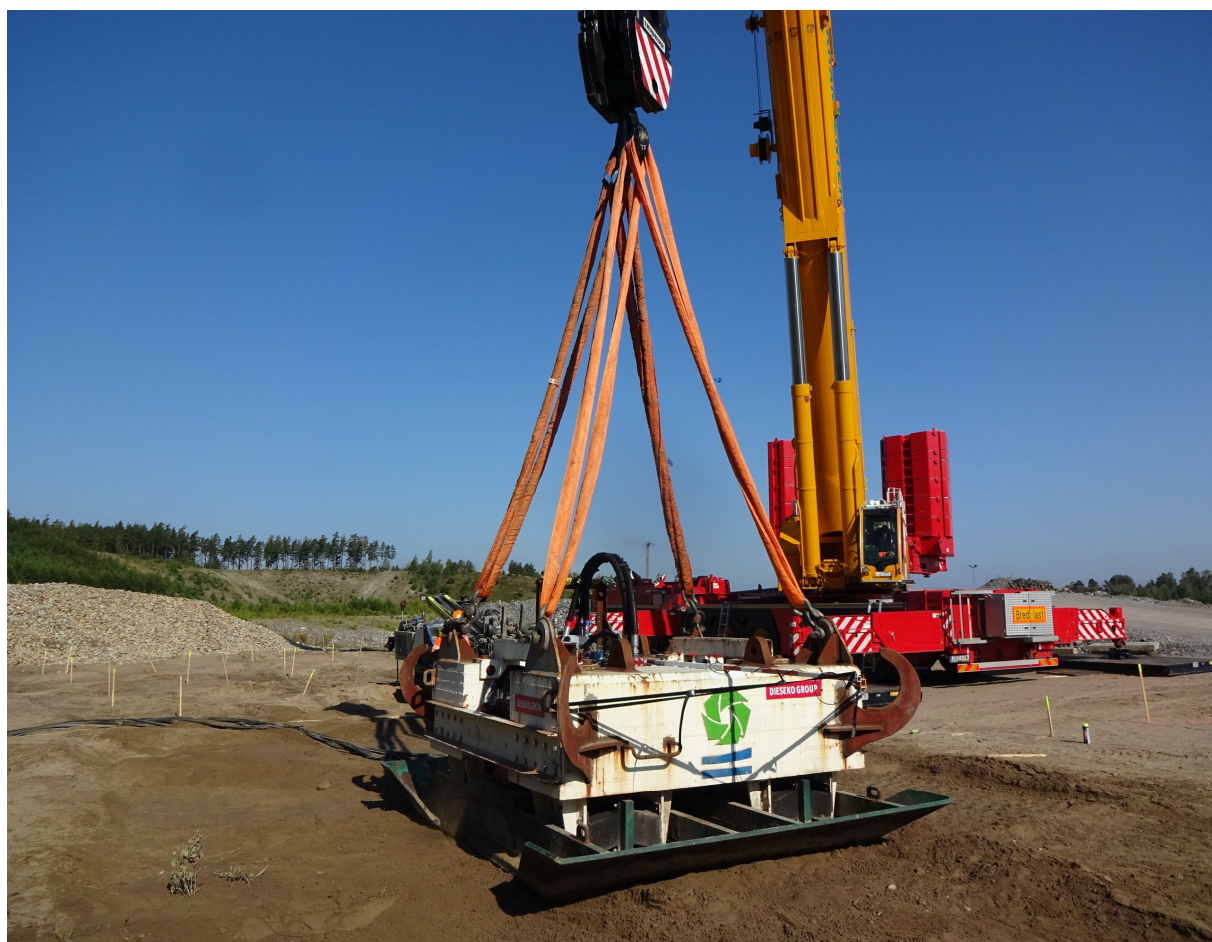


PACKNING MED TUNG VIBRATIONSPLATTA

Slutrapport



FÖRORD

Detta forskningsprojekt har utförts under ledning av KTH, Avd. Jord- och Bergmekanik, under åren 2020-2022. Fältförsöken utfördes under augusti-september 2021. Projektet finansierades av Trafikverket genom Branschsamverkan i Grunden (BIG), Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond (SBUF) och Peab Anläggning AB. Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration Scandinavia AB, har medverkat i planering, utförande, utvärdering och rapportering. Packningsutrustningen utlånades av DEME Group. NCC Ballast bistod med försöksplats. Vibrationshammare och montering tillhandahölls av Dieseko. Entreprenaden för fältförsöken utfördes av Peab Anläggning, under ledning av Nils Gustafsson. CPT-sonderingar utfördes av ELU Konsult. Mätsystemet för övervakning tillverkades och monterades av Jochen Hatlapa, Gamperl & Hatlapa GmbH, och dilatometermätningar utfördes av Diego Marchetti, Studio Prof. Marchetti s.r.l. HfA-sonderingar utfördes av Gaia Survey och ELU Konsult. Trafikverkets projekthandläggare var Peter Zackrisson. Andréas Andersson och Freddie Theland vid KTH, Avd. Bro- och Stålbyggnad, har bistått med dynamiska analyser, seismiska försök och rapportering. Författaren tackar alla inblandade för deras värdefulla insatser.

Carl Wersäll, 2022-11-14

Projektorganisation

Carl Wersäll, KTH Avd. Jord- och Bergmekanik – projektledare, utförare

Nils Rydén, Peab Anläggning AB – projektledare

Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration Scandinavia AB – utförare

Freddie Theland, KTH Avd. Bro- och Stålbyggnad – utförare

Andréas Andersson, KTH Avd. Bro- och Stålbyggnad – utförare

Nils Gustafsson, Peab Anläggning AB – entreprenad

Peter Zackrisson, Trafikverket – projekthandläggare

SAMMANFATTNING

Tung vibrationsplatta är en effektiv teknik för packning av friktionsjord. Dock begränsas dess praktiska tillämpning av bristande kunskap om packningsprocessen och den optimala proceduren för ett effektivt genomförande. I denna studie utfördes packningsförsök med tung vibrationsplatta, vägande 40.5 ton. Försöksplatsen bestod av delvis vattenmättad, överkonsoliderad medelfast siltig sand och sandig silt. Sådana förhållanden kan generellt klassas som svåra för vibrationspackning. Försökens huvudsakliga målsättning var att studera packningsdjupet och inflytandet av packningsplan, varaktighet och vibrationsfrekvens. In-situ-mätningar före och efter packning inkluderade CPT-sondering, seismisk dilatometer och hejarsondering. In-situ-försöken visade en statistiskt signifikant packning efter vibrering. De huvudsakliga slutsatserna belyser vikten av en tillräcklig centrifugalkraft hos vibrationshammaren för att ge en total avlastning mellan plattan och jorden. Andra betydelsefulla parametrar är vibrationsfrekvensen och packningens varaktighet, vilka kan optimeras genom fältövervakning. En full täckning av markytan krävs för packning av hela jordvolymen. Resultaten visade även att packningsdjupet motsvarar sidolängden av plattan, i överensstämmelse med tidigare studier.

INNEHÅLL

1	INTRODUKTION	4
1.1	BAKGRUND	4
1.2	TIDIGARE STUDIER.....	4
1.3	SYFTE	6
2	PACKNINGSFÖRSÖK.....	7
2.1	MÄTNINGAR.....	7
2.2	GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	13
2.3	PACKNINGSUTRUSTNING	18
2.4	FÖRSÖKSUPPSTÄLLNING.....	22
2.5	STATISTISK UTVÄRDERING AV CPT-SONDERINGAR	23
3	RESULTAT	25
3.1	RESULTAT FRÅN CPT	25
3.1.1	<i>Uppföljning efter 2 månader</i>	<i>31</i>
3.2	RESULTAT FRÅN SÄTTNINGSMÄTNING	32
3.3	RESULTAT FRÅN SDMT.....	35
3.4	RESULTAT FRÅN HFA	37
3.5	ÖVERVAKNINGSMÄTNINGAR	38
3.6	DYNAMISKA MÄTNINGAR OCH DIMENSIONERING AV PACKNINGSUTRUSTNING	39
3.7	YTVÅGSSEISMIK.....	39
4	DISKUSSION	40
5	SLUTSATSER	43
	REFERENSER	45

BILAGOR

BILAGA A: RAPPORT DYNAMISKA ANALYSER OCH SASW

BILAGA B. TIDSKRIFTSARTIKEL SOILS AND FOUNDATIONS

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Packning av friktionsjord utförs normalt med vibrationsvält. Vältar är praktiska att använda över större ytor men den lilla kontaktarean mellan valsen och jorden begränsar packningsdjupet. Packningsdjup är en subjektiv parameter som inte är tydligt definierad men som kan uttryckas som ett djup till vilket en viss grad av ökande sonderingsmotstånd eller densitet uppnås. Vid packning med vibrationsvält ska en betydande packningseffekt inte förväntas djupare än 0.5-1.0 m, även för vältar i det tyngsta segmentet. Vältar är därför främst avsedda för bankar och andra fyllningar som kan packas i lager.

En tillgänglig teknik som inte har använts i någon större omfattning är packning med tung vibrationsplatta. Denna typ av utrustning består av en stålplatta med flera meters sidolängd, på vilken en vibrationshammare är monterad. Ofta, men inte alltid, är en tung massa monterad på utrustningen, upphängd med fjäderelement (t.ex. elastomerer). Packningsutrustningen har en funktion som liknar lätt packningsutrustning ("padda") men med en betydligt större massa, normalt 5-75 ton. Det finns dock ingen övre gräns för packningsutrustningens storlek förutom då det föreligger praktiska begränsningar relaterade till hantering, krankapacitet och transportkapacitet. Operativ stabilitet och en statisk nedåtriktad kraft åstadkoms med hjälp av upphängningsmassan. Fördelen med en tung vibrationsplatta är ett stort packningsdjup av flera meter som åstadkoms tack vare den större kontaktarean jämfört med vibrationsvält. Tekniken kan därför vara ett komplement till packning med vibrationsvält, med ett begränsat packningsdjup, och djuppackningsmetoder (såsom vibroflotation och vibrerande stänger), vilka generellt är mindre effektiva nära markytan på grund av ett litet överlagringsstryck. De i nuläget huvudsakliga begränsningarna med tung vibrationsplatta är avsaknad av väldokumenterade undersökningar och riktlinjer för utförande, dimensionering och val av packningsparametrar samt operativa aspekter såsom hantering och förflyttning.

1.2 Tidigare studier

Tidigare erfarenheter av packning med tung vibrationsplatta är i huvudsak baserade på empiriska observationer från byggprojekt där de ofta använts för undervattenspackning där alternativa metoder (fallviktspackning eller statisk förbelastning) har bedömts olämpliga. Detaljerad teknisk information från sådana projekt är generellt inte tillgängliga i offentliga källor eller i den vetenskapliga litteraturen. Dock finns ett fåtal publicerade fallstudier som har sammanfattats av Massarsch och Wersäll (2020). Den första kända tillämpningen av packning med vibrationsplatta var i USA på 1950-talet, där sand packades med plattor som vägde 1-5 ton och med varierande vibrationsfrekvenser (Converse, 1952; 1953; Bernhard, 1952). I samband med byggandet av världens största översvämningssbarriär – Oosterscheldekering i Nederländerna – implementerades ett ambitiöst försöksprogram för undervattenspackning av sand och grus med en tung vibrationsplatta. Packningsutrustningen hade måtten 3.5 m x 4.6 m, vägde 75 ton och vibrerade

med hjälp av två vibrationshammare med ett totalt excentriskt moment av 100 kgm som genererade en centrifugalkraft av 2500 kN vid 25 Hz (Nelissen et al., 1983). Ett 4 m mäktigt sandlager kunde packas till ett spetsmotstånd av $q_c = 25 \text{ MPa}$ på 3 min. En viktig slutsats var att den dynamiska kraften som genereras av packningsutrustningen ska vara tillräcklig för att lyfta plattan från marken men inte så stor att dubbelhopp ("bouncing") uppstår. Dubbelhopp är ett välkänt fenomen i samband med vältpackning som betyder att tiden då valsen förlorar kontakten med underlaget är längre än vibrationscykel. På samma sätt är det optimala dynamiska beteendet vid packning med vält när valsen och underlaget förlorar kontakt (d.v.s. total avlastning) men inte så att dubbelhopp uppstår (Adam, 1996). Det bör påpekas att den dynamiska kraften påverkas av systemets (massa-platta-jord) dynamiska egenskaper och är inte densamma som vibrationshammarens centrifugalkraft. Studien fann att den resulterande dynamiska kraften bör vara 1.5-2.0 gånger större än utrustningens statiska vikt.

I Rostock, Tyskland, användes en 2.5 m x 3.0 m, 7 ton tung, vibrerande platta för att packa en hydraulisk sandfyllning (Massarsch och Broms, 1983). Packningen uppnådde ett spetsmotstånd av $q_c = 20 \text{ MPa}$ till 3 m djup. I Värnamo användes liknande packningsutrustning för att packa siltig sand och uppnådde ett spetsmotstånd mellan 10 MPa och 20 MPa till 3.5 m djup (Jendeby, 1992). Nørskov Madsen (1992) rapporterade om packning av lös sand vid Kastrups Flygplats med en 13 ton tung vibrationsplatta som hade måtten 2 m x 3 m och en maximal centrifugalkraft av 1250 kN vid 26 Hz. Efter 5 min packning uppnåddes ett spetsmotstånd mellan 15 MPa och 25 MPa till ca 3 m djup. Massarsch och Wersäll (2020) har presenterat en mer detaljerad sammanfattning av litteratur relaterad till packning med tung vibrationsplatta.

En viktig parameter för packning är vibrationsfrekvensen, vilken avgör centrifugalkraften och samverkan mellan platta och jord. Den optimala frekvensen beror på det vibrerande systemets dynamiska egenskaper, inklusive packningsutrustningen och den underliggande jorden. Två aspekter styr det dynamiska beteendet av en tung vibrationsplatta: systemresonans (den dynamiska responsen) och kontaktförutsättningarna mellan plattan och underlaget (avlastning med mera). Wersäll et al. (2015) utförde packningsförsök i laboratorium med en vertikalt vibrerande platta och visade att det finns ett maximum avseende packningseffekt vid systemresonansfrekvensen. Medan packningseffekten sjunker vid frekvenser något högre än resonans ökar den kraftigt vid högre frekvenser. Det senare gäller inte för vibrationsvältar, där dubbelhopp uppkommer vid höga frekvenser och då resonans är den optimala frekvensen (Wersäll et al., 2017; 2018). Eftersom det är fördelaktigt att plattan tappar kontakten med underlaget kan den optimala vibrationsfrekvensen för en tung vibrationsplatta vara antingen vid resonans eller vid en högre frekvens, beroende på centrifugalkraften och systemets dynamiska egenskaper. Dock ska frekvensen och den dynamiska kraften vara tillräckligt låga för att undvika dubbelhopp.

1.3 Syfte

I denna rapport presenteras resultat från fältförsök i vilka medelfast siltig sand packades med en tung vibrationsplatta. Projektets huvudsakliga målsättning var att utarbeta en effektiv packningsprocedur avseende packningsmönster, varaktighet och vibrationsfrekvens. Ytterligare en målsättning var att identifiera relevanta ämnen för fortsatt forskning och utveckling. Denna studie ska ses som ett steg mot att utforma riktlinjer för dimensionering av utrustning och utförande av packningsprojekt med tung vibrationsplatta. Följande delmål identifierades för att uppnå målsättningen av denna studie:

1. att undersöka den optimala packningsfrekvensen;
2. att mäta sättning till följd av packning;
3. att studera inverkan av packningens varaktighet;
4. att bestämma packningsdjupet i relation till plattans storlek;
5. att mäta ökningen av jordens hållfasthet och styvhet genom olika in-situ-metoder (HfA, CPT och SDMT); och
6. att utvärdera möjliga förändringar i horisontalspänning till följd av packning.

Försöken har även presenterats i Wersäll et al. (2022).

2 PACKNINGSFÖRSÖK

2.1 Mätningar

Före försöken, för att karaktärisera de geotekniska förutsättningarna på platsen och identifiera lämpliga försöksytor gjordes hejarsondering, HfA (Figur 1). Hejarsondering gjordes även 2 månader efter avslutade packningsförsök för att erhålla en jämförelse av N_{20} före och efter packning. Den huvudsakliga in-situ-metoden för att kvantifiera packningen var 5-tons CPT-sondering (Figur 2). CPT utfördes före packning, mellan överfarter och efter packning, samt ytterligare sondering 2 månader efter packning för att studera eventuell packningstillväxt.



Figur 1. Hejarsondering (HfA).



Figur 2. CPT-sondering.

Seismisk dilatometer (SDMT) utfördes under två dagar i opackade, färdigpackade och delvis packade punkter. En konventionell dilatometer (DMT) är en användbar metod för att kvantifiera förändringar i styvhet och horisontella spänningar som kan uppstå som följd av packning. En DMT består av en platta med ett membran som förskjuts horisontellt (Figur 3). Sonden drevs ned med CPT-riggen men krävde en större tryckkraft än CPT-riggens vikt. Detta åstadkoms med hjälp av en motvikt (Figur 4). Sonden trycktes ned 10 cm i taget, varefter mätning skedde. Två parametrar mäts vid DMT: P_0 , vilket är trycket som krävs på membranet för att balansera det horisontella jordtrycket innan förskjutning av membranet, och P_1 , vilket är det erforderliga trycket för att förskjuta membranet horisontellt 1.1 mm. Flera parametrar utvärderas från P_0 och P_1 , såsom materialindex, I_D , vilket beskriver jordtypen, och horisontellt spänningsindex, K_D , vilket reflekterar variationer i horisontalspänning (Marchetti et al., 2008). En SDMT är en DMT som även innefattar accelerometrar inne i sonden med syfte att mäta en vertikalt propagerande S-våg, inducerad på markytan, s.k. nerhålsförsök (Figur 5). I detta projekt gjordes seismiska mätningar med en halvmeters djupintervall.



