett visst schematiskt förlopp som startar med att vertikala slitsar schaktas i jorden utan konstruktivt stöd (Alén et al., 2006), detta görs av specialmaskiner med skopor eller roterande kuttrar. I överkant brukar en stabilitetskonstruktion placeras för att fixera slitspanelernas läge. Vid urschaktningen av jordmassan är gropen fylld med en stödvätska som vanligtvis består av bentonitlera och vatten. När önskat schaktdjup nåtts sänks en armeringskorg ner och vätskan byts successivt ut medan slitspanelen undervattengjuts, se figur 8. När slitspanelerna är färdiggjutna, härdade och sammanfogade till en mur börjar det huvudsakliga schaktarbetet.

För- och nackdelar

Fördelen med att använda slitsmursteknik är att om slitsmuren används som en del av den permanenta konstruktionen behövs ett mindre område för schakten tas i anspråk (Alén et al., 2006). Detta eftersom det då inte krävs något utrymme för temporära stödkonstruktioner. Dessutom kan det ge ekonomiska fördelar ifall slitsmuren medräknas i den permanenta konstruktionen. Ytterligare fördelar är att metoden är förhållandevis vattentät och extra tätning krävs ej, samt att bullernivån normalt inte är högre än vid vanligt anläggningsarbete.

En nackdel med metoden om den inte kan användas i den permanenta konstruktionen är att den blir dyr i förhållande till vissa andra metoder. I detta fall krävs det även mycket arbete för att få bort stödkonstruktionen.

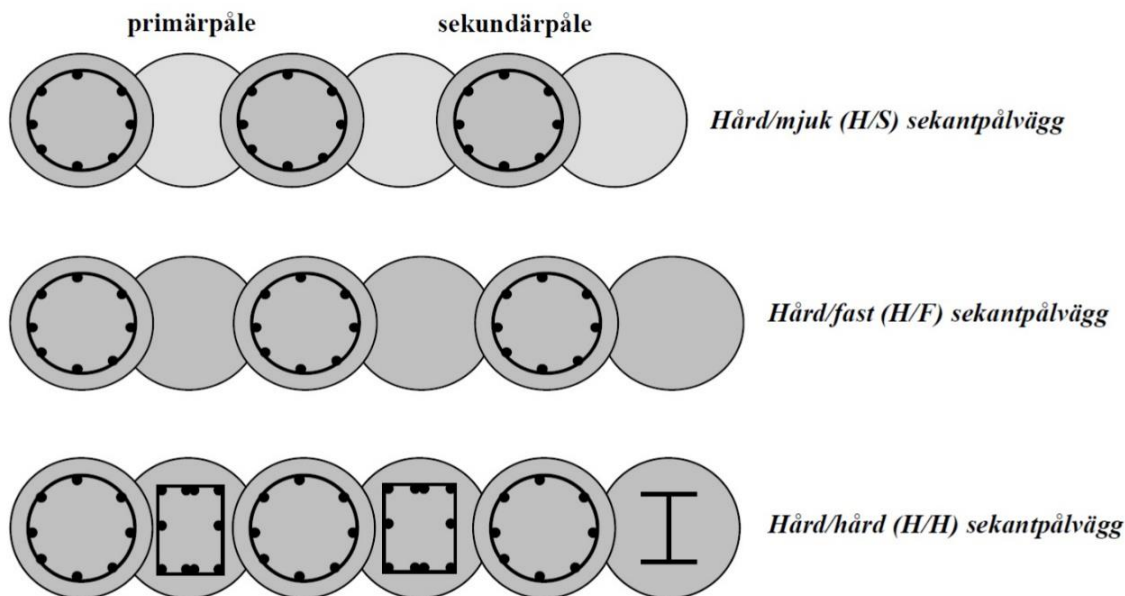
4.3.3 Sekantpålar

Sekantpåleväggar är en stödkonstruktion som byggs upp av flertalet platsgjutna pålar för att bilda temporära eller permanenta stödväggar vid schaktning. Pålarna konstrueras så att de skär in i varandra och skapar en tät vägg (Stjärnberg, 2008). Användning av sekantpålar är vanligare internationellt än vad det är i Sverige, då denna metod tidigare inte varit godkänd av Trafikverket i permanenta konstruktioner, något som nu ändrats (Hercules, 2015).

Utformning

Tidigare var det vanligt att alla pålar var likadana, numera görs oftast primär- och sekundärpålar, där primärpålarna har lägre hållfasthet (Åhnberg, 2004). Pålarna med lägre hållfasthet är antingen så kallade mjuka eller fasta pålar, medan de som är med högre hållfasthet kallas hårda. Pålväggen konstrueras ofta så att varannan påle är hård, och varannan är fast eller mjuk, se figur 9.

De tre vanligaste utföranden av sekantpålväggen har benämningarna (H/H), (H/S) och (H/F), där bokstäverna står för de engelska beteckningarna för pålarnas hållfasthet (Åhnberg, 2004). H står för hard, på svenska hård. S för soft och F för firm, mjuk respektive fast på svenska. De hårda pålarna består av armerad betong, medan de fasta och mjuka är oarmerade. De mjuka pålarna brukar bestå av en blandning av cement och bentonit. Flygaska, slagg och sand förekommer också som tillsatser.



Figur 9 - De olika typerna av sekantpålvägg. Källa Åhnberg

Att använda sig av mjuka primärpålar blir ekonomiskt eftersom pålarna är billiga att konstruera samt att det är lättare att utföra borrhningen för sekundärpålarna (Åhnberg, 2004). På grund av att de mjuka pålarna har lägre hållfasthet samt okänd beständighet kommer dock användningsområdet begränsas med hänsyn till schaktdjup och storlek på böjmomentet. Detta medför att konstruktioner med mjuka pålar generellt endast används i temporära konstruktioner. I permanenta konstruktioner används istället ofta typen hård/hård.

Sekantpålväggar kan göras i olika tjocklekar, med dagens teknik kan pålar konstrueras med diameter från 30 centimeter upp till cirka 2 meter (Åhnberg, 2004). Oftast har pålarna i en konstruktion samma diameter, men det förekommer att primärpålarna har en annan diameter än sekundärpålarna. Vilken diameter pålarna ska ha beror på utförandet, se tabell 1.

Typ av sekantpålning		Diameter (m) ^{*)}	Tryckhållfasthet (MPa)
Hårda/Mjuka sekantpålar (H/S) - Foderrörsborrning, CFA-borrning	primär	0,45-0,75	0,5-2
	sekundär	0,6-1,2	35-40
Hårda/Fasta sekantpålar (H/F) Foderrörsborrning, CFA-borrning (tung utrustning)	primär	0,6 – 0,75	10-20 vid 56 dygn (~3 MPa vid 3 dygn)
	sekundär	- ” -	35-40 (armerad)
Hårda/Hårda sekantpålar (H/H) - Foderrörsborrning (tung utrustning)	primär	0,75 – 1,2	30-35 (armerad)
	sekundär	- ” -	35-40 (armerad)

^{*)} Vanligen multiplar av 0,15 m, dvs 0,45, 0,60, 0,75 osv.

Tabell 1 - Vanliga påldiametrar vid utförande H/S, H/F och H/H av sekantpålar. Källa Åhnberg

Överlappningen mellan pålarna ska vara cirka 10-20% av pålens diameter för att vara tillräcklig, men om mjuka pålar används är överlappningen vanligtvis cirka 30 % (Åhnberg, 2004). Att konstruktionen består av pålar innebär att de inte behöver installeras i räta linjer, något som ger en viss möjlighet att anpassa schakten efter en särskild geometri.

Utförande

Vid konstruktionen av en sekantpålvägg görs pålarna etappvis. Först placeras primärpålarna och mellan dessa placeras sedan sekundärpålarna, på så sätt skär de in i primärpålarna som sekanter.

Normalt används styrvägg vid konstruktion av sekantpålar för att se till att pålarna hamnar i rätt position (Stjärnberg, 2008). En styrvägg är en gjuten betongplatta med hål i där pålarna placeras. Betongplattans djup är vanligtvis 0,5-0,8 meter och ofta krävs det att plattan är armerad (Åhnberg, 2004).

Sekantpålar installeras med olika metoder av borrhning. Foderrörsborrning är en metod där ett foderrör drivs ner i marken med slag, roterande eller oscillerande verkan (Stjärnberg, 2008). När foderröret kommit ner i marken schaktas jorden bort och en stödvätska tillsätts som stabiliserar schaktbotten och väggarna. Denna vätska består ofta av bentonitslurry. Pålarna gjuts sedan med ett gjutrör som förs ner i borrhålet. Om pålarna ska armeras förs armeringen ner innan gjutningen påbörjas.

CFA, eller ”Continuous Flight Auger” är en annan vanlig borrhningsmetod (Åhnberg, 2004), då konstrueras pålarna genom borrhning ner till det avsedda djupet med en ihålig jordskruv. Vid önskat djup pumpas betong ut genom jordborrens spets samtidigt som borren sakta dras upp ur borrhålet (Skanska, 2008). Ska pålen armeras förs armering ner efteråt, medan betongen fortfarande är flytande. CFA är en tyst och nästan vibrationsfri pålningsmetod och det finns inget behov av stödvätska, som till exempel bentonitslurry. Metoden används främst vid konstruktion av pålar med mindre dimensioner.

