



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT  
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE



## Sekantpålar som stödkonstruktion – Litteraturstudie

Helen Åhnberg

Varia 544

LINKÖPING 2004

Foto omslag: Sekantpålar som permanent konstruktion vid BBC, London.



**STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT**  
**SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE**

Varia **544**

**Sekantpålar som stödkonstruktion**  
– Litteraturstudie

Helen Åhnberg

<b>Varia</b>	Statens geotekniska institut (SGI) 581 93 Linköping
Beställning	SGI Litteraturtjänsten Tel: 013-20 18 04 Fax: 013-20 19 09 E-post: <a href="mailto:info@swedgeo.se">info@swedgeo.se</a> Internet: <a href="http://www.swedgeo.se">www.swedgeo.se</a>
ISSN	1100-6692
ISRN	SGI-VARIA--04/544--SE
Projektnummer SGI	11965
Dnr SGI	1-0402-0113
©	Statens geotekniska institut

## Förord

Denna rapport om sekantpålar som stödkonstruktion är resultatet av en litteraturstudie som utförts i syfte att sammanställa befintliga erfarenheter av metoden. Rapporten är tänkt att tjäna som underlag för bedömning av metodens användbarhet i svenska byggprojekt. Litteraturstudien har till stor del initierats av behov av ökat kunskapsunderlag vid värdering av möjliga metoder för utförande av planerade stödkonstruktioner vid schaktning för Citytunneln i Malmö. Den har finansierats av Citytunnelprojektet (CTP), Pålkommisionen och av interna medel hos Statens geotekniska institut (SGI).

Som stöd till projektet har en referensgrupp medverkat bestående av Jan Hartlén, CTP, Per-Evert Bengtsson, Peab Sverige AB/SGI, och Christer Hermansson, Europile Pålteknik AB. Värdefull information om sekantpålar och deras tillämpning har lämnats av Chris Thomas och hans medarbetare hos Bachy Soletanche Ltd i samband med ett studiebesök vid sekantpåleinstallationer i London. Till alla dessa samt till övriga kollegor som bidragit med information och välvilligt granskat rapporten riktas ett varmt tack.

Linköping 20 april

Helen Åhnberg



## Innehåll

### Förord

<b>1</b>	<b>Introduktion .....</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>Utformning.....</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>Utförande .....</b>	<b>16</b>
<b>4</b>	<b>Jämförelse med alternativa metoder.....</b>	<b>25</b>
<b>5</b>	<b>Exempel på användning och utförande .....</b>	<b>32</b>
	<b>Referenser .....</b>	<b>43</b>
	<b>Bilaga .....</b>	<b>46</b>





## 1 Introduktion

Sekantpålar är benämning på en typ av platsgjutna pålar som används för att skapa permanenta eller temporära stödväggar vid schakter. Metoden har med framgång tillämpats i ett flertal olika länder, främst i Västeuropa men även i Nordamerika och Asien. Sekantpålar har bl a använts i Danmark vid byggande av Metron i Köpenhamn. Metoden har ännu inte använts vid något byggprojekt i Sverige. Ett ökat innerstadsbyggande i Sverige gör emellertid sekantpålar till ett intressant alternativ också här, inte minst i samband med flera stora infrastrukturprojekt som för närvarande planeras på olika håll i landet. Sekantpålar är ett alternativ som nu diskuteras bl a i samband med kommande arbeten för Citytunneln i Malmö.

Utmärkande för sekantpålar är att tillverkning av pålarna utförs med viss överlappning så att de enskilda pålelementen griper in i varandra i syfte att skapa en bärkraftig och tät stödkonstruktion. De olika pålelementen ges ibland olika hårdhet på så sätt att varannan påle utförs med lägre hållfasthet som s.k. mjuka pålar eller fasta pålar och de däremellan som s.k. hårda pålar. En sekantpålevägg skiljer sig på så sätt från andra idag förekommande metoder för utförande av gjutna stödkonstruktioner. Exempel på andra metoder är tangentpålar eller ”contiguous piles” som tillverkas kloss intill varandra respektive med visst mellanrum. Dessa har inte någon tätande funktion om inte speciella åtgärder vidtas, vanligen i form av en kompletterande, gjuten vägg mellan pålarna. Funktions- och i viss mån också tillverkningsmässigt mer närliggande sekantpålväggar är slitsmurar, dvs. väggar gjutna i slitsar i jorden och utformade som plana väggelement istället för runda pålar. De enskilda väggelementen i slitsmuren gjuts ofta överlappande och kan ha såväl bärande som tätande funktion.

Vad som idag betraktas som traditionella sekantpålar började utföras under slutet av 60-talet. De kan sägas vara en vidareutveckling av exempelvis den franska Benotopålen, vilken varit vanlig i Europa framförallt under 30- till 50-talet. Vid tillverkning av Benotopålar användes ett dubbelväggigt foderrör som pressades ned i jorden under oscillerande vridning och urgrävning utfördes med en på lina hängande fallskopa alternativt fallmejsel. Foderrörs-elementen kopplades samman med torsionsstyva bultförbindelser (Massarch, 1975). Utmärkande för tekniken var en god installationsprecision som en följd av användandet av dubbla foderrör. God precision tillsammans med möjligheten att gå genom relativt hårda material med hjälp av allt kraftfullare oscillerande neddrivning av foderrören bäddade för en fortsatt utveckling mot tillverkning av sekantpålar. En viss återhållsamhet när det gäller användandet av stödvätska av bentonit för bärande pålar i framförallt Västtyskland har också bidragit till den starka vidareutvecklingen av tekniker för foderrörsskarvning.

Till en början utfördes de flesta sekantpålar med samma diameter, ca 1,2 m, då den traditionella tillverkningsmetoden innebar i stort sett samma tillverkningstid per påle oberoende av diameter. Därefter har en successiv utveckling av kraftfullare maskiner, rotationsborrning med stora vridmoment och användning av tekniken CFA (”Continuous Flight Auger”) för tillverkning av pålar lett till att det idag finns system för tillverkning av pålar med olika diametrar vilka kan utföras med förhållandevis god precision också i besvärliga jord- och bergförhållanden. Hinder av olika slag kan normalt passeras utan större problem.

I Sverige saknas erfarenheter av metoden och i litteraturen finns endast ett begränsat antal sammanställningar av metodik för tillverkning av sekantpålar med beskrivning av för- och nackdelar och dokumenterade erfarenheter av metoden i olika tillämpningar. En mer övergripande sammanställning redovisas i denna rapport i syfte att skapa bättre underlag för bedömning av metodens lämplighet vid olika grundläggningsprojekt i Sverige. Dimensionering och andra aspekter som gäller mer generellt för stödkonstruktioner behandlas endast i begränsad omfattning i sammanställningen. Stödväggar av jetpelare, djupstabilisering ("deep mixing") m m som i mycket liknar sekantpålar men som blandar in också jordmaterial vid uppbyggnad av i pelarna, med varierande kvalitet och dimension som resultat, behandlas inte i rapporten. Rapporten bygger i huvudsak på litteraturstudier som utförts i ämnet men också på informationsmaterial som erhållits från tillverkare av sekantpålar.

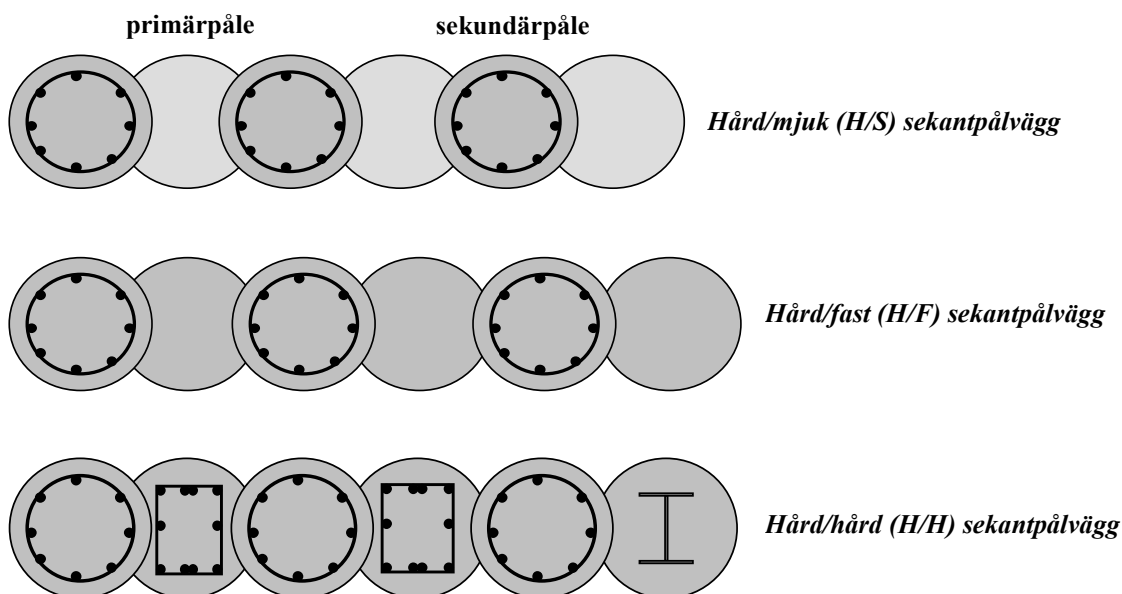
## 2 Utformning

Sekantpålar har använts i olika tillämpningar för en rad olika undermarkskonstruktioner. Metoden används i ökande omfattning framförallt i samband med innerstadsbyggande där det ofta ställs strikta krav på utformning samtidigt som arbetsplatserna är trånga och det finns restriktioner med hänsyn till omgivningen. Pålelementen utförs bärande och vattentäta i olika grad beroende på vald utformning av schaktväggen, ofta beroende på om denna skall utgöra del av en permanent eller en temporär konstruktion.

Sekantpålar kan utformas på något olika sätt. Gemensamt för sekantpålar är att de utförs med viss överlappning för att verka tätande mot grundvatten och att undvika att jordmaterial kommer in i schakten.

I början utfördes sekantpåleväggar enbart med pålar av samma typ. *Primär- och sekundärpålar*, vilka på sina håll också har kallats hon- respektive hanpålar, utformas idag ofta med olika hållfasthet. Primärpålarna tillverkas först och ges då den lägre hållfastheten. De två traditionella alternativen av utformning benämns beroende på vilken hållfasthetskombination som används för "hård/hård" och "hård/mjuk" i enlighet med de engelska beteckningarna "hard/hard" (H/H) och "hard/soft" (H/S). Idag utnyttjas också en mellanvariant benämnd "hård/fast" eller "hard/firm" (H/F), se *Figur 1*. "Mjuka" pålar tillverkas vanligen av en blandning av cement och bentonit men även andra blandningar är möjliga att använda. Exempel på andra kombinationer av medel är cement-flygaska-bentonit och cement-slagg-bentonit. Användning av sand som tillsats förekommer också. Vanligt är att "fasta" pålar utförs med låghållfast betong medan "hårda" pålar utförs med armerad betong.

En utformning där mjukare primärpålar används innebär att borring av sekundärpålen blir lättare att utföra. Konstruktionen blir billigare dels genom den enklare borringen dels genom att endast sekundärpålen behöver utformas med bärande armering. Å andra sidan innebär detta att användningen begränsas till tillämpningar med mer begränsade schaktdjup eller där böjpåverkan kan minskas till stor del. En hård/mjuk kombination

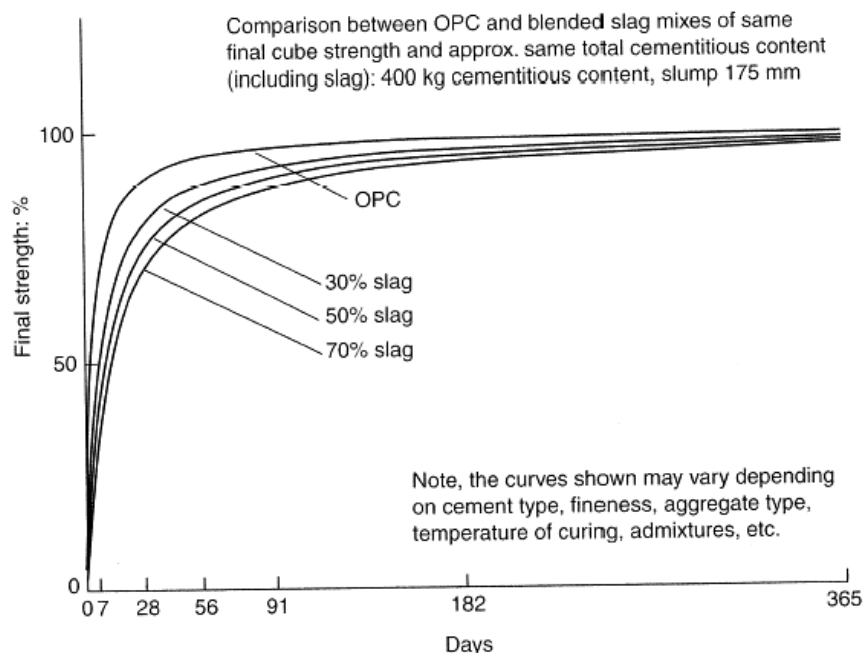


Figur 1. Principfigur över olika typer av sekantpålvägg. Efter Troughton (2003).

kan under gynnsamma förhållanden fylla motsvarande funktion som en hård/hård kombination men den används normalt inte för permanenta konstruktioner. Perioder med upprepad torkning och återfuktning framförallt vid pålarnas övre del, riskerar att inverka negativt på långtidshållfasthet och täthet hos de mjukare pålarna i schaktväggen (Sherwood m fl, 1989). Kunskapen om beständigheten hos dessa är än så länge begränsad även om de äldsta pålarna som idag är närmare 20 år anges fungera väl. En sämre bärformåga samt osäker beständighet och täthet hos en hård/mjuk pålvägg har således inneburit att den oftast inte uppfyller ställda krav för permanenta konstruktioner. I de fall de används i permanenta konstruktioner betraktas ofta den mjuka pålen som mer temporär och förses med utanförhängande dränering, på motsvarande sätt som mellanrummen mellan ”contiguous piles”. I en permanent konstruktion innebär det billigare alternativet också att en något mer omfattande ytbehandling normalt behöver utföras (Sherwood m fl, 1989). En hård/mjuk vägg är däremot ofta ett intressant alternativ för temporära konstruktioner.

Tryckhållfastheten hos primärpålar bör begränsas till 25-30 MPa (FPS, 1999). Ofta används cement-slagg med en slaggandel uppemot 85 % för att få långsam tillväxt i dessa pålar. Vanlig inverkan av andel slagg på hållfasthetstillväxten visas i *Figur 2*. För mjuka pålar används normalt en cement-bentonitmix med en odränerad skjuvhållfasthet av storleksordningen 200-300 kPa (ICE, 1996).

Armeringen kan utformas med olika placering av armeringsjärnen anpassad efter förväntad belastning utmed väggen. Att tänka på är dock att en symmetrisk fördelning förklarar/förkortar installationsmomentet under utförandet. Om krav ställs på sprickvidd innebär detta vanligtvis en ökning av armeringsmängden med 60-70 % (Ferne & Putnam, 2000).

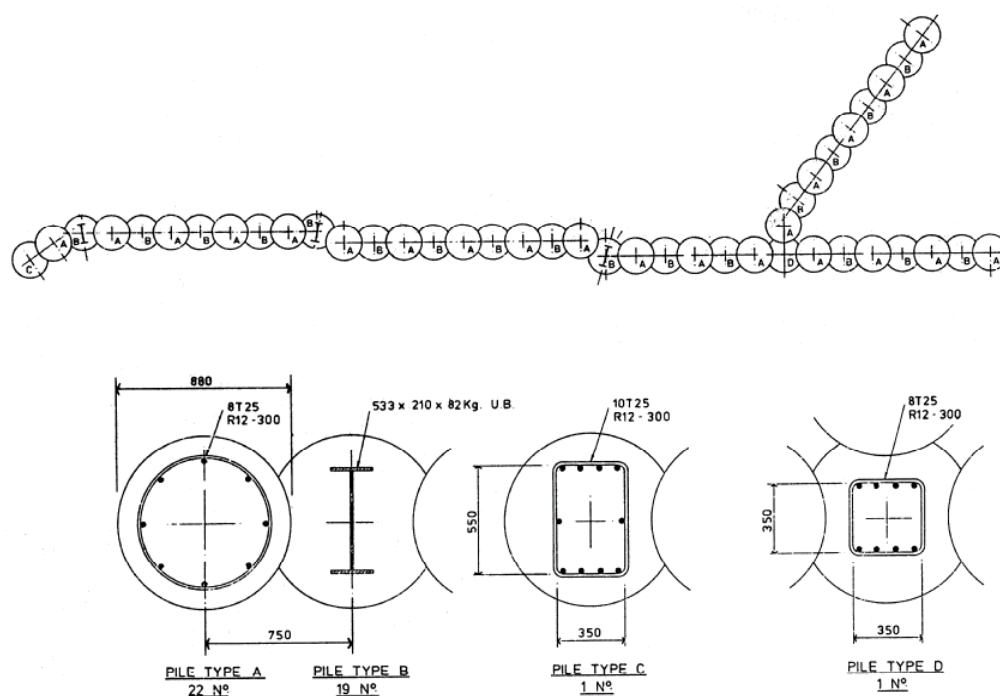


Figur 2. Typisk hållfasthetstillväxt för betong med olika andel slagg. Från FPS (1999).