Figur 3. Dilatometer.



Figur 4. CPT-rigg med motvikt för DMT-försök.



Figur 5. Nerhålsförsök (seismisk dilatometer).

Inmätning och utsättning av punkter gjordes med GPS. Efter avslutad packning gjordes åter inmätning av höjder samt av nya eller förflyttade punkter. För, under, och efter packning gjordes sättningsmätning med laseravvägning (Figur 6). Skruvprovtagning utfördes i vissa punkter, på flera djup, med efterföljande laboratorieundersökning i form av siktning och sedimentationsanalys.



Figur 6. Sättningsmätning med laseravvägning.

För att övervaka diverse parametrar i realtid fanns ett mät- och övervakningssystem. Detta bestod av:

- En accelerometer monterad på vibrationshammaren (Figur 7).
- En tryckgivare för mätning av matning av hydraulolja till vibratorn.
- En laserdistansmätare för uppskattning av sättningsförloppet (Figur 8). Lasern projicerades på markytan och påverkades därför av hävning, vilket gör den osäker för kvantifiering av absolut sättnings.
- Två inklinometrar för mätning av plattans lutning i två vinkelräta riktningar.
- En triaxiell geofon som placerades fyra meter från plattan för mätning av markvibrationer (Figur 9).

Övervakningssystemet användes främst för att justera packningsparametrar, såsom frekvens, i realtid. Uppmätta och utvärderade värden presenterades på en fältdator (Figur 10).



Figur 7. Accelerometer.



Figur 8. Laserdistansmätare.



Figur 9. Triaxiell geofon.



Figur 10. Övervakningsmätning i realtid med fältdator.

Kompletterande dynamiska mätningar gjordes för att studera plattans dynamiska beteende. Dessa presenteras i Bilaga A.

Ytvågsseismik utfördes före och efter i packning, vilket redovisas i Bilaga A.

2.2 Geotekniska förutsättningar

Fältförsöken utfördes vid NCC Ballast Älväs på Ekerö, väster om Stockholm. Inom samma grustäkt utförde Dahlberg (1975) omfattande in-situ- och laborieförsök, vilka har utnyttjats i denna studie för att karaktärisera de geotekniska förutsättningarna. Försöksplatsen är del av en ås som har schaktats ca 16 m, vilket har resulterat i ett kraftigt överkonsoliderat jordlager, främst bestående av medelfast sand och silt ovanlagrat berggrund. Försöksplatsen visas i Figur 11.



Figur 11. Försöksplats.

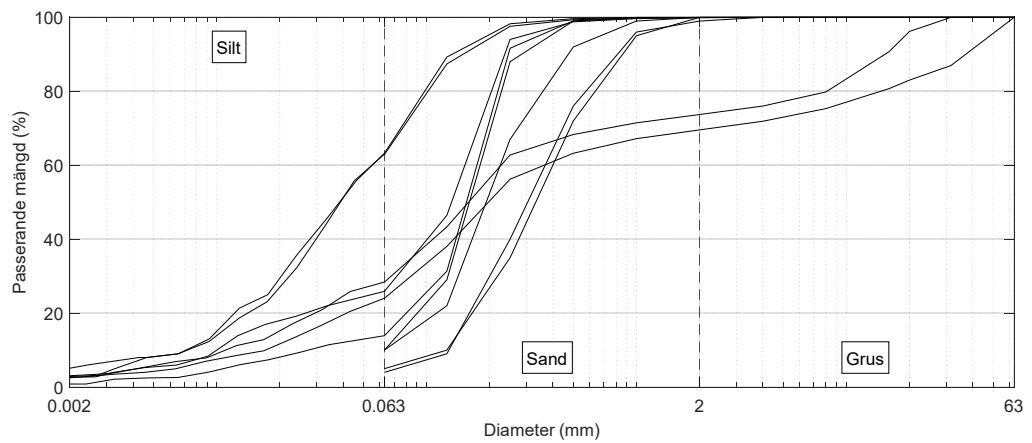
Jordens sammansättning bestämdes genom störd skruvprovtagning, vilka sammanfattas i

Tabell 1. Ner till ca 5.5 m djup finns huvudsakligen sand, siltig sand och silt, följt av berggrund. Dock påträffades lager med enstaka gruskorn. Jordens lagerföljd och sammansättning är typiska för postglaciala isälvsvlagringar. Siktkurvor, presenterade i Figur 12, bestämdes på skruvproverna. Figur 13 visar ett exempel på skruvprovtagning på ca 1 m djup. I de fall finjordshalten översteg 10 % gjordes även sedimentationsanalys. Siltinnehållet är huvudsakligen under 30 % men mer finkorniga lager förekommer. Grundvattennivån är belägen under bergnivån, dvs. på djup större än 4-6 m. I perioder med kraftigt regnfall kan dock finkorniga lager skapa lokala vattenmagasin.

Tabell 1. Jordklassificering från skruvprovtagning.

Provtagningsplats 1		Provtagningsplats 2		Provtagningsplats 3	
<i>Djup (m)</i>	<i>Jord</i>	<i>Djup (m)</i>	<i>Jord</i>	<i>Djup (m)</i>	<i>Jord</i>
0.0-2.3	SAND	0.0-0.9	SAND	0.0-1.6	SAND
2.3-2.7	sandig SILT	0.9-2.4	något siltig SAND	1.6-2.6	något siltig SAND
2.7-4.0	siltig FINSAND	2.4-2.7	sandig SILT	2.6-3.8	sandig SILT
	BERG	2.7-4.5	siltig SAND	3.8-4.9	siltig SAND

4.5-4.9	siltig SAND	4.9-5.5	grusig SAND	siltig
	BERG		BERG	



Figur 12. Sikt och sedimentationsanalys på skruvprover.



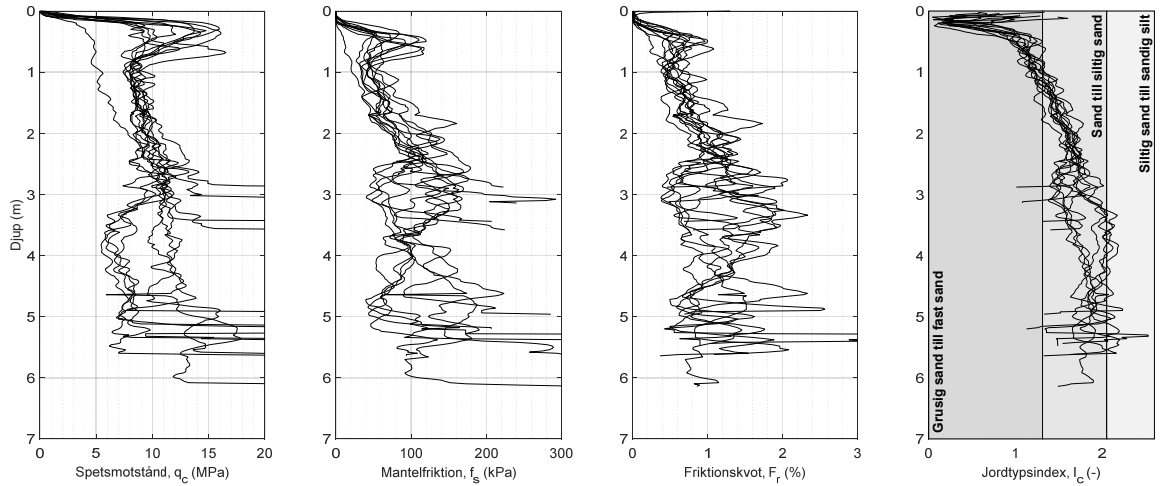
Figur 13. Skruvprovtagning.

Hejarsondering (HfA) utfördes i 25 punkter före packning, främst för att identifiera lämpliga platser för packningsförsök. Fem lämpliga platser identifierades. Av de 25 sonderingarna gjordes sju vid eller i omedelbar närhet till de fem försöksplatserna. Medelvärdena av sonderingsmotståndet (N_{20}) för varje meter vid försöksplatserna (A1-A4, B), vilka sammanfattas i Tabell 2, var runt $N_{20} = 12$. Ett jordmaterial med N_{20} : 7-15 klassificeras som medelfast.

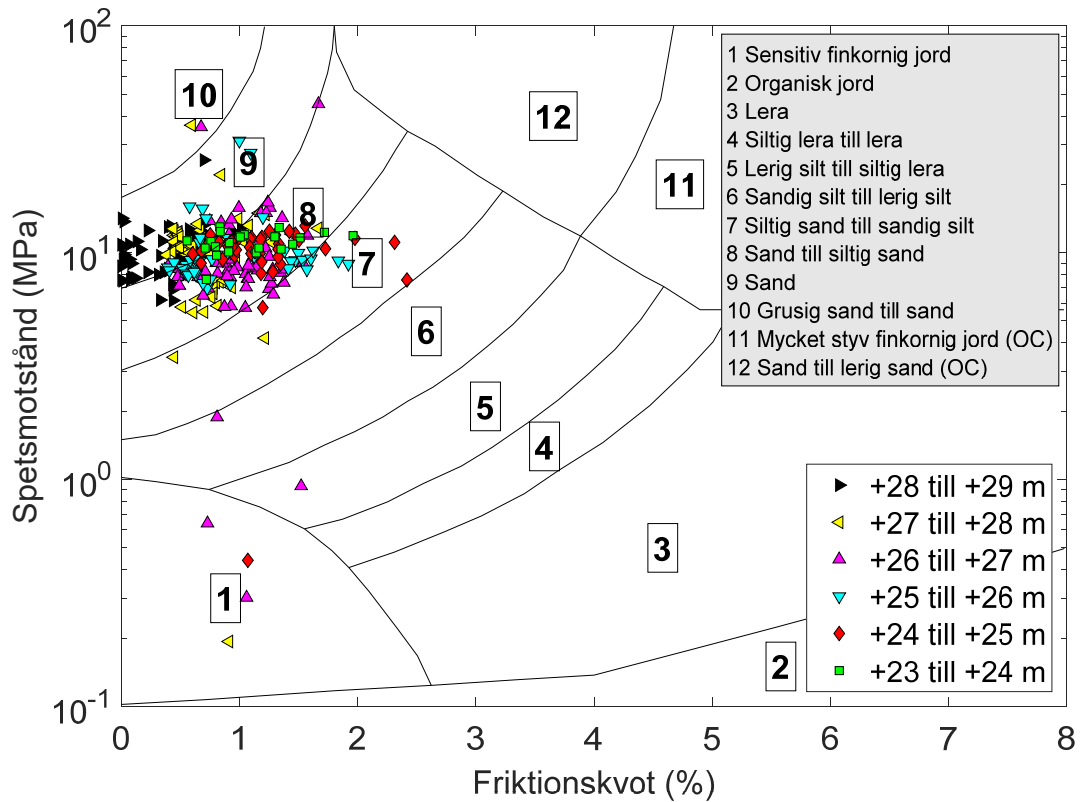
Tabell 2. Medelvärden av N_{20} bestämt med HfA i de fyra försöksområdena före packning.

Sondering:	A1	A2-1	A2-2	A3-1	A3-2	A4	B	Medel
<i>Djup (m)</i>	N_{20}	N_{20}	N_{20}	N_{20} (-)	N_{20}	N_{20}	N_{20}	N_{20} (-)
	(-)	(-)	(-)		(-)	(-)	(-)	
0-1	11	10	13	12	9	13	15	12
1-2	12	11	11	12	11	11	12	11
2-3	13	13	13	14	12	13	14	13
3-4	12	22	13	11	-	9	16	14
4-5	-	-	-	8	-	9	17	11

CPT-sonderingar utfördes i 11 punkter före packningsförsöken inleddes. Sonderingarna gjordes till dess att berg påträffades vid 3-6 m djup. Resultaten visas i Figur 14. Spetsmotståndet var, i de flesta fall, runt $q_c = 10 \text{ MPa}$ förutom ett fast ytlager av ca $q_c = 15 \text{ MPa}$. De högre värdena i ytlagret kan förklaras med tung trafik som arbetar inom området. Motsvarande bild fås av mantelfriktionen som ökade från ca $f_s = 50 \text{ kPa}$ till ca $f_s = 150 \text{ kPa}$, bortsett från det fasta ytlagret. Under ca 3 m djup varierade både spetsmotståndet och mantelfriktionen påtagligt mellan sonderingspunkterna. Även friktionskvoten ökade med djupet från ca $F_r = 0.5 \%$ till ca $F_r = 2.0 \%$, vilket indikerar en ökande förekomst av silt. Jorden ner till ca 5 m djup kan klassificeras som medelfast till fast, i likhet till tolkningen av HfA. Figur 14 visar även jordtypsindex ("soil behavior type index"), I_c , utvärderat enligt Robertson & Wride (1998) och Figur 15 visar CPT-sonderingarna i form av Robertsons klassificeringsdiagram. Dessa bekräftar att jorden består främst av sand, siltig sand och sandig silt med ökande finjordshalt med djupet.

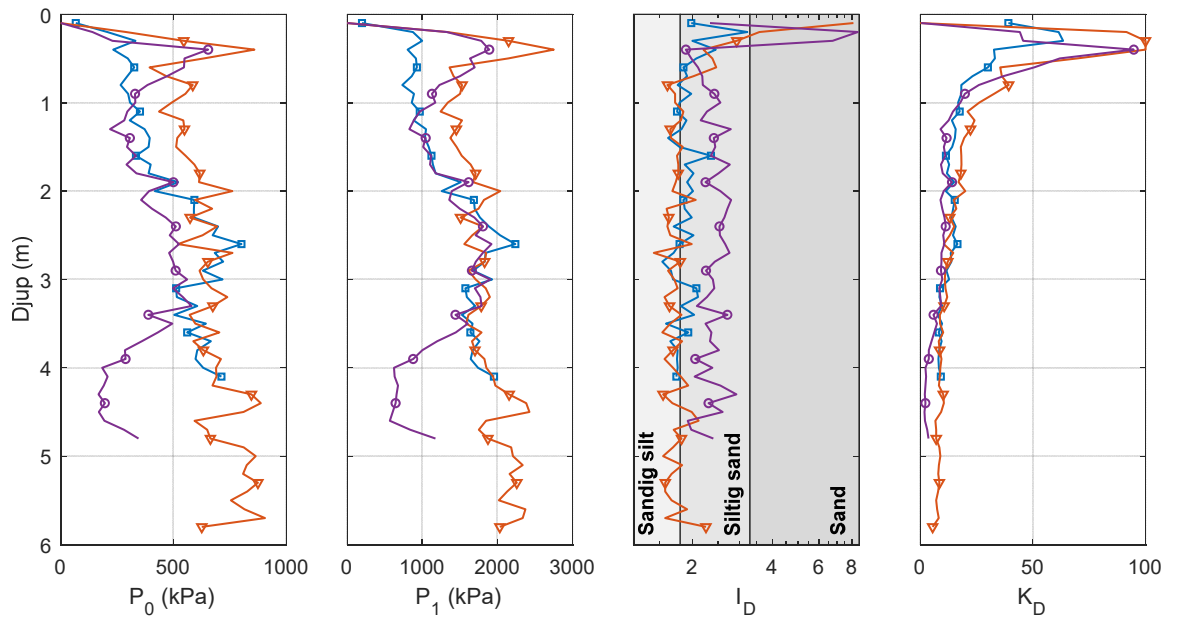


Figur 14. Resultat av 11 CPT-sonderingar före packning.



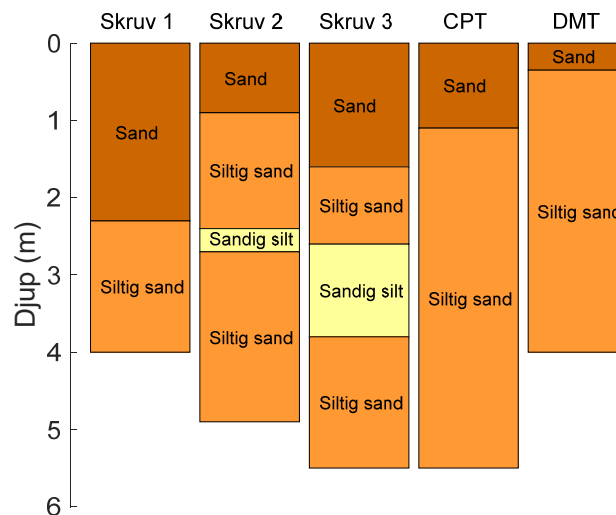
Figur 15. CPT-sondering, Robertsons klassificeringsdiagram.

Resultat från tre dilatometermätningar före packning visas i Figur 16. Variationen av P_0 och P_1 antyder att jorden är heterogen, liknande variationen i CPT-sonderingarna. Jordtypen varierade mellan sandig silt och siltig sand enligt materialindex I_D , vilket är i överrensstämmelse med CPT-sonderingarna. De höga värdena av horisontellt spänningsindex, K_D , i ytlagret bekräftar de höga sonderingsmotstånden erhållna vid CPT-sondering.