För- och nackdelar

En fördel som sekantpålar har är att de orsakar relativt lite ljud och vibrationer, något som underlättar vid arbete i stadsmiljö (Trafikverket, 2010). Sekantpål väggen är en styv konstruktion, vilket innebär att den inte kräver lika mycket stagning vid djupa schakter, jämfört med exempelvis stålspont.

Ytterligare en fördel är att vid användning av sekantpålar kan konstruktionen i schakten byggas direkt mot sekantpål väggen, vilket sparar utrymme liknande slitsmurstekniken, se kapitel 4.3.2. Det är också fördelaktigt att använda sekantpålar i blockig mark eftersom fallvikter och foderrörsborrning då kan användas för att komma förbi stora stenar.

4.3.4 Jetinjektering

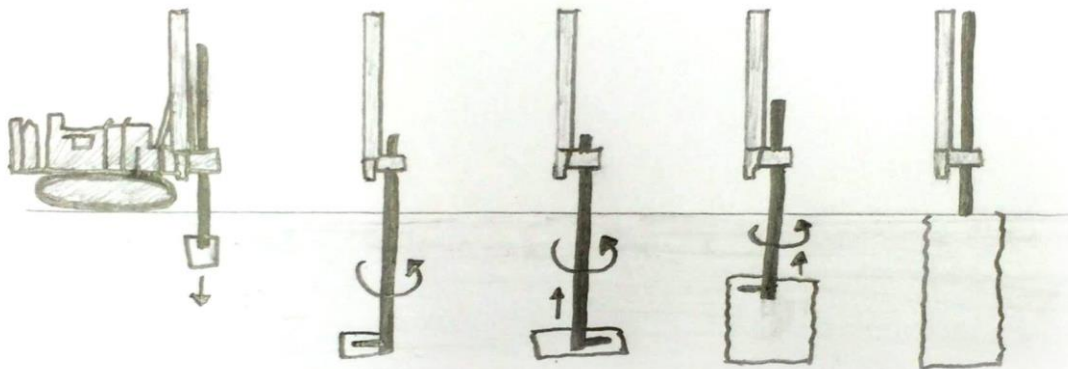
Jetinjektering är en relativt ny metod som uppfanns i Japan på 1970-talet (Skutnabba, 2011). Metoden är en blandning mellan pålning och djupstabilisering som kan användas i de flesta typer av jord och ned till stora djup.

Jetpelare går inte att armera, vilket minskar böjmotståndet så pass mycket att de sällan används som stödvägg (Skutnabba, 2011). Vanligt är därför att jetinjektering kombineras med en annan teknik vid tillverkning av stödvägg, till exempel stålpelare. Stålpelarna placeras då intill jetpelarna och stärker på så vis upp stödväggen och tar det mesta av jordtrycket. Genom att placera jetpelarna tätt intill varandra går det även att utföra en vattentät konstruktion, som kan användas som grundvattentätning mellan spont och berg.

Jetinjektering används också inom områden så som undergjutning av befintliga byggnader, tätplattor under schaktbotten och jordförstärkning (Peab, 2015). Tätplattor under schaktbotten kan bland annat användas för att motverka bottenuppträckning och då det är möjligt att konstruera vattentäta konstruktioner är metoden även användbar för att förhindra hydraulisk bottenuppträckning (Banverket, 2006).

Utförande

Tekniken med jetinjektering innebär att borrhning sker ner till önskat pelardjup (Skutnabba, 2011) och med start nedifrån injekteras en vattencementblandning under högt tryck i marken, samtidigt som borkronan lyfts, se figur 10. Vattencementblandningen blandas då med det befintliga jordmaterialet och en pelare bildas med en diameter som kan väljas från 0,4 till 2 meter. Överflödigt jordmaterial sköljs upp och måste omhändertas. Jetpelarens slutgiltiga hållfasthet beror på det befintliga jordmaterialet och på den vattencementblandning som används.



Figur 10 – Utförande av jetinjektering

För- och nackdelar

Jetinjektering är en skonsam metod för omgivningen då den nästan inte orsakar några vibrationer (Skutnabba, 2011). Eftersom jetinjektering endast kräver en mindre borrhvagn är det möjligt att utföra förstärkning av gamla grunder och stödväggar trots brist på utrymme. Det behövs heller inga förberedande åtgärder eller schaktning för stödkonstruktionen och den är möjlig att kombinera med en redan befintlig stödkonstruktion. Utförandet ställer dock krav på själva arbetsplatsen, där det behöver finnas utrymme för maskiner och redskap som krävs för injekteringen. En nackdel är att endast jetinjektering har för lågt böjmotstånd för att enskilt fungera som stödvägg och kräver därmed ofta en kombination av andra metoder (Skutnabba, 2011).

4.4 Åtgärder vid bottenuppträckning

Av de tre instabilitetsproblemen som kan uppstå i schaktbotten, som hanteras i kapitel 3.2 - 3.4, är det endast bottenuppträckning som det finns risk för i schakten vid Station Centralen. Anledningen till detta behandlas i kapitel 5. Om bottenuppträckning skulle inträffa finns det flertalet metoder som kan användas för att förhindra detta.

Några av de stödkonstruktioner som nämnts i kap 4.3.1 - 4.3.4 går även att tillämpa för förhindran av bottenuppträckning. Vilka åtgärdsmetoder som väljs för att hindra bottenuppträckning beror av flera faktorer, bland annat kan entreprenören förespråka en viss metod och beroende på vald stödkonstruktion för schaktväggarna är olika stödkonstruktioner för schaktbotten mer eller mindre lämpliga (Alén et al., 2006).

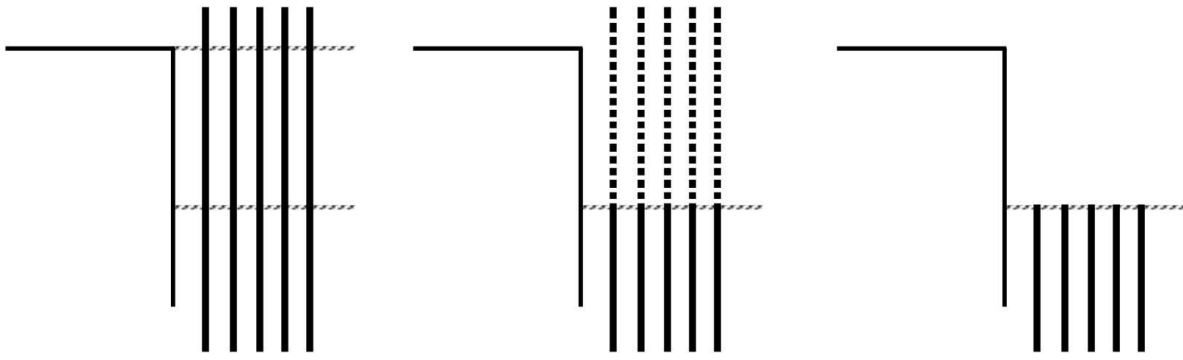
Skulle vertikala slitsmurar väljas som stödkonstruktion för att stabilisera schaktväggarna kan tvärgående slitsmurar gjutas för att öka schaktbottens skjuvhållfastighet. Dessa gjuts under blivande schaktbotten, mellan stödväggarna, innan det större schaktarbetet påbörjas (Banverket, 2006). Tvärgående slitsmurar förhindrar bottenuppträckning samtidigt som de stöttar upp stödkonstruktionen.

Vid sekantpålning kan en tätkaka av betong gjutas i schaktbotten när önskat djup på schakten uppnåtts (Stjärnberg, 2008). Vanligtvis gjuts en tätkaka för att förhindra insipring av grundvattnen i en schakt vid byggnationer i friktionsjord, men kan till fördel även förankras med bergsförankrade stag för att förhindra bottenuppträckning.

Jetpelare är ytterligare ett alternativ som kan användas både som stödkonstruktion för schaktväggarna och för att stabilisera jorden under blivande schaktbotten (Peab, 2015). Vid användning av jetpelare som stabiliseringsmetod för schaktbotten görs på liknande sätt som vid stabilisering av schaktväggar (Skutnabba, 2011), metoden beskrivs i kapitel 4.3.4. Pelarna gjuts i jorden innan det huvudsakliga schaktarbetet påbörjas.

En annan metod som kan användas är dragpålar. Dragpålning innebär att långa och färdiggjutna pålar slås ner i marken innan schaktningen börjar, förklarar Jorge Yannie¹. När schaktning ner till önskat djup därefter är gjord kapas pålarna vid schaktbotten. Vidare säger Yannie att enbart pålar inte är tillräckligt för att hindra bottenuppträckning, deras slanka form och glesa placering gör att jorden fortfarande kan tränga upp mellan pålarna. För att förhindra bottenuppträckning gjuts därför en betongplatta fast i ovkant på pålarna som förhindrar att jorden tränger upp. I figur 11 visas schematiskt metoden med dragpålning.

¹ Jorge Yannie (Doktorand, Bygg- och miljöteknik, Chalmers Tekniska Högskola) Intervju 2015-05-08.