Schaktväggarna kan utformas med olika tjocklek. Med dagens teknik kan pålar utföras med diametrar varierande mellan 0,3 meter och drygt 2 meter. Pålarna i en schaktvägg har vanligtvis samma diameter, men det förekommer att primärpålar utformas med både mindre och större diameter än sekundärpålarna, jfr *Tabell 1* i Bilaga. Dimensionen väljs normalt baserat på vanligen förekommande påldiametrar, jfr *Tabell 1* i avsnitt 3 Utförande. En tillräcklig överlappning mellan intilliggande pålar anses vanligen vara ca 10-20% av påldiametern, dvs. pålarna sätts med centrumavstånd av 0,8 till 0,9 gånger påldiametern (Sherwood m fl, 1989). Sekantpålar som utförs med oscillerande foderrörborring har vanligtvis en minsta överlappning av 0,2-0,3 m vid ett centrumavstånd av 1,1-1,2 m (Fernie & Putnam, 2000). Vanlig överlappning vid mjuka primärpålar är ca 1/3 av dessas diameter (FPS, 1999).

Sekantpålarna kan placeras i positioner som avviker från räta linjer, vilket ger relativt goda möjligheter att anpassa schaktväggarna efter önskad geometri. Väggarna kan ges valfri form förutsatt att en minsta "korda"längd av 500 mm används (Wharmby, 2003). Anslutande pålväggar kan utformas i olika riktningar med god överlappning också vid skarven mellan dessa. Ett exempel på en flexibel utformning med anpassad placering och armering av sekantpålar visas i *Figur 3*.

Pålväggen kan utformas med viss lutning inåt schakten. Exempel på detta är sekantpålningen för Frankfurt Metro som utfördes i kalkjord och kalkberg ned till ca 26 m djup. Väggen utfördes med 12° lutning (ca 5:1) in under omgivande, befintliga byggnader (Puller, 2003).



Figur 3. Exempel på flexibel påplacering. Plan över pålinstallation med detaljer över armeringsutformning för en del av en källarkonstruktion i Edinburg. Från Sherwood m fl (1989).

Dimensionering utförs i enlighet med vad som anges för stödmurar i ENV 1997-1:2003 Eurocode 7, Geotechnical design, Part 1 General rules, Kapitel 9 "Retaining structures" (Eurocode, 2003). I Vägverkets rapport "Slitsmurar som permanent konstruktionsdel – Dimensionering" (Bengtsson m fl, 1998) finns beskrivet beräkningsförutsättningar och metodik för verifiering av slitsmur i temporärt och permanent skede. Beräkningsförutsättningar och metodik kan i princip också appliceras på stödmur av sekantpålar. För samverkansberäkning konstruktion/jord kan stödmuren betraktas som en balk på fjädrande bädd alternativt beräknas med numeriska metoder. Jordtrycket mot muren beräknas med hänsyn tagen till de förskjutningar/deformationer som uppstår i mur och eventuella stämp/stag vid urschaktning innanför stödmuren. I permanent skede kan jordtrycket på aktiva sidan antas vara lika med vilojordtrycket och det mothållande jordtrycket högst uppgå till det lägsta av värdet för ursprungligt vilojordtryck eller passivt jordtryck beräknat med effektivspänningsbaserade hållfasthetsparametrar. Mätningar i samband med undersökningar av bl a jordtryck mot provslitsmurar installerade i friktionsjord och kalkberg har visat på hur dessa med tiden närmar sig vilojordtryck (Elsborg, 1971).

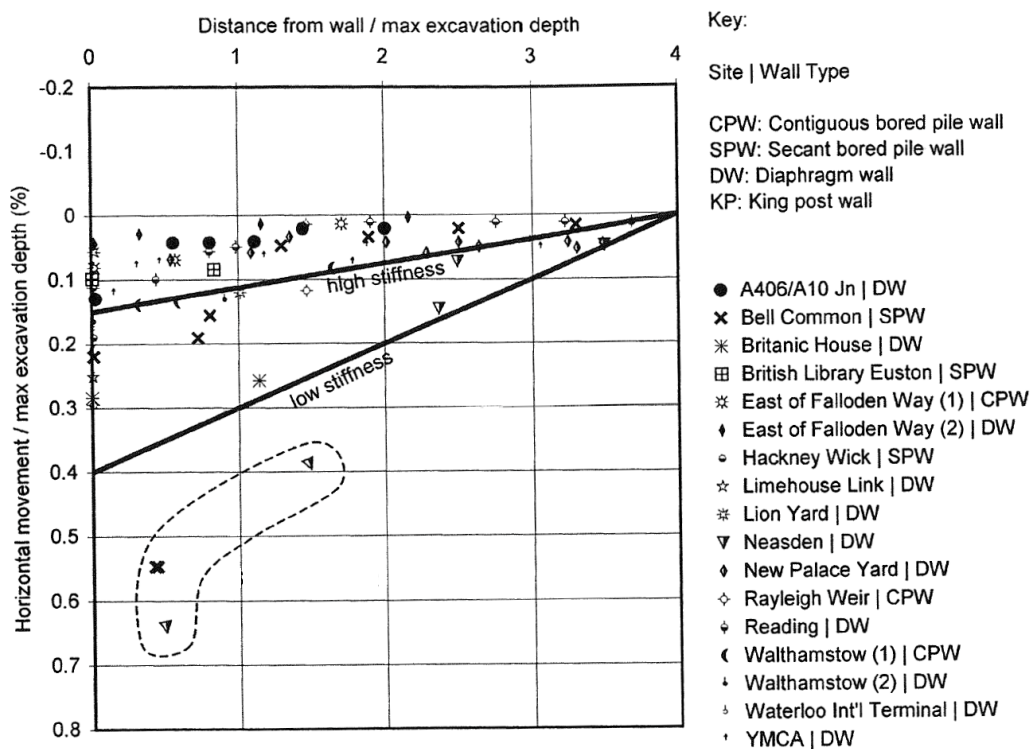
Vid bruksgränsdimensionering med beräkningarna enligt balk på fjädrande bädd görs en bedömning av omgivande sättningar utifrån empiriska relationer mellan utböjning och sättning. Största sättning bakom muren kan oftast antas vara ungefär lika stor som maximal utböjning. I Tabell 7 och Figur 3 visas värden på uppmätta horisontella och vertikala förskjutningar vid olika typer stödmurar vid utförande av dessa respektive vid urschaktning innanför dem. Sammanställningarna baseras på olika praktikfall vilka i hög grad är utförda i fast lera (Gaba m fl, 2003). Större rörelser markerade inom streckat område i Figur 3a angavs orsakade av onormala, platsspecifika förhållanden. Det bör

Tabell 7. Uppmätta rörelser vid markytan vid installation av borrarad pålmur eller slitsmur i fast lera. Från Gaba m fl (2003).

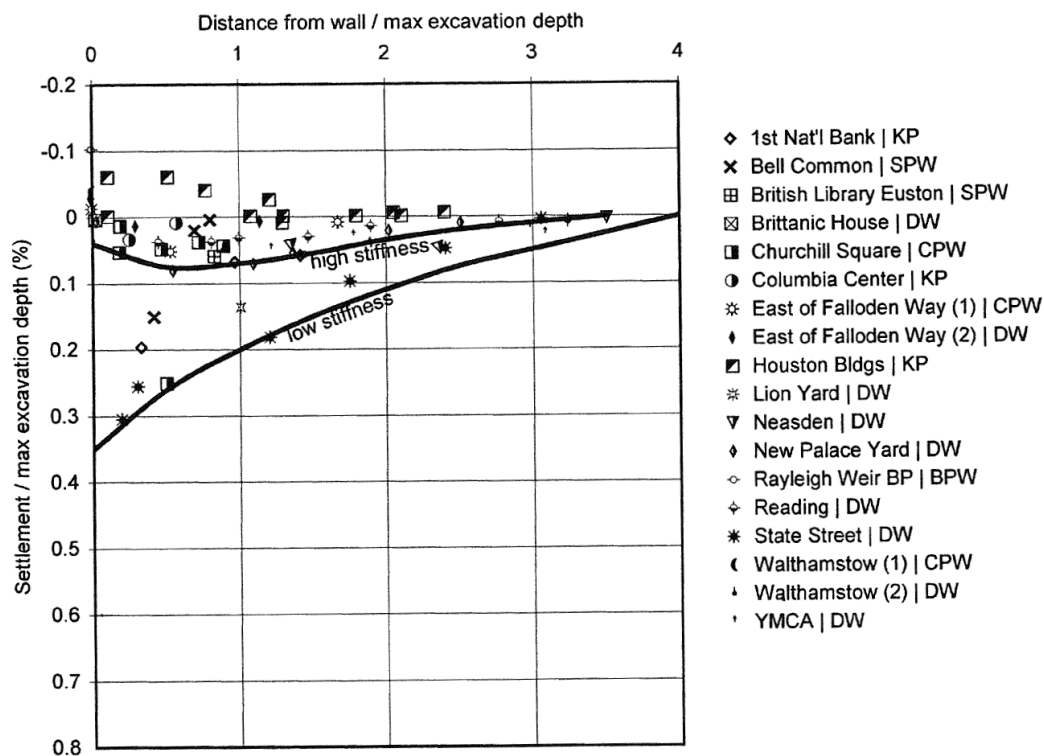
Wall type	Horizontal movements		Vertical movements	
	Surface movement at wall (per cent of wall depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of wall depth)	Surface movement at wall (per cent of wall depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of wall depth)
<b>Bored piles</b>				
Contiguous	0.04	1.5	0.04	2
Secant	0.08	1.5	0.05	2
<b>Diaphragm walls</b>				
Planar	0.05	1.5	0.05	1.5
Counterfort	0.1	1.5	0.05	1.5

#### Notes

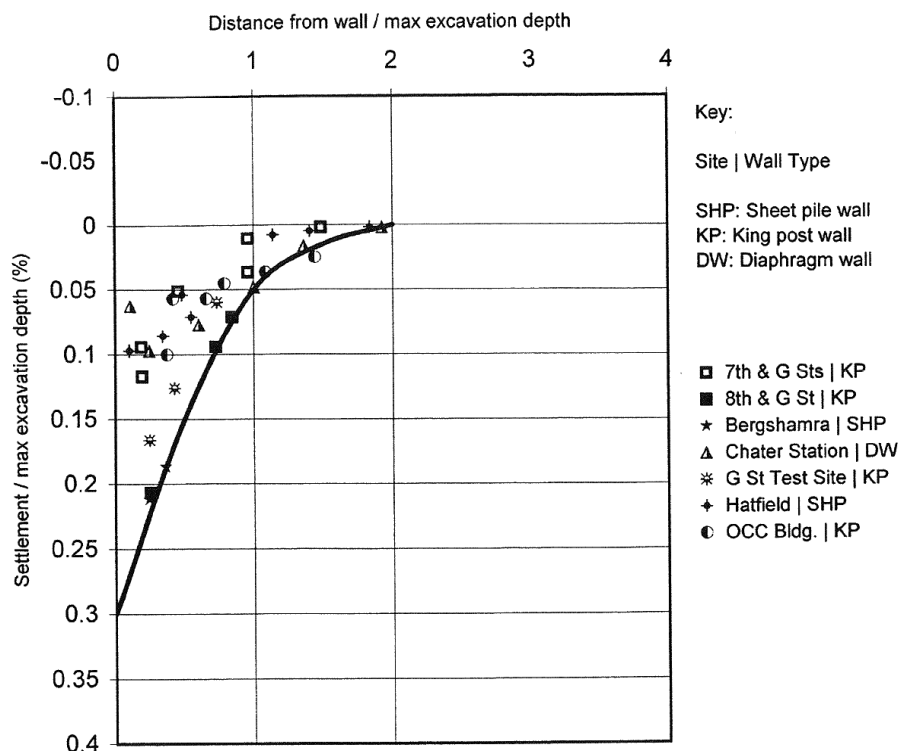
1. Maximum surface movement occurs close to the wall and is calculated as a percentage of the pile depth/diaphragm wall trench depth, as appropriate.
2. Extent of movement is calculated non-dimensionally by dividing by the pile depth/diaphragm wall trench depth, as appropriate



a. Horizontalrörelser vid stödmur i fast lera



b. Vertikallrörelser vid stödmur i fast lera

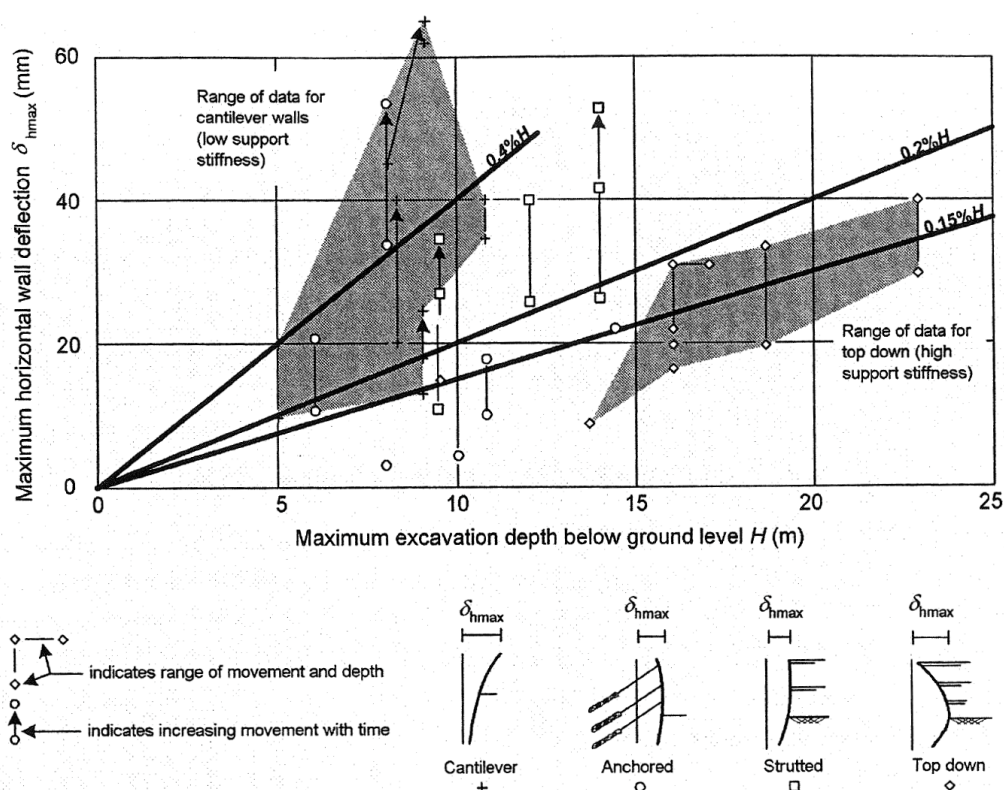


c. Sättningar vid stödmur i sand

Figur 3. Uppmätta markrörelser vid urschaktning innanför stödmur. Linjer för "high stiffness" avser höga stämpnivåer/uppifrån-ner konstruktion medan "low stiffness" avser konsolsponter/temporära stämp på låga nivåer. Efter Gaba m fl (2003).

observeras att underlaget för vissa kategorier av tillämpningar är mycket begränsat. Exempel på uppmätta rörelser för olika typ/grad av uppstagning visas i *Figur 4*. Vid beräkning med numeriska metoder bör beräknade rörelser korrigeras baserat på värderad erfarenhet. Osäkerheten kan minskas betydligt genom kalibrering av beräkningarna mot kända rörelser vid utförda stödmurar under likartade förhållanden.

Utförs tillfällig schakt utan stämp dimensioneras denna med avseende på jordförhållanden, konsolhöjd, schaktgeometri och tillåten utböjning. För schakt med temporära stämp, från botten och upp, bestäms konstruktionen också av vertikalt stämpavstånd, styvhet hos stämp och borttagning av dessa. Vid schakt med permanenta stämp, uppifrån och ned, utnyttjas styva golvbjälklag som stämp och schaktning utförs fortsatt under dessa. Det senare fallet ger normalt en avgjort kortare byggtid än om temporära stämp används för en konstruktion som byggs från botten och upp (e.g. Katzenbach m fl, 1998, Wharmby, 2003). Ett undantag redovisat i litteraturen är utförandet av tunnelbanestationen Kudan i Tokyo, där sekantpålar användes som del av konstruktionen (Paulson, 1982). Konstruktionen utfördes över, vid sidan av och under en annan tunnelbanelinje i ett hårt trafikerat och tätbebyggt område. Arbetet utfördes uppifrån och ned vilket bedömdes ha förlängt byggtiden till fem år jämfört med uppskattningsvis tre år om området kunnat stängas av och arbetet utförts från botten och upp i en öppen schakt. Byggkostnaden bedömdes till ca 30 % högre, men med hänsyn till undvikandet av hinder för trafik och handel, dålig publicitet, fortsatt stöd från politikerhåll och allmänhet osv. bedömdes detta som överkomligt totalt sett.