Figur 16. Resultat från dilatometermätningar före packning.

De tre typerna av penetrationsförsök före packning bekräftar de omfattande fält- och laboratorieundersökningarna från samma område rapporterade av Dahlberg (1975). Jorden består främst av medelfast siltig sand med ökande finjordshalt med djupet. Figur 17 visar en tolkning av jordlagerföljden utifrån tre skruvprovtagningar, CPT (genomsnitt) och DMT (genomsnitt). Eftersom grundvattennivån var belägen under sandlagret var jorden delvis vattenmättad. Dessa förutsättningar klassificeras som svåra för vibrationspackning (Massarsch och Fellenuis, 2002).



Figur 17. Tolkning av jordlagerföljd från skruvprovtagning, CPT och DMT.

2.3 Packningsutrustning

Packningsutrustningen (Figur 18 och Figur 19) hade tidigare använts för undervattenspackning i ett byggprojekt och var således inte dimensionerad specifikt för denna studie. Den bestod av tre element: (1) en stålplatta (grön), en vibrationshammare (röd) och två upphängningsmassor (vit).

Vibrationshammaren, av samma typ som används för spontinstallation men utan klämman, var stumt monterad på stålplattan. Upphängningsmassorna var upphängda på bottenplattan med elastomerer (Figur 20). Syftet med upphängningsmassorna var att skapa en statisk nedåtriktad kraft och samtidigt erbjuda dynamisk stabilitet under packning. Eftersom utrustningen hade använts till undervattenspackning var bottenplattan perforerad av hål (ca 5 % av ytan), vilket minskade den dynamiska massan. Elastomererna agerade fjäderelement för att säkerställa en stabil drift under packning. Egenskaperna av packningsutrustningen sammanfattas i Tabell 3. Det bör noteras att massan av plattan reducerar förskjutningsamplituden. På samma sätt är den dynamiska kraften mellan plattan och jorden inte densamma som centrifugalkraften av vibrationshammaren. Vibrationshammaren drevs av en hydraulpump ("power pack"). Vibrationsfrekvensen kunde varieras genom att justera oljeflödet från pumpen. För att flytta plattan mellan packningspunkter användes en mobilkran. För att åstadkomma en tillräcklig lyftradie krävdes en tung mobilkran (450 ton). Packningsutrustningen var utrustad med ett mät- och övervakningssystem (se avsnitt 2.1). Figur 21 visar hela systemet med kran, vibrationsplatta och hydraulpump.



Figur 18. Packningsutrustning.



Figur 19. Packningsutrustning bestående av platta (grön), vibrationshammare (röd) och upphängningsmassor (vit).



Figur 20. Elastomerer.

Tabell 3. Packningsutrustningens egenskaper.

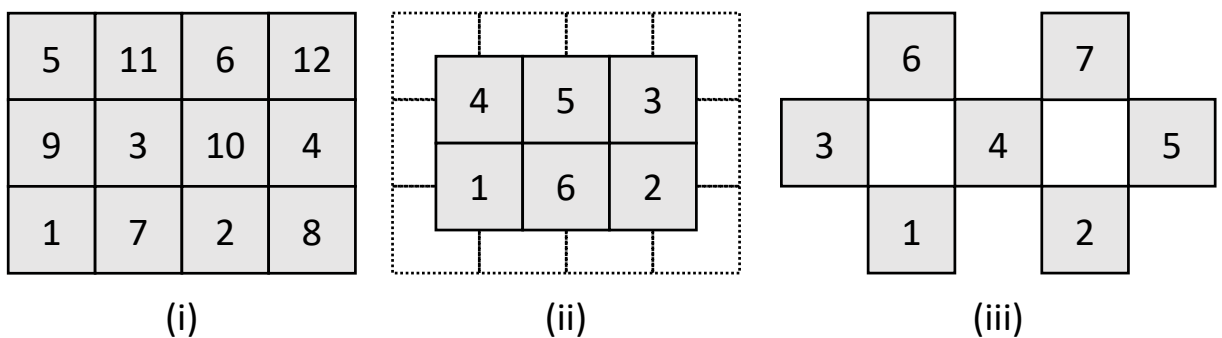
Kontaktarea, platta-jord	2.6 m x 2.6 m
Dynamisk massa	13 500 kg
Upphängningsmassa	27 000 kg
Total massa	40 500 kg
Vibrationshammare	PVE 38M
Antal oscillatorer	4
Totalt excentermoment	38 kgm
Max. frekvens	28.3 Hz
Max. centrifugalkraft	1 200 kN
Max. förskjutningsamplitud (frihängande vibrationshammare)	22 mm
Max. oljetryck	35 MPa
Antal elastomerer	16
Kombinerad elastomerstyvhet	4.5 MN/m
Total massa, elastomerer	500 kg



Figur 21. Kran, vibrationsplatta och hydraulpump.

2.4 Försöksuppställning

Försökserierna var utformade för att undersöka inverkan av packningsplan (layout), packningstid (varaktighet) och vibrationsfrekvens. Fem testserier utfördes, benämnda A1-A4 och B. En placering av vibrationsplattan benämns härnäst "packningspunkt", vilket motsvarar plattans area, 2.6 m x 2.6 m. Storleken av varje försöksplats bestämdes utifrån de geotekniska förutsättningarna och kranens lyfradie samtidigt som flertalet sonderingar i packningspunkter omringade av andra packningspunkter skulle tillåtas. Tre olika packningsplaner (layout av packningspunkter) användes: "normal" (Figur 22i) med full yttäckning, "överlappande" (Figur 22ii) som tillämpades i senare överfarter i vissa testserier med normal packningsplan (A1, A3 och A4); och "gles" (Figur 22iii) som tillämpades i en testserie (B) för att studera packningseffekten utan full yttäckning. Varje kvadrat i Figur 22 motsvarar en placering av vibrationsplattan (packningspunkt) och numreringen anger packningsordningen. Sekvensen i vilken punkterna packades valdes med målsättningen att kontrollera och minimera horisontell jordförflyttning. Ett packningstillfälle i varje punkt benämns "överfart" i analogi med vältpackning, d.v.s. normal, överlappande och gles packningsplan innebar 12, 6 respektive 7 packningstillfällen per överfart. "Packningstid" avser packningens varaktighet i varje enskild packningspunkt. Testserierna sammanfattas i Tabell 4. Vibrationsfrekvensen sattes antingen till vibrationshammarens högsta möjliga, $f_{max} = 28.3 \text{ Hz}$, eller till systemets kopplade resonansfrekvens, f_r . Resonansfrekvensen bestämdes genom att justera oljeflödet från pumpen till dess att maximal förskjutningsamplitud av den vibrerande massan erhöles. Förskjutningen beräknades i realtid genom dubbelintegrering av accelerationen uppmätt genom kontroll- och övervakningssystemet. Försökslayouten visas i Figur 23.

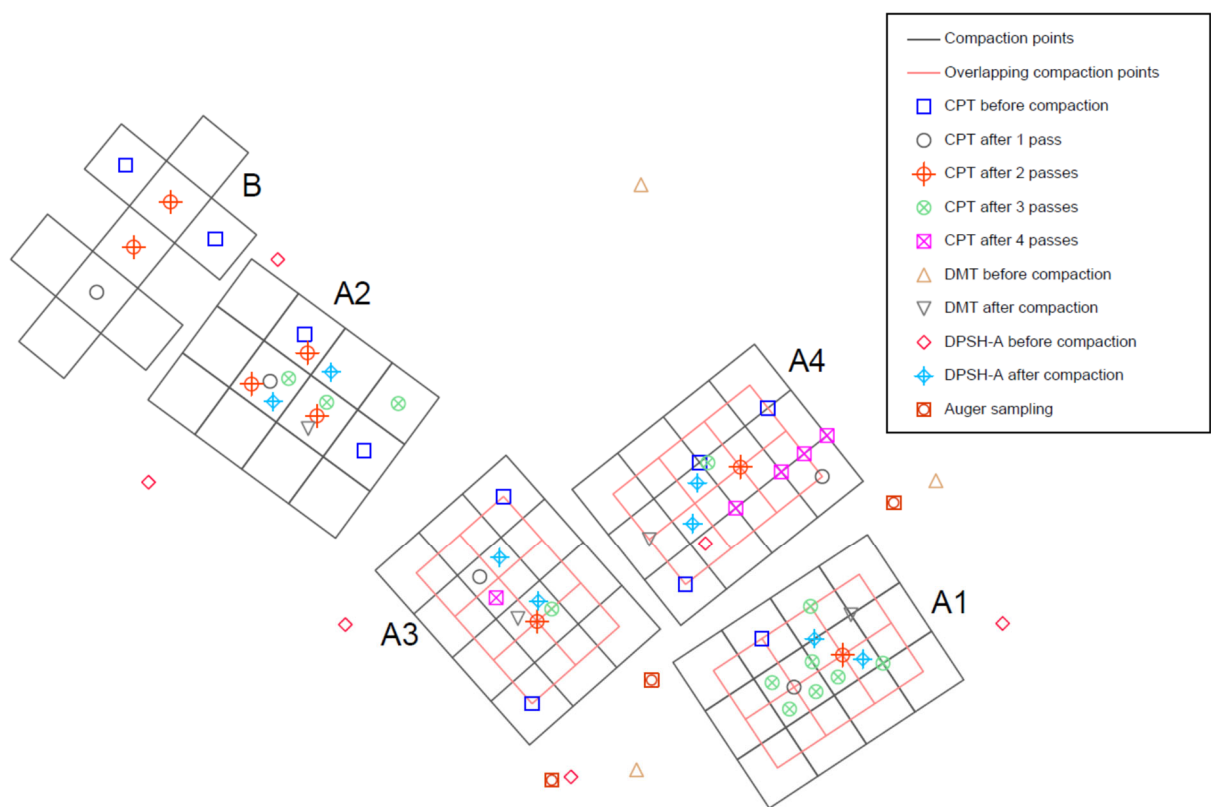


Figur 22. Packningsplaner: (i) normal, (ii) överlappande och (iii) gles.

Tabell 4. Sammanfattning av testserier.

Testserie		Överfart 1	Överfart 2	Överfart 3	Överfart 4
A1	Packningsplan	Normal	Normal	Överlapp	
	Packningstid	3 min	3 min	3 min	
	Frekvens	Max.	Max.	Resonans	

A2	<i>Packningsplan</i>	Normal	Normal	Normal	
	<i>Packningstid</i>	3 min	3 min	6 min	
	<i>Frekvens</i>	Resonans	Resonans	Max.	
A3	<i>Packningsplan</i>	Normal	Normal	Normal	Överlapp
	<i>Packningstid</i>	1 min	2 min	4 min	8 min
	<i>Frekvens</i>	Max.	Max.	Max.	Max.
A4	<i>Packningsplan</i>	Normal	Normal	Överlapp	Överlapp
	<i>Packningstid</i>	2 min	4 min	8 min	16 min
	<i>Frekvens</i>	Max.	Max.	Max.	Max.
B	<i>Packningsplan</i>	Gles	Gles		
	<i>Packningstid</i>	3 min	3 min		
	<i>Frekvens</i>	Max.	Max.		



Figur 23. Planritning över försöksplatser och in-situ-försök.

2.5 Statistisk utvärdering av CPT-sonderingar

För att analysera effekten av packningen gjordes parade t-tester på CPT data erhållna före och efter varje överfart för att utvärdera om det fanns en statistiskt signifikant skillnad i q_c i den packade jordvolymen. Sonderingsdjupet korrigerades så att det motsvarade djupet från den ursprungliga

markytan, dvs. paren jämfördes på samma nivå. För att förbereda två matchande datauppsättningar för varje t-test identifierades det förväntade packningsdjupet till mellan 1 m och 3 m från ursprunglig markyta. Inom denna volym togs matchande par av q_c före och efter packning i vertikala intervall av 20 cm, vilket bedömdes tillräckligt för att eliminera effekten av autokorrelation på resultatet. Varje datapunkt erhöles som medelvärdet av q_c över 10 cm djup för att reducera effekten av småskalig heterogenitet i jordegenskaperna. För de överfarter där mer än en CPT-sondering utfördes togs medelvärdet även över de olika sonderingarna. Detta gav 11 parvisa prover per t-test.

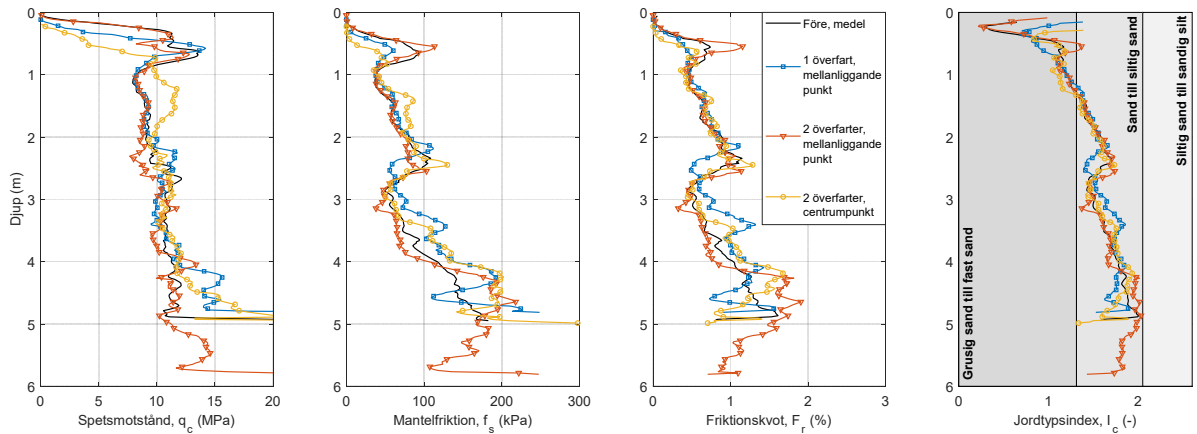
Nollhypotesen var att den genomsnittliga skillnaden mellan paren är $\mu_D = 0$ (ingen effekt) och den alternativa hypotesen var att $\mu_D > 0$, vilket motsvarar att q_c har ökat som ett resultat av packningen. Signifikansnivån sattes till 0.05.

3 RESULTAT

Resultaten från in-situ-försök (CPT, DMT, HfA), laseravvägning samt vibrations- och övervakningsmätningar presenteras nedan. För vissa resultat från CPT- och DMT-sonderingar har medelvärden beräknats, vilket betyder att det presenterade värdet på ett visst djup är det aritmetiska medelvärdet av respektive sonderingsparameter vid samma djup från flera närliggande sonderingar. Djupaxlarna för de presenterade CPT-sonderingarna motsvarar djupet från ursprunglig (opackad) markyta, d.v.s. resultaten är justerade för packningsinducerade sättningar.

3.1 Resultat från CPT

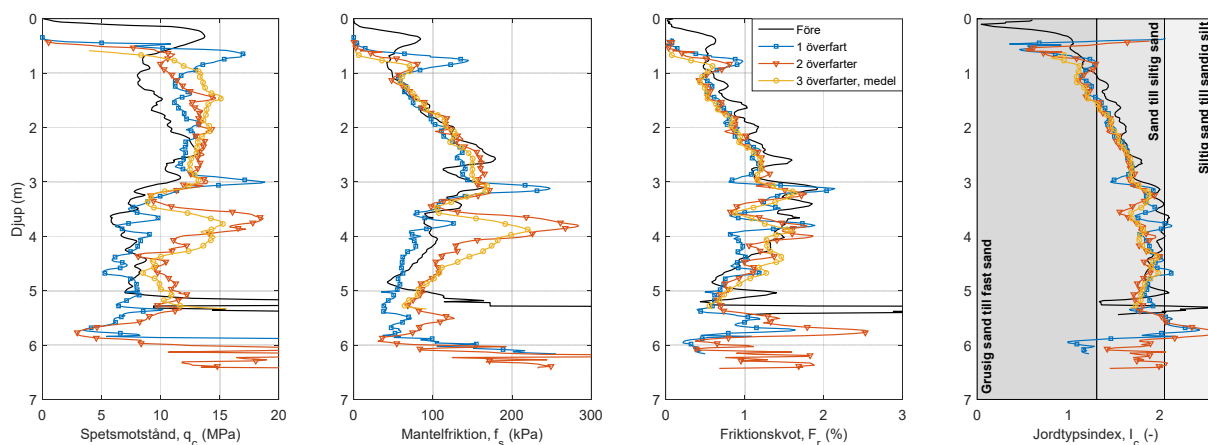
Testserie B utfördes med gles packningsplan (50 % yttäckning) i två överfarter med 3 min packning i varje punkt och maximal frekvens. Figur 24 visar resultat från CPT-sondering före packning (medelvärde av två CPT), mellan packningspunkter (mellanliggande punkt) efter en och två överfarter, tillsammans med en CPT i centrum av en packningspunkt efter två överfarter. Ingen ökning av spetsmotstånd eller mantelfriktion kan ses i de mellanliggande punkterna efter packning, medan en viss ökning kan ses i sonderingsmotståndet i centumpunkten.



Figur 24. CPT-sondering i Testserie B före och efter packning (mellanliggande punkter och under packningspunkt).