Figur 11 - Tre steg av dragpålning

5. Beräkningar

Beräkningarna i detta kapitel följer beräkningsgången i *Sponthandboken Handbok för konstruktion och utformning av sponter* av Ryner, A., Fredriksson, A. och Stille, H.

De beräkningar som genomförs är beräkningar på en stålspont. Dels görs en beräkning på erforderlig spontlängd för den schakt på 15 meter som ska byggas vid Station Centralen, med en stagnivå på 2 meter under markytan. Det görs sedan en beräkning på en spontlängd på 25 meter där det maximala schaktdjupet beräknas med hänsyn till rotationsstabilitet, även här med en stagnivå 2 meter ner. Till sist görs en kontroll av risk för bottenuppträckning på den 25 meter långa sponten. Denna kontroll görs eftersom marken vid Station Centralen består av lera, och av de instabilitetsproblem som behandlas i kapitel 3.2-3.4 är det endast bottenuppträckning som kan ske vid sådan geologiska förhållanden (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996).

5.1 Indata

Följande indata är distribuerat av Trafikverket via handledare Karlsson, M².

Schaktens dimensioner:

- Största djup: 15 meter
- Största bredd: 55 meter
- Längd: 1 200 meter

Diagram för odränerad skjuvhållfasthet och densitet finns i bilaga 1 och 2.

5.2 Antaganden och förenklingar i beräkningsgången

- Densiteten är enligt bilaga 1 1.6 t/m^3 för de första 18 meterna, därefter ökar den svagt. Sponten kommer att tränga längre ner än 18 meter, men densiteten antas vara $1,6 \text{ t/m}^3$ även djupare i jorden. Detta för att ökningen är relativt liten, endast $0,05 \text{ t/m}^3$ ner till 35 meters djup, samt för att det ger en något högre säkerhetsfaktor då densiteten underskattas.
- Vid marknivån och 1-2 meter under är det ett lager med fyllnadsmaterial. Detta bortses ifrån i beräkningarna och leran antas nå ända upp till marknivå. Det för att förenkla beräkningarna på grund av svårigheter gällande materialparametrar, då fyllnadsmaterialets innehåll kan variera.
- Den dimensionerande överlasten, q_d , beräknas inte utan antas till 20 kPa. Normalt används 10-20 kPa vid konsultuppdrag, storleken bestäms av entreprenören. I detta fall valdes 20 kPa för att studera det värre fallet.
- Vid beräkningar används den direkta skjuvhållfastheten.

² Mats Karlsson (Forskarassistent, Bygg- och miljöteknik, Chalmers Tekniska Högskola) E-postkontakt 2015-03-19.

- Säkerhetsklass 3 används för schakten för att studera det värre fallet.
- En stagnivå på $z = 2$ meter används i beräkningarna, det anses vara en rimlig första stagnivå.

5. 3 Beräkningsmetod för dimensionerande bärförmåga och lasteffekt

Vid dimensionering av sponter utgör krafterna på konstruktionens aktivsida den dimensionerande lasteffekten, medan krafterna på passivsidan utgör konstruktionens bärförmåga (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). Krafterna på aktivsidan består av det aktiva jordtrycket och krafterna på passivsidan utgörs av det passiva jordtrycket samt de eventuella förankringskrafter som finns i form av stag och stämp.

5.3.1 Lasteffekt

Det aktiva jordtrycket i lera beräknas enligt följande formel

$$\sigma_a = \gamma_{Sda}(\sigma_v - 2 * \tau_{fud}) \quad (5.1)$$

Partialkoefficienten, γ_{Sda}

γ_{Sda} är en partialkoefficient som tar hänsyn till faktorer som inte ingår i Rankiniskt jordtryck (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). Denna väljs utefter det studerade fallet, där ett basvärde på 1.0 justeras enligt tabell 2.

I dessa beräkningar görs antaganden att schakten är öppen vintertid och att den är stämpad. γ_{Sda} beräknas till följande

$$\gamma_{Sda} = 1,0 + 0,07 + 0,1 = 1,17$$

Vertikalspänningen, σ_v

Den vertikala spänningen i jorden beräknas med följande formel

$$\sigma_v = \rho * g * z + q_d \quad (5.2)$$

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

Tabell 2 - Justeringsvärden för γ_{Sda} . enligt Sponthandboken

ρ är jordens densitet som utläses i bilaga 1 till 1,6 t/m³
 g är gravitationen och 9.81 N används.
 q_d överlasten som antas till 20 kPa.
 z är avståndet till marknivå i meter.

Dimensionerande skjuvhållfasthet, τ_{fud}

τ_{fu} är den odränerade skjuvhållfastheten (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996) och den karaktäristiska skjuvhållfastheten τ_{fuk} kan utläsas i bilaga 2, där den ges som följande ekvation

$$\tau_{fuk} = 15 + 1,6 * z \quad (5.3)$$

Den dimensionerande skjuvhållfastheten, τ_{fud} , beräknas enligt följande formel

$$\tau_{fud} = \frac{\tau_{fuk}}{\gamma_n * \gamma_{m\tau}} \quad (5.4)$$

Partialkoefficienterna γ_n och $\gamma_{m\tau}$

γ_n och $\gamma_{m\tau}$ är två partialkoefficienter (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996) som tar hänsyn till schaktens säkerhetsklass respektive osäkerheten i de jordegenskaper som används. Schaktens säkerhetsklass bestäms till 3 vilket medföljer att $\gamma_n = 1,2$. $\gamma_{m\tau}$ bestäms till 1,28.
 Den karaktäristiska och den dimensionerande skjuvhållfastheten beräknas därefter enligt ekvation 5.3 och 5.4, resultaten visas i bilaga 3.

När skjuvhållfastheten är beräknad kan vertikalspänningen och aktivtrycket beräknas med ekvation 5.2 och 5.1. Resultat finns i tabell 3.

z [m]	σ_v [kPa]	σ_a [kPa]
0	20,0	0,5
1	35,7	16,5
2	51,4	32,4
3	67,1	48,4
4	82,8	64,3
5	98,6	80,3
6	114,3	96,2
7	130,0	112,2
8	145,7	128,1
9	161,4	144,1
10	177,1	160,0
11	192,8	175,9
12	208,5	191,9
13	224,3	207,8
14	240,0	223,8
15	255,7	239,7

Tabell 3 - Beräknad vertikalspänning och aktivtryck

5.3.2 Dimensionerande bärförmåga

När stödkonstruktioner byggs där det är lera används inte passivtrycket för att beräkna dimensionerande bärförmåga, utan nettojordtrycket (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). Nettojordtrycket beräknas enligt följande formel

$$\sigma_{pnetto} = \gamma_{Sd,Ncb} * N_{cb} * \tau_{fud} - (\gamma * H + q_d) \quad (5.5)$$

H är schaktens djup i meter.

Partialkoefficienten, $\gamma_{Sd,Ncb}$

$\gamma_{Sd,Ncb}$ är en partialkoefficient som tar hänsyn till osäkerheten i modellen passivt nettojordtryck (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). Likt γ_{Sd} utgår $\gamma_{Sd,Ncb}$ från ett basvärde på 1.0 som sedan justeras. $\gamma_{Sd,Ncb}$ justeras enligt tabell 4.

Antaganden görs att

$$\gamma_{Sd,Ncb} = 1,0 + 0,1 = 1,1$$

Bärighetsfaktorn, N_{cd}

N_{cd} är en bärighetsfaktor som beror på schaktens geometri (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996). Den väljs till 7 i detta fall.

Exempel på effekter av	Exempel på förändring av $\gamma_{Sd,Ncb}$
Pålning i schakten	minskar med 0,1 för aktuellt schaktdjup vid pålningen
Pålning inom 5m utanför schakten	minskar med 0,2
Sprängning	minskar med 0-0,05
Arbete mer än 2m under GWY	minskar med 0,1
Övervakning utan larm. Mätning minst 1 gång/dygn	ökar med 0,1
Övervakning, kontinuerlig mätning med larm	ökar med 0,2

Tabell 4 - Justering för $\gamma_{Sd,Ncb}$. enligt Sponthandboken

5. 4 Spontlängd för 15 meter djup schakt

Med ett schaktdjup på 15 meter beräknas nettojordtrycket under schaktbotten enligt ekvation 5.5, resultat visas i bilaga 4.

För att beräkna stödkonstruktionens nedslagningsdjup görs en momentjämvikt där påverkan av nettojordtrycket ska vara större än påverkan av aktivjordtrycket enligt följande ekvation

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p > P_A * h_a \quad (5.6)$$

I ekvationen är h_a och h_p höjdskillnaden mellan stagnivån och där aktiv- respektive passivtrycket angriper.

Genom att beräkna när momentet är noll runt staget fås erforderligt nedslagningsdjup under schaktbotten för spontan. Beräkning görs genom iteration av spontdjup, där h är spontens längd från schaktbotten och till spontfot. Uträkningar finns i bilaga 5. Resultatet redovisas i tabell 5, där ett nedslagningsdjup på 20 meter framräknas.

d [m]	Moment [kNm]
15	-12144
16	-10314
17	-8184
18	-5738
19	-2958
20	170
25	21608
26	27167
27	33186
28	39684
29	46674
30	54174

Tabell 5 - Momentjämvikt runt stagnivå

Erforderlig spontlängd beräknas med hjälp av schaktdjup och nedslagningsdjup.