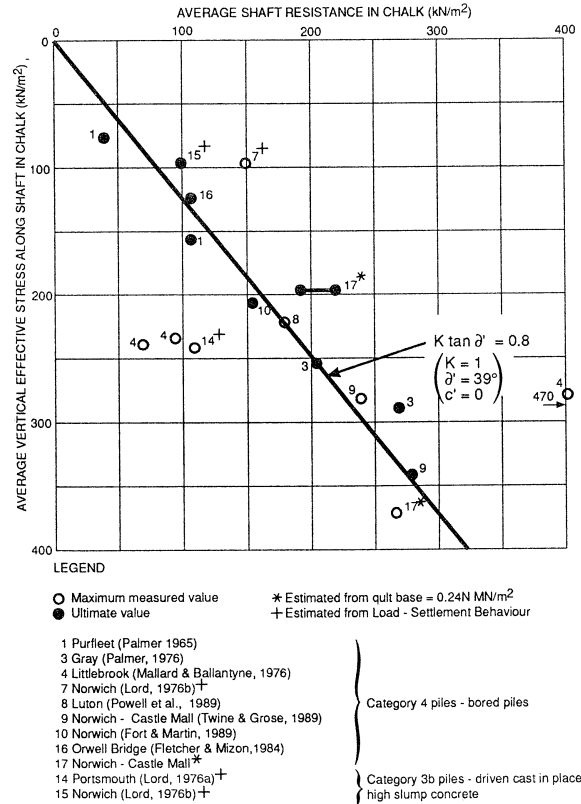


*Figur 4. Uppmätt horisontell utböjning vid urschaktning innanför stödmurar i London-lera. Från Gaba m fl (2003) (efter St John m fl, 1992).*



I Sverige finns på vissa håll uppfattningen att i jorden gjutna väggkonstruktioner inte bör användas som bärande element i en permanent konstruktion. T ex anges i Vägverkets Bro 2002 och i förslag för nya Bro 2004 (remiss februari – 04) att slitsmur inte får användas som permanent konstruktion (Vägverket, 2002 och 2004). Utomlands är det dock vanligt att både slitsmurar och sekantpåleväggar används som bärande element och det finns en lång erfarenhet av detta. Utnyttjande av sekantpåleväggar i permanenta konstruktioner har angivits ge betydande såväl ekonomiska som tekniska fördelar. Några problem med sekantpåleväggar med hänsyn till beständighet eller sprickbildningar finns inte redovisade.

Den geotekniska dimensioneringen utförs vanligen med effektivspänningsanalys. Vid bedömning av tillåtna laster tas oftast enbart hänsyn till mantelbärförmågan eftersom betydligt större förskjutningar krävs för att mobilisera bärförmågan under spetsen jämfört med utmed manteln. Mantelbärförmågan är vanligtvis fullt mobiliserad då sättningen hos en borrade påle uppgår till 0,5-1,0 % av påldiametern medan spetsbärförmågan sällan blir mobiliserad förrän sättningarna uppgår till 10-20 % av basdiametern (t.ex. Berggren, 1981, Hartikainen & Gambin, 1991). Uppskattning av mantelmotståndet kan göras baserat på rådande effektivspänningar. Utförda mätningar på borrade pålar i kalkberg indikerar att utförandet reducerar kohesionsandelen så att materialet bör betraktas som ett rent friktionsmaterial (Twine & Wright, 1991), se *Figur 5*. Enligt Twine & Wright (1991) ger dimensionering baserat på SPT-värden en underskattning av mantelmotståndet hos pålar i kalkberg.



Figur 5. Mantelmotstånd hos pålar i kalkberg vs vertikal medeffektivspänning. Från Twine & Wright (1991).

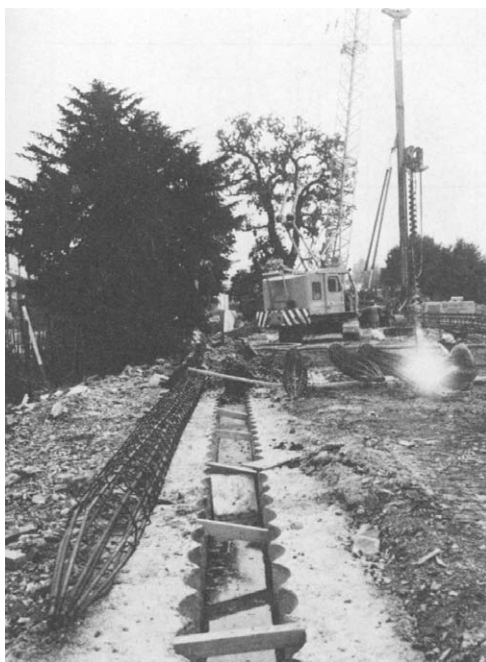
Möjligheten att överföra skjuvkrafter mellan pålar är begränsad. Konstruktioner där stämp används vid väggens överkant är fördelaktiga eftersom en toppbalk med möjlighet att överföra krafter då kan utnyttjas.

### 3 Utförande

Sekantpålar kan utföras med olika metoder. Gemensamt för de olika metoderna är att pålarna utförs etappvis. I ett första steg installeras de sk primärpålarna. Dessa installeras normalt i varannan pålposition varefter sekundärpålarna tillverkas mellan dessa så att de delvis skär in, som en sekant, i primärpålarna. Tillverkning och kontroll utförs i enlighet med svensk/europeisk standard SS-EN 1536:1999 för utförande av grävpålar (Europeisk Standard, 1999). I denna utförandestandard behandlas utförande av enskilda pålar relativt detaljerat medan utförande av pålväggar berörs endast kortfattat. Specifikationer för utförande och kontroll/uppföljning av sekantpåleväggar av H/H och H/S typ finns mer detaljerat angivna i en skrift utarbetad för brittiska förhållanden av Institution of Civil Engineering "Specification for Piling and Embedded Retaining Walls" (ICE, 1996).

Styrväggar bör alltid användas. För maskiner med högt vridmoment utnyttjas styrväggen i hög grad som mothåll. Detta gäller vid drivning av foderrör såväl som vid CFA-borring. Styrväggar är normalt av betong och beroende på dimensionen hos pålarna utförs de enligt brittiska specifikationer med ett minsta djup av 0,5 m och en minsta bredd av 0,3 m (ICE, 1996). Vanligen utförs de med en höjd av 0,5-0,8 m (Sherwood m fl, 1989). Det krävs normalt att styrväggen armeras och ges stöd av omgivande fast jord samt stämp, se *Figur 7*. Noggrann kontroll bör utföras av att utförda styrväggar inte rubbas ur läge allteftersom arbetet fortskrider. Sherwood m fl (1989) redovisar ett fall i Staines, jfr *Tabell 1* i Bilaga, där avståndet mellan pålarna och områdets ytterkant utmed delar av väggen endast var ca 100 mm. Pålning med CFA-teknik bedömdes vara det enda möjliga alternativet. De pålavvikelser som uppstod med den tunna styrväggen ansågs inte utgöra något större problem. I de fall primär- och sekundärpålar har markant olika diametrar innebär detta att styrväggen kan komma att omsluta endast en mindre del av omkretsen på de mindre pålarna. En lösning kan då vara att använda en kompletterande flyttbar stålram som mothåll (Ground Engineering, 2002a). Tolerans för centrumavvikelse är enligt brittiska specifikationer vanligen max 25 mm. Tillåten avvikelse ökar med 5 mm eller 8 mm för varje meter som pålavskärningsplanet ligger under styrväggens överkant vid utförande med foderrörborring respektive traditionell CFA-teknik (ICE, 1996)

Ofta används en ordningsföljd där sekundärpålen utförs direkt efter att närmast intelligande primärpålar utförts. En annan vanlig metod är att utföra primärpålar i ett svep under de första dagarna i veckan varefter mellanliggande sekundärpålar utförs under senare delen av veckan. Det är då viktigt att hitta rätt balans tidsmässigt och att bryta vid rätt antal primärpålar (Ground Engineering, 2002b). Är primärpålarna för mjuka riskerar de att skadas vid utförande av sekundärpålarna och är pålarna för hårda försvåras utförandet av dessa. För många primärpålar innebär att alla sekundärpålar inte hinna utföras under veckan medan primärpålarna ännu är mjuka. För få av de förra innebär det inte finns någon plats för sekundärpålar i slutet av veckan. Lämpligt avstånd



a.

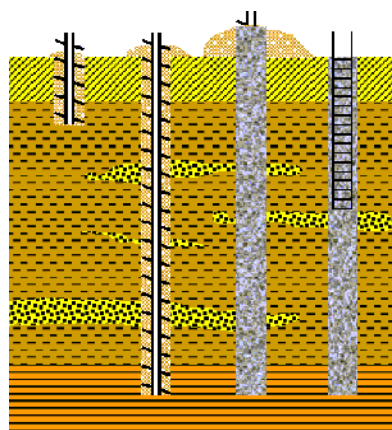
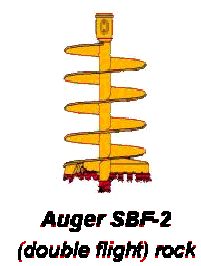
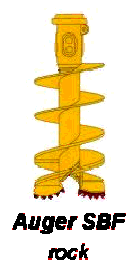
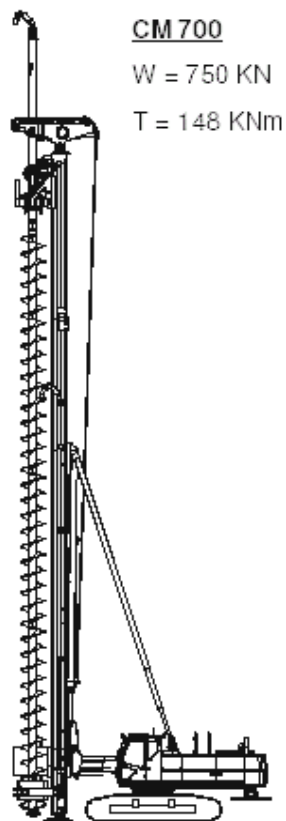


b.

Figur 7. Exempel på styrväggar. a. CFA-maskin med lågt vridmoment med styrvägg och armering i förgrunden. Från Sherwood mfl (1989). b. Foderrörsborrning. Från Wharmby (2003)

mellan nyligen utförda pålar beror på jordförhållanden men en grov tumregel för vanliga enskilda grävålar är att inte sätta dessa närmare varandra än tre påldiametrar inom 24 timmar i de fall betong används och inom 72 timmar om blandningar typ cementbentonit används (FPS, 1999). För att underlätta installation av sekundärpålar i en vägg anges dock att dessa sätts inom 24 timmar efter det att den sista intilliggande primärpålen utförts. Vanligen utförs sekundärpålar mellan 3 och max 10 dagar efter utförandet av intilliggande primärpålar (Thomas, 2004). För att undgå problem med intilliggande pålar installeras ibland en ”dummy” vilken senare genomborras. ”Dummies” utnyttjas ibland också för att ge stöd åt sekundärpålar när dessa installeras i kraftigt vinklade hörn (Troughton, 2003).

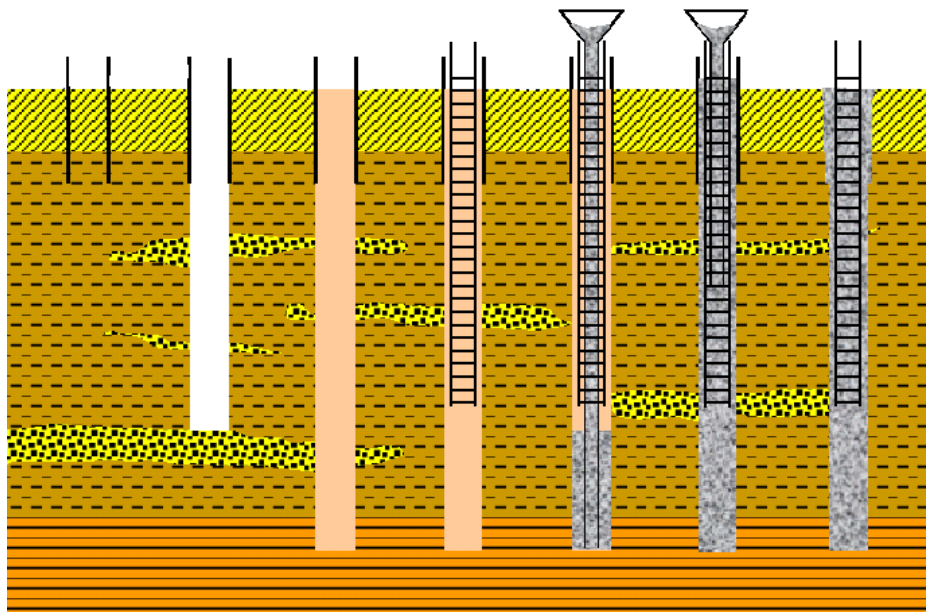
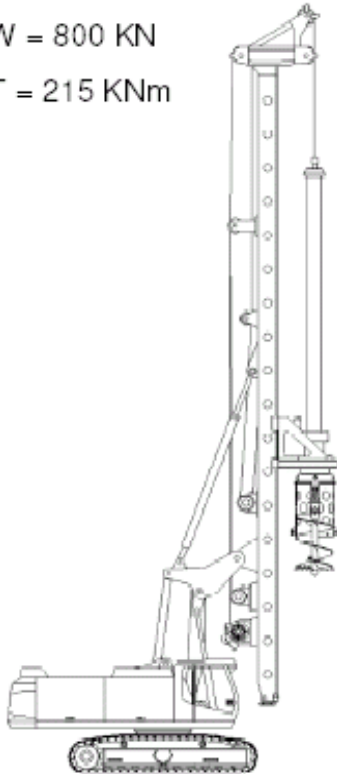
Olika borrningmetoder kan användas. Kraftfull hydraulisk rotationsborrtrusning med 110 – 500 kNm vridmoment har utvecklats, som gjort det möjligt att klara också svåra jordförhållanden vid utförande av sekantpålar. *Foderrörsborrning* för sekantpålar utförs med roterande eller oscillerande drivning. Vid oscillerande borrning roteras foderröret först åt ena hållet därefter åt andra hållet med en oscillerande rotationsrörelse, vanligtvis i storleksordningen 25°. Vanlig vägg tjocklek på foderrören är 40-60 mm. För att minska vikten används normalt dubbelväggiga foderrör. *CFA* (”*Continuous Flight Auger*”) är idag ett vanligt alternativ för tillverkning av sekantpålar. Detta gäller framförallt vid mindre dimensioner på pålarna och i de fall alternerande hårda och mjukare pålar skall utföras i en H/S-vägg eller H/F vägg men metoden används också för enbart hårda pålar i en H/H-vägg. Ytterligare metodik som används är system som CSP (”*Continuous Secant Piling*”) / ”*Cased Secant Piles*”), CFP (”*Cased Flight Pile*”), ”*Twin Rotary Drive Drilling system*” m fl som utnyttjar *CFA-teknik med foderrörsborrning* (Trevi, 2003, Derbyshire & Ellway, 1998, Bauer, 2004). Jordskruv och foderrör roteras där ned samtidigt men med olika rotationsriktning. Exempel på olika typer av sekantpålningsmaskiner visas i *Figur 6*.



a. Utrustning för borrning med CFA-teknik med högt vridmoment. Från Wharmby (2003) och Bauer (2004).

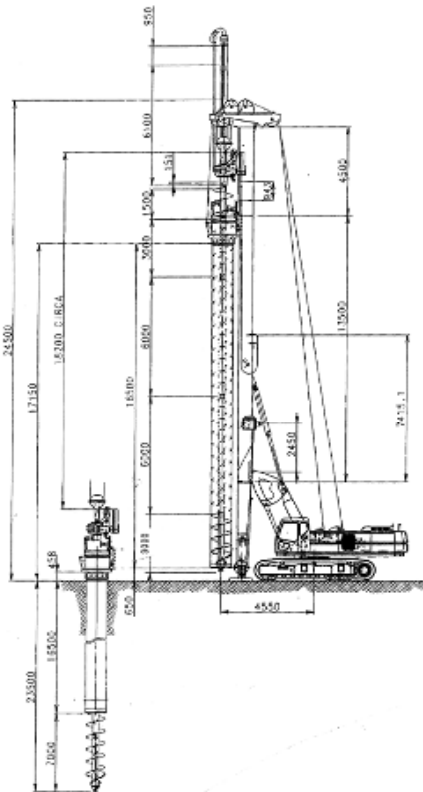
Figur 6. Exempel på utrustning för tillverkning av sekantpålar.



**CM 700** $W = 800 \text{ kN}$  $T = 215 \text{ kNm}$ 

*b. Rigg för rotationsborrning med högt vridmoment (diameter 1180 mm). Från Whormby (2003)*

*Figur 6, forts. Exempel på utrustning för tillverkning av sekantpålar.*



c. rigg för borrning med CFA-teknik med foderrör. Från Trevi (2003).

Figur 6, forts. Exempel på utrustning för tillverkning av sekantpålar.

Diameter, typ av jord/berg, om primärpålar skall tillverkas hårda eller mjuka, m m inverkar på val av maskin. Pålar som tillverkas genom foderrörsdrivning har normalt en diameter av ca 0,6 – 2,1 meter (Wharmby, 2003). Vanlig diameter vid tillverkning av pålar med CFA-teknik är något mindre, ca 0,6 – 1,2 meter. Vanliga dimensioner och hållfasthet hos olika typer av pålar visas i *Tabell 1*. Maskiner med vridmoment i storleksordningen 110 kNm klarar att installera pålar med diametern 1,2 m med foderrörsdrivning ned till åtminstone ca 15 m i de flesta jordlagerföljder. Större maskiner med vridmoment av 260 kNm klarar normalt djup ned till ca 30 m (Sherwood m fl, 1989). Möjlighet finns att nå vidare till ännu större djup med dessa maskiner om oscillatorer kopplas till dem. Det är dock som regel mindre kostsamt att använda kraftfullare utrustning direkt anpassad till förhållandena på platsen än att tillgripa extrautrustning. CFA-borrning med maskiner med lågt vridmoment kan normalt som mest utföras ned till ca 18 meters djup. Djupet beror av i vilken utsträckning det uppstår riktningsavvikelser med djupet. CFA-maskiner med högt vridmoment kan nå ned till ca 22 meters djup. Möjligt pålningsdjup minskar med ökande diameter hos pålarna. Möjligheterna att placera armeringskorgar i pålar utförda med CFA-teknik begränsas vanligen till djupet 12 à 17 m (Ferne & Putnam, 2000). Möjligt djup med hjälp av vibrering och lämplig utformning av tvärgående armering/distanshållare har angetts till ca 20 m (Derbyshire & Ellway, 1998). Exempel på djup som normalt kan uppnås visas i *Tabell 8* och *Tabell 3*.