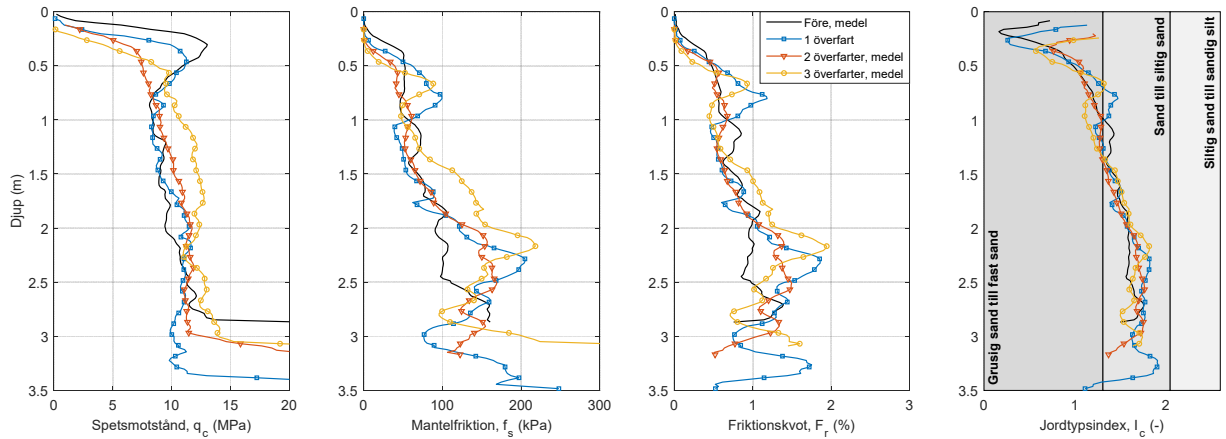
Testserier A1-A4 utfördes med full yttäckning (normal packningsplan) men med olika packningstider och frekvenser. I Testserier A1, A3 och A4 gjordes den sista överfarten eller de sista överfarterna med överlappande packningsplan. Testserie A1 utfördes i tre överfarter med packningstider 3 min, 3 min respektive 12 min. I de två första överfarterna användes normal packningsplan och maximal frekvens medan överlappande packningsplan och resonansfrekvens användes i den tredje överfarten. Figur 25 visar spetsmotstånd, mantelfriktion, friktionskvot och jordtypsindex före packning (en CPT), efter en överfart (en CPT), efter två överfarter (en CPT) och efter tre överfarter (medelvärde av fem CPT). Ett fast ytlager ($q_c > 12 \text{ MPa}$) p.g.a. tidigare trafikbelastning uppmättes före packning, med ett lägre sonderingsmotstånd av ca $q_c: 7 - 12 \text{ MPa}$ i underliggande jord. Ytlagret var fortfarande synbart efter en överfart och under detta hade q_c ökat till mellan 11 MPa och 14 MPa till ett djup av 2.5 m. Efter den andra överfarten var ytlagret

uppluckrat och q_c uppnådde värden mellan 12.5 MPa och 14.5 MPa. Den tredje överfarten ökade q_c ytterligare till mellan 12.5 MPa och 15.5 MPa. Det fasta ytlagret kan också ses i mantelfriktionen. Till skillnad mot q_c kan något högre värden i av f_s ses i ytan även efter två och tre överfarter. Under ytlagret ses ingen uppenbar ökning av f_s med packningen. Friktionskvoten var mer eller mindre oförändrad efter packning.



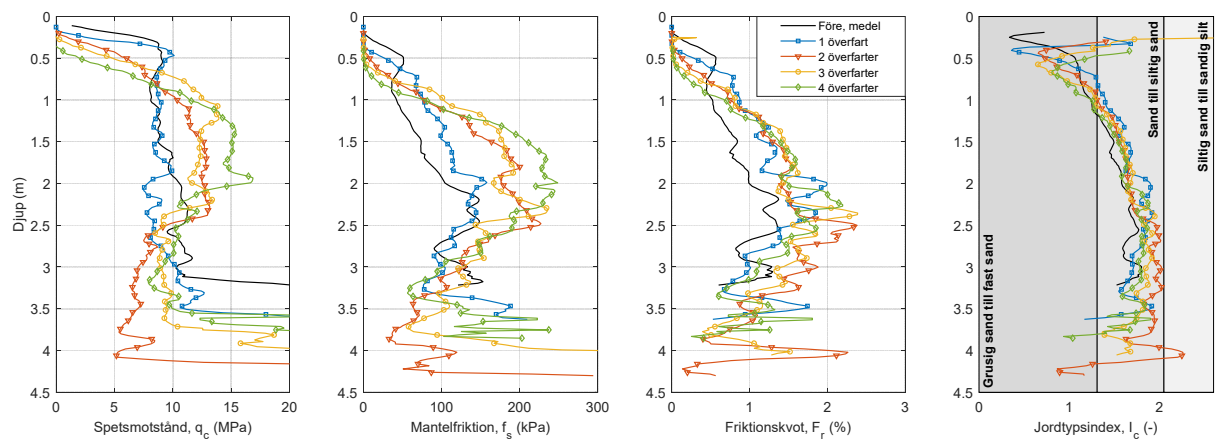
Figur 25. CPT-sondering i Testserie A1 före och efter packning.

Testserie A2 gjordes i tre överfarter med normal packningsplan och packningstiderna 3 min, 3 min respektive 6 min. De första två överfarterna packades vid resonansfrekvens och den tredje överfarten vid maximal frekvens. Resultaten från CPT-sonderingar visas i Figur 26. Före packning visas medelvärdet av två CPT med spetstrycket varierande mellan 8 MPa och 10 MPa. En CPT utfördes efter en överfart, tre CPT efter två överfarter och två CPT efter tre överfarter. De presenterade resultaten är medelvärden. Packningsdjupet var ca 2.3 m. Det fasta ytlagret uppluckrades i två överfarter. I de första två överfarterna, packade vid resonansfrekvens, erhöles mycket liten eller ingen ökning av q_c . Detsamma gäller f_s , förutom en viss ökning efter en överfart i djupintervallet 0.5-1.0 m. Denna ökning kan dock reflektera naturliga variationer i jordegenskaper eftersom endast en CPT utfördes. Efter tredje överfarten, packad vid maximal frekvens, ökade q_c till mellan 10 MPa och 13 MPa medan f_s ökande från 100 kPa till 220 kPa på 2 m djup.



Figur 26. CPT-sondering i Testserie A2 före och efter packning.

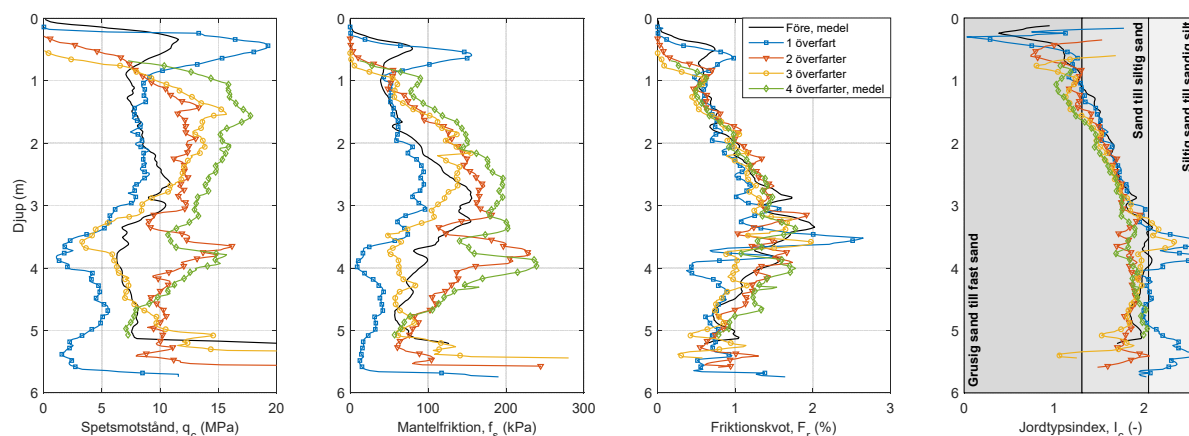
Testserie A3 utfördes i fyra överfarter vid maximal frekvens med packningstider 1 min, 2 min, 4 min respektive 8 min. Normal packningsplan tillämpades i överfarterna 1-3 och överlappande packningsplan i överfart 4. Resultat från CPT-sonderingar visas i Figur 27. För den opackade jorden visas medelvärden av tre CPT. Efter en, två, tre och fyra överfarter utfördes en CPT per överfart. Packningsdjupet nådde mellan 2.0 m och 2.5 m. Ett fast ytlager är synligt före packning och efter en överfart. Ingen ökning av spetsmotståndet kan observeras efter en överfart men mantelfriktionen ökade med ca 30 kPa. Efter två överfarter ökade q_c från mellan 8 MPa och 11.5 MPa till mellan 11 MPa och 13 MPa medan f_s ökade till maximalt 227 kPa på 2 m djup. CPT-sonderingen efter tre överfarter gav liknande resultat men q_c ökade i djupintervallet 0.5-1.0 m till maximalt 13.9 MPa. Efter fyra överfarter hade q_c och f_s på 1-2 m djup ökat till 15-17 MPa respektive 180-250 kPa.



Figur 27. CPT-sondering i Testserie A3 före och efter packning.

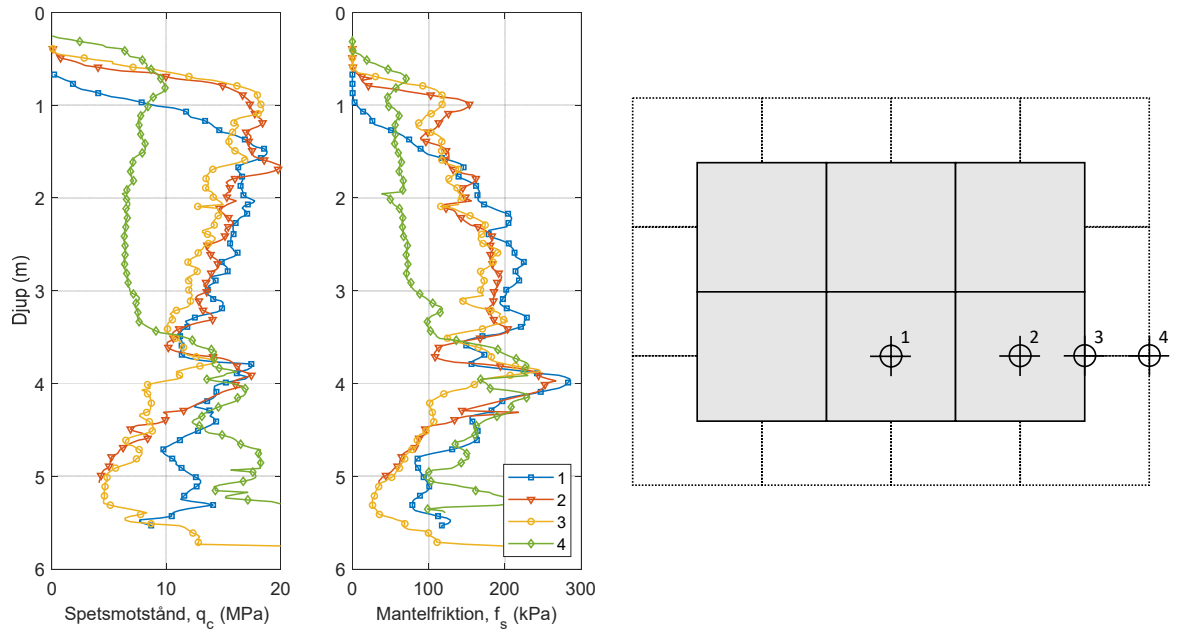
Testserie A4 packades i fyra överfarter. Två överfarter utfördes med normal packningsplan och packningstiderna 2 min respektive 4 min. Dessa följdes av två överfarter med överlappande packningsplan och packningstiderna 8 min respektive 16 min. Maximal frekvens tillämpades i alla överfarter. CPT-sonderingarna sammanfattas i Figur 28. Sonderingsresultaten före packning och

efter fyra överfarter visas som medelvärden av tre CPT vardera medan resterande resultat består av en CPT per överfart. Liksom i tidigare presenterade testserier fanns ett fast ytlager före packning och efter en överfart men inte efter ett högre antal överfarter. Packningsdjupet var ca 2.5 m. Spetsmotsståndet före packning varierade mellan 7 MPa och 11 MPa och mantelfriktionen varierade mellan 40 kPa och 160 kPa. Den första överfarten ökade varken q_c eller f_s . Snarare kan en minskning i båda parametrar ses i djupintervallet 2-3 m, vilket sannolikt kan tillskrivas naturliga variationer i jordegenskaper. Den andra överfarten gav ett någorlunda konstant q_c runt 12 MPa medan f_s efter överfarten ökade närmast linjärt med djupet från 50 kPa till 180 kPa. Efter tre överfarter ökade q_c med ytterligare 2 MPa i övre delen av packningsdjupet och minskade i den nedre delen. Det bör noteras att resultaten efter en, två och tre överfarter är baserade på endast en CPT per överfart och skall därför tolkas med försiktighet. Efter fyra överfarter hade en påtaglig packning åstadkommit med ett genomsnittligt q_c mellan 13 MPa och 18 MPa medan f_s också ökade längs hela packningsdjupet till ett maximum av 205 kPa.



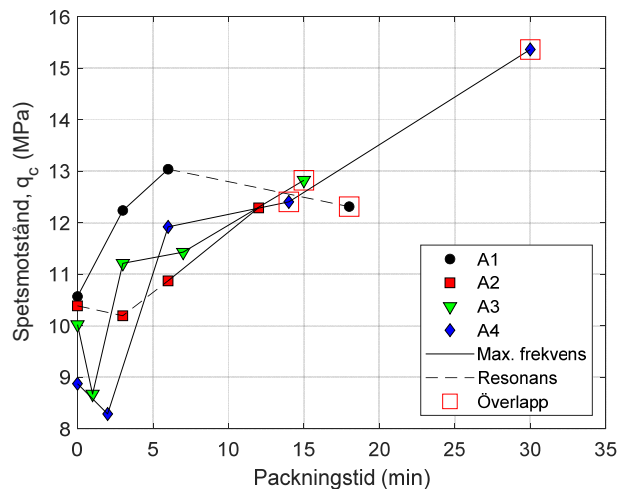
Figur 28. CPT-sondering i Testserie A4 före och efter packning.

För att studera variationen i packningseffektivitet i en försöksyta utfördes fyra CPT-sonderingar längs en linje efter avslutad packning i Testserie A4. Lägena och resultaten av dessa visas i Figur 29. CPT-sonderingarna 1, 2 och 3, vilka gjordes inom den överlappande regionen visar alla ett utmärkt packningsresultat. Den skall noteras att CPT 3, vid ytterkanten av den överlappande regionen visar i princip samma resultat som CPT 1 och 2 närmare centrum. Dock gav CPT 4, vid ytterkanten av packningsregionen i den första och andra överfarten, 1.3 m utanför den överlappande regionen, betydligt lägre värden av q_c och f_s . Detta antyder att packning sker främst direkt under plattans kontaktyta, vilket även uppmärksammades i Testserie B.



Figur 29. CPT-sondering efter packning i olika punkter i Testserie A4.

Figur 30 sammanfattar medelvärdena av q_c som en funktion av total (kumulativ) packningstid per punkt i Testserier A1-A4. Medelvärdena är beräknade i djupintervallet 1.0-3.0 m från ursprunglig markyta, dvs. där störst packningseffekt erhöles. I utvärderingen av Testserie A2 exkluderades en av de två CPT-sonderingarna före packning eftersom sonderingsdjupet endast var 2.9 m från ursprunglig marknivå. Testserie B exkluderades eftersom den valda proceduren gav en uppenbar avsaknad av packningseffekt. Heldragna och streckade linjer betyder packning vid maximal frekvens respektive resonansfrekvens. En röd kvadrat innebär att packning har utförts med överlappande packningsplan. Före packning (0 min) var medelvärdena av q_c mellan ca 9 MPa och ca 10.5 MPa, dvs. någorlunda liknande för alla testområden.



Figur 30. Sammanfattning av CPT-sonderingar med medelvärden av spetsstrycket i djupintervallet 1.0-3.0 m från ursprunglig markyta.