Spontlängd: $15 + 20 = 35$ meter

5. 5 Maximalt schaktdjup för 25 meter lång spont med en stagnivå

Med en bestämd spontlängd på 25 meter kan det maximala schaktdjupet beräknas med liknande metod som i kapitel 5.4. En momentjämvikt runt stagnivån på $z = 2$ meter görs och där momentjämvikten är noll är det maximala schaktdjupet. Flera beräkningar görs där det maximala schaktdjupet tas fram genom iteration.

Nettojordtrycket beräknas för olika schaktdjup och resultaten redovisas i tabell 6.

H z [m]	3 σ_{netto} [kPa]	7 σ_{netto} [kPa]	10 σ_{netto} [kPa]	11 σ_{netto} [kPa]	12 σ_{netto} [kPa]	15 σ_{netto} [kPa]
1	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-
4	40	-	-	-	-	-
5	48	-	-	-	-	-
6	56	-	-	-	-	-
7	64	-	-	-	-	-
8	72	9	-	-	-	-
9	80	17	-	-	-	-
10	88	25	-	-	-	-
11	96	33	-14	-	-	-
12	104	41	-6	-21	-	-
13	112	49	2	-13	-29	-
14	120	58	10	-5	-21	-
15	128	66	18	3	-13	-
16	136	74	26	11	-5	-52
17	144	82	34	19	3	-44
18	152	90	42	27	11	-36
19	160	98	50	35	19	-28
20	168	106	58	43	27	-20
21	176	114	67	51	35	-12
22	185	122	75	59	43	-4
23	193	130	83	67	51	4
24	201	138	91	75	59	12
25	209	146	99	83	67	20

Tabell 6 - Nettojordtrycket för olika schaktdjup

Moment kring staget räknas ut för de olika schaktdjupen, uträkningar finns i bilaga 6. Resultat redovisas i tabell 7.

Ur tabellen kan det utläsas att momentet är noll mellan 11 och 12 meters schaktdjup. 11 är alltså den djupaste hela metern som kan schaktas med hänsyn till rotationsstabilitet.

H [m]	Moment [kNm]
3	24656
7	22037
10	11387
11	3085
12	-2118
15	-10596

Tabell 7 - Moment runt stag för olika schaktdjup

5.6 Bottenuppträckning

För att kontrollera risken för bottenuppträckning används följande formel

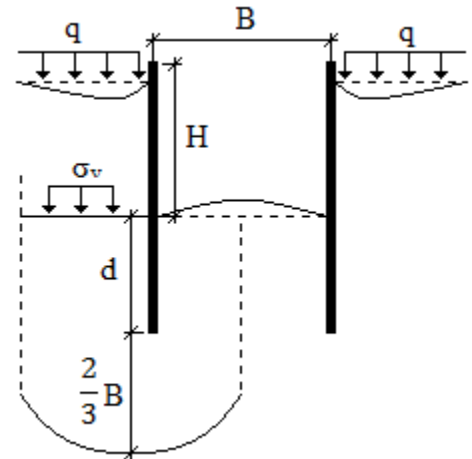
$$N_{cb} * \tau_{fud} * \gamma_{Sd,Ncb} > \rho * g * H + q_d \quad (5.7)$$

τ_{fud} är ett medelvärde på skjuvhållfastheten från schaktbotten till ett djup på $d + \frac{2}{3}B$, där d är spontens längd från schaktbotten till spontfot och B är schaktens bredd (Ryner, Fredriksson och Stille, 1996), se figur 12. Om $\frac{2}{3}B > d$, används istället medelvärdet på skjuvhållfastheten från schaktbotten till ett djup på $2d$ från schaktbotten.

Beräkningen görs på samma spont som i kapitel 5.5, som är 25 meter lång med ett stag. Risken för bottenuppträckning beräknas på varje meter, från 1 till 15 meter djup schakt. Längst d får den schakt med ett djup på 1 meter, där $d=25-1=24$ m

$B=55$ meter ger $\frac{2}{3}B=36$ meter > 24 meter. d används därför i beräkningarna som område för skjuvhållfastheten.

I tabell 8 redovisas resultatet för olika schaktdjup.



Figur 12 - Bottenuppträckning

Schakt-djup	d	2d	z nivå 2d	τ_{fud} schaktbotten	τ_{fud} 2d	τ_{fud} medel	$\gamma_{Sd,Ncb} * N_{cb} * \tau_{fud}$	$\rho * g * H + q_d$
1	24	48	49	11	61	35,8	276	36
2	23	46	48	12	60	35,8	276	51
3	22	44	47	13	59	35,8	276	67
4	21	42	46	14	58	35,8	276	83
5	20	40	45	15	57	35,8	276	99
6	19	38	44	16	56	35,8	276	114
7	18	36	43	17	55	35,8	276	130
8	17	34	42	18	54	35,8	276	146
9	16	32	41	19	52	35,8	276	161
10	15	30	40	20	51	35,8	276	177
11	14	28	39	21	50	35,8	276	193
12	13	26	38	22	49	35,8	276	209
13	12	24	37	23	48	35,8	276	224
14	11	22	36	24	47	35,8	276	240
15	10	20	35	25	46	35,8	276	256
16	9	18	34	26	45	35,8	276	271
17	8	16	33	27	44	35,8	276	287

Tabell 8 - Kontroll av bottenuppträckning

Resultatet visar att vänsterledet i ekvation 5.7 är större än högerledet fram till ett schaktdjup på 16 meter. Detta innebär att risken för bottenuppträckning uppstår mellan 16 och 17 meters djup.

5.7 Resultat

I kapitel 5.4 beräknas erforderlig spontlängd vid ett schaktdjup på 15 meter, beräknat med rotationsjämvikt runt staget. Sponten blir 35 meter lång.

Maximalt schaktdjup då spontlängden begränsas till 25 meter och en stagnivå används är 11 meter. Även detta är beräknat med rotationsjämvikt i kapitel 5.5.

I kapitel 5.6 kontrolleras risken för bottenuppträckning och resultatet visar att med en 25 meter lång spont uppstår risken för bottenuppträckning på ett djup mellan 16 och 17 meter. Schakten vid Station Centralen, som endast är 15 meter djup, kommer därmed troligtvis inte ha detta problem.

6. Slutsatser

Efter litteraturstudien kan det konstateras att jordtryck är den belastning som jorden utför på en konstruktion. En konstruktion måste därför dimensioneras efter detta tryck. För att ta reda på storleken på jordtrycket finns det flera olika jordtrycksteorier, varav tre välkända behandlas i kapitel 3. Beroende på vilken teori som väljs görs olika antaganden och detta medför att resultaten kan variera beroende på vald teori.

Enligt kapitel 4 finns det flera olika typer av stödkonstruktioner som används vid stabilisering av schaktväggar och det kan fastställas att det finns flertalet lämpliga metoder för schaktbyggnationen för Station Centralen. Möjliga alternativ är till exempel slitsmur och stålspont. Dock finns det många faktorer som påverkar valet av konstruktion och som inte har tagits upp i denna rapport. Vilken stödkonstruktion det i slutändan blir, kan komma att bero på vilken entreprenör som får projektet, då alla metoder kräver att den som utför projektet har den erfarenhet och maskinpark som behövs.

Av de instabilitetsfenomen som studerats i kapitel 3 kan det, på grund av de geotekniska förhållandena i området, konstateras att bottenuppträckning är den instabilitet som kan uppstå i schakten vid Station Centralen. Efter beräkning på bottenuppträckning i kapitel 5.6 fastställs det att bottenuppträckning inte kommer att vara en risk vid en schakt på 15 meter med en spont på 25 meter. Skulle en stödkonstruktion av annan typ eller med andra dimensioner användas skulle bottenuppträckning eventuellt kunna uppstå. Möjliga åtgärder som kan vidtas för att förhindra bottenuppträckning diskuteras i kapitel 4.4.

Beräkningarna i kapitel 5 visar att det inte blir bottenuppträckning, utan stålspontens rotationsstabilitet som blir dimensionerande för schakten vid Station Centralen. Resultatet visar att om sponten ska klara av rotationsstabiliteten med endast en stagnivå krävs det en spontlängd på cirka 35 meter. Då spontlängden begränsas till 25 meter blir det maximala djupet på schakten 11 meter, med hänsyn till rotationsstabilitet. Detta innebär att det kommer att behövas flera stag för att sponten ska klara av jordtrycket vid Station Centralens planerade schaktdjup på 15 meter.