Tabell 1. Vanliga påldiametrar och hållfasthet hos betong/cementblandning vid utförande av H/S, H/F och H/H sekantpålar. Efter Gaba m fl (2003) och Throughton (2003).

Typ av sekantpålning		Diameter (m) <sup>a)</sup>	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)

<sup>a)</sup> Vanligen multiplar av 0,15 m, dvs 0,45, 0,60, 0,75 osv.

Tabell 8. Vanligen uppnådda djup för olika typer av maskiner. Efter Sherwood m fl (1989).

Diameter	Djup (m)			
	Foderrörsborrning 110 kNm	Foderrörsborrning 260 kNm	CFA lågt vridmoment	CFA högt vridm.
mindre			< 18	22
större				< 22
1180 mm	≥~15	~30		

Vid innerstadsbyggande förekommer ofta olika former av fyllningslager med mer eller mindre känt innehåll av grova hinder för sekantpålningen. På vissa platser kan det vara möjligt att schakta bort mer ytliga hinder, men där detta inte är praktiskt är det istället möjligt att borra igenom dem. Kraftfulla hydrauliska rotationsborrtrusningar gör det möjligt att tillverka pålar utan att tillgripa mejsling också vid svåra jordförhållanden, t ex då hinder förekommer i form av armerad betong, stål eller rester av murverk (Sherwood m fl, 1989). I dessa fall utförs sekantpålningen dock betydligt långsammare och till mycket högre kostnad. Vid denna form av hinder är endast tekniken med foderrörsborrning möjlig att använda.

Borrad pålning med CFA-teknik fungerar normalt mindre bra i blockrik jord eller jord med andra hinder som kan göra att borringen viker av i sidled med risk för glipor mellan pålar. Liknande effekter kan uppstå i de fall pålar utförs med CFA-teknik ned till kraftigt lutande berg. Pålning med CFA-teknik kan dock vara mycket effektiv i andra fall, speciellt i inte alltför fast lera eller siltig lera (Thomas, 2004) och i blandad kohe-sions- och friktionsjord med hög grundvattenyta (Ferne & Putnam, 2000).

Användning av sekantpålar gör det möjligt att utföra stödväggar också relativt nära be-fintliga konstruktioner. Ofta ligger byggplatserna tätt inklämda mellan intilliggande byggnader eller gator. Utrymmesbehovet mellan intilliggande byggnad och centrum påle är ca 1,2 m för pålmaskiner vid roterande foderrörsborrning eller CFA-teknik och ca 2,0 m vid oscillerande borring (Throughton, 2003).

Utförande av pålväggar medför risk för sättningar i omgivningen. Risken för sättningar reduceras om pålning med CFA-teknik utförs med utrustning med högt vridmoment, speciellt i de fall friktionsjord överlagrar fastare formationer. I jordlagerföljder med t ex lös sand eller grus över fast lera kan CFA-tekniken ibland förorsaka överuttag av jord i de övre lagren. Ett högt vridmoment ger möjlighet att minska antalet varv per meter skruven roteras vid neddrivningen. I friktionsjord bör rotationen inte överskrida 5 à 8 varv per meter (FPS, 1999). För att i möjlig mån undvika sättningar i känsliga områden kan rotationsborrning utföras med foderrör. Detta ger ökad säkerhet vid arbeten i friktionsjord intill t ex hårt belastade konstruktioner. Mejsling bör inte användas om det finns risk för sättningar i omgivande konstruktioner. Om risk för oönskade sättningar föreligger bör foderrördrivningen utföras med foderröret hela tiden neddrivet väl före botten på det uppschaktade hålet och med balanserat vätsketryck för att minimera jordrörelser under borrning. Vid borrning under grundvattenytan i vattengenomsläppliga jordlager skall vattennivån innanför foderröret vara minst 1 m över omgivande grundvattenyta, se *Tabell 9* där några av de krav som ges i utflörandestandard för grävpålar har sammanställts.

*Tabell 9. Exempel på specifikationer för utförande av sekantpålar. Från utförandestandard för grävpålar (Europeisk Standard, 1999).*

<b>Vattennivå i foderrör</b>	$\geq 1$ m ö gvy vid borrning i permeabel jord
<b>Betonggjutning</b>	Betongrör för gjutning i torrhet $d_i \geq 8 d_{\max}$ ballast Gjutrör för gjutning under vatten $d_i \geq 6 d_{\max}$ ballast och $\geq 150$ mm $\leq 0,35 D_i$ foderrör $\leq 0,6 D_i$ armeringskorg
<b>Verifiering av CFA-metod</b>	Provpålning alt lokal erfarenhet, då lagertjocklek $H_{\text{jord}} > D_{\text{påle}}$ för - ensgraderad friktionsjord ( $d_{60}/d_{10} < 1,5$ ) under grundvattenytan - lös friktionsjord ( $D_r < 0,3$ eller motsvarande pressometerresultat) - högsensitiv lera - lös lera/organisk jord där $\tau_{\text{ju}} < 15$ kPa

Framför allt vid innerstadsbyggande ställs ofta krav på begränsning av vibrationsnivåer från byggverksamheten med hänsyn till vibrationskänslig utrustning eller pga annan olägenhet för omgivningen. Rotationsborrning med foderrör och med CFA-teknik ger förutom mindre sättningar i omgivningen också mindre vibrationer jämfört med andra metoder som utnyttjar slagning eller mejsling under neddrivning. Likaså är de genererade bullernivåerna lägre. Oscillerande drivning bör däremot undvikas vid vibrationskänslig omgivning. Uppmätta värden på vibrationer finns endast sparsamt redovisade i litteraturen. Vibrationsnivåer generellt mindre än 3 mm/s med enstaka värden av 3-5 mm/s har redovisats för intilliggande byggnadsfundament vid en sekantpålning i Dublin (Long, 2002). Borrningen utfördes med hjälp av en traditionell skruv i lager av fyllning samt lerig sand och grus och med en borrar med flera kronor i underliggande kalkberg med varierande vittringsgrad. Uppmätta vibrationnivåer vid sekantpålning genom fyllning och Londonlera vid BBC i London var mindre än 1 à 2 mm/s (Thomas, 2004).



Specifikationer för pålmateriäl finns angivna i utförandestandarden för gräv-pålar. I *Tabell 5* har sammanställts några av dessa specifikationer, som anges för framförallt ”hårda” pålar i väggkonstruktioner. Cement av typ II, dvs olika Portlandkompositcement, förordas då de anses ha positiv inverkan på gjutegenskaper och beständighet. Andra typer av cement än de angivna kan användas om dessa kan påvisas ge motsvarande effekt, dock inte aluminatcement. För självkompakterande betong är det fördelaktigt med ett vattencementtal, vct, av ca 0,6 för att uppnå hög densitet (FPS, 1999).

*Tabell 5. Exempel på specifikationer för material i ”hårda” sekantpålar. Från utförandestandard för gräv-pålar (Europeisk standard, 1999).*

<b>Cement</b>	Portland cement (CEM I) Portland slaggcement (CEM II/A-S och II/B-S) Portland silikastofcement (CEM II/A-D) Portland flygaskacement (CEM II/A-V och II/B-V) Slaggcement (CEM III/A, B och C)
<b>Ballast</b>	Max storlek $\leq 32$ mm, $\leq 1/4$ fritt avstånd mellan längsgående armering
<b>Betong</b>	Hållfasthetsklass C 20/25 – C30/37 Cementinnehåll $\geq 325$ kg/m <sup>3</sup> vid torra förhållanden $\geq 375$ kg/m <sup>3</sup> under vatten Vct < 0,6 Finjord/-partiklar ( $d < 0,125$ mm) $\geq 400$ kg/m <sup>3</sup> vid $d_{\max} > 8$ mm $\geq 450$ kg/m <sup>3</sup> vid $d_{\max} \leq 8$ mm Sättnmätt $130 \leq H \leq 180$ ; flytsättnmätt $460 \leq \emptyset \leq 530$ mm - vid gjutning under torra förhållanden $H \geq 160$ ; flytsättnmätt $530 \leq \emptyset \leq 600$ mm - vid pumpning eller gjutning med gjutrör under vatten
<b>Armering</b>	Längsgående $A_{\text{arm}} \geq 0,5 \% A_{\text{påle}}$ vid $A_{\text{påle}} \leq 0,5$ m <sup>2</sup> $\geq 0,0025$ m <sup>2</sup> vid $0,5$ m <sup>2</sup> < $A_{\text{påle}} \leq 1,0$ m <sup>2</sup> $\geq 0,25 \% A_{\text{påle}}$ vid $A_{\text{påle}} > 1,0$ m <sup>2</sup> Antal längsgående $\geq 4$ Fritt avstånd $\geq 100$ mm $\geq 80$ mm vid ballaststorlek $d_{\max} \leq 20$ mm Fritt avstånd mellan koncentriska armeringslager $\geq 2,5 d_{\text{arm}}$ $\geq 1,5 d_{\max, \text{ballast}}$
<b>Täckskikt</b>	Täckskikt utanför armering $\geq 60$ mm för påldimension $D > 0,6$ m $\geq 50$ mm för påldimension $D \leq 0,6$ m

Vid foderrörborring placeras armeringen i pålarna i borrhålet innan betonggjutningen utförs. Gjutningen utförs med hjälp av gjutrör nedförda i borrhålet, jmf *Tabell 9*. Arbetet bör utföras med gjutrörets nederdel minst 1,5 m under betongöverytan i pålar med en diameter mindre än 1,2 m. För grövre pålar förs gjutröret ned minst 2,5 m (Europeisk standard, 1999). Enligt FPS (1999) har ett djup av minst 2 m visat sig fungera bra i praktiken också för pålar mindre än 1,2 m. Normalt används självkompakterande betong och vibrering av denna skall inte utföras (Europeisk standard, 1999). Vid pålning med CFA-teknik placeras armeringen vanligen i borrhålet efter att detta har fyllts med be-

tong. I de fall placeringen av armeringen utförs efter att betongen fyllts i borrhålet används ofta tillsatsmedel som ger en plastisk betong och underlättar nedförandet av armeringen. Även högfrekvent vibrering kan användas för att underlätta nedförandet av armeringen till större djup. Alternativt används borrhör av sådan dimension att armeringen kan föras ned i dessa innan gjutning påbörjas. Vid pålning med CFA-teknik påbörjas betongtillförseln efter att borrhörskruven har dragits upp något för att avlägsna pluggen eller blottlägga utmatningshålet i invändigt gjutrör vid skruvens centrum. Gjutning utförs med betongnivån väl ovanför nederkanten av foderröret eller jordskruven, vilken roteras under uppdragning.

Täckskiktet av betong över armeringen bör ökas till 75 mm bl a i de fall pålarna tillverkas utan foderrör eller då gjutning utförs under vatten och maximal ballastgrovlek är 32 mm (Europeisk standard, 1999). För att undvika att armeringskorgen lyfts under uppdragning av foderrör används oftast i praktiken ett täckskikt av 100 mm. Detta ger ett fritt spelrum av 50 mm innanför foderrör som har en typisk tjocklek av 50 mm (FPS, 1999).

Borring och gjutning vid såväl foderrörborring som CFA-teknik kräver erfaren personal för att uppnå god kvalitet hos pålarna. Framförallt för pålning med CFA-teknik, som utförs utan möjlighet att direkt kunna inspektera olika faser i utförandet, finns utvecklat olika datorbaserade system för uppföljning av borring och gjutning. De mer avancerade systemen möjliggör automatisk kontroll och styrning av processen (Derbyshire & Ellway, 1998).

Ursparingar kan utföras men med risk för försämrad kvalitet vid skarvar. Det bedöms som mest tillrådligt att i efterhand borra för eventuella anslutningar (Ferne & Putnam, 2000).

De olika utrustningarna har angetts ha en kapacitet motsvarande omkring 20 m<sup>2</sup> vägg/dygn för maskiner med oscillerande foderrördrivning, 50-60 m<sup>2</sup>/dygn för de med foderrördrivning med högt vridmoment och ca 70-90 m<sup>2</sup>/dygn för en CFA-maskin (Sherwood et al. 1989). Troughton (2003) anger en något ökad kapacitet, framförallt för oscillerande foderrörborring, se *Tabell 10*. Kapacitet i olika jordar visas i *Tabell 11*.

*Tabell 10. Produktionskapacitet hos olika typer av maskiner. Efter Sherwood m fl (1989), Troughton (2003) samt data från praktikfall angivna i Tabell 1 i Bilaga.*

Typ av utrustning	Produktion m <sup>2</sup> /dygn
<b>Foderrörborring</b>	20 <sup>1</sup>
<b>- Oscillerande</b>	50-60 <sup>2</sup> 20 <sup>3</sup> - Dock Point 23 <sup>3</sup> - Brittitsh Library
<b>Foderrörborring</b>	50-60 <sup>1</sup>
<b>- Roterande, högt vridmoment</b>	60-80 <sup>2</sup>
<b>CFA</b>	70-90 <sup>1</sup>
<b>- lågt/högt vridmoment</b>	80-120 <sup>2</sup> 55-65 <sup>3</sup> - Cambridge 30-50 <sup>3</sup> - Tempus Wharf 90 <sup>3</sup> - Isle of Dogs

<sup>1</sup> Sherwood m fl (1989), <sup>2</sup> Troughton (2003), <sup>3</sup> praktikfall, Bilaga

Tabell 11. Produktionskapacitet i olika jordar. Efter Fernie &amp; Putnam (2000)

Påldiameter mm	Antal pålar*/vecka/maskin				Påltyp
	Kohesionsjord utan grundvatten	Kohesionsjord med grundvatten	Friktionsjord utan grundvatten	Friktionsjord med grundvatten	
450-750	Minst 30 /vecka alla jordar (beroende av betongtillgång)				CFA
900-1200	25	20	5-10	5-10	Rotary
1350-1500	20	15	3-5	3-5	Rotary

\* pålningsdjup ca 30 m

## 4 Jämförelse med alternativa metoder

Ett antal faktorer påverkar val av metod. Förutom förhållanden under mark, dvs. jord-/bergförhållanden, grundvattenförekomst och eventuell förekomst av hinder av olika slag, inverkar också specifika förhållandena ovan mark som storlek och tillgänglighet på byggsplatsen samt eventuella krav på begränsning av påverkan på omgivningen.

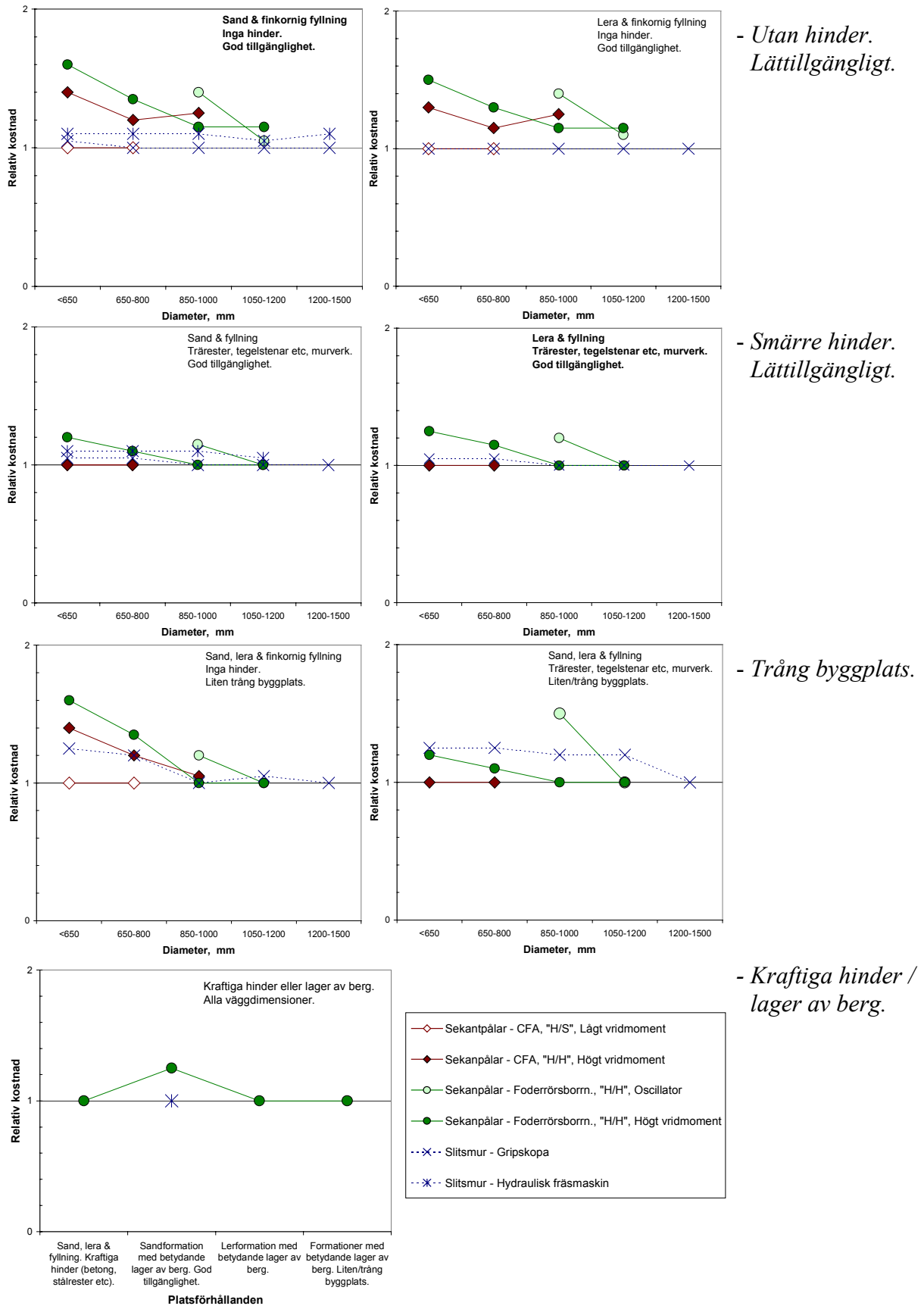
Det finns ett flertal metoder och tekniker som kan användas för att utföra platsgjutna schaktväggar. De vanligaste alternativen till sekantpålar är ”contiguous piles” och slitsmurar. De olika typerna av väggar kan i sin tur utformas på olika sätt och utföras med olika teknik.