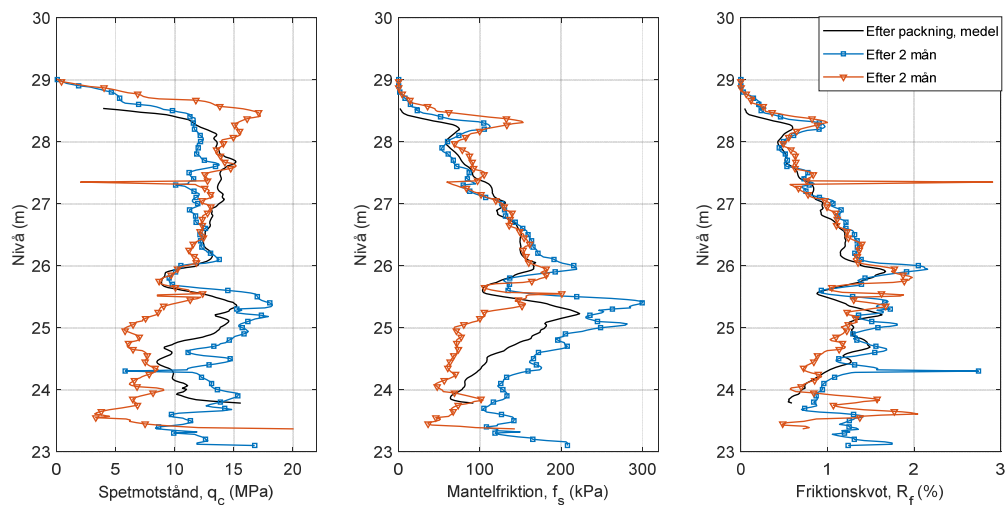
De erhållna p -värdena av de parade t-testen (se Avsnitt 2.5) visas i Tabell 5. Notera att naturliga jordvariationer kan påverka slutsatserna, särskilt i mellanliggande överfarter där proven främst baseras på en enskild CPT-sondering. Resultaten av Testserie B i Tabell 5 avser CPT-sonderingar i mellanliggande punkter mellan packningspunkter. Den första överfarten i Testserier A3 och A4 indikerar en minskning av q_c . En inspektion av CPT-resultaten (Figur 27 och Figur 28) antyder att detta beteende styrs av naturliga jordvariationer eftersom 1-2 min packning inte ger någon tydlig effekt. Alla testserier, förutom B, visar en statistiskt signifikant packningseffekt efter avslutat packningsarbete. I vissa mellanliggande överfarter kunde statistisk signifikans ej påvisas. Detta normalt då jordens heterogenitet var större än packningseffekten. När den totala packningstiden ökar avtar heterogenitetens inflytande och q_c blir mer homogent över den packade jordvolymen. Från Figur 30 och Tabell 5 noteras särskilt inflytandet av packning vid resonansfrekvens. I Testserie A2 var packningseffekten i de första överfarterna blygsam, även om ett ökat q_c efter två överfarter påvisades med statistisk signifikans. I den sista överfarten i Testserie A1, då jorden redan var packad i en betydande utsträckning, minskade q_c som ett resultat av packningsarbetet. Detta leder till slutsatsen att packningseffektiviteten var lägre vid resonansfrekvens än vid maximal frekvens. Den fjärde och sista överfarten i Testserie A4, då den kumulativa packningstiden ökade från 14 min till 30 min, gav upphov till en signifikant ökning av q_c , vilket indikerar att ytterligare packning skulle kunna uppnås genom att ytterligare öka packningstiden.

Tabell 5. p -värden av parade t-test som visar om det finns en statistiskt signifikant ökning av q_c i den packade jordvolymen efter en eller flera överfarter. Grön indikerar att en signifikant ökning observerades ($p < 0.05$) och röd att en signifikant ökning ej kunde observeras ($p > 0.05$).

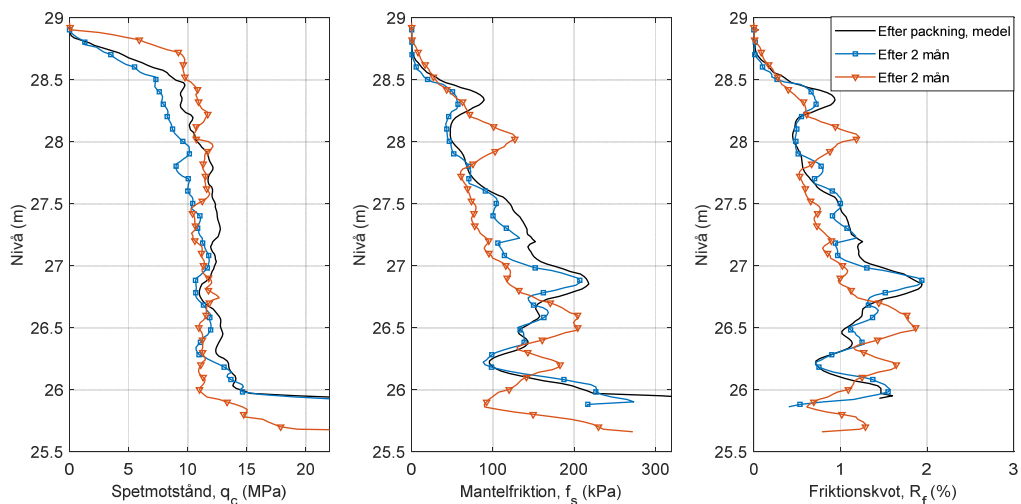
	Efter överfart 1	Efter överfart 2	Efter överfart 3	Efter överfart 4
A1				
Före överfart 1	0.0036	$1.0 \cdot 10^{-5}$	$7.7 \cdot 10^{-4}$	
Före överfart 2		0.25	0.44	
Före överfart 3			0.84	
A2				
Före överfart 1	0.38	$3.4 \cdot 10^{-4}$	$3.6 \cdot 10^{-7}$	
Före överfart 2		0.0029	$1.0 \cdot 10^{-4}$	
Före överfart 3			$6.1 \cdot 10^{-5}$	
A3				
Före överfart 1	0.99	0.085	0.053	0.0059
Före överfart 2		0.0097	0.0018	$6.3 \cdot 10^{-4}$
Före överfart 3			0.25	0.0029
Före överfart 4				0.021
A4				
Före överfart 1	0.95	$1.7 \cdot 10^{-5}$	0.0014	$1.9 \cdot 10^{-6}$
Före överfart 2		$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$1.0 \cdot 10^{-9}$
Före överfart 3			0.28	$4.3 \cdot 10^{-6}$
Före överfart 4				$8.1 \cdot 10^{-7}$
B				
Före överfart 1	0.37	0.96		
Före överfart 2		0.95		

3.1.1 Uppföljning efter 2 månader

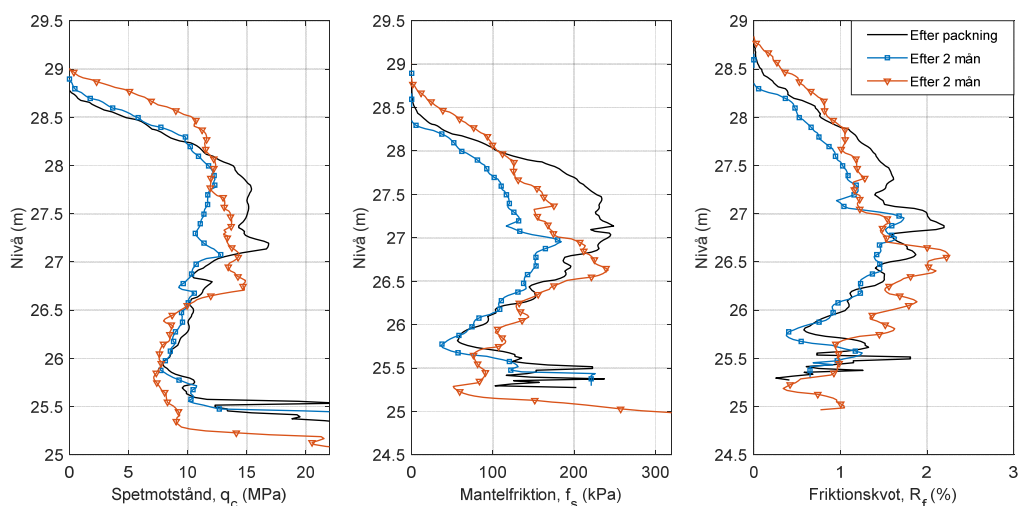
Ytterligare CPT-sondering utfördes två månader efter avslutad packning för att undersöka eventuell packningstillväxt. I försöksytorna A1-A4 gjordes två sonderingar per yta. Figur 31 visar medelvärdet av CPT-sonderingarna direkt efter packning samt de två sonderingarna efter två månader i Testserie A1. Ingen tillväxt i vare sig spetsmotstånd eller mantelfriktion kan identifieras. Detsamma gäller sonderingarna i A2, vilka presenteras i Figur 32. I A3 (Figur 33) erhöles ett minskat sonderingsmotstånd medan en ökning kan ses i A4 (Figur 34). De observerade ökningarna och minskningarna kan dock bero på naturliga jordvariationer. Sammanfattningsvis kan ingen styvhetstillväxt identifieras under de två månaderna efter avslutad packning.



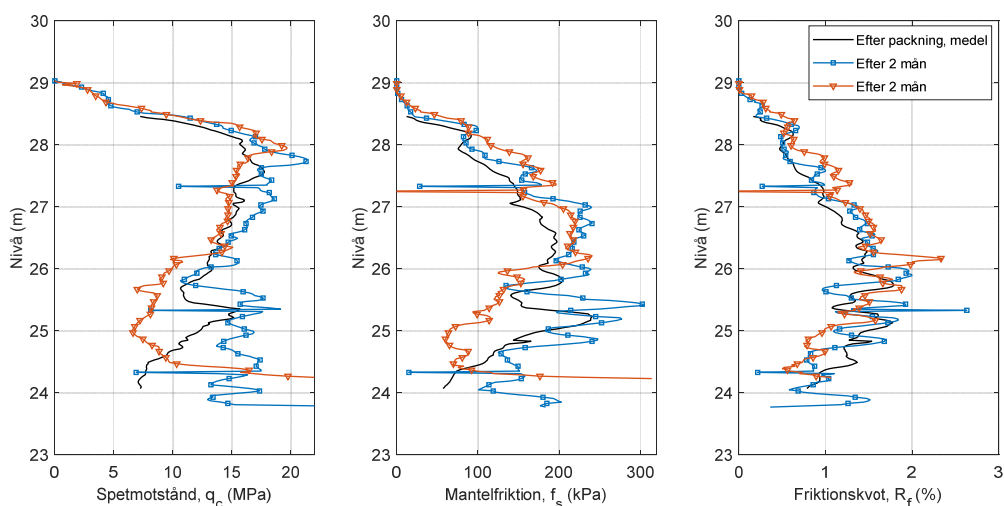
Figur 31. CPT direkt efter packning och 2 månader efter packning i Testserie A1.



Figur 32. CPT direkt efter packning och 2 månader efter packning i Testserie A2.



Figur 33. CPT direkt efter packning och 2 månader efter packning i Testserie A3.



Figur 34. CPT direkt efter packning och 2 månader efter packning i Testserie A4.

3.2 Resultat från sättningsmätning

Under packningen fås en mycket stor sättning som delvis är ett resultat av packning under plattan men även, i viss utsträckning, av sidoförflyttning av material. Detta har även observerats i packningsförsök med en platta i laboratorium (Wersäll och Larsson, 2013). Att en sättning/packning fås på djupet under plattan bekräftas av sonderingsresultaten men även av sprickor som kan observeras på markytan, Figur 35. Även sidoförflyttning och hävning kan tydligt observeras. Figur 36 visar sättningen i en punkt efter packning, samt den hävning som skett i närliggande punkter. P.g.a. denna hävning är sättningsmätning efter avslutad överfart endast relevant i den senast packade punkten i respektive överfart. Avvägning var inte möjlig att utföra efter varje packad punkt utan endast efter varje avslutad överfart. Det innebär att endast den senast packade punkten i varje överfart är relevant för sättningen i den överfarten. Laserdistansmätaren som ingick i övervakningssystemet och som var monterad på plattan gav ett förlopp som approximativt representerade plattans sättning men hävningen samt plattans rotation resulterade i

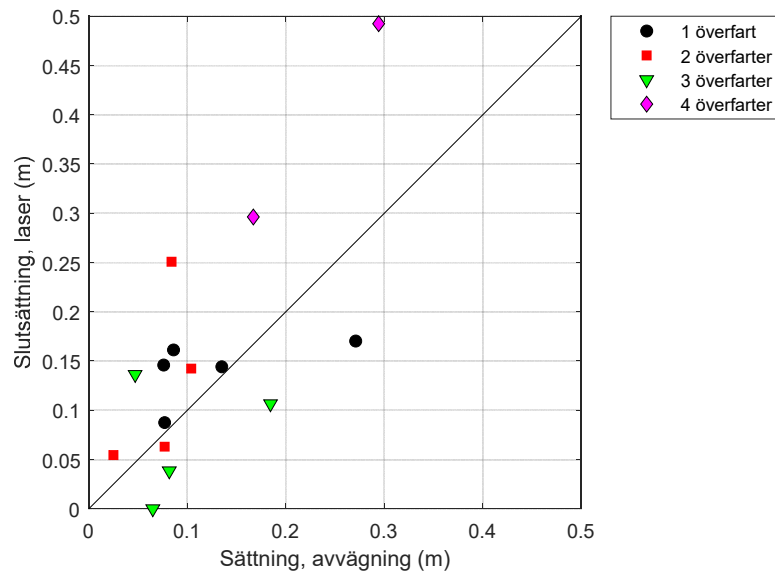
icke-representativa slutsättningar. Korrelationen mellan slutsättning i de avslutande packningspunkterna i varje överfart mätt med avvägning och med laserdistansmätare visas i Figur 37. Det kan konstateras att lasermätaren inte är pålitlig för absoluta värden av slutsättningen.



Figur 35. Sprickor på markytan till följd av packning.

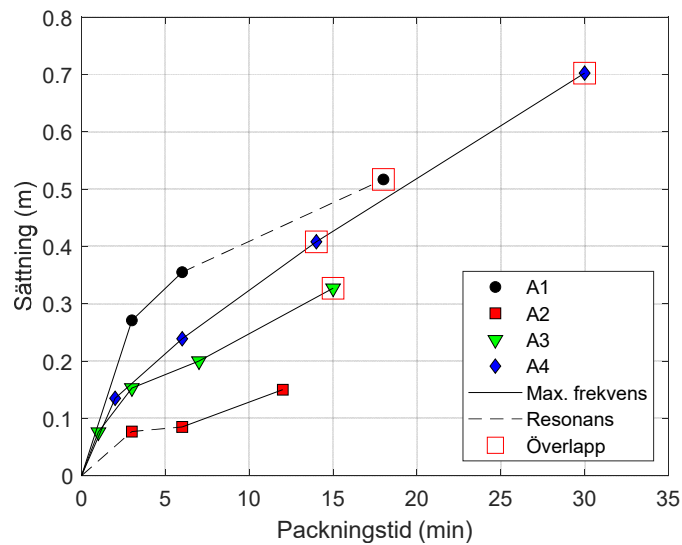


Figur 36. Sättning och hävning efter packning.



Figur 37. Korrelation av sättningsmätning med avvägning och laserdistansmätare i avslutande punkter.

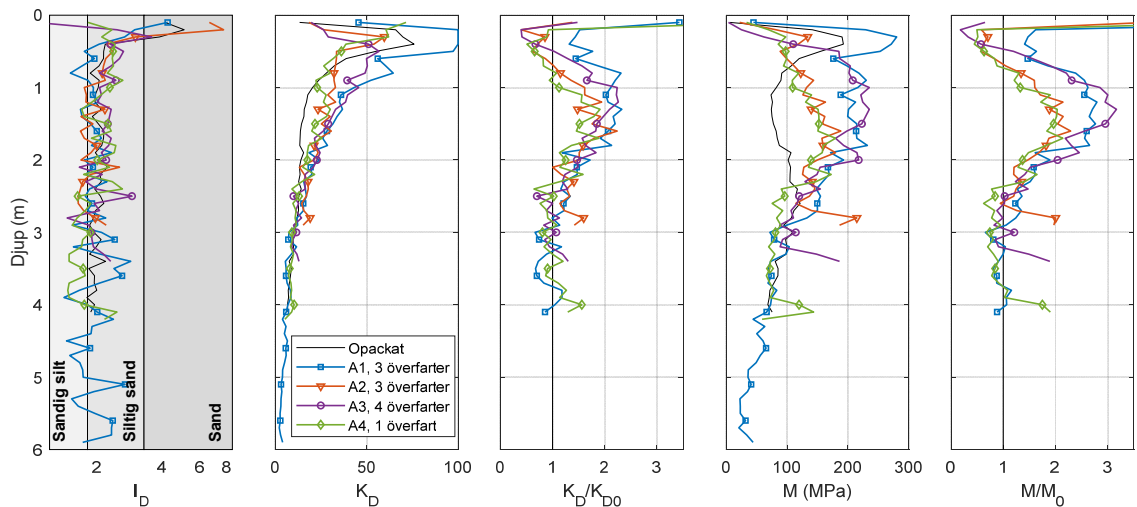
Avvägning i avslutande packningspunkten i respektive överfart visas i Figur 38 som funktion av total packningstid. En jämförelse mellan Figur 38 och Figur 30 visar att sättningen liknar tillväxten i spetsmotstånd vid CPT-sondering. Dock ses en signifikant sättning i den sista överfarten i Testserie A1 trots att ingen tillväxt i spetsmotstånd erhöles. Testserie A1 packades vid maximal frekvens i de två första överfarterna och vid resonansfrekvens i den sista överfarten, dvs. frekvensen justerades till resonans när jorden redan var välpackad. Detta resultat antyder att packning vid resonansfrekvensen gav jordförskjutning (sidoförflyttning/hävning) som inte motsvarade packning/densitetsökning. Däremot korrelerar sättningsförloppet i de två första överfarterna i Testserie A2, vilka också packades vid resonansfrekvens, väl med tillväxten i spetsmotståndet. Slutsatsen avser därför främst välpackat material.



Figur 38. Sättning i avslutande punkter mätt med avvägning.