Källförteckning

- Alén, C., Lindvall, A., Johansson, M., Magnusson, J. och Norén, C. (2006) *Slitsmurar som permanenta konstruktioner*. Göteborg: SBUF.
- Banverket. (2006) *Västlänken en tågtunnel under Göteborg*.
http://www.trafikverket.se/contentassets/8de338e19d7440e699aa44e10c70141e/ur_03_byggskedet_72dpi.pdf (2015-05-11).
- Brattberg, J. (2011) *Deformationer kring spont jämförelse mellan fältmätningar och FEM-simulering*. Luleå: Luleå Tekniska Universitet. (Examensarbete inom Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser. Geoteknologi).
- Hercules Grundläggning. (2015) *Sekantpålar*.
<http://www.hercules.se/sv/Produkter--Tjanster/Palning/Sekantpalar/> (2015-03-18).
- Knappett, J.A. och Craig R.F. (2012) *Craig's soil mechanics*. Upplaga 8. Abingdon: Spon Press.
- Kullingsjö, A. (2007) *Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings*. Göteborg: Chalmers University of technology.
- Liu, C. och Evett, J. (2001) *Soils and Foundations*, Upplaga 5. Upper Saddle River: Prentice Hall.
- Peab. (2015) *Jetinjektering/jet grout - en effektiv metod med många användningsområden*.
<http://www.peabgrundlaggning.se/sv/Produkter--Tjanster/Jet-grouting/> (2015-03-10).
- Persson, J. (2013) *Modelling of an excavation on sensitive soil with strain rate dependency*. Göteborg: Chalmers University of Technology. (Examensarbete inom Institutionen för bygg- och miljöteknik. Geoteknologi).
- Ryner, A. Fredriksson, A. och Stille, H. (1996) *Sponthandboken Handbok för konstruktion och utformning av sponter*. Stockholm: Byggforskningsrådet.
- Schober, P. (2011) *Hydraulic heave at the excavation walls with under-flow of small embedded depth and filter layers at the excavation side of the wall*.
<http://www.kiviniria.nl/eygec/papers/07%20UC%20Schober.pdf> (2015-05-11).
- Skanska. (2008) *Continuous Flight Auger Piles (CFA)*.
<http://www.skanska.co.uk/upload/Sevices/Piling/Datasheets/CFA%20Ddatasheet.pdf> (2015-02-24).
- Skutnabba, A. (2011) *Stödväggar vid djupa schakt*. Vasa: Yrkeshögskolan Novia. (Examensarbete för ingenjörsexamen (YH) på utbildningsprogrammet för byggnadsteknik).

Stjärnberg, J. (2008) *Undersökning av sekantpåleväggar som temporära och permanenta stöd-konstruktioner vid Norra Länken*. Uppsala: Uppsala Universitet. (Examensarbete inom Institutionen för geovetenskaper. Luft-, vatten- och landskapslära).

Sällfors, G. (2009) *Geoteknik: jordmateriallära, jordmekanik*. Upplaga 4.

Trafikverket. (2010) *Sekantpålar på Odenplan*.
<http://www.trafikverket.se/Privat/Projekt/Stockholm/Citybanan/Nyhetsarkiv-start/2010-04/Sekantpalar-pa-Odenplan/> (2015-02-24).

Trafikverket. (2013) *Västlänken*.
http://www.trafikverket.se/contentassets/0defa705d9fa469a853ef8e520db7a85/vastlanken_folder_samrad_maj2013.pdf (2015-04-07).

Trafikverket. (2014a) *Bakgrund Västlänken*.
<http://www.trafikverket.se/Privat/Projekt/Vastra-Gotaland/Vastlanken---smidigare-pendling-och-effektivare-trafik/Om-Vastlanken/Bakgrund/> (2015-04-13).

Trafikverket. (2014b) *Olskroken planskildhet och Västlänken byggbeskrivning*.
http://www.trafikverket.se/contentassets/153bc62019ca477d94ff1ef01a24e635/olskroken_vastlanken_byggbeskrivning_1_36_48.pdf (2015-04-25).

Trafikverket. (2015a) *Västlänken – lite kort om stora fördelar*.
<http://online4.ineko.se/trafikverket/Product/Detail/44320> (2015-04-06).

Trafikverket. (2015b) *Så bygger vi*.
<http://www.trafikverket.se/Privat/Projekt/Vastra-Gotaland/Vastlanken---smidigare-pendling-och-effektivare-trafik/Om-Vastlanken/Sa-bygger-vi/> (2015-04-06).

Västra Götalandsregionen. (2015) *Västsvenska paketet*.
<http://www.vgregion.se/vastsvenskapaketet> (2015-04-06).

Åhnberg, H. (2004) *Sekantpålar som stöd-konstruktion*. Linköping: Statens geotekniska institut (SGI).

Muntliga källor

Karlsson, Mats (2015-03-19) Påminnelse. Personlig e-post till Dahlin, E. (erik.viktor.dahlin@gmail.com).

Yannie, Jorge (2015-05-08) Intervju.

Figurkällor

Alén, C., Lindvall, A., Johansson, M., Magnusson, J. och Norén, C. (2006) *Slitsmurar som permanenta konstruktioner*. Göteborg: Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, SBUF.

Sällfors, G. (2009) *Geoteknik: jordmateriallära, jordmekanik*. Upplaga 4.

Trafikverket. (2014a) *Bakgrund Västlänken*.

<http://www.trafikverket.se/Privat/Projekt/Vastra-Gotaland/Vastlanken---smidigare-pendling-och-effektivare-trafik/Om-Vastlanken/Tunneln/> (2015-04-21)

Åhnberg, H. (2004) *Sekantpålar som stödkonstruktion*. Linköping: Statens geotekniska institut (SIG).