”Contiguous piles”, ”tät pålning”, tillverkas vanligen med ett pålavstånd motsvarande 1,1 å 1,2 gånger påldiametern (Sherwood m fl, 1989), vilket ger ett öppet mellanrum med bar jordvägg mellan pålarna. I vissa fall utförs komplettering med injektering eller jetinjektering (ett slags ”pseudo-sekantpålning”) mellan pålarna för att skapa tätning mot vatten och förhindra att jord tränger ut i utrymmet mellan dem. Diameter är vanligen 0,5 – 2,1 m (Wharmby, 2003). Denna väggtyp som har begränsningar i användbarhet vad gäller lastupptagning och vattenhantering är normalt inte huvudalternativet till sekantpålar vid utförande av bärande och tätande schaktväggar. ”Contiguous piles” används främst vid schaktning i lera och inte i friktionsjordar.

Slitsmurar, som har många likheter med sekantpålar, är ofta ett tekniskt och ekonomiskt intressant alternativ. Slitsmurar utförs ibland enbart i tätande syfte men kan också ges bärande egenskaper väl i klass med sekantpålar. Väggelementen kan, som vid sekantpålning, tillverkas med viss överlappning genom att vartannat väggelement utförs i ett första steg varefter mellanliggande element utförs. Vanligt är att elementen tillverkas kloss intill varandra med skarv emellan. Väggelementen, som tillverkas genom schaktning och gjutning i en slits med viss bredd, är således till skillnad från sekantpålar i huvudsak plana. Även T-formade eller andra former förekommer men innebär ett mer komplicerat utförande. De plana elementen utförs vanligen med en bredd av ca 3-7 m och med tjockleken 0,5-1,5 m. Bredden är till en del beroende av djupet, men i innerstadsprojekt, nära intill byggnader, begränsas den vanligtvis till 3-4 m (Fernie & Putnam, 2000). Schaktningen utförs med mekanisk eller hydraulisk gripskopa eller med

olika former av fräsmaskiner beroende på aktuella grundförhållanden. För att hålla slit-sen öppen under schaktningen används någon form av stabiliserande vätska, vanligen en bentonitslurry eller en polymerslurry, som successivt recirkuleras. Bentonit kan vara mindre lämplig att använda i kalkrik jord där det kan finnas risk för negativ kemisk på-verkan av bentonitfilmen (Bygg, 1984). En kraftigare tillväxt av bentonitfilmen som utbildas närmast jorden kan innebära att det blir svårare för betongen att tränga undan denna vid gjutningen. Även tätheten hos filmen kan påverkas negativt. Fräsmaskiner, som arbetar förhållandevis snabbt, kan ställa till problem i lera och blockiga jordar men har på skilda håll rapporterats kunna utföra slitsar i grus-/sandjordar ned till 70-90 m, i enstaka fall ända ned till 150 m djup (Ferne & Putnam, 2000). En fräsmaskin tillgreps för att komma ned i berg under lera vid utförande av slitsmur för Götatunneln i Göte-borg. Maskinen som använts med framgång i andra typer av berg i Europa misslyckades dock helt med att tränga ned i den svenska graniten. Försöken fick istället till följd att det nedre partiet av lerväggen revs sönder, resulterande i en kraftigt förtjockad vägg, närmare 3 m istället för 1 m, närmast berget (Alén, 2003). En teknik för tillverkning av s.k. kontinuerliga slitsmurar är CDW ("Continuous diaphragm walls") där urgrävning och tillförsel av betong utförs samtidigt på ömse sidor av schaktverktyget (10/16 m) utan att bentonitslurry eller motsvarande behöver användas (Trevi, 2003). Risk för läck-age föreligger vid slitsmurar, framförallt vid skarvar mellan paneler.

En kostnadsjämförelse mellan sekantpålsvägg och slitsmur utifrån olika förhållanden i undergrund och på byggplats har utförts av Sherwood m fl (1989). Resultaten redovisa-des i form av relativa kostnader där kostnaden för varje metod/teknik normerats mot kostnaden för det billigaste alternativet. Den billigaste metoden/tekniken i varje speci-fikt fall har den relativa kostnaden 1,0 medan övriga alternativ har ansatts relativa kost-nader av 1,0 (om ungefär samma kostnad) eller större. I *Figur 1* visas diagram över re-lativa kostnader som angavs av Sherwood m fl (1989). Jämförelsen visar att i de fall arbetsplatsen är lättillgänglig och inga hinder förekommer är sekantpålning med lätt CFA-borrning och slitsmur ur ekonomisk synvinkel de mest intressanta alternativen. CFA-teknik är mest aktuell vid mindre påldiametrar. För en trång arbetsplats utan hin-der är sekantpålning med lätt CFA-borrning klart intressantast vid mindre påldiametrar medan slitsmur och foderrörsborrning för sekantpålar båda är intressanta vid större di-mension hos väggen. När också smärre hinder förekommer på arbetsplatsen gäller att pålning med kraftig CFA-borrning och slitsmur är mest intressant för mindre påldiamet-rar medan foderrörsborrning för sekantpålar och slitsmur är mest intressanta vid större dimensioner. Där hinder förekommer och arbetsplatsen också är trång faller slitsmurs-alternativet bort utom vid stora väggdimensioner. Där kraftiga hinder eller berg före-kommer är normalt bara sekantpålning med foderrörsborrning intressant utom för lätt-tillgängliga arbetsplatser med sandformationer ovanpå berg där slitsmur utförd med hydrofräsmaskin står sig väl kostnadsmässigt. I de fall ingen kostnad anges, bedömdes tekniken vara direkt olämplig, inte möjlig att utföra eller var inte tillgänglig vid tid-punkten ifråga. Möjligheter att utöka användningsområdet för dessa metoder genom olika typer av kompletterande arbeten såsom specialmejsling eller förborrning för slits-murar togs inte med vid jämförelsen. Dessa kompletteringsarbeten ger normalt förutom en minskad tillverkningstakt också en kraftig fördyrning av arbetena totalt jämfört med att använda en initieellt något dyrare metod direkt lämpad för förhållandena på platsen.



Figur 1. Relativa kostnader för olika tekniker att utföra sekanpåleväggar eller slitsmurar beroende på jord- och arbetsplatsförhållanden. Efter Sherwood m fl (1989).

De angivna relationerna bygger på brittiska erfarenheter under 80-talet och utvecklingen sedan dess har inneburit att tekniken förbättrats ytterligare och möjliggjort tillverkning av ännu större pelare. Så har tex mer kraftfulla CFA-maskiner (vridmoment 500 kNm) under senare år inneburit ett ökat utförande av också den hårdaste typen av väggar med hjälp av denna teknik (Derbyshire & Ellway, 1998). I stort kan dock den angivna relationen mellan de olika metoderna antas gälla även idag.

Fernie & Putnam (2000) anger generella kostnadsnivåer per m<sup>2</sup> väggyta för traditionell sekantpålning med foderrörsborrning och samtliga pålar av betong som är ca 90-120 % av den för slitsmur. Kostnaden för sekantpålning med CFA-teknik och med varannan påle utförd som en mjukare påle av cement-bentonit anges motsvara ca 65-85 % av den för slitsmur. En senare bedömning av kostnader för olika typer av stödmurar (Gaba m fl 2003) ges i *Tabell 1*. Denna inkluderar också det idag vanligt förekommande alternativet med sk fasta pålar alternerande med hårda pålar i sekantpålevägg. Ungefärligt kostnadsläge i absoluta tal för sekantpålar i Storbritannien per januari 2004 framgår av *Tabell 2*.

*Tabell 1. Relativa kostnader för olika typer av schaktväggar. Från Gaba m fl (2003).*

Wall type	Mobilisation factor <sup>(1)</sup>	Cost factor based on price per m <sup>2</sup> relative to a hard/soft secant piled wall (< 650 mm)				
		Equivalent thickness of concrete wall (mm) <sup>(2)</sup>				
		< 650	650–800	850–1000	1050–1200	1250–1500
Sheet pile – temporary <sup>(3)</sup>	0.06	0.5	1.2	–	–	–
Sheet pile – permanent	0.03	1	1.8	–	–	–
King post wall	0.03	0.8	–	–	–	–
Cfa contiguous piled wall	0.04	0.5	0.6	0.7	–	–
Cfa hard/soft secant piled wall (low-torque rigs)	0.06	1	1.1	–	–	–
Cfa hard/firm secant piled wall (high-torque rigs)	0.07	1.1	1.2	–	–	–
Cased hard/hard secant piled wall (high-torque rigs)	0.1	–	2.4	2.1	1.8 <sup>(4)</sup>	–
Grab diaphragm wall	0.4	1.9	2.1	2.2	2.5	2.7
Reverse circulation mill diaphragm wall	0.8	2.3	2.5	2.6	2.9	3.1

1. Mobilisation costs for each wall type are included on the basis that the wall area is 1500 m<sup>2</sup>, namely a 15 m-deep wall on a 100 m perimeter. Different wall areas may be assessed by a pro-rata of the mobilisation factor, eg mobilisation factor for a grab diaphragm wall for a wall area of 6000 m<sup>2</sup> = 0.4 × 1500 ÷ 6000 = 0.1.
2. The sheet pile and king post walls have been chosen to match the strength of the equivalent concrete piled wall thickness.
3. The temporary sheet pile costs are based on a resale value of the sheets and an extra mobilisation to extract the sheets.
4. The cost of the hard/hard secant piled wall reduces slightly with increasing wall thickness due to the reduced number of piles per unit length.

Tabell 2. Ungefärliga kostnader för typisk sekantpålevägg eller slitsmur i Storbritannien, exklusive etablering. Efter Thomas (2004). (Antagen valutakurs 1 £ = 13,50 SEK).

Typ av stödmur	Kostnad
Sekantpålar H/H <sup>1)</sup>	3800 SEK/m <sup>2</sup>
H/F <sup>1)</sup>	2500 SEK/m <sup>2</sup>
H/S <sup>1)</sup>	3000 SEK/m <sup>2</sup>
Slitsmur <sup>1)</sup>	3800 SEK/m <sup>2</sup>
Styrvägg	1600 SEK/m
Armering <sup>2)</sup>	9500 SEK/ton

<sup>1)</sup> exkl armering, <sup>2)</sup> 0,5-1,0 % av tvärsnittsarea

Storleken på arbetet kan påverka bedömningen av metodernas kostnadseffektivitet genom att etableringskostnaden för de olika metoderna varierar. Vid små projekt kan etableringskostnaden utgöra en ansenlig del av kostnaderna beroende på vilka maskiner som används. Etableringskostnaden för en CFA-maskin som arbetar med högt vridmoment kan t ex vara ca tio gånger så hög som motsvarande med lågt vridmoment. Kostnaden för utrustningar som tillverkar slitsmurar med hjälp av en gripskopeutrustning eller en hydraulisk fräsmaskin kan vara runt fem respektive femton gånger större än den för enklare CFA-utrustningar (Sherwood mfl, 1989).

Vid kostnadsjämförelser bör också hänsyn tas till eventuell tillkommande efterarbetning av väggfasaden. Billigare metoder för utförande av stödväggar kan komma att kräva en mer omfattande och dyrare ytbehandling beroende på tillämpningsfall. Oscillerande foderrörsborrning ger ofta en god finish på ytan, väl i klass med en noggrant utförd slitsmur (Ferne & Putnam, 2000).

Erforderligt djup för stödkonstruktionen kan också inverka på valet av metod. För att tillverka sekantpålar djupare än ca 25 m krävs normalt foderrörsborrning med högt vridmoment. Skall stödkonstruktioner utföras till större djup än ca 40 meter används normalt endast slitsmursteknik (Sherwood mfl, 1989). Typiska användningsområden för olika stödväggar visas i Tabell 3.

Tätheten hos sekantpålar som utförs med enbart höghållfasta pålar motsvarar under gynnsamma förhållanden ungefär den hos slitsmurar. Med ökande djup och förekomst av hinder ökar dock risken för dålig överlappning och visst läckage som kan komma att kräva kompletterande injektering.

Tabell 3. Jämförelser mellan typiskt utförande av olika typer av stödväggar. Från Gaba m fl (2003).

Wall type <sup>(6)</sup>	Typical height range		Groundwater control		Verticality	
	Cantilever	Propped	Temp	Perm	Typ <sup>(1)</sup>	Optimum <sup>(1)</sup>
Sheet pile wall	to 5 m	4–20 m	Yes	Yes	1:75	1:100
Combi wall	to 10 m	5–20 m	Yes	No	n/a	n/a
King post	to 4 m	4–20 m	No	No	n/a	n/a
Contiguous pile	to 5 m	4–20 m	No	No	1:75	1:125
Hard/soft secant	to 5 m	4–20 m <sup>(2)</sup>	Yes	No <sup>(3)</sup>	1:75	1:125
Hard/firm secant (cfa) <sup>(4)</sup>	to 6 m	4–18 m	Yes	Yes	1:75	1:125
Hard/hard secant (cased)	to 6 m	4–25 m	Yes	Yes	1:75	1:200
Diaphragm wall (grab)	to 8 m	5–30 m	Yes	Yes	1:75	1:125
Diaphragm wall (mill)	to 8 m	5–50 m	Yes	Yes	1:200	1:500

#### Notes

1. Typical verticality is achievable without special measures under normal conditions. Optimum verticality is achievable with additional control measures. A higher degree of verticality may be possible. This should be discussed with the piling contractor.
2. The depth to which hard/soft secant pile walls can provide water resistance is restricted by the construction tolerances of the boring rig and the groundwater pressure to be resisted. This type of wall is commonly used to resist groundwater flow to maximum depths of approximately 6 m, although up to 8 m head of groundwater has been retained.
3. The long-term resistance of the soft elements of hard/soft secant pile walls to groundwater flow relies on the wall remaining in a damp environment. Long-term water resistance is usually provided by additional works such as reinforced concrete lining walls, which transfer the groundwater load into the hard piles.
4. Cfa, continuous flight auger piling techniques, require the cage to be pushed into the wet concrete, which limits the pile depth depending on the soil conditions. For example, coarse-grained material above the groundwater level can drain the free water from the concrete and induce a premature set, making the cage installation difficult.

Praktiska toleranser för vertikalitet har angetts ligga runt 1:80 för pålning med CFA-teknik i jordar med diverse hinder i Storbritannien (Ferne & Putnam, 2000). Detta trots utvecklandet av mer kraftfulla maskiner. System som kombinerar CFA-teknik med foderrörsborrning har angetts kunna uppnå en vertikalitet inom 1:150 (Derbyshire & Ellway, 1998). Fräsmaskiner för slitsmurar håller toleranser närmare 1:200 och också traditionell sekantpålning med foderrörsborrning kan uppnå vertikalitet av denna grad. I *Tabell 4* visas uppskattad möjlig vertikalitet för platsgjutna schaktväggar tillverkade med olika metodik.



Tabell 4. Jämförelser mellan möjlig vertikalitet för några olika typer av stödväggar. Från FPS (1999).

Required verticality	Bored piling				Diaphragm wall	
	Tripod	cfa	Rotary conventional	Rotary with Oscillator	Grab	Mill
1:75	OK	OK	OK	-	OK	-
1:100	X	A	A	-	A	-
1:125	X	A	A	-	A	-
1:150	X	X	X	OK	X	-
1:200	X	X	X	A	X	OK
1:500	X	X	X	X	X	A

**Notes**

1. 'OK' signifies achievable without special measures under normal conditions.
2. 'A' signifies that the verticality is achievable with additional control measures.
3. Reference should also be made to commentary on the relevant clauses of the specification regarding verticality tolerances, which depend on the ground conditions and accessibility of the works as well as the technique and equipment used.

I de fall stödväggen önskas placeras nära intill befintliga konstruktioner är slitsmurar ett alternativ som kan utföras mycket nära sådana. Som ytterlighetsfall kan intilliggande vägg utnyttjas som styrvägg vid utförandet. Ofta behövs då någon form av förinjektering utföras, framförallt i friktionsjord, för att undvika att sättningar uppstår i samband med installationen. Sekantpålar utförda med CFA- teknik kan ibland också förorsaka sättningar i friktionsjord, framförallt i lösa lager överlagrande fastare, men är annars normalt lämpliga att använda nära befintliga konstruktioner. Ett visst överhäng från borrhjgen gör dock att dessa pålar inte kan placeras fullt så nära byggnader som en slitsmur.

Mejsling vid utförande av schaktväggar ned i berg kan förorsaka betydande sättningar. Detta kan undvikas helt vid sekantpålning och ofta också vid slitsmurar genom att istället använda foderrör och en maskin med högt vridmoment respektive hydraulisk fräs (Sherwood m fl, 1989).

I de fall speciella hinder eller berg inte förekommer, ger borrhning med CFA-teknik upphov till både mindre buller och mindre vibrationer än motsvarande foderrörborrning eller slitsmurstillverkning. I de fall störningsrisken medför speciell reglering av arbetstider under dagen, är dessa problem normalt mer hanterbara vid sekantpålning än då slitsmurar utförs (Sherwood m fl, 1989).