3.3 Resultat från SDMT

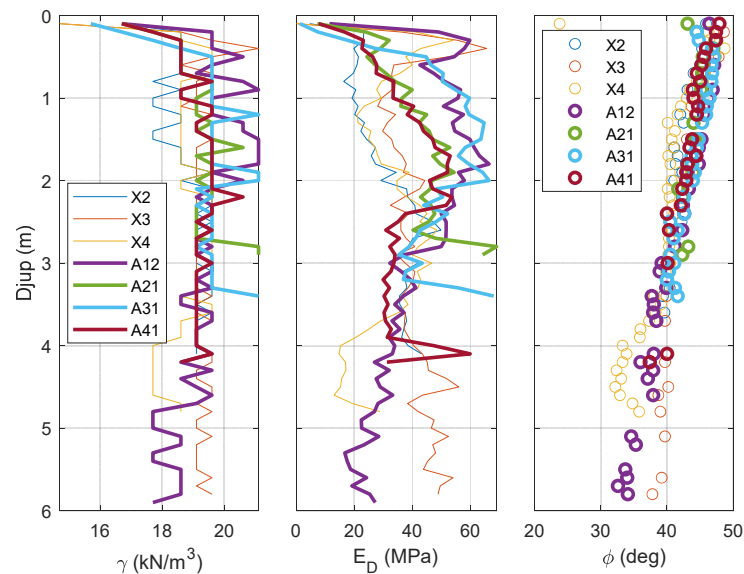
Figur 39 visar resultat från dilatometerförsök. Utöver de utvärderade parametrarna I_D , K_D och M visas ökningen i horisontellt spänningsindex, K_D/K_{D0} , och vertikal ödometermodul, M/M_0 , där K_{D0} och M_0 representerar egenskaperna före packning. Tre sonderingar utfördes i opackat material. Medelvärden av dessa visas i Figur 39 (de individuella mätningarna presenteras i Figur 16). I Testserier A1-A3 gjordes dilatometermätning efter avslutad packning. Sonderingen i Testserie A4 gjordes efter en överfart. Under 0.4 m djup varierade materialindex, I_D , mellan 1 och 3, vilket indikerar sandig silt och siltig sand. Horisontellt spänningsindex, K_D , indikerar mycket liten ökning efter avslutad packning i Testserie A2 och efter en överfart i Testserie A4. Dock erhöles en måttlig ökning i båda försöken i djupintervallet 1-2 m. I Testserie A1 ökade K_D med 1.5-3.5 gånger ner till ett djup av 2 m. I Testserie A3 minskade K_D i de översta 0.5 m och ökade med en faktor 1.3-2.3 i djupintervallet 0.5-2.0 m. Det tvetydiga resultatet närmast markytan kan förklaras med två motverkande fenomen: uppluckring av det styva ytlagret, vilket har beskrivits ovan, samt en ökande horisontalspänning till följd av packning. Även för ödometermodulen, M , är resultaten tvetydiga i de översta 0.5 m av samma anledning. En tydlig ökning av M kan ses för alla försök mellan 0.5 m och 2.3 m djup. Den maximala ökningen av M erhöles mellan 1 m och 2 m, med en ökning av en faktor 2.8 i A1, 2.3 i A2, 3.2 i A3 och 2.1 efter den första överfarten i A4.



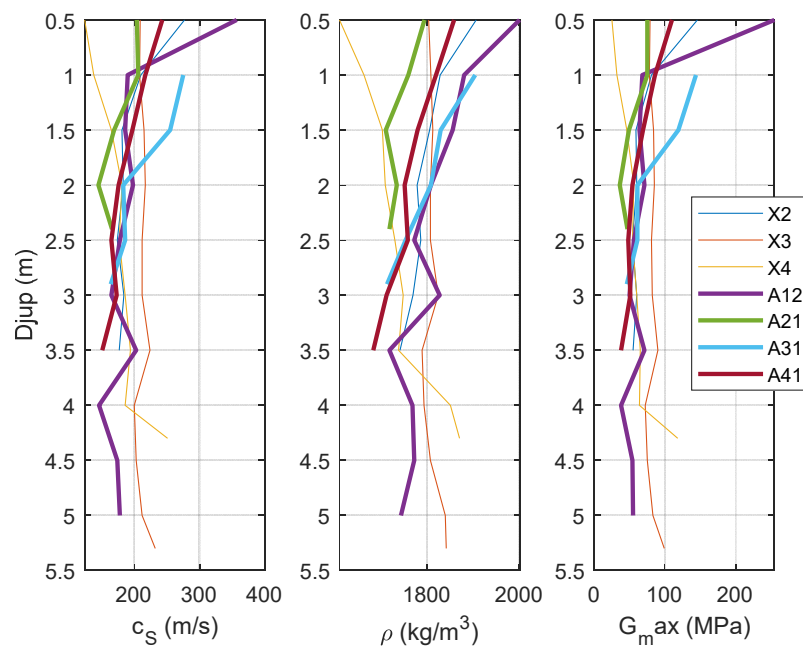
Figur 39. Resultat från dilatometerförsök före och efter packning.

Figur 40 visar övriga resultat från dilatometerförsöken. Försök som börjar med X utfördes i opackat material. Dilatometermodulen, E_D , vilken bestäms från P_0 och P_1 och används för att beräkna övriga parametrar, visar en ökad styvhet efter packning till ca 2 m djup. De härledda värdena av tungheten, γ , och friktionsvinkeln, ϕ , påverkades inte nämnvärt av packningen. Resultaten från de seismiska nerhålsförsöken i samband med dilatometermätningarna visas i Figur 41. Den uppskattade skjuvvågshastigheten visade ingen ökning efter packning och i vissa fall även en minskning. Dessa mätningar bedöms ej tillförlitliga. Flera omständigheter har identifierats som kan vara orsaken till de felaktiga resultaten:

- De två accelerometrarna var monterade inuti sonden som var styv. Det finns en stor risk att vågor går genom stången.
- Skjuvvågsmätningarna utvärderas med en automatisk algoritm som tillämpar flertalet filter. Ingen kvalitetskontroll görs på insamlade data. En automatisk utvärdering bedöms ej vara tillförlitlig.
- Skjuvvågsfarten bestäms med korskorrelation, vilket bedöms vara mindre tillförlitligt än observation av första ankomsttiden.



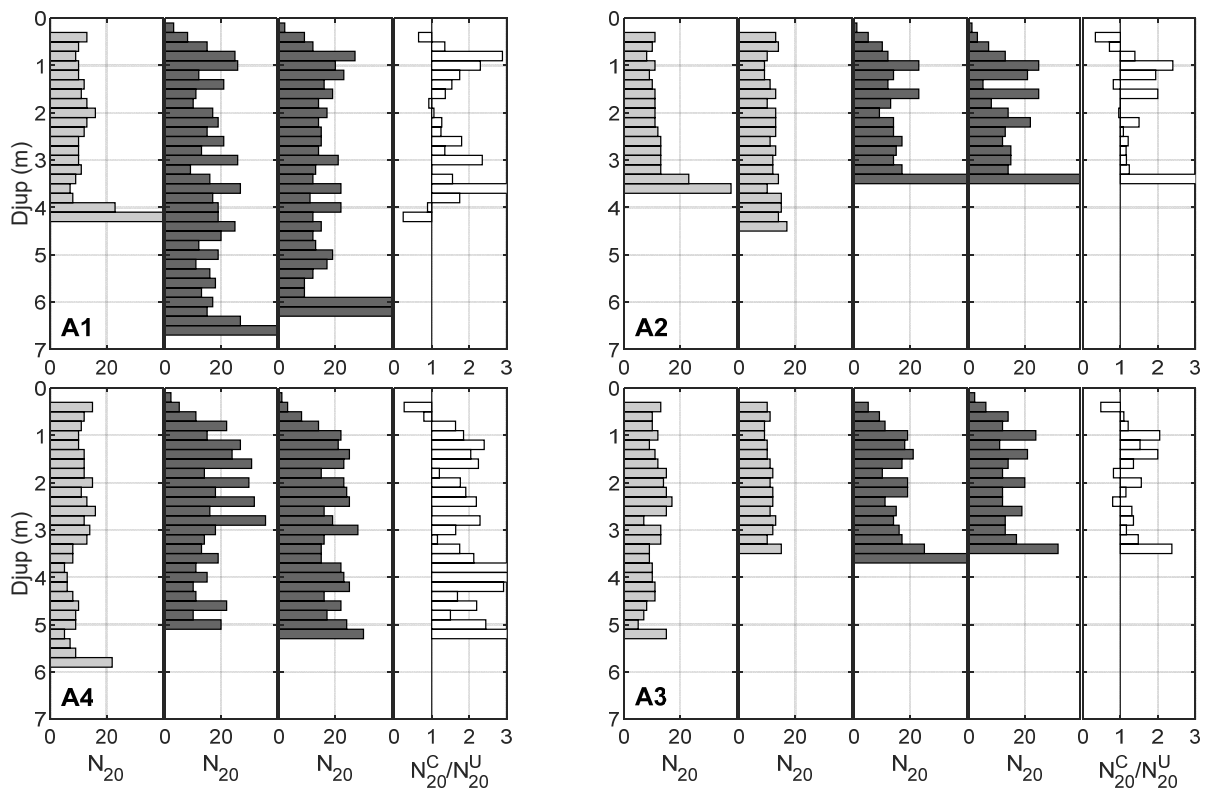
Figur 40. Övriga resultat från dilatometerförsök.



Figur 41. Resultat från seismiska mätningar med SDMT.

3.4 Resultat från HfA

Hejarsonderingar utfördes över hela testområdet före försöken för att identifiera lämpliga försöksplatser. Två månader efter avslutad packning utfördes ytterligare hejarsonderingar i packningsytorna A1-A4. Figur 42 visar de HfA som gjordes i eller i nära anslutning till packningsytorna. Figuren visar N_{20} före packning, efter packning och kvoten N_{20}^C/N_{20}^U , där N_{20}^C och N_{20}^U är medelvärdena av sonderingsmotståndet i den packade respektive opackade jorden. Medelvärdena av sonderingsmotståndet N_{20} i det djupintervall där den huvudsakliga packningen skedde, 0.5-2.0 m, visas i Tabell 6. Sonderingsmotståndet ökade med 50 % i A1, 35 % i A2, 32 % i A3 och 80 % i A4.



Figur 42. Resultat från hejarsondering (HfA) före packning (ljusgrått), efter packning (mörkgrått) och förändringen i sonderingsmotstånd (vitt).

Tabell 6. Medelvärden av N_{20} i djupintervallet 0.5-2.0 m före och efter packning.

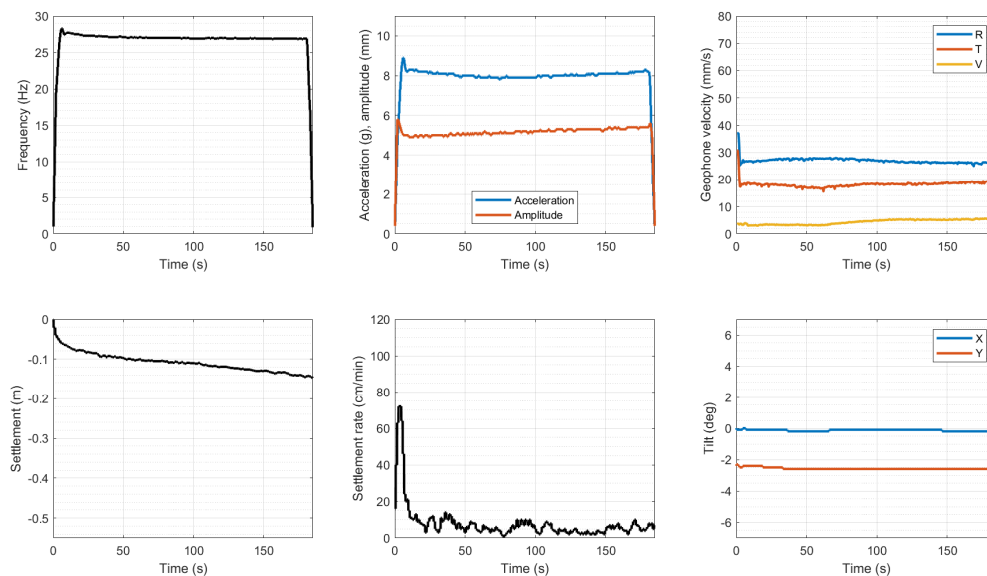
Testserie	Medel före packning	Medel efter packning	Ökning
A1	11.6	17.4	50 %
A2	11.0	14.9	35 %
A3	11.6	15.3	32 %
A4	11.8	21.2	80 %

3.5 Övervakningsmätningar

Realtidsmätningar användes under packningen, främst för att övervaka packningsutrustningens beteende under drift och styra frekvensen. De parametrar som övervakades var följande:

- Frekvens (hydraulpumpens flöde justerades för att styra frekvensen)
- Centrifugalkraft (beräknad från frekvens)
- Vibrationshammarens acceleration
- Vibrationshammarens förskjutningsamplitud (beräknad genom dubbelintegrering av accelerationen; resonansfrekvensen bestämdes genom justering till maximal amplitud)
- Sättning med laserdistansmätare
- Sättningshastighet (beräknad från laserdistansmätning)
- Markvibrationer, geofon (triaxiell)
- Plattans lutning, X och Y (inklinometrar)

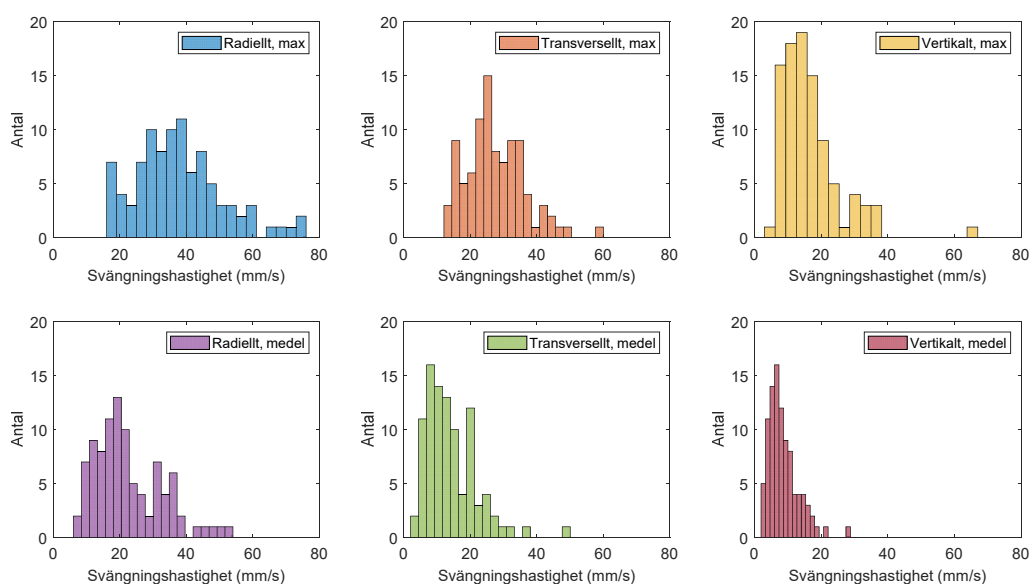
Figur 43 visar ett exempel av resultat från en övervakningsmätning.



Figur 43. Exempel på resultat från övervakningsmätning (A1, punkt 7, överfart 2).

De uppmätta svängningshastigheterna i den triaxiella geofonen på 4 m avstånd från packningsplattan sammanställs i Figur 44. Figuren visar de tre riktningarna radiellt (i riktning mot plattan), transversellt (vinkelrätt mot föregående) och vertikalt. Både maximal och genomsnittlig

svängningshastighet under packningsförloppet visas. I de horisontella riktningarna uppgick de maximala svängningshastigheterna normalt till mellan 20 mm/s och 60 mm/s, men enstaka värden upp till 80 mm/s uppmättes. I den vertikala riktningen var vibrationerna ungefär hälften av de horisontella. Orsaken till att de horisontella riktningarna gav större utslag är okänd men antas bero på ett komplext vibrationsmönster nära plattan där stora vibrationer gav upphov till närfältsbidrag, Rayleighvågor och horisontellt polariserade P- och S-vågor.



Figur 44. Sammanställning av uppmätta svängningshastigheter.

3.6 Dynamiska mätningar och dimensionering av packningsutrustning
 Kompletterande dynamiska mätningar gjordes på packningsutrustningen i syfte att utreda dess dynamiska egenskaper. Instrumenteringen utgjordes av accelerometrar på den dynamiska massan och på upphängningsmassan. Ett test gjordes med en hammare för att excitera packningsutrustningen och två tester med frekvenssvepning av vibratoren. Resultaten från dessa användes sedan till att upprätta en tvåfrihetsgradsmodell med anpassade jordegenskaper. Utifrån modellen utformades ett förenklat förfarande för att dimensionera packningsutrustningen utifrån ett dynamiskt perspektiv så att total avlastning kan uppnås och således packningsarbetet optimeras. Eftersom modellen bygger på ekvivalentlinjära jordegenskaper ska det, vid användandet av modellen, beaktas att jordens styvhet minskar till en bråkdel av det elastiska värdet på grund av stora töjningsnivåer vid packning. Det skall även beaktas att en dynamisk kraft som är 1.5-2.0 gånger större än utrustningens totala vikt krävs för att erhålla en fullgod packning. Genomförandet av testerna, resultaten, modellen och den förenklade dimensionsprincipen presenteras i Bilaga A.

3.7 Ytvågsseismik

Resultaten från ytvågsseismik presenteras i Bilaga A.