Bilagor

Bilaga 1

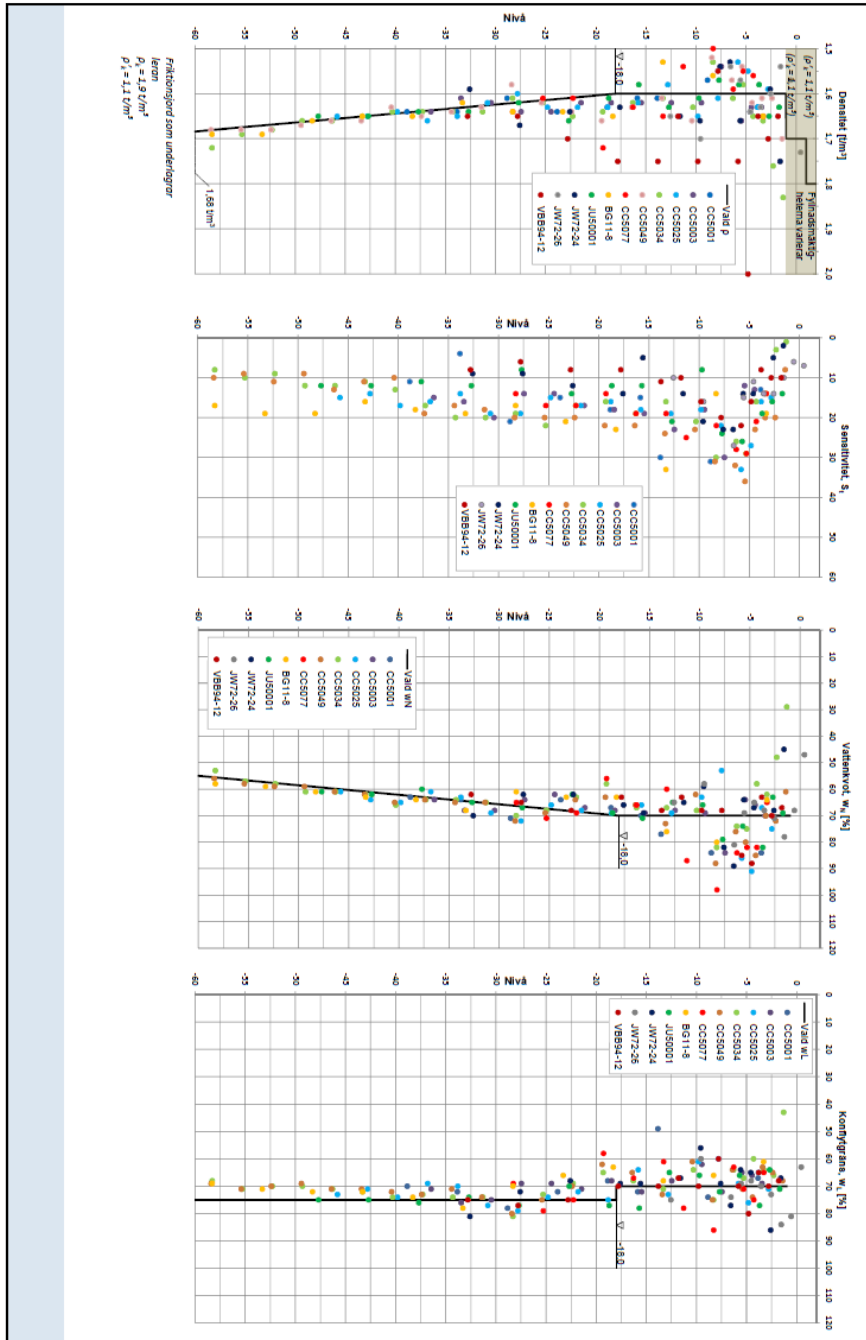
VÄSTLÄNKEN, AF5 GEOTEKNIK

Studentmaterial

VÄSTLÄNKEN
DENSITET, SEISMISITET, VATTENKRAFT, KONFLITTSRIS
2013-06-28

STATION CENTRALEN
Km 458+900 - 457+500

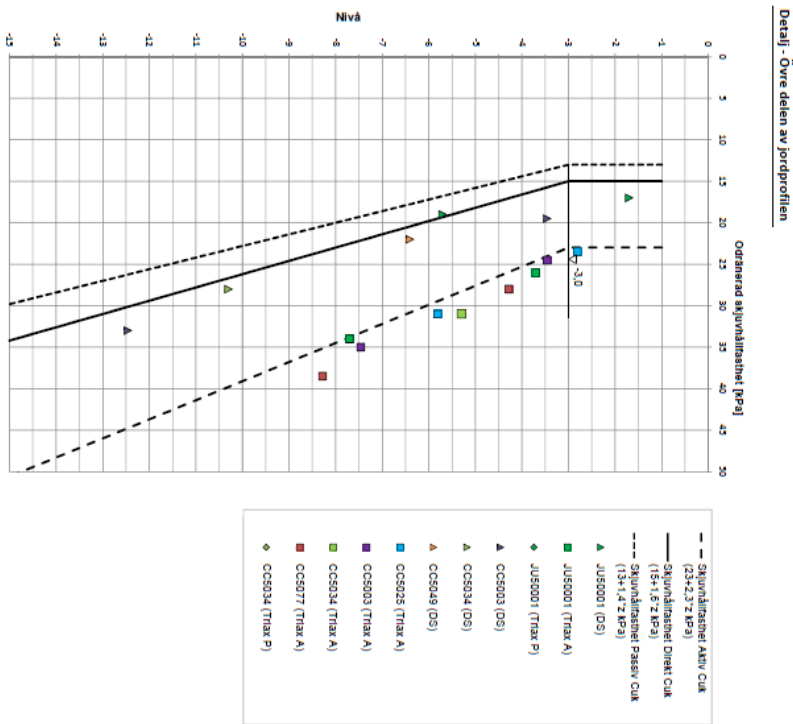
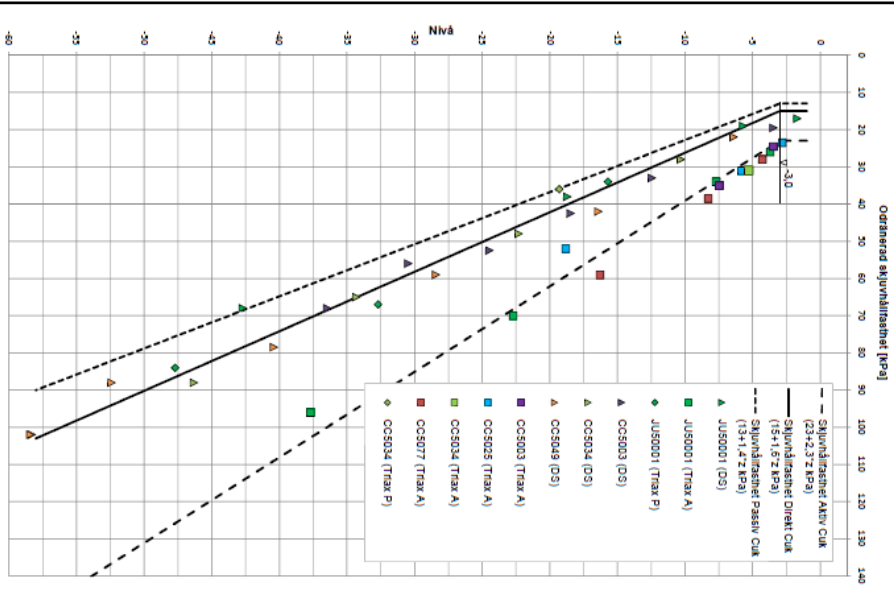
BILAGA 10.1.1



VÄSTLÄNKEN
 ÖRRÄVENÅD SKUVHÄLLESTHET
 VÄLT KARAKTERISTISKT VÄRDE
 2013-06-28

STATION CENTRALEN
 km 456+500 - 457+500

BILAGA 10.1.2.1



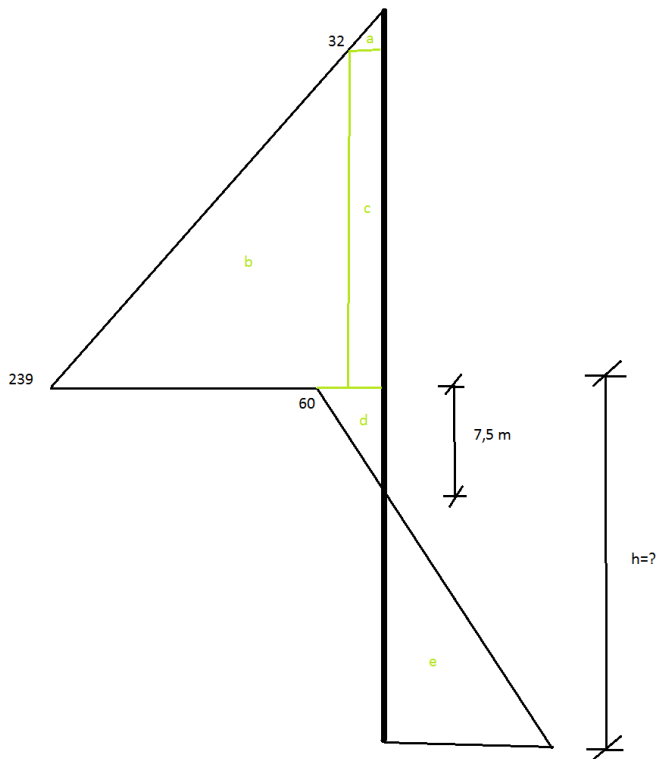
Bilaga 3

z [m]	τ_{ruk} [kPa]	τ_{rud} [kPa]
0	15	10
1	17	11
2	18	12
3	20	13
4	21	14
5	23	15
6	25	16
7	26	17
8	28	18
9	29	19
10	31	20
11	33	21
12	34	22
13	36	23
14	37	24
15	39	25
16	41	26
17	42	27
18	44	29
19	45	30
20	47	31
21	49	32
22	50	33
23	52	34
24	53	35
25	55	36
26	57	37
27	58	38
28	60	39
29	61	40
30	63	41
31	65	42
32	66	43
33	68	44
34	69	45
35	71	46

Bilaga 4

z [m]	σ_{netto} [kPa]
15	-60
16	-52
17	-44
18	-36
19	-28
20	-20
21	-12
22	-4
23	4
24	12
25	20
26	28
27	36
28	44
29	52
30	60
31	68
32	76
33	84
34	92
35	100
36	108
37	116
38	124
39	132
40	140

Bilaga 5



$$\sigma_{pnetto} = 1,1 * 7 * \frac{15 + 1,6 * (15 + h)}{1,536} - (15,712 * 15 + 20)$$

Momentjämvikt ger

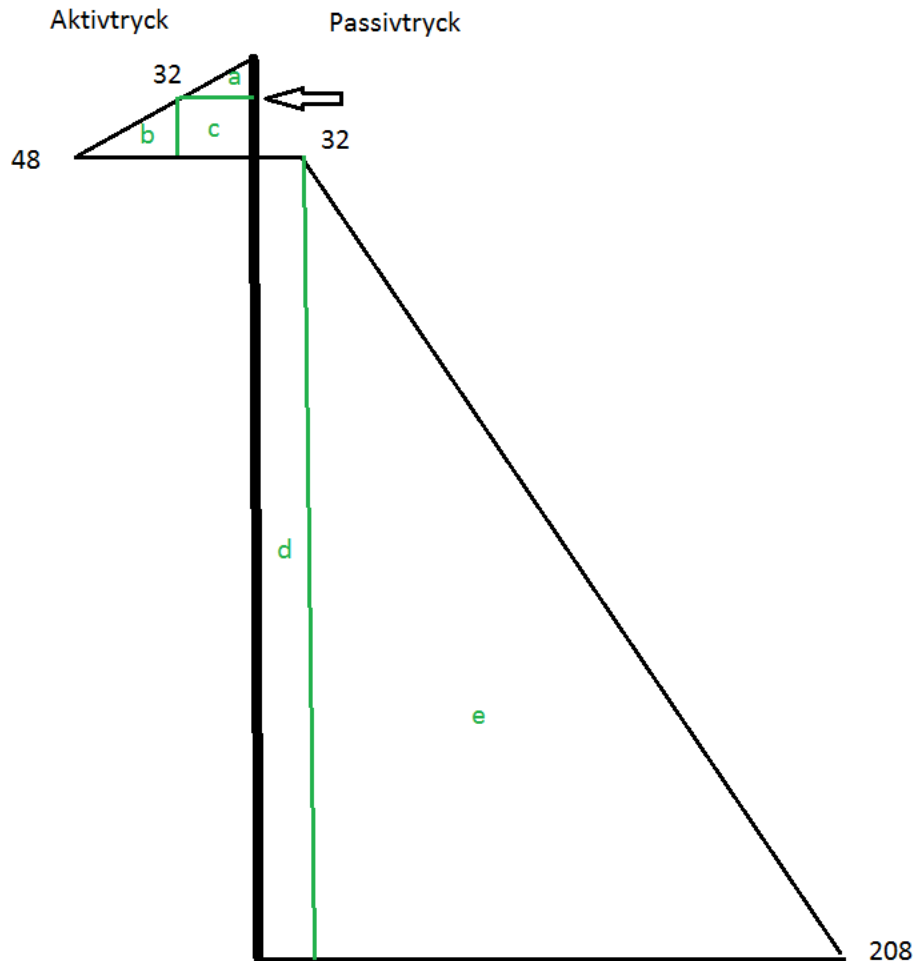
$$\left(7,7 * \frac{15 + 1,6(15 + h)}{1,536} - 255,68 \right) * \frac{h - 7,5}{2} \left(\frac{2}{3}(h - 7,5) + 20,5 \right) - 17894,5 = 0$$