Förekomst av ledningar i jorden kan, om dessa skärs av vid en slitsmurstillverkning förorsaka ett plötsligt utflöde av stora mängder bentonit eller annat material från slitsen med risk för att denna kollapsar. Motsvarande problem vid sekantpålning blir normalt mindre med ett mer lokalt utflöde av betong vid gjutning.

Utrymmesbehovet på byggplatsen är ofta något större vid tillverkning av slitsmurar med tillhörande kringutrustning för tillförsel av bentonit, och normalt också något större armeringskorgar, jämfört med tillverkning av sekantpålevägg. Platsbehovet för kringutrustningen uppgår sällan till mindre än 100 m<sup>2</sup> (Ferne & Putnam, 2000). Används en högproduktiv hydraulisk fräsmaskin vid slitsmurstillverkning, krävs normalt ännu större fria ytor för maskin och kringutrustning för att dessa skall kunna utnyttjas effektivt. Ramper ned till lägre arbetsnivåer, vilka utförs i en lutning av högst 1:10 tar också betydande plats i anspråk.

Produktionskapaciteten vid tillverkning av sekantpålar med hjälp av roterande foder-rörsborrning med högt vridmoment kan vara ca tre gånger så hög som för den med oscillerande utrustning. CFA-teknik ger normalt ytterligare något högre kapacitet, ca fyra gånger så hög. Vanlig slitsmurstillverkning med gripskopeutrustning kan utföras med ungefär samma produktionshastighet som sekantpålning med CFA-teknik medan utrustningar med fräsmaskin har ungefär dubbla produktionshastigheten jämfört med gripskopa (Sherwood m fl, 1989, Fernie & Putnam, 2000). De högproduktiva metoderna är dock i högre grad beroende av utrymme och god tillgänglighet på byggplatsen för att kunna arbeta effektivt. På stora arbetsplatser med gott om plats för en högpresterande maskin kan långsammare maskiner ibland ändå vara att föredra om det där finns utrymme för flera av dessa maskiner att arbeta samtidigt.

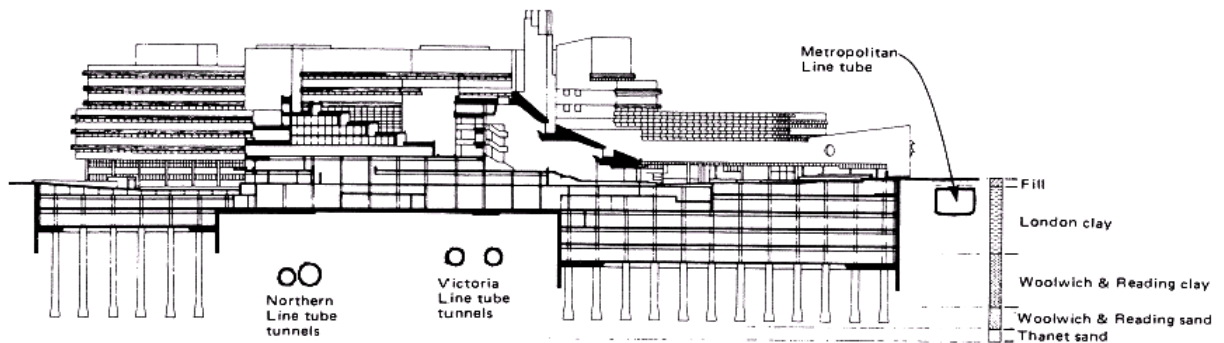
## 5 Exempel på användning och utförande

Sekantpålar har använts i ett stort antal tillämpningar. I *Tabell 1* i Bilaga har sammanställts en lista på några utförda sekantpåleprojekt som finns omnämnda/beskrivna i litteraturen. Beskrivningarna av projekten är av olika detaljeringsgrad och omfattning, men alla ger intressant information om olika aspekter av sekantpålning. Nedan beskrivs kort tillämpningar och erfarenheter från några av dessa projekt.

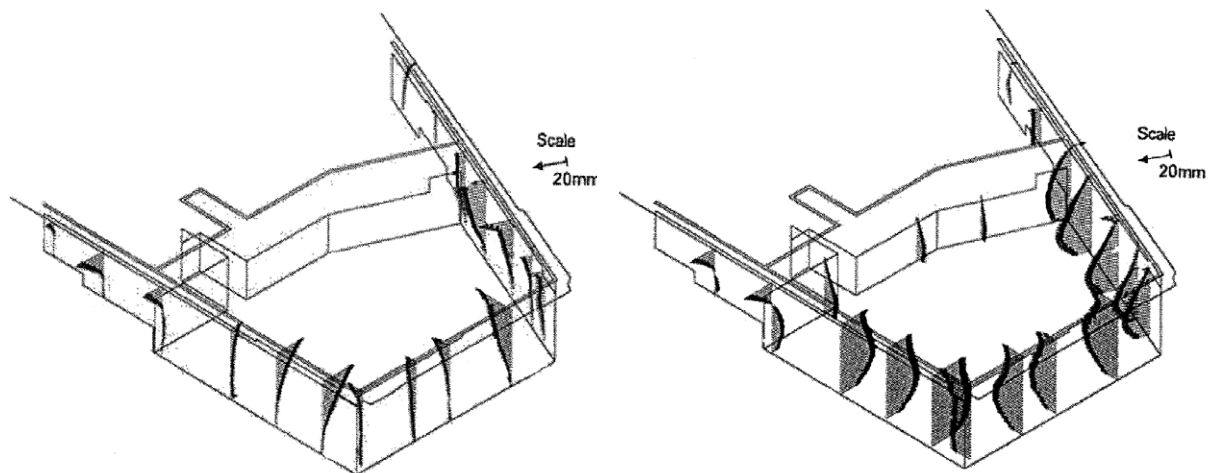
### **Källarkonstruktioner**

Ett exempel på användning av sekantpålar för källare är den vägg som utfördes runt en stor schakt, som mest 5 våningar ned till 24 m djup och med ca 200000 m<sup>2</sup> yta, för *British Library* (Ground Engineering, 1984). *Figur 8a*. Totalt 500 st pålar med diametern 1,18 m installerades till som mest 30 m djup och med centrumavståndet 975 mm, dvs. med en överlappning av 205 mm på var sida (35% av påldiametern). Oscillerande foder-rörsborrning och urschaktning med hammargripskopa användes. Foderrören hade längderna 2,5-6 m och vägg tjockleken 40 mm. De nedersta rören var försedda med hårdytebehandlade skärtänder. En högre hållfasthet än förväntat hos primärpålarna gav inledningsvis ett stort slitage på skären vid borrningen för sekundärpålarna 2-3 dygn efter installation av primärpålarna. Avsedd betonghållfasthet var 30 MPa efter 90 dygn. Ersättning av delar av cementen med slagg i syfte att minska värmeutvecklingen och få lägre korttidshållfasthet gav inte avsedd effekt på hållfastheten. Efter kompletterande provningar löstes detta genom att öka ballaststorleken (grovlek 40 mm) för att därmed kunna minska mängden cement (340 kg/m<sup>3</sup>) samt att tillsätta proportionellt mer slagg. Produktionstakten motsvarade i medeltal ca 120 löpmeter per vecka och maskin.

Väggarnas utböjning förhindrades av den stämning som källarbjälklagen utgjorde när de successivt färdigställdes allteftersom schaktningen fortskred nedåt, se *Figur 8b*. Ursprungligt förslag med slitsmur byttes mot sekantpålar med argumenten att dessa skulle ge bättre noggrannhet i vertikalitet (1:200) samt en billigare lösning för de tvärgående väggar som inramar det parti där källaren minskar från 4 till 2 våningar över befintlig tunnelbana. Istället för håltagning i en slitsmur som utförts till full höjd kunde sekantpålar utföras på normalt sätt upp till i nivå med andra källarplanet och därefter fyllas igen med överskottsmassor som senare enkelt kunde schaktas bort.



a. Källarkonstruktion och jordlagerföljd. Från *Ground Engineering* (1984).



b. Uppmätta rörelsemönster - konsolmur- respektive slutstadium. Från *Gaba m fl* (2003)

Figur 8. Sekantpålning vid British Library.

Vid *Community Arts Center* i North Finchley utfördes sekantpålning för en källare i två våningar (*Ground Engineering*, 2002a). Främsta anledning till att sekantpålar och inte "contiguous" pålar valdes var att dessa möjliggjorde lösning av problem med ett antal vattenförande 50-200 mm tjocka sandskikt i den fasta leran ovan schaktbotten. Pålarna måste dock drivas väl ned i Londonlera för att också skära av grundvattenflödet i ett gruslager närmast under den fasta leran vilket ställde höga krav på vertikalitet för att försäkra sig om att inte några glipor skulle uppstå mellan pålarna. Detta åstadkoms genom att välja en större dimension på primärpålarna och sätta dessa kloss intill varandra, se *Figur 9*. Primärpålarna utfördes i en mjuk betong med diameter och centrumavstånd 0,9 m ned till 14 m djup. Sekundärpålarna utfördes armerade med diametern 0,6 m och samma centrumavstånd 0,9 m ned till 20,8 m djup. Den större dimensionen på primärpålarna innebar att kostnaderna kunde hållas nere genom att antalet dyrare, hårda sekundärpålar minskade. Dimensionerande vertikal linjelast på väggen var 315-900 kN/m. Eftersom styrväggen endast omslöt en mindre del av sekundärpålarna fick denna kompletteras med en speciell mobil stålram som mothåll.

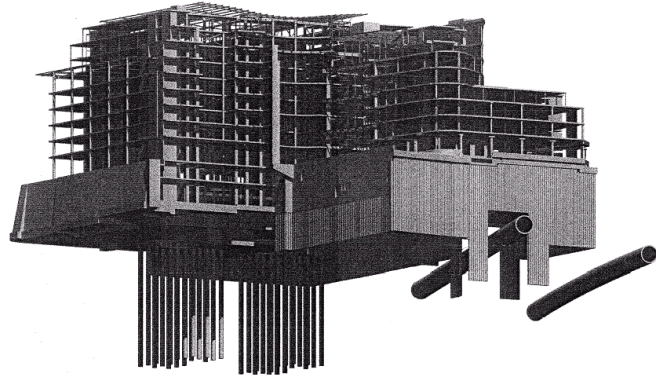
Schaktbotten låg endast 0,5 m över ett vattenförande gruslager. För att klara problem med hydrauliskt grundbrott och hävning, dränerades urschaktningen genom att gruslagret punkterades på sex ställen och schaktningen drevs i riktning mot den del av schakten med störst laster. Efter gjutning av en tjock bottenplatta i denna del flyttades gjutningsarbetet till övriga, tidigare avschaktade partier där en viss hävning då hunnit utbildas och bottenplattan utfördes här med något mindre tjocklek.



*Figur 9. Sekantpålning vid Community Arts Center. Tillverkning av styrvägg för primärpålar i förgrunden. Från Ground Engineering (2002a).*

Vid utbyggnad för *Broadcasting House* i London har sekantpålsväggar utförts för källare i tre våningar (Ground Engineering, 2003c). Byggplatsen, som är omgiven av värdefulla, störningskänsliga byggnader, ligger direkt över en av Londons tunnelbanelinjer, se *Figur 10a*. Sekantpålarna vid tunnelbaneläget kortades av och avslutades 3 m över överkant tunnel medan de på ömse sidor därom förlängdes för att ta bort lasten från de kortare pålarna och sprida ut den. De kortare och medellånga pålarna utfördes med CFA teknik, men för att kunna utföra de längre pålarna ned till djupet 32 m användes konventionell rotationsborrning. Den ursprungliga planen var att förankra tunneln för att undvika deformationer p.g.a. hävning, men lösningen blev istället grundläggning med en hel bottenplatta vilket också innebar att sekantpålsväggen kunde kortas något. Ett omfattande mät- och övervakningssystem upprättades och en tidig installation av instrumenten gav möjlighet till 3 månaders referensmätningar innan arbetena påbörjades. Detta var mycket värdefullt under senare arbetskedan. *Figur 10b*. Uppmätta vibrationer på omgivande fundament var mindre än 1 à 2 mm/s under utförandet av sekantpålning- en (Thomas, 2004).





*a. Sekantpålning (H/F) för den nya BBC-byggnaden. Från Ground Engineering (2003c)*

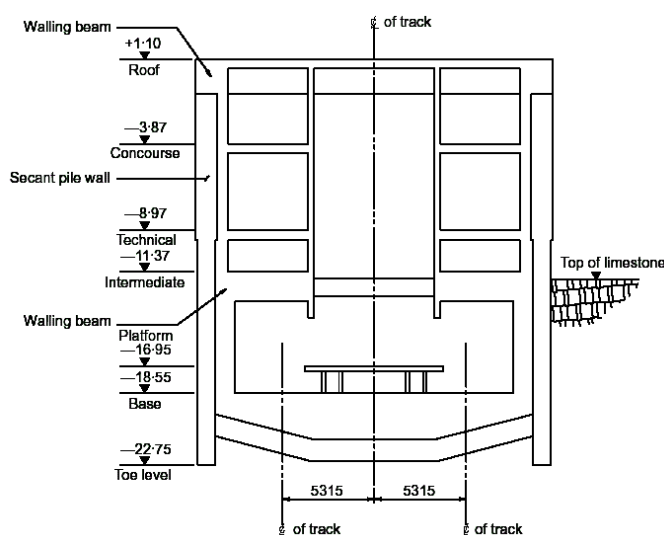


*b. Sekantpålevägg efter urschaktning för källare.*

*Figur 10. Sekantpålning vid Broadcasting House, London.*

### Tunnelbanestation

Vid stationen *Nørreport* i Köpenhamns Metro har sekantpålning, H/S, utförts för schaktväggarna (Beadman m.fl., 2001). Totalt sex undermarksstationer för Metron har utförts på likartat sätt, varav station *Nørreport* med djupet 22 m, bredden 10 m och längden 85 m är den djupaste. Undergrunden utgörs av fyllning på lermorän och därunder kalkberg. Lermoränen, som är av sandig karaktär, innehåller vattenförande sand/grusskikt samt en del sten och block. Kalkberget, som har en kraftigt varierande tryckhållfasthet ( $q_{uc}=1-100$  MPa), är i sin övre del kraftigt uppsprucket och har ett betydande inslag, ca 20 %, av flinta och förkislad kalksten (Eskesen & Larsen, 2002). Grundvattentytan ligger ungefär i havsnivån, ca 6 m under markytan vid station *Nørreport*. Sekantpåleväggarna består av ca 13 m långa primärpålar som utfördes med en blandning av sand, cement och bentonit, samt av ca 22 m långa armerade sekundärpålar. Pålarna tillverkades med en metodik som utnyttjade en kombination av CFA-teknik och foderrör. Primärpålarna, som har diametern 0,75 m, avslutades vid gränsen till kalkberget medan sekundärpålarna utfördes med diametern 1,18 m ned till gränsen vid kalkberget och därefter utan foderrör med en något mindre diameter av 1,05 m. Mellanrummet mellan sekundärpålarna i kalkstenen tätades med hjälp av injektering som också utfördes en bit ner under pålarna. För att möta de strikta kraven att inte orsaka någon skada på omgivande byggnader och inte förorsaka några förändringar i grundvattennivån, valdes att komplettera den styva sekantpåleväggen med en inre tätvägg av betong. Någon tätning under schaktbotten utfördes inte utan inläckande vatten av i storleksordningen  $20 \text{ m}^3/\text{tim}$  fördes bort från pumpgröpar i schaktbotten (Jackson, 2002). Vattnet som innehöll stora mängder kalkstenspartiklar och utfälld järnoxid fick passera reningsstationer innan det återinfiltrerades utanför schaktväggen. Stationen utfördes från uppifrån och ner ("top-down") med användning av permanenta stämp vid tak och ett mellanbjälklag. *Figur 11*. Ett ursprungligen planerat temporärt stöd ovanför mellanbjälklaget behövde inte användas. Detta möjliggjordes genom noggrann uppföljning av rörelser



a) Sektion.



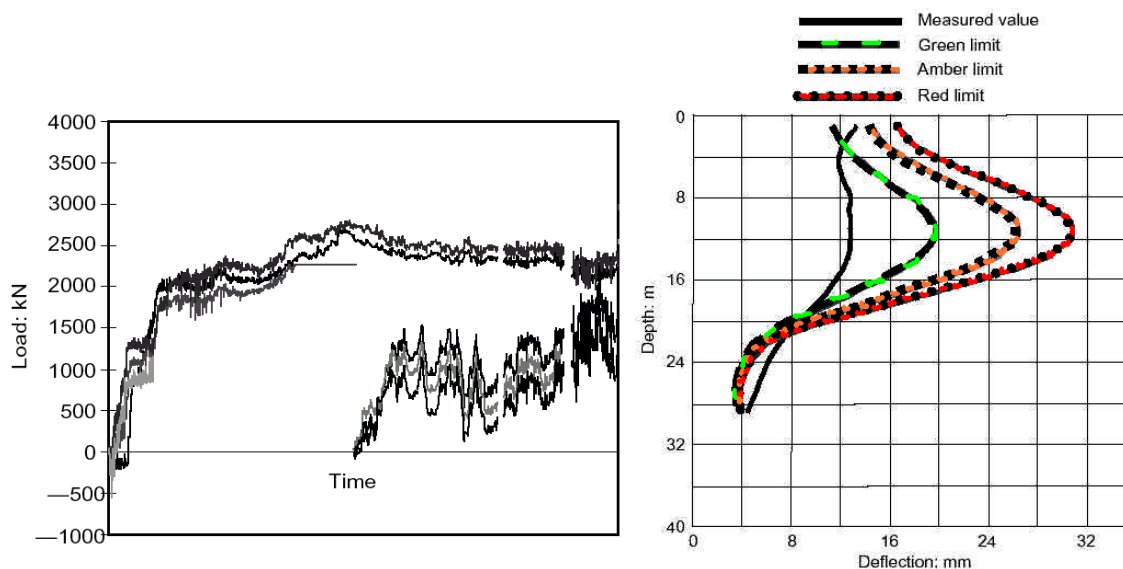
b) Utförande av sekantpålning intill en grannbyggnad.