4 DISKUSSION

En jämförelse med tidigare publicerade resultat visar att packningstiden i denna studie var betydligt längre. Den erforderliga packningstiden för att uppnå ett genomsnittligt sonderingsmotstånd av $q_c > 15 \text{ MPa}$ var 30 min, där tidigare rapporterade försök har uppnått liknande resultat på betydligt kortare tid. De huvudsakliga anledningarna till denna skillnad bedöms vara följande:

1. Jorden bestod främst av siltig sand and sandig silt – ett material som är endast marginellt packningsbart – i kontrast till tidigare studier på lös sand och grus.
2. Den initiala densiteten av det överkonsoliderade materialet var relativt hög ($q_c > 8 \text{ MPa}$), vilket krävde mer energi för att packa.
3. Jorden var delvis vattenmättad, vilket ytterligare begränsade packningspotentialen.
4. Vibrationshammaren hade inte tillräcklig centrifugalkraft för att ge tillräcklig avlastning mellan plattan och jorden och skapade därför inte ett optimalt dynamiskt tillstånd för packning.
5. Det styva ytlagret med ett djup upp till 1 m påverkade överföringen av spänningar till djupare lager.

Ytterligare studier krävs för att optimera utrustningen så att packningseffektiviteten kan ökas. Resultaten antyder att en vibrationshammare med högre excentermoment, och således en högre centrifugalkraft, skulle ge en högre grad av avlastning mellan plattan och jorden, vilket skulle leda till en mer effektiv packning. Som en preliminär dimensioneringsprincip kan metoden som presenteras i Bilaga A användas.

Denna studie visar att djupet till vilket en effektiv packning uppnås (packningsdjupet) motsvarar ungefär plattans sidolängd för de geotekniska förutsättningarna på försöksplatsen. Tidigare studier har kommit till samma slutsats för mer grovkorniga jordmaterial. Trots att packningsdjupet antas bero delvis på både jordförhållanden och packningsutrustningens egenskaper (t.ex. dynamisk reaktionskraft) antyder resultaten, tillsammans med tidigare publicerade studier, att plattans storlek (sidolängd) är en lämplig parameter för att uppskatta packningsdjupet.

I Testserie B användes en gles packningsplan (se Figur 22). CPT-sondering i mellanliggande punkter mellan packningspunkter visade en försumbar packningseffekt. Vidare visade sonderingarna efter Testserie A4 att packningseffekten var betydande under hela den fullständigt packade ytan men att nästintill ingen packning erhöles utanför denna yta. Med ledning av dessa två resultat rekommenderas att packningsplanen ska täcka hela markytan eftersom ingen väsentlig

packning kan förväntas utanför den packade ytan. Huruvida denna slutsats är tillämplig för andra material än siltig sand återstår att undersöka.

Packning utfördes dels vid vibrationshammarens maximala frekvens (28.3 Hz) och vid systemets resonansfrekvens. Eftersom systemresonansen påverkas av jordens styvhet varierade resonansfrekvensen mellan 13 Hz och 20 Hz. Resultaten visar tydligt att den maximala frekvensen gav en betydligt bättre packningseffekt än resonansfrekvensen till skillnad från tidigare resultat för vibrationsvältar (Wersäll et al., 2017; 2018; 2020). Den mest sannolika förklaringen är relaterad till de dynamiska kontaktförutsättningarna mellan plattan och jorden. Vid resonansfrekvensen var centrifugalkraften sannolikt inte är tillräcklig för att ge en fullgod avlastning och en högre frekvens gör därför att packningsutrustningen är närmare optimala förhållanden p.g.a. en högre centrifugalkraft. Genom att jämföra sättningar (Figur 38) med CPT-sondering (Figur 30) kan det observeras att en tydlig sättning erhöles under packning vid resonansfrekvens trots en låg packningseffekt (A1, överfart 3). Detta resultat antyder resonans orsakar jordförskjutning (horisontell förskjutning och hävning), vilket manifesteras som sättning men som inte resulterar i packning av jorden. Försiktighet ska därför iakttagas i att tolka sättning som ett packningskriterium, vilket är i linje med tidigare packningsförsök i laboratorium (Wersäll och Larsson, 2013).

I de testserier där maximal vibrationsfrekvens tillämpades (A1 överfart 1-2, A3 och A4) kunde den statistiska utvärderingen generellt inte bekräfta en statistiskt signifikant packning efter få antal överfarter. Efter ett större antal överfarter var dock ökningen av q_c signifikant. Avsaknaden av statistisk signifikans vid få antal överfarter var på grund av inflytandet av naturliga jordvariationer. Förutom den signifikanta packningen efter ett större antal överfarter var q_c även liknande mellan testserier, vilket antyder att inflytandet av de olika försöksförfarandena och utförandena inte påverkade q_c så länge som frekvensen var den maximala. Det bör påpekas att denna slutsats gäller för en tung vibrationsplatta som inte uppnår tillräcklig avlastning mellan platta och jord. Vidare antyder resultaten att det varierande djupet till fast botten (berg) mellan försöksytorna inte hade någon nämnvärd effekt på packningsarbetet. Eftersom den sammanlagda packningstiden är den styrande parametern, och inte antalet överfarter, ger en ökning av antalet överfarter, med en konstant sammanlagd packningstid, ingen väsentlig fördel. Denna slutsats innebär att den totala packningstiden inte behöver delas in i flera överfarter om det inte krävs av praktiska skäl. Om jorden är initialt lös och mycket sättningsbenägen kan dock flera överfarter krävas eftersom stora differentialsättningar kan orsaka utförandeproblem relaterade till rotation av plattan. Utifrån resultaten presenterade i Figur 30 är effekten av den överlappande packningsplanen ej tydlig. Dock antyder utvecklingen av q_c för de olika testserierna att överlappande plan inte har någon betydande påverkan på packningseffektiviteten i förhållande till normal packningsplan.

Ökningen av mantelmotståndet vid CPT-sondering var påtaglig, ungefär motsvarande ökningen av spetsmotståndet, medan friktionskvoten inte förändrades av packningsarbetet. Detta resultat

antyder en ökning av horisontalspänningar, vilken kan ha ett stort inflytande på spänningssituationen i det packade materialet (Massarsch et al., 2020). Resultaten från dilatometerförsöken (K_D) bekräftar att horisontalspänningarna ökade påtagligt som en effekt av packningen.

Medan vibrationsvälten är överlägsen beträffande praktikalitet begränsar det marginella packningsdjupet dess tillämpning till packning av bankar och andra fyllningar som kan utläggas i tunna lager. Den tunga vibrationsplattan, däremot, ger upphov till en betydande packningseffekt på stora djup, ungefär motsvarande plattans sidolängd. Tung vibrationsplatta har tidigare främst använts för undervattenspackning där andra ytpackningsmetoder har bedömts olämpliga av praktiska skäl. Denna studie visar att den även kan användas effektivt på land. Tekniken är lämplig när det erforderliga packningsdjupet är några meter från markytan och den är ett effektivt alternativ till fallvikspackning. En viktig fördel med tung vibrationsplatta är att utrustningen och packningsproceduren kan varieras och anpassas för de projektspecifika förutsättningarna. Djuppackning kräver ett tillräckligt överlagringstryck för att vara effektiv och resulterar ofta i en mindre packad zon nära markytan. Det kan konstateras att packning med tung vibrationsplatta är fördelaktigt i kombination med djup vibrationspackning av naturliga avlagringar och hydrauliska fyllningar. De huvudsakliga begränsningarna av packning med tung vibrationsplatta är relaterade till det praktiska genomförandet av packningsprocessen, såsom hantering och förflyttning av utrustningen, samt avsaknaden av relevanta och allmänt tillgängliga packningsdata. Som med alla jordförstärkningsmetoder rekommenderas projektspecifika försök för att optimera packningsprocessen. Vidare utvecklingsarbete rekommenderas, främst avseende dimensionering av utrustningen och praktiskt utförande, såsom hantering och förflyttning. Även ytterligare packningsförsök vid varierande jordförhållanden rekommenderas för att förbättra packningsprocessen. Ett viktigt steg i utvecklingen är dynamisk optimering av packningsutrustningen för packning på land och under vatten. Vidare bör kraftfullare vibratorer och större packningsplattor användas för att utveckla effektiviteten och de ekonomiska aspekterna av packning med tung vibrationsplatta.

5 SLUTSATSER

Packningsförsök utfördes vid en försöksplats bestående av medelfast, delvis vattenmättad sandig silt och siltig sand med en 40.5 ton tung vibrationsplatta. Studien är ett första steg mot utveckling av riktlinjer för praktiskt utförande av packning med tung vibrationsplatta, för vilket omfattande packningsförsök under varierande jordförhållanden krävs. De geotekniska förutsättningarna karaktäriserades som svåra för vibrationspackning, vilket resulterade i längre packningstider jämfört med tidigare fallstudier. Dessutom bedömdes storleken av vibrationshammaren för liten för ett optimalt dynamiskt beteende av utrustningen. Försöken gav dock värdefulla insikter för praktiskt utförande av packning med tung vibrationsplatta. Följande generella slutsatser kan dras från denna studie:

- Trots att packningstiderna var längre än vid tidigare studier på mer grovkornigt material kunde siltig sand och sandig silt packas signifikant, vilket visar att metoden kan användas även i siltiga jordar.
- Det är viktigt att vibrationshammaren kan erbjuda tillräcklig centrifugalkraft för att orsaka en tillräcklig avlastningseffekt mellan plattan och jorden.
- Packningsdjupet motsvarar plattans sidolängd, vilket bekräftar tidigare studier.
- Full yttäckning är nödvändig för packning av hela jordvolymen, d.v.s. avstånd mellan packningspunkter rekommenderas ej. Resultaten antyder att överlappande packningspunkter inte har någon nämnvärd effekt.
- Packning vid systemets kopplade resonansfrekvens ökade förskjutningsamplituden men minskade packningseffektiviteten jämfört med packning vid maximal frekvens, sannolikt på grund av att vibrationshammaren inte var tillräckligt kraftfull för att orsaka tillräcklig avlastning mellan plattan och jorden.
- Djupet till berg (3-6 m), vilket var större än influensdjupet av packningsplattan, hade ingen inverkan på den uppnådda packningen.
- Den totala packningstiden (varaktigheten) i en punkt behöver inte delas upp i flera överfarter såvida det inte krävs av praktiska skäl.
- Resultat från CPT-sondering (f_s) och dilatometerförsök (K_D) visar att horisontalspänningen ökade betydligt efter packning.
- Som ett resultat av packningen ökade sonderingsmotståndet med en faktor upp till 2.3 för CPT (q_c), upp till 3.2 för DMT (M) och upp till 1.8 för HfA (N_{20}).

- Vibrationspackningen orsakade delvis en uppluckring av det fasta ytlagret men resulterade i mer homogena markförhållanden.
- För att säkerställa en effektiv packningsprocess bör vikt läggas vid maskinutveckling avseende praktiska lösningar för utförande och förflyttning av utrustningen.
- Ett förenklat förfarande för dimensionering av massor och vibrator i syfte att erhålla en optimal packning har framtagits (Bilaga A).

Följande aspekter bedöms mest angelägna i fortsatta studier för att utveckla praktiska riktlinjer för packning med tung vibrationsplatta:

- Att studera de dynamiska egenskaperna av det kopplade platta-jord-systemet för optimal dimensionering av packningsutrustningen.
- Att utföra packningsförsök på andra friktionsjordar med lägre finjordshalt.
- Att studera inflytandet av packningsfrekvens för andra dynamiska kontaktförutsättningar mellan platta och jord.

REFERENSER

Adam, D., 1996. Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen [Continuous dynamic compaction control with vibratory rollers]. PhD thesis, University of Vienna, Vienna, Austria (in German).

Bernhard, R.K., 1952. Static and dynamic soil compaction. In: Highway Research Board Proceedings, Vol. 31, pp. 563-592.

Converse, F., 1952. Soil compaction by vibration. *Engineering and Science* 15 (4), 12-14.

Converse, F., 1953. Compaction of sand at resonant frequency. In: Symposium on Dynamic Testing of Soils. Fifty-Sixth Annual Meeting, ASTM, Atlantic City, N.J., July 2, 1953, pp. 124-137.

Dahlberg, R., 1975. Settlement characteristics of preconsolidated natural sands. In-situ screw-plate, pressuremeter and penetration tests. Doctoral thesis, KTH Royal Institute of Technology. Byggeforskningen, 316 p.

Jendeby, L., 1992. Djuppackning med vibro-sond av typ vibro-wing [Deep compaction by vibro-probe of type vibro-wing]. In: Nordic Geotechnical Meeting, NGM-92, Aalborg, Denmark, May 1992, Vol. 1, pp. 19-24 (in Swedish).

Nørskov Madsen, K., 1992. Forsøg med forskellige dybdekomprimeringsmetoder [Tests with different deep compaction methods]. In: Nordic Geotechnical Meeting, NGM-92, Aalborg, Denmark, May 1992, pp. 13-18 (in Danish).

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., Marchetti, D., 2008. In situ tests by seismic dilatometer (SDMT). In: Proceedings, From Research to Practice in Geotechnical Engineering, ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 180 (honoring J.H. Schmertmann), pp. 292-311.

Massarsch, K.R., Broms, B.B., 1983. Soil Compaction by VibroWing Method. In: Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 23-26 May, 1983, Vol. 1, pp. 275-278.

Massarsch, K.R., Fellenius, B.H., 2002. Vibratory compaction of coarse-grained soils. *Can. Geotech. J.* 39 (3), 695-709.

Massarsch, K.R., Wersäll, C., 2020. Vibratory plate resonance compaction. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 173 (4), 359-369.

Massarsch, K.R., Wersäll, C., Fellenius, B.H., 2020. Horizontal stress increase induced by deep vibratory compaction. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.*, 173 (3), 228-253.

- Nelissen, H.A.M., Davis, P.G.J., Hoffman, H.J., 1983. Deep compaction under water near slopes, a method to ensure slope stability during compaction. In: Proceedings, Improvement of Ground. 8. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, May 1983, Vol. 2, pp. 857-859.
- Robertson, P.K., Wride, C.E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.* 35 (3), 442–459.
- Wersäll, C., Larsson, S., 2013. Small-Scale Testing of Frequency-Dependent Compaction of Sand Using a Vertically Vibrating Plate. *Geotech. Test. J.* 36 (3), 394-403.
- Wersäll, C., Larsson, S., Rydén, N., Nordfelt, I., 2015. Frequency variable surface compaction of sand using rotating mass oscillators. *Geotech. Test. J.* 38 (2), 198-207.
- Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2017. Soil compaction by vibratory roller with variable frequency. *Geotechnique* 67 (3), 272-278.
- Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2018. Resonant roller compaction of gravel in full-scale tests. *Transport Geotech.* 14, 93-97.
- Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2020. Roller compaction of rock-fill with automatic frequency control. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 173 (4), 339-347.
- Wersäll, C., Massarsch, K. R., & Spross, J. 2022. Heavy vibratory plate compaction of silty sand: A field study. *Soils and Foundations*, 62 (5), 101208.

BILAGA A

RAPPORT DYNAMISKA ANALYSER OCH SASW

Heavy Vibratory Plate compactor, experimental testing and simulations

Andreas Andersson and Freddie Theland, KTH

November 14, 2022

Abstract

This report summarizes some results from experimental testing using a Heavy Vibratory Plate (HVP) compactor for soil compaction tests. The experiments were performed within a larger research project and this report only present results from specific dynamic tests, performed on August 23 and September 1, 2021.

Three types of tests were performed, SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), impact hammer tests on the HVP and forced vibration tests of the HVP. The SASW-tests aimed to estimate the shear wave speed of the soil before and after compaction, the impact hammer and forced vibration tests were performed for system identification of the HVP.

From the SASW tests, the small-strain properties were estimated before and after compaction of the sand. The tests indicated no significant change in the stiffness of the soil, but an increase in the soil material damping. The identified soil model was used to obtain the vertical impedance of the HVP-soil system. The impedance is strongly dependent on the loading frequency and is very sensitive to the depth to bedrock directly under the HVP footing.

From the impact hammer impact test on the HVP, the main vertical mode of the suspended mass was found at 3 Hz with a damping of about 3%. For the base plate, the main frequency was found at 19 Hz with a damping of about 6%. Forced vibration tests were performed with a linear harmonic sweep from 13 – 29 Hz, the peak acceleration ranged from about 2 – 6 g.

A simple 2DOF-model of the HVP-subgrade system is proposed, with frequency dependent subgrade stiffness based on impedance functions. The results does not show a perfect match with the experimental results, but indicate that the subgrade stiffness may change during the load sweep. The reaction force from the model exceeds the gravity load at about 15 Hz.

A parametric study is performed using the 2DOF model to study the influence of the suspended mass, the plate dimensions and homogeneous soil properties on the plate-soil reaction force and plate-soil decoupling condition. The plate dimensions have only a small influence on the reaction force while the soil properties have a more significant influence. The suspended mass effectively only contributes to the static load which controls plate-soil decoupling.

1 Introduction

The following report present experimental testing and analysis of a Heavy Vibratory Plate (HVP) compactor. A detailed description of the HVP-compactor and the site is reported in [1]. This report present complementary results comprising:

- impact hammer test using an instrumented hammer on the HVP-compactor,
- forced vibration testing using the HVP-compactor,
- Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) using the instrumented hammer.

The objective is to perform a system identification of the HVP-compactor at in-situ conditions. The impact hammer tests are used to estimate the frequency response functions of the HVP at unloaded conditions and the forced vibration testing is used to monitor the response during compaction. The geodynamic properties of the soil is estimated using SASW-tests both before and after compaction. A better understanding of the dynamic interaction of the HVP-compactor and the adjacent soil may result in more efficient methods for compaction.