Iteration av h ger följande

H [m]	Moment
15	-12144
16	-10314
17	-8184
18	-5738
19	-2958
20	170
25	21608
26	27167
27	33186
28	39684
29	46674

Bilaga 6

Schaktdjup 3 meter



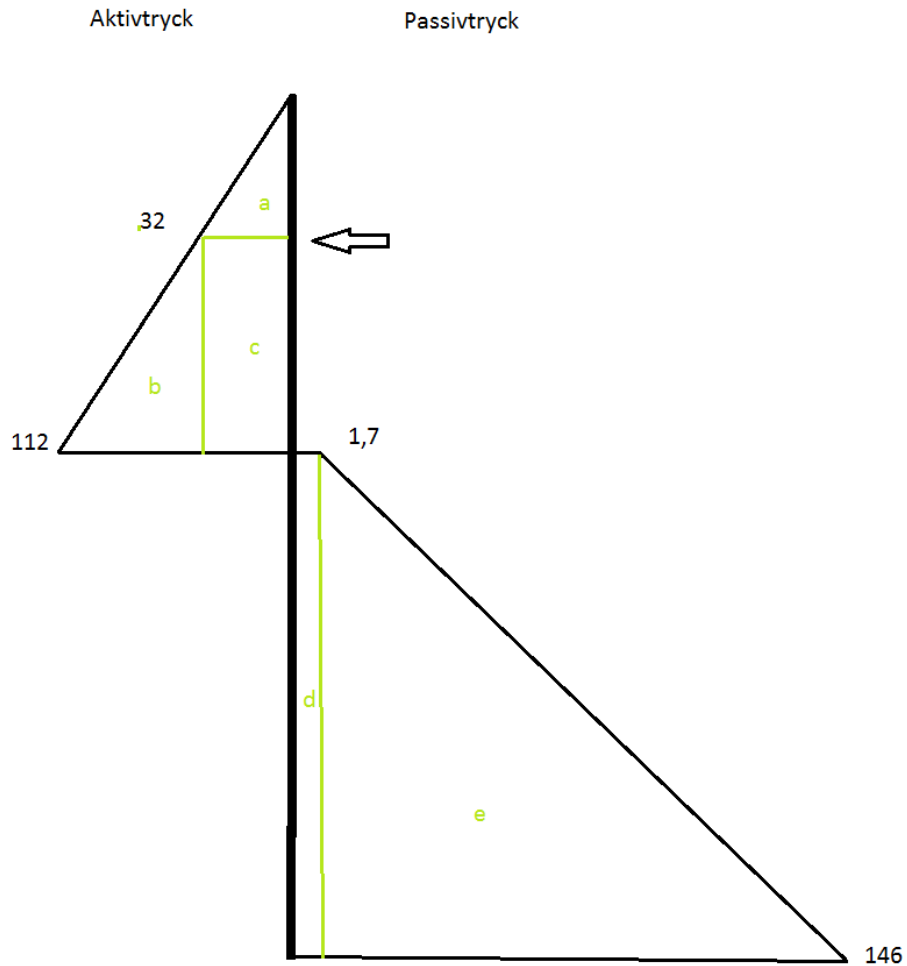
Momentjämvikt runt stag enligt ekvation 5.6

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "e + d" = \frac{208 - 32}{2} * 22 * \left(11 * \frac{2}{3} + 1\right) + 32 * 22 * 12$$

$$P_A * h_a = "b + c - a" = \frac{48 - 32}{2} * 1 * \frac{2}{3} + 32 * 1 * \frac{1}{2} - \frac{32}{2} * 1 * 2 * \frac{1}{3}$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = 24656 \text{ kNm}$$

Schaktdjup 7 meter

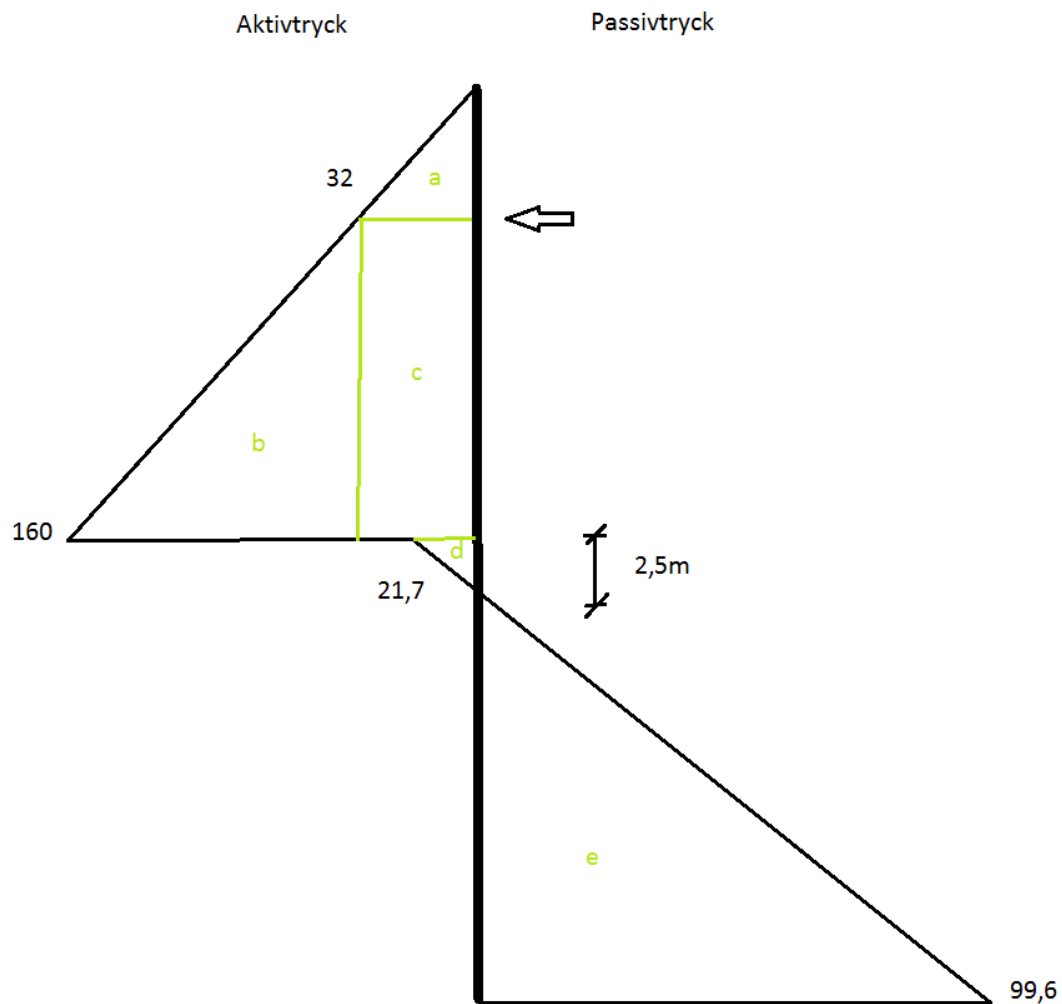


$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "d+e" = 1,7 * 18 * \left(\frac{18}{2} + 5\right) + \frac{148 - 1,7}{2} * 18 * \left(18 * \frac{2}{3} + 5\right)$$

$$P_p * h_a = "b+c-a" = \frac{112-32}{2} * 5 * 5 * \frac{2}{3} + 32 * 5 * \frac{5}{2} - \frac{32}{2} * 2 * \frac{1}{3}$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = 22036 \text{ kNm}$$