*Figur 11. Nørreport station, Köpenhamns Metro. Från Beadman m fl (2001).*



utmed väggen under schaktningen samt hög beredskap att snabbt kunna installera temporära stämp om uppsatta gränsvärden för rörelser överskreds.

Mätningar som utfördes på temporära stämp vid Christianshavn station, som hade motsvarande väggkonstruktion som i Nørreport men byggdes från nedifrån-och-upp, visade stora skillnader i dimensionerande och uppmätta krafter. Någon signifikant last från jord- eller vattentryck kunde inte uppmätas vid mellanstödnivån i kalkberget. Det injekterade kalkberget föreföll ha motstått det utbildade vattentrycket utan hjälp av stödväggen. Inklinometrar som installerats i sekantpålarna visade inte heller någon mätbar utböjning på denna nivå. Uppmätt maximal stämpkraft vid toppnivå och mellannivå var 2,8 respektive 2 MN, se *Figur 12a*, jämfört med dimensionerande laster av 4,4 respektive 10 MN. Analys av mätningarna visade på att fyllningen som packats av trafik genom åren troligtvis hade en högre E-modul och friktionsvinkel än antaget och att lermoränen var styvare än antaget. För schaktning utan ursprungligt planerade temporära stämp vid Nørreport upprättades ett system med tre larmnivåer kopplat till överskridande av grönt – orange – rött gränsvärde för förskjutningar i väggen. Mellannivå, dvs. överskridande av orange gränsvärde, innebar en större rörelse än den beräknade dimensionerande utböjningen baserat på mest troliga värden på ingående parametrar. Grönt och rött gränsvärde motsvarade 70 % respektive 120 % av denna utböjning. Utnyttjandet av större rörelse än dimensionerat baserades på en reduktion av maximala lastfaktorer vid denna utböjning, vilket innebar att pålarna skulle komma att belastas utöver deras normala brukslast i detta temporära fall men att brottlasten inte skulle överskridas. En översyn av permanent lastfall gjordes också med hänsyn till detta. Schaktningen utfördes utan att några temporära stämp behövde tillgripas. Exempel på resultat från inklinometermätningarna visas i *Figur 12b*.



*Figur 12. Resultat av mätningar vid Köpenhamns Metro. a) Stämpkrafter vid Christianshavns station och b) Utböjning av vägg vid Nørreport efter färdig schaktning. Från Beadman m fl (2001).*

Vid byggande av *North Greenwich Station* i London utfördes en temporär hård/mjuk sekantpålevägg som stödmur för den 25 m djupa, 32 m breda och ca 400 m långa schakten (Bachy, 2003). Jordlagren utgörs av kraftigt förorenad fyllning ovanpå sandigt grus och därunder Londonlera. Grundvatten förekommer upp i den övre fyllningen. Ursprungligen tänkt utförande med stämp på två nivåer ändrades så att den övre stämpnivån ersattes med ankarstag för att underlätta fortsatt konstruktion, se *Figur 13*. Stagen borrades genom de mjuka primärpålarna och lasten fördes över till sekundärpålarna genom användande av betongblock. Uppföljningar visade på stagpåkänningar av som mest 70 % av den maximala kapaciteten och utböjningar vid pålarnas överkant som var upp till 125 mm.



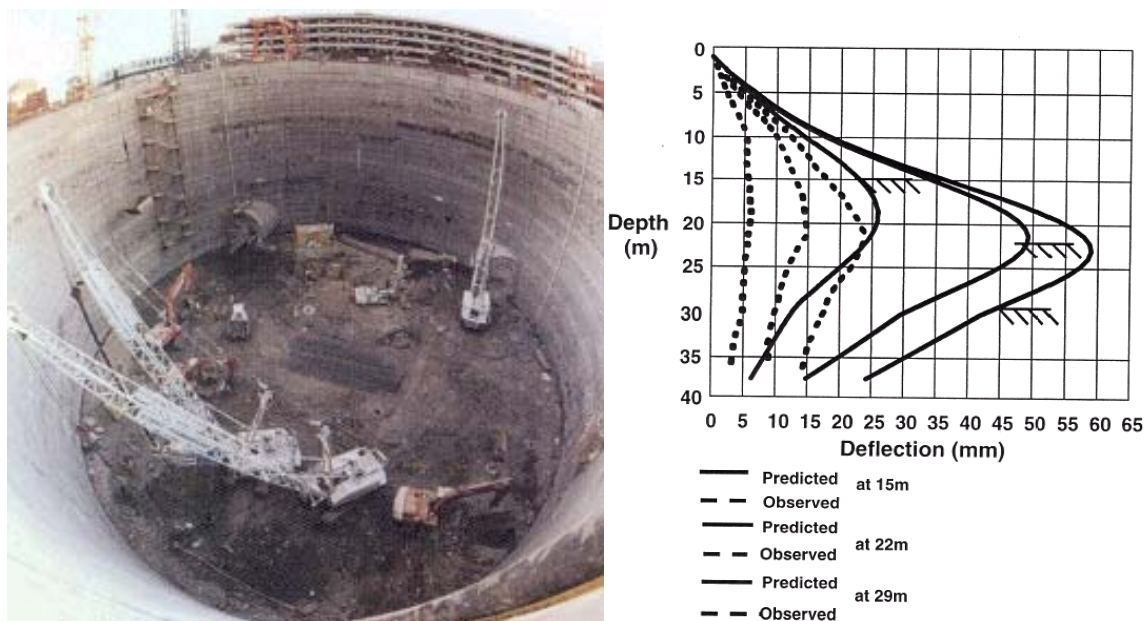
*Figur 13. Schaktning för North Greenwich Station i London. Från Bachy (2003).*

### **Fångdamm**

Sekantpålarna har använts för utförande av en fångdamm för återställningsarbetena efter en tunnelkollaps under byggande av Heathrow Express vid flygplatsens Central Terminal Area (Powderham, 1998, Stent, 2003). Fångdammen var 60 m i diameter och 30 m djup, se *Figur 14*. Jordlagerföljden på platsen utgörs av ca 6 m grus ovanpå Londonlera till drygt 65 m djup. Sekantpålning utfördes med diametern 1,2 m och centrumavståndet 1,06 m ned till 20 m djup. Därunder utfördes pålarna med diametern minskad till 0,9 m vidare genom de betong- och vattenfyllda kollapsade tunnlarna ned till 40 m djup. Väggen förstärktes med ringar av armerad betong under schaktningens gång. Noggrann uppföljning av vertikalitet genom lasermätningar i borrhålet gav möjlighet att uppfylla toleranskraven på 1:150. Uppnådd vertikalitet bedömdes generellt till bättre än 1:200. I me-



del uppnåddes en avvikelse av 1:400 (Stent, 2003). Uppmätt maximal utböjning i väggen var drygt 20 mm vilket motsvarade ungefär 50 % av den beräknade utböjningen.

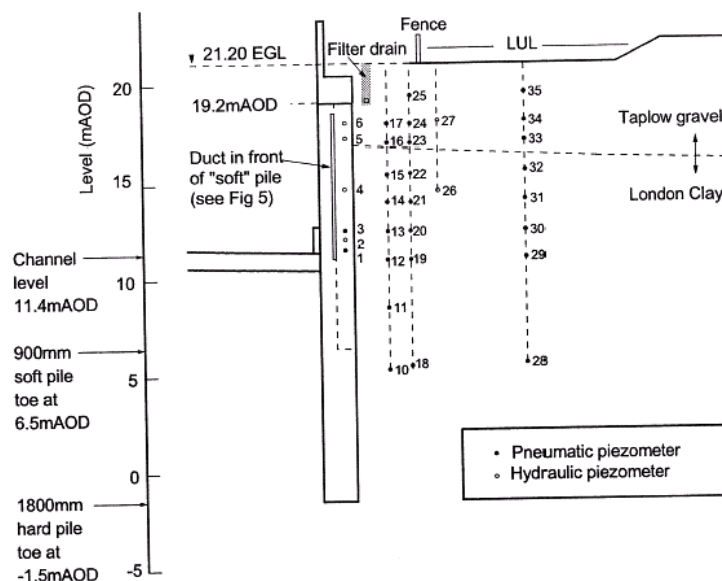


Figur 14. Fångdamm för rekonstruktion av Heathrow Express tunneln. Från Stent (2003) och Powderham (1998).

### Vägar

Sekantpålar har använts för *A2 Hackney to M11 Link Road* där denna byggts nedsänkt som mest ca 10 m under omgivande mark utmed en av Londons järnvägar (Carder & Steele, 2000). Två platser följdes upp med avseende på permeabilitet och portrycksförändringar i jorden. Vid den djupaste av dessa schakter installerades ”mjuka” 0,9 m primärpålar med ett centrumavstånd av 2 m och 1,8 m sekundärpålar installerades därefter mellan dessa. Jorden bestod av ca 6 m sand och grus ovanpå Londonlera. Permeabiliteten i dessa jordar är ca  $10^{-7}$ - $10^{-5}$  respektive  $2 \cdot 10^{-10}$  m/s. Primärpålarna installerades ned till ca 13 m djup vilket var ungefär 5 m under blivande vägbana medan sekundärpålarna drevs ned till ca 21 m djup, se Figur 15. Sekundärpålarna installerades i en centrumlinje som var något förskjuten från den för primärpålarna. Dränerande uppsamlingsrör placerades i det 0,2 m breda mellanrummet framför primärpålarna. En betongfasad sprutades över väggpartier med primärpålar för att ge dessa samma täthet som hårda pålar. För tillverkning av primärpålar användes 150 kg cement + 35kg bentonit + 1230 kg sand per  $m^3$ . Detta gav en odränerad skjuvhållfasthet av ca 150 kPa efter 28 dygn och en permeabilitet som uppskattades till  $10^{-7}$ - $10^{-11}$  m/s beroende på mätmetod.

Endast vid den djupare schakten förekom tillrinning av vatten i mätören. Mängden motsvarade ca 46 l/år och längdmeter vägg. Detta var ungefär den mängd som beräknades med hjälp av ett numeriskt simuleringsprogram. En slutsats som drogs från mätningarna var att den extra betongfasaden troligtvis inte hade behövts då mängderna inläckande vatten var så små att de sannolikt skulle dunstat bort utan att ställa till problem. Analys av vattnet visade inte på någon utlakning av bentonit eller cementmaterial. Också resultaten av portrycksmätningarna tyder på att väggens permeabilitet är mycket låg.

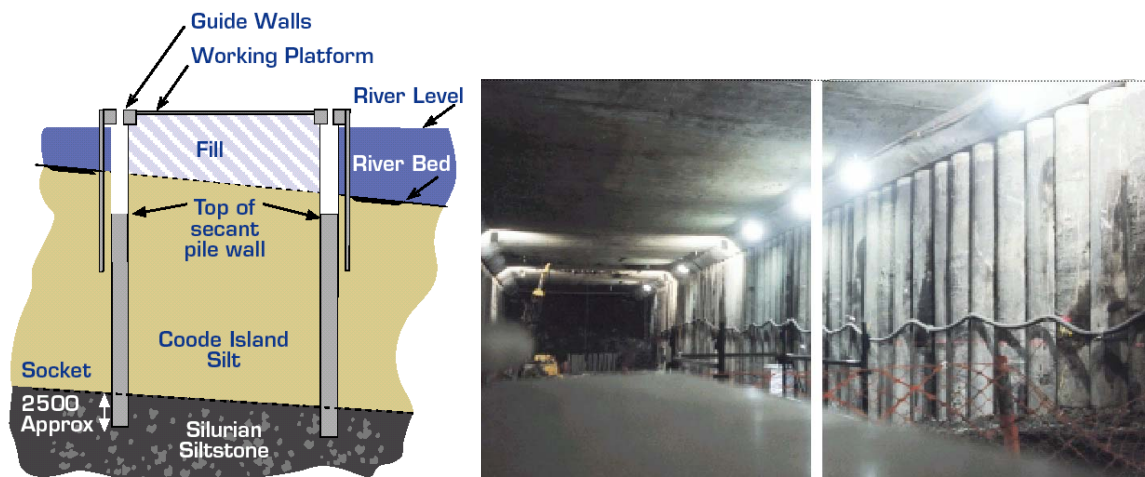


Figur 15. Mätsektion vid A2 Hackney to M11 Link Road. Från Carder & Steele (2000).

Skillnaderna var mycket små mellan mätningar 9 m från väggen och de på 3 och 1,5 m avstånd. Mätningar i själva primärpåldelen gav värden som inte kunde tolkas. Enda märkbara förändringen var en portrycksökning närmast väggen under sommaren (torraste perioden) som på basis av tidigare erfarenheter från andra uppföljningar bedömdes bero på termiska rörelser i vägplattan. Baserat på resultaten av undersökningarna gavs rekommendationen att för en vägg i tät lera uppnå en odränerad skjuvhållfasthet av minst 150 kPa och en permeabilitet inte överstigande  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s. Om möjligt bör mjuka primärpålar inspekteras visuellt under ett halvt års tid för att kunna avgöra om en extra betongfasad utanpå dessa kan undvikas eller i vilken omfattning en sådan behöver utföras på delpartier av väggen. För mer vattengenomsläppliga jordar rekommenderades dock ett generellt användande av kompletterande betongyta eventuellt kombinerad med någon form av dräneringsåtgärd.

### Vägtunnel

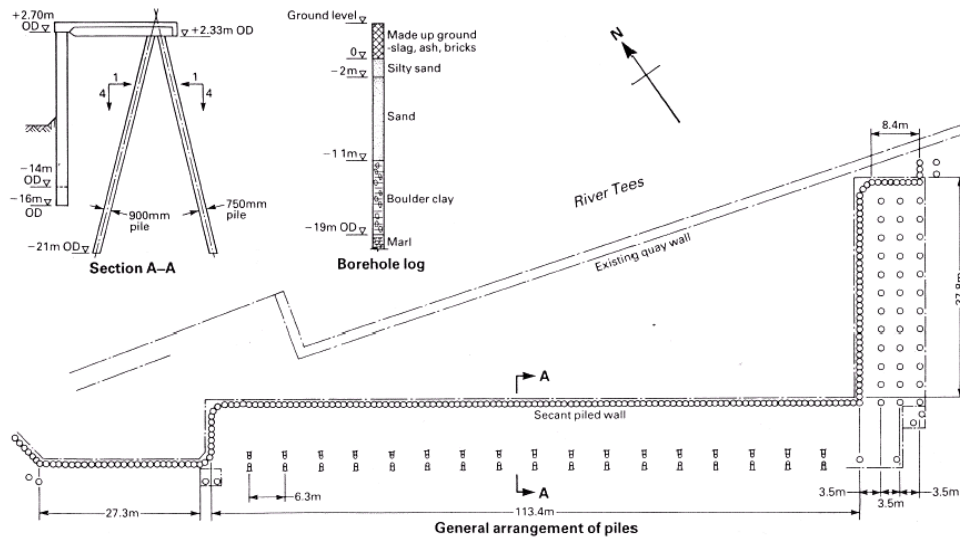
Sekantpålar har använts för vägtunneln *Yarra River Crossing* i Melbourne (Wagstaff, 2003). En arbetsplattform skapades genom att fylla upp i floden med krossad basalt inom en spontad fångdamm. Styrväggar göts mot övre delen av sponten varefter sekantpålar (H/H) med diametern 1,2 m och centrumavståndet 1,0 m tillverkades ned till 28 m djup. Pålarna utfördes med foderrörsborrning med högt vridmoment (500 kNm) genom fyllningen och underliggande lös till mycket lös silt med inbäddade lager av silt och lera och ned ca 2,5 m i berggrunden av silt-/sandsten, se *Figur 16*. Betongens dimensionerande hållfasthet var 55 MPa och armeringen motsvarade  $250 \text{ kg/m}^3$ . Gjutningen av pålarna avslutades något under flodbotten. Schaktning ned till denna nivå, ca 10 m under omgivande vattenyta, och utförande av tunneltaket utfördes i torrhet inom fångdammen varefter tunnelbygget kunde fortsätta under detta tak under floden.



Figur 16. Vägunnel under Yarra River i Melbourne. Från Wagstaff (2003).

### Kajanläggning

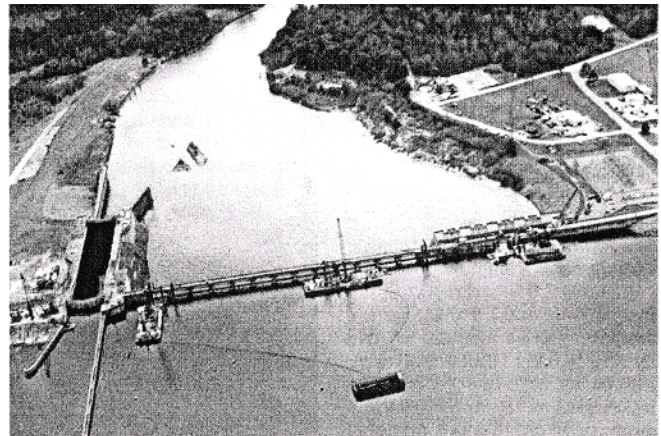
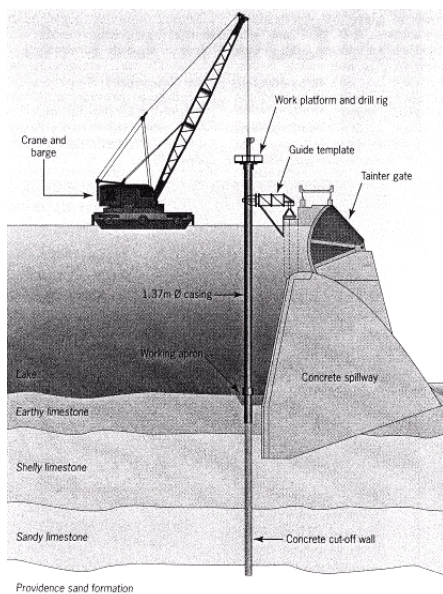
Ett exempel på användning i kajkonstruktioner är en ny kajvägg vid *Dock Point* i Middlesborough, som utfördes som en sekantpålsvägg (Ground Engineering, 1985), se *Figur 17*. Totalt 200 st pålar med diametern 1,18 m installerades till 18-20 m djup och med centrumavståndet 1,05 m, dvs. med en överlappning av 0,13 m (22%). Oscillerande foderrörsborrning och urschaktning med hammargripskopa användes för att skapa hålen för pålarna. Närmast pålbotten utfördes kompletterande mer kontrollerad urschaktning av lermoränen med en borrhög utrustad med skruv. Ett antal av primärpålarna utfördes utan armering men flertalet försågs med en armeringskorg med armeringsjärnen placerade så att inte installationen av sekundärpålarna förhindrades. Borrning för sekundärpålarna utfördes helst (bäst) en dag efter färdigställandet av de två intilliggande primärpålarna men kunde också utföras två eller som mest tre dagar därefter. Sekundärpålarna försågs med en kraftigare och mer komplicerad armering för att ta olika tryck och dragkrafter på väggen, bl.a. påverkade av tidvattnet på ca 6 m. Armeringskorgarna orienterades noggrant så att armering koncentrerad till ena halvcirkeln av korgen kom att placeras på sjösidan i nedre delen av pålen och på landsidan i övre delen. Ett täcksikt av betong av minst 100 mm användes. Betonggjutning utfördes via gjutningsrör med betong vars sättmått var 200 mm och sluthållfasthet 30 MPa. Pålarna installerades inom toleransgränserna 50 mm i plan och 1:200 i vertikalled. Produktionstakten motsvarade i medeltal en påle per dag och rigg.



Figur 17. Plan över kajvägg och jordprofil vid Dock Point i Middlesborough. Från Ground Engineering (1985).

### Dammanläggningar

Ett exempel på användning av sekantpålar för dammanläggningar är *Walter F George Dam* i Georgia, USA, där en sekantpålevägg utfördes till stort djup för att tätta läckande poröst kalkberg (Civil Engineering, 2002, European Foundation, 2003). Foderrör sänktes ned från flotte till sjöbotten ca 40 m under vattenytan varefter en borrkrona sänktes ned och borrning utfördes genom tre skilda lager av kalkberg ned till ett sandlager ca 30 m under sjöbotten, se *Figur 18*. Borrningarna utfördes med vattenfyllt borrhål för att behålla ett tryck på insidan. Betongen som användes innehöll tillsats av bentonit och hade en tryckhållfasthet av minst 11 MPa. Ett antal primärpålar med diametern 1,25 m borrades i ett svep och varje påle fick härda i ca 7 dygn innan mellanliggande sekundärpålar utfördes med samma dimension som primärpålarerna. Överlappningen gav en minsta tjocklek hos väggen av 0,6 m.



Figur 18. Sekantpålning för tätning av Walter F George Dam. Från European Foundation (2003).



**REFERENSER**

- Alén, C. (2003). Götaleden – en geoteknisk och miljöteknisk utmaning. Föredrag SGI Geoforum, Linköping 10 dec 2003.
- Bachy (2003). Bachy Soletanche. Recent contracts. <http://www.bacsol.co.uk>, 03-12-15.
- Bauer (2004). Bauer Maschinen, Products. <http://www.bauer.de>, 04-01-14
- Beadman, D., Bailey, R., Roberts, T., Welman, S., Thurlow, P. & Fauschou, M. (2001). The Copenhagen Metro – observational method at Norreport station. *Geotechnical Engineering*, Vol. 149, Oct, Issue 4, pp 231-236.
- Bengtsson, P-E., Fredriksson, A., Hartlén, J. & Olsson, C. (1998). Slitsmurar som permanent konstruktionsdel. Dimensionering. *Vägverket RAP 1997*: 0288.
- Berggren, B. (1981). Grävpålar på friktionsjord – sättningar och bärförmåga. Doktorsavhandling, Institutionen för Geoteknik med grundläggning, Chalmers Tekniska Högskola.
- Bygg (1984). G15 Stödkonstruktioner. Handboken BYGG. Liber förlag, Stockholm 1984.
- Carder, D.R. & Steele, D. P. (2000). Performance of the hard-soft piling system at A12 Hackney to M11 Link Road. Transport Research Laboratory Report 438. p22.
- Civil Engineering, (2002). Corps seals Walter F. George Dam with secant wall. *Civil Engineering*, Vol, Oct, pp 26-27.
- Derbyshire, P.H. & Ellway, K. (1998). Recent advances in CFA piling with particular reference to automatic rig control and instrumentation. 7<sup>th</sup> Int. Conf. and Exhibition on Piling and Deep Foundations, Vienna 1998. pp. 4.5.1-4.5.6.
- Elsborg, E.G. (1971). Försøg med in-situ vægge m.v. for Citybanan. Tekniske meddelelser fra Danske Statsbaners baneafdeling, 1 årgång Nr 1.
- Eskesen, S. D. & Larsen, O. D. (2002). Civil works requirements. Copenhagen Metro Inauguration Seminar, Copenhagen 2002, pp55-62.
- Eurocode (2003). Eurocode 7, Geotechnical design, Part 1, General rules, EN 1997-1:2003. CEN, Bryssel.
- European Foundation (2003). Cut-off first stops US dam leaks. European Foundation Winter 2003.
- Europeisk Standard (1999). SS-EN 1536:1999 Execution of special geotechnical works – Bored piles / Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar. Standardiseringen i Sverige, Stockholm.
- Fernie, R. & Putnam, M. C. (2000). A decade of concrete embedded walls in UK. Proc. 25<sup>th</sup> Annual Members Conference DFI / 8<sup>th</sup> Int. Conference and Exposition, New York 2002.
- FPS (1999). The Essential Guide to the ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London.
- Gaba, A.R., Simpson, B., Powrie, W. & Beadman, D.R. (2003). Embedded retaining walls – guidance for economic design. CIRIA C580. CIRIA, London.
- Ground Engineering, (1984). Deep foundations for the British Library. *Ground Engineering*, Vol. 17, April, pp 20-26.

- Ground Engineering, (1985). Dock wall at Middlesborough formed by secant piles. Ground Engineering, Vol. 18, July, pp 33-35.
- Ground Engineering, (2001). Less Roman is more London. Ground Engineering, Vol. 34, November, pp 35-36.
- Ground Engineering, (2002a). Don't spare the horses. Ground Engineering, Vol. 35, March, pp 29-30.
- Ground Engineering, (2002b). University challenge. Ground Engineering, Vol. 35, December, pp 16.
- Ground Engineering, (2003a). Contracts. Ground Engineering, Vol. 36, January, pp 10.
- Ground Engineering, (2003b). News. Ground Engineering, Vol. 36, April, pp 6.
- Ground Engineering, (2003c). Here is the news. Ground Engineering, Vol. 36, May, pp 28-29.
- Hartikainen, J. & Gambin, M.P. (1991). Deep foundation with soil excavation: Bored piles, root piles, CFA piles, slurry trench walls. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Piling and Deep Foundations. Vol 2. Stresa 1991. pp 693-710.
- Jackson, P. (2002). Environmental issues during construction. Copenhagen Metro Inauguration Seminar, Copenhagen 2002, pp 103—111.
- ICE (1996). Specification for piling and embedded retaining walls. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London.
- Katzenbach, R., Moormann, C. & Quick, H. (1998). A new concept for the excavation of deep building pits in inner urban areas combining top/down method and piled raft foundation. 7<sup>th</sup> Int. Conf. and Exhibition on Piling and Deep Foundations, Vienna 1998. pp. 5.17.1-5.17.13.
- Long, M. (2002). Observations of ground and structure movements during site redevelopment in Dublin. Geotechnical Engineering 155, October, Issue 4, pp. 229-242.
- Massarch, R. (1975). Jordgjutna pålar – en redovisning av vanliga metoder. Ingenjörsvetenskapsakademien, Pålkommision, Rapport 47.
- Paulson, B.C. (1982). Underground transit station construction. Journal of the Construction Division, ASCE, Vol. 108, No. CO1, pp 23-37.
- Powderham, A. J. (1998). Heathrow Express Rail Link: design and construction of deep circular cofferdam. 7<sup>th</sup> Int. Conf. and Exhibition on Piling and Deep Foundations, Vienna 1998. pp. 5.15.1-5.17.19.
- Puller, M. (2003). Deep Excavations: a practical manual. Second edition. Thomas Telford Ltd, London.
- Sherwood, D.E., Harnan, C.N. & Beyer, M.G. (1989). Recent developments in secant bored pile wall construction. Proc. International conference on piling and deep foundations, London 1989, Vol. 1 pp 211-220.
- Stent (2003). Stent, a leading UK piling and foundation contractor. <http://www.stent.co.uk>, 03-12-15.
- St John, H.D., Potts, D. M., Jardine, R.J. & Higgins, K. G. (1992). Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment. Proc. Wroth Mem. Symp., Predictive soil mechanics, Oxford 1992, pp 581-608

- Thomas, C. (2004). Personlig kommunikation. Studiebesök Bachy Soletanche Ltd, London 04-01-08.
- Trevi (2003). Trevi S.p.A.. <http://www.trevispa.com>, 03-12-04.
- Troughton, V. (2003). Deep basement construction using secant walling. Digging Deep Conference, London 10 December, 2003. <http://www.geplus.co.uk>, 2004-01-14. Även Ground Engineering, Vol 37, Jan, Bilaga "Digging Deep". pp 19.
- Twine, D. & Wright, R.H. (1991). Farmers Avenue Crossing, Castle Mall development, Norwich. 4<sup>th</sup> Int Conf. on Piling and Deep Foundations, Stresa 1991. Vol 1, pp147-155.
- Vägverket (2002). Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar, Bro 2002. VV Publ 2002:47.
- Vägverket (2004). Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar, Bro 2004, Remissutgåva 2003-12-05. [http://www.vv.se/publ\\_blank/bokhylla/ATB/Bro2004/intro.htm](http://www.vv.se/publ_blank/bokhylla/ATB/Bro2004/intro.htm), 2004-02-20.
- Wagstaff (2003). Wagstaff Piling. <http://www.wagstaffpiling.com.au>, 2003-12-15.
- Wharmby, N., (2003). Overview of urban retaining wall solutions. NGI Seminar, Oslo 13 February 2003.

Tabell 1. Exempel på utförda sekantpåleininstallationer.

Objekt	Entreprenör	Undergrund <i>m u my</i>	Påldimen- sion <i>m</i>	Djup <i>m</i>	Antal pålar <i>st</i>	Maskin	Metodik	Referens
*British Library, London (källare, 1-5 vån)	Lilley Con- struction Ltd	0-2 fyllning 2-20,5 Londonlera 20,5-35 Woolwich &Readinglera(siltig lera)	1,18 (c/c 0,975)	-30	500	Libore 1200, Benoto	foderrör, oscillerande H/H	Ground Eng. (1984)
*Dock wall, Middles- borough, UK (kajvägg)	Pigott Foun- dations Ltd	0-4 fyllning 4-6 siltig sand 6-15 sand 15-23 lermorän >23 kalkjord (tidvatten 6m)	1,18 (c/c 1,05)	17,5 pr 19,5 sek	200	GC1500	foderrör, oscillerande H/S	Ground Eng. (1985)
Bentall Centre, Kingston upon Thames, UK (källare, 2 vån)	Bauer Ltd	0-2 fyllning 2-6,5 grus >6,5 Londonlera	1,18	18-23	323	BG11	foderrör, roterande H/H	Sherwood m fl (1989)
Viktoria Embankment, London (källare)	Bachy/Bauer consortium	0-5 fyllning 5-10 sand, grus >10 Londonlera	1,18	18-25	443	BG26, BG14	foderrör, roterande H/H	Sherwood m fl (1989)
Market Square, Staines, UK (källare)	Bachy/Bauer consortium	0-2 fyllning 2-4 lös lera 4-5 torv 5-10 grus >10 Londonlera	0,75 0,41	12 11,5	190 95	BG11 - ” -	CFA H/H - ” -	Sherwood m fl (1989)
Doolittle Meadows, Hempstead, UK (källare)	Pigott Foun- dations Ltd	0-2 fyllning 2-4 siltig lera 4-7 sand, grus >7 kalkberg (grade 4/5)	0,6	6 primär 9-12 se- kundär	517	CM48	CFA H/S	Sherwood m fl (1989)



<b>*Heathrow Express recovery, London (fångdamm)</b>	Stent Foundations	0-6 Terracegrus 6-65 Londonlera	1,2 (c/c 1,06) 0,9	-20 -40	182	...	foderrör, oscillerande H/H, H/S	Powderham (1998), Stent (2003)
<b>Main Tower, Frankfurt (källare, 5 vån)</b>	Grund- und Pfahlbau GmbH	0-10 sand/grus 10-55 Frankfurtera (fast lera m kalkstenslager)	0,9-1,5(var. m last)	25,4 pr 34 sek	257	...	foderrör, roterande	Katzenbach m fl (1998)
<b>*A2 Hackney - M11 Link Road, London (väg)</b>	...	0-6 Taplowgrus (lerig sand/grus) >6 Londonlera	0,9 pr 1,5-1,8 sek (c/c 0,85-1,0)	11-13 15-21	...	...	...	Carder & Steele (2000)
<b>More London development, London (källare, 2 vån)</b>	Expanded Piling Ltd	0-1 fyllning 1-9,5 sand/grus >9,5 Londonlera	0,6	8-12	350		foderrör, roterande? H/S	Ground Eng. (2001)
<b>*Nørreport, Köpenhamns Mini-Metro (tunnelbanestation)</b>	Bachy Solentanche	0- fyllning -ca 13 lermorän (med skikt av sand/grus) >ca 13 Köpenhamns-kalkberg (rel uppspr. med flintainslag)	0,75 primär 1,18 sekundär	ca 13 ca 22	...	...	CFA/foderrör CFA/foderrör ovan kalkberget, utan foderrör i kalkberget H/S	Beadman mfl (2001), Eskesen & Larsen (2002)
<b>Site redevelopment, AIB Hall, Dublin (källare)</b>	...	0-4 fyllning 4-6 lerig sand/grus >6 kalkberg	0,9 (c/c 0,75)	6,3 pr 8 sek	...	...	Foderrör ovan kalkberget, utan foderrör i kalkberget H/F	Long (2002)
<b>*Walter F George Dam, Fort Gaines, Georgia, USA (damm)</b>	Treviicos Corp./Rodio Group	0-ca35 vatten ca35-65 kalkberg >ca 65 sand	1,25 (c/c 0,84)	-70	500	PBA612	foderrör (i vatten) borm utan foderrör i kalksten) F/F	Civil Eng. (2002) Eur. Found. (2003)
<b>*Community art center, North Finchley, London (källare, 2 vån)</b>	May Gurney Technical Services	0-1 fyllning 1-10 fast lera, sandskikt 10-13 grus >13 Londonlera	0,9 (c/c 0,9) primär 0,6 (c/c 0,9) sekundär	-14 primär -20,8 sekundär	614	Llamada Woltman	CFA H/F	Ground Eng. (2002a)
<b>Faculty of English, Cambridge University, UK (källare)</b>	May Gurney Technical Services	0-2 fyllning 2-4å8 flodavsättningar (sand, silt, lera) >4å8 Gaultlera (fast lera)	0,6	6,5 (medel) primär 10 sek	504	...	CFA H/S	Ground Eng. (2002b)

<b>*Yarra River Crossing, Melbourne (vägtunnel)</b>	Wagstaff Piling	0-ca 7 vatten 7-25 silt 25-28 silt-/sandsten	1,2 (c/c 1,0)	28	212	C600 /TRD100	foderrör, roterande H/H	Wagstaff (2003)
<b>Isle of Dogs, London Docklands (källare, 2 vån)</b>	Westpile	flodsediment Tarracegrus Lambethformation (med hårda skikt)	0,6-0,75	-16	622	CM-70	CFA H/S	Ground Eng. (2003a)
<b>Tempus Wharf, London (källare)</b>	Rock&Alluvium	...	0,5 (c/c 0,35)	10-18	656	CM70	CFA H/S	Ground Eng. (2003b)
<b>*Broadcasting House, West End, London (källare, 3 vån)</b>	Bachy Solentanche	fyllning Hackneygrus Londonlera Lambethformation kalkberg	0,9	14- -32	187	CM-700 (Soil- Mec)	CFA foderrör, roterande H/F	Ground Eng. (2003c)

\* Projektet kortfattat beskrivet i avsnitt 5 *EXEMPEL PÅ ANVÄNDNING OCH UTFÖRANDE*





Statens geotekniska institut  
Swedish Geotechnical Institute

SE-581 93 Linköping, Sweden

Tel: 013-20 18 00, Int + 46 13 201800

Fax: 013-20 19 14, Int + 46 13 201914

E-mail: [sgi@swedgeo.se](mailto:sgi@swedgeo.se) Internet: [www.swedgeo.se](http://www.swedgeo.se)