Schaktdjup 10 meter

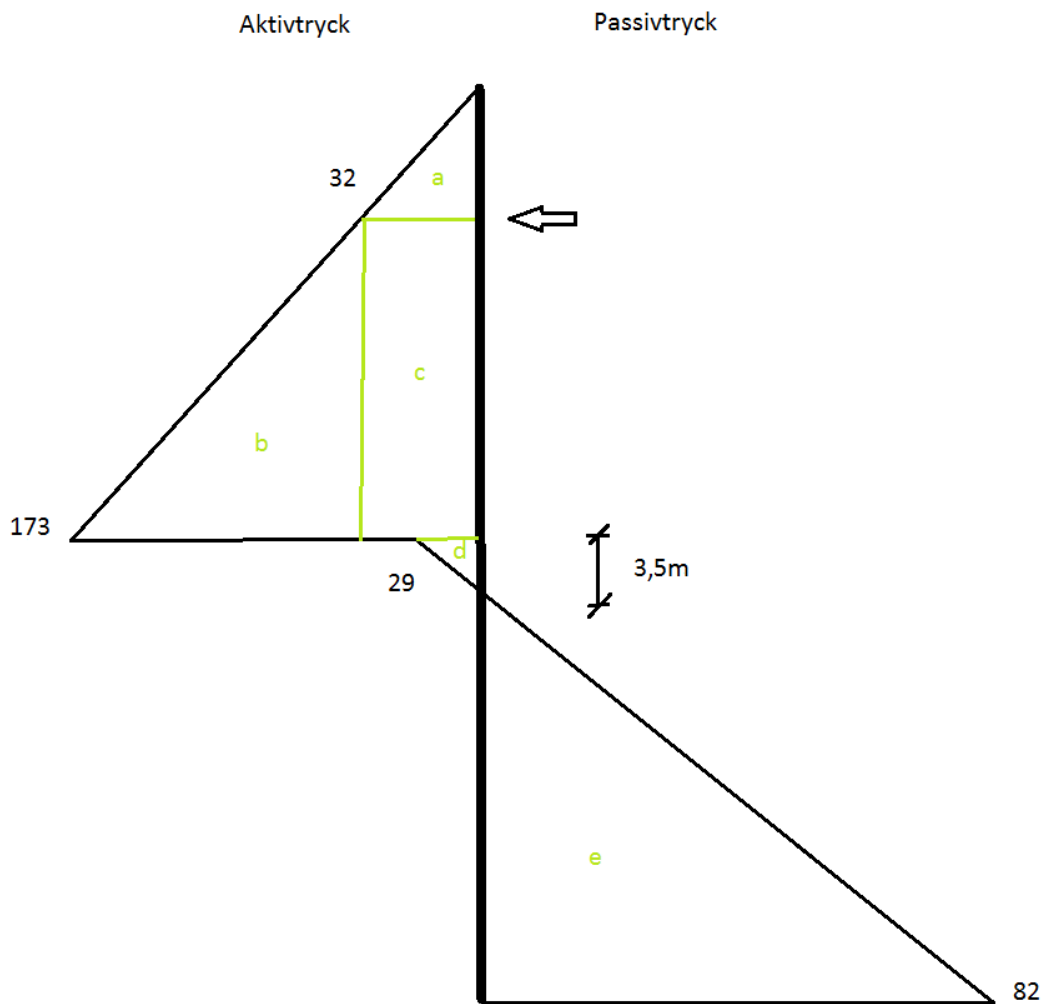


$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "e" = 99,6 * \frac{12,5}{2} * (12,5 * \frac{2}{3} * +10,5)$$

$$P_p * h_a = "b+c-a-d" = \frac{160 - 32}{2} * 8 * 8 * \frac{2}{3} + 32 * 8 * \frac{8}{2} - \frac{32}{2} * 2 * \frac{1}{3} - \frac{21,7}{2} * 2,5 * (2,5 * \frac{1}{3} + 8)$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = 11387 \text{ kNm}$$

Schaktdjup 11 meter

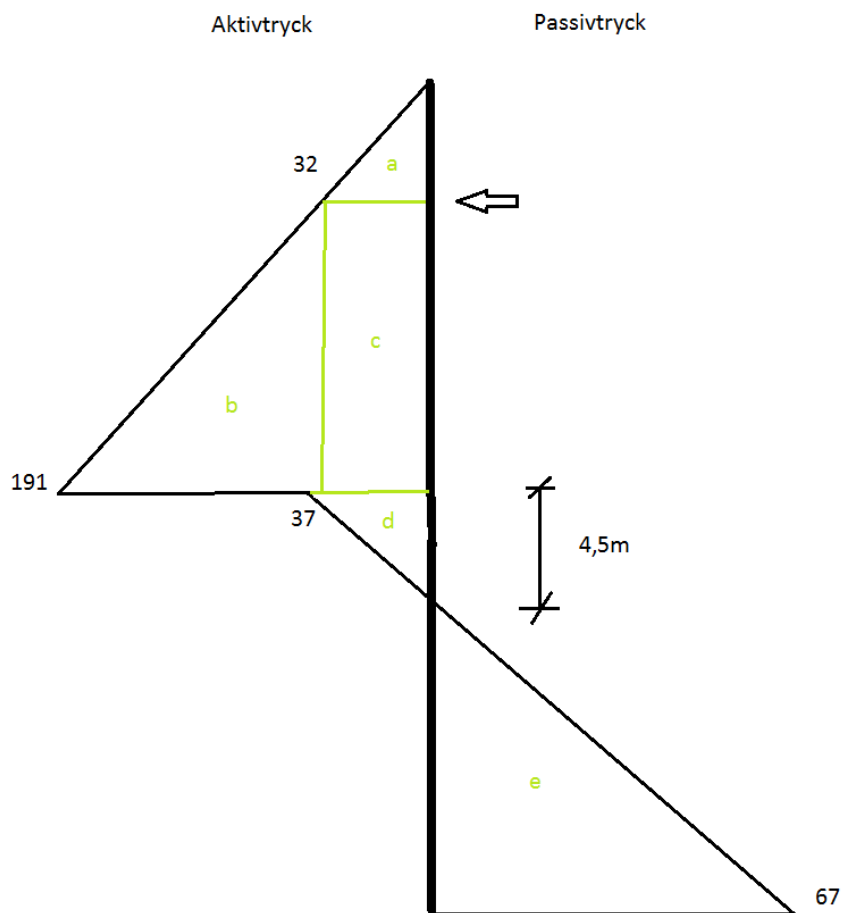


$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "e" = 83 * \frac{14 - 3,5}{2} * (11,5 * \frac{2}{3} * + 12,5)$$

$$P_p * h_a = "b+c-a-d" = \frac{173 - 32}{2} * 9 * 9 * \frac{2}{3} + 32 * 9 * \frac{9}{2} - \frac{32}{2} * 2 * \frac{1}{3} - \frac{29}{2} * 3,5 * (3,5 * \frac{1}{3} + 9)$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = 3085 \text{ kNm}$$

Schaktdjup 12 meter

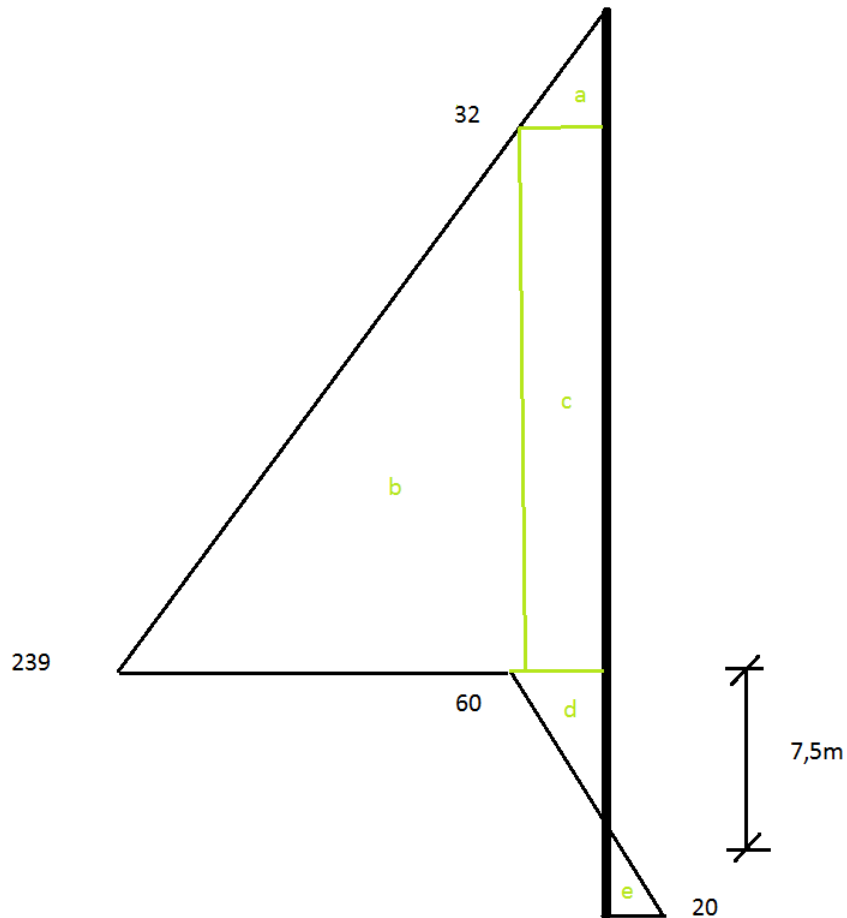


$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "e" = 67 * \frac{8,5}{2} * (8,5 * \frac{2}{3} * +14,5)$$

$$P_p * h_a = "b+c-a-d" = \frac{191 - 32}{2} * 10 * 10 * \frac{2}{3} + 32 * 10 * \frac{10}{2} - \frac{32}{2} * 2 * \frac{1}{3} - \frac{37}{2} * 4,5 * (4,5 * \frac{1}{3} + 10)$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = -2118 \text{ kNm}$$

Schaktdjup 15 meter



$$\sigma_{pnetto} * d * h_p = "e" = 20 * \frac{2,5}{2} * (2,5 * \frac{2}{3} * + 20,5)$$

$$P_p * h_a = "b+c-a-d" = \frac{239 - 32}{2} * 13 * 13 * \frac{2}{3} + 32 * 13 * \frac{13}{2} - \frac{32}{2} * 2 * \frac{1}{3} - \frac{60}{2} * 7,5 * (7,5 * \frac{1}{3} + 13)$$

$$\sigma_{pnetto} * d * h_p - P_A * h_a = -17894 \text{ kNm}$$