2 Experimental testing

The experimental testing was performed at *NCC Ballast* in Älvnäs, Ekerö, 20 km West of Stockholm. The tests were performed in September 2021 as part of a larger research project, reported in [1].

2.1 The Heavy Vibratory Plate compactor

The HVP-compactor is shown in Figure 1. It essentially works as a 2DOF-system with an upper suspended mass (white) of 27000 kg and a base (green) of 13500 kg with a surface contact area of 2.6×2.6 m. The input force is provided by a rotating mass actuator (red) with a total eccentric moment of 38 kg·m powered by an external hydraulic pump. The suspended mass is connected to the base by elastomeric bearings, shown in Figure 2.



Figure 1: Photo of the HVP-compactor at the Älvnäs site.

2.2 Instrumentation

The experiments were performed by using uni-axial accelerometers from PCB, a HBM QuantumX data acquisition system and an instrumented hammer of model Dytran 5803A IEPE with a mass of 5.5 kg. The hammer was equipped with a soft tip, situating the excitation energy in the frequency range up to about 200 Hz. Three types of accelerometers were used, listed in Table 1.



Figure 2: Detail of the elastomeric connection between the suspended mass and the base plate.

Table 1: Specifications for the ICP-PCB accelerometers.

Channel	Model	Range	Sensitivity
1-20	PCB393A03	± 5 g	1000 mV/g
21-30	PCB393B31	± 0.5 g	10 mV/g
31	PCB308B	± 25 g	100 mV/g

2.3 Impact hammer tests

Four sets of impact hammer tests were performed according to Table 2. In each set 20 impacts were recorded. The position of the accelerometers are shown in Figure 3.

Table 2: List of hammer impact tests.

Test No.	a_1 (ch)	a_2 (ch)	impact position	F_{max} (kN)
1	1	2	suspended mass	4
2	1	2	base	7
3	28	29	suspended mass	5
4	28	29	base	8

The complex-valued frequency response functions (FRF) are calculated as $A(\omega) = X(\omega)/F(\omega)$ where $X(\omega)$ and $F(\omega)$ are the Fourier transform of the output response and input excitation respectively. The function `modalfrf` in MATLAB is used, based on a H_1 estimate using Welch's method. The modal parameters are estimated from the FRF using the function `modalfit` in MATLAB, based on a Least-Squares Rational Function Method. The results are presented in Figure 4. The FRF from the suspended mass show two natural frequencies, one at 3.0 Hz with about 3 – 4% damping, the second at 4.1 Hz with about 2.5% damping. The first mode is likely vertical bouncing whereas the second may be a rocking mode. The FRF at the base show a natural frequency of 18.6 Hz with about 5 – 6% damping. The results are further presented in Table 3.

2.4 Forced vibration tests

During the forced vibration tests, the accelerometers on the suspended mass and the actuator housing were replaced, to cover the extended magnitude of acceleration, see Figure 5.

Two sweep tests were performed, the first with a variation from 14 – 28 – 12 – 29 Hz and the second with a variation 13 – 29 – 13 Hz. The load frequency was estimated from the response



(a) a_1 on the suspended mass.



(b) a_2 on the actuator housing.

Figure 3: Accelerometer a_1 (channel 28) on the suspended mass and a_2 (channel 29) on the rotating mass, during impact hammer tests.

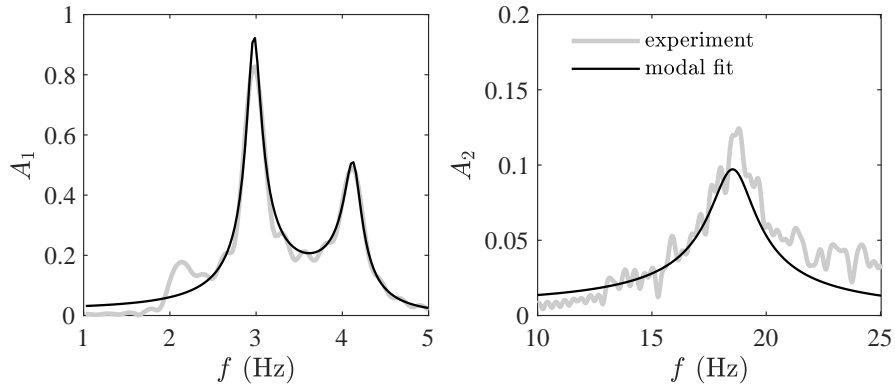


Figure 4: FRF from impact hammer tests, A_1 on the suspended mass and A_2 on the base.

Table 3: Estimated natural frequency and damping from the impact hammer tests.

Test No.	f_1 (Hz)	ζ_1 (%)	f_2 (Hz)	ζ_2 (%)
1	3.0	4.0	18.6	5.3
2	3.0	2.7	-	-
3	3.0	3.4	18.6	5.8
4	3.0	3.1	-	-

using a short-time Fourier Transform (STFT), see the upper of Figure 6. The acceleration magnitude is presented as function of the load frequency and shows a relatively similar response for both tests. The acceleration of the suspended mass is about 1 m/s^2 and decrease slightly with increased load frequency. The acceleration of the base increase from about $10 - 60 \text{ m/s}^2$ with increased load frequency but has a peak response at 27 Hz . The input force from the actuator is $F_\omega = mr \cdot \omega^2$. The dynamic displacement magnitude was estimated as $d = a/\omega^2$ and the results are presented in the lower of Figure 6. It should be noted that the dynamic displacement does not account for the quasi-static settlement due to compaction.



(a) a_1 on the suspended mass.



(b) a_2 on the actuator housing.

Figure 5: Accelerometer a_1 (channel 1) on the suspended mass and a_2 (channel 31) on the actuator housing, during the forced vibration test.

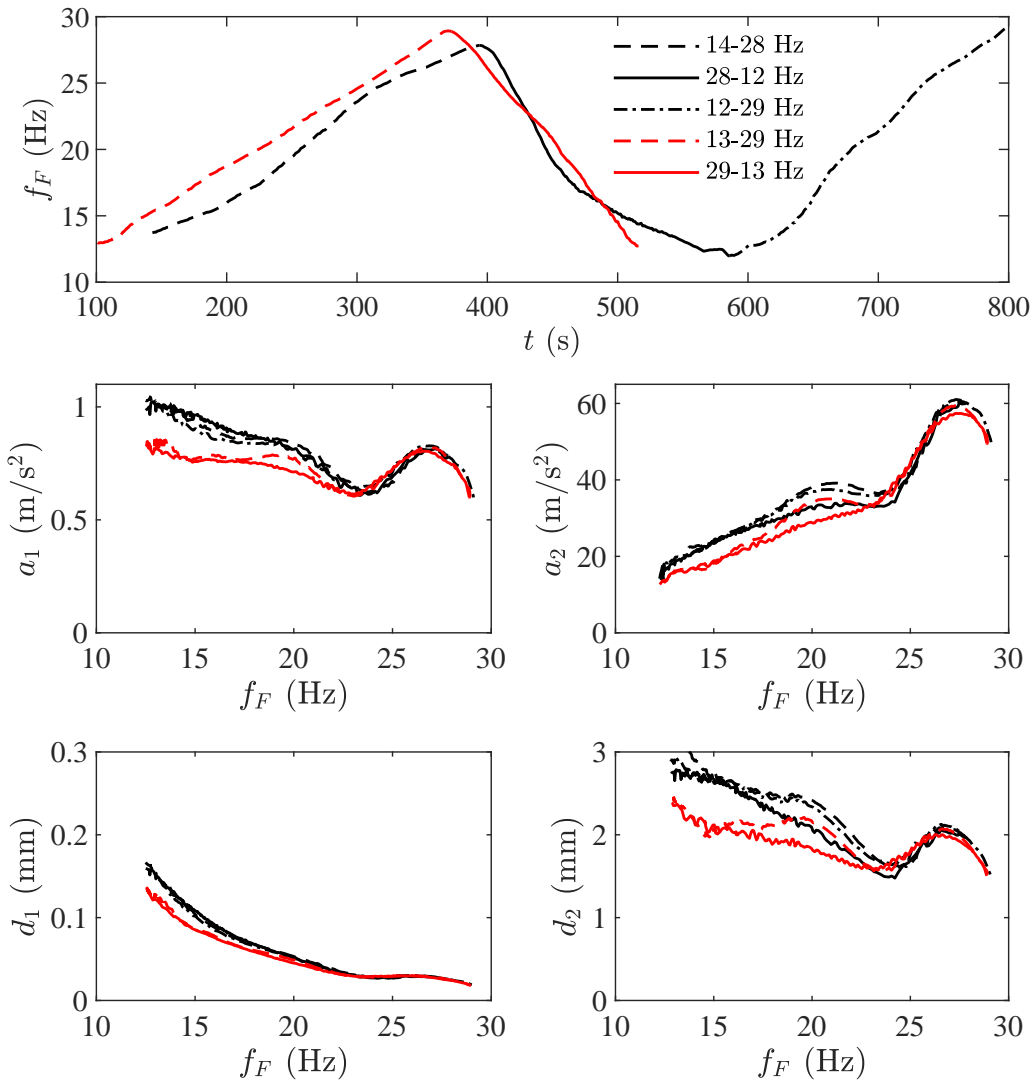


Figure 6: Load frequency f_F and acceleration magnitude for a_1 and a_2 during the sweep tests. Displacement d_1 and d_2 estimated based on the acceleration and load frequency.

2.5 SASW tests

Instrumentation to perform Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) was performed on August 23 before compaction and on September 1 after compaction. Figure 7 illustrate the test setup in the South-East corner of the compaction test area used on both occasions.

Accelerometers were installed upright on aluminium pickets with a cruciform cross section that were driven into the soil. The sensors were placed along a line passing through one of the compaction test areas with a sensor spacing of 1 m. Hammer impacts were applied to a $400 \times 400 \times 80$ mm aluminium foundation on both ends and at the center of the measurement line.

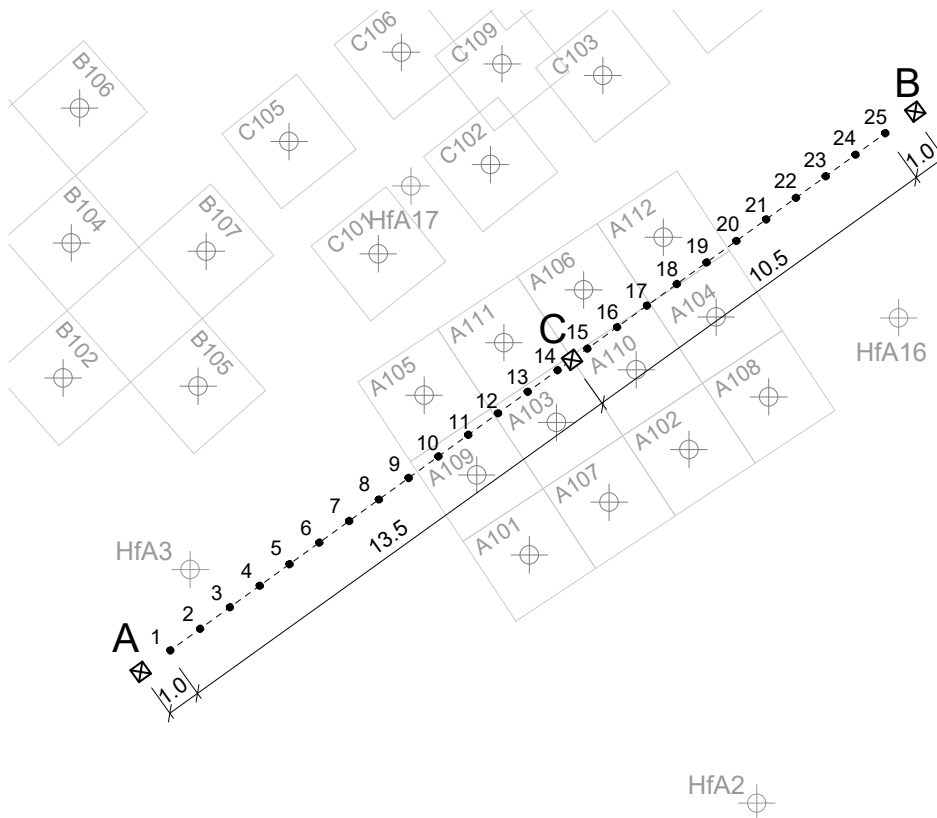


Figure 7: SASW test setup in the south corner of the compaction test area. The compaction tests are indicated as the squares $\{A,B,C\}1ij$, ram sounding points by HfA and the excitation points along the measurement line in the SASW test by A, B and C.

Figure 8 presents the view of the test setup from position A before and after the compaction tests. It should be noted that the compaction has resulted in substantial settlements over the central part of the measurement line.

The tests were performed by applying a minimum of 20 hammer impacts to the aluminium foundation at each position. The influence of external vibration sources at the site on the estimated frequency response functions is reduced by computing the average frequency response function $\hat{H}_{ij}(\omega)$ between the force channel j and the response channel i as a function of the circular frequency ω . By dividing the time series into blocks of the responses due to each hammer impact, the average response can be estimated. Assuming that the input signal is free from disturbances or noise, the frequency response functions are estimated using the H_1 estimator [2]:

$$\hat{H}_{ij}(\omega) = \frac{\hat{S}_{ij}(\omega)}{\hat{S}_{jj}(\omega)} \quad (1)$$

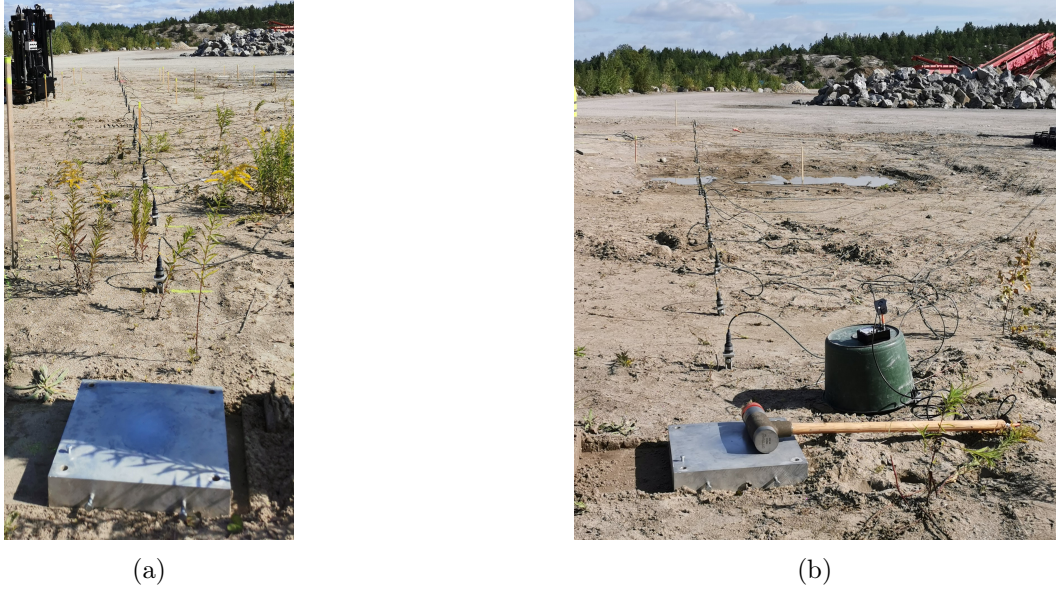


Figure 8: View from excitation point A in the SASW test (a) before compaction and (b) after compaction.

with the mean cross power spectral density between channels i and j :

$$\hat{S}_{ij}(\omega) = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N x_i^k(\omega) x_j^{k*}(\omega) \quad (2)$$

where N is the number of tests, $x_i^k(\omega)$ is the Fourier transform of the time signal acquired for test k for channel i and $x_j^{k*}(\omega)$ is the complex conjugate of the transformed signal acquired for channel j .

As a measure of the consistency between the different tests, the coherence (squared) between channels i and j is calculated by:

$$\gamma_{ij}^2(\omega) = \frac{\hat{S}_{ij}(\omega) \hat{S}_{ij}^*(\omega)}{\hat{S}_{ii}(\omega) \hat{S}_{jj}^*(\omega)} \in [0, 1] \quad (3)$$

The frequency response function $\hat{H}_{ij}(\omega)$ can further be considered as a stochastic variable with a standard deviation $\hat{\sigma}_{|H_{ij}|}(\omega)$. And from the N tests performed, the coefficient of variation (COV) i.e. the standard deviation normalized by the expected value $\hat{\sigma}_{|H_{ij}|}(\omega)/|\hat{H}_{ij}(\omega)|$ can be computed:

$$\text{COV}_{ij} = \sqrt{\frac{1 - \gamma_{ij}^2(\omega)}{2N\gamma_{ij}^2(\omega)}} \quad (4)$$

allowing to quantify the uncertainty on the estimated quantities.

Figure 9 compare the estimated frequency response functions at source-receiver offsets 5, 10, 15 and 20 m obtained from the tests conducted before and after compaction. The accelerations are integrated in the frequency domain by a division with $i\omega$ and are here presented as mobilities. The response measured due to excitation at both ends (A and B) are included for both cases. The character of the response is similar between the two tests carried out from both ends of the measurement lines. This justifies the idealization of the site as horizontally layered, which is a

fundamental assumption in the model inversion. In the following, an average of the frequency response functions obtained from the forward and reverse directions of the tests is taken to construct the frequency response functions $\hat{H}(r, \omega)$ with r the radial distance from the excitation point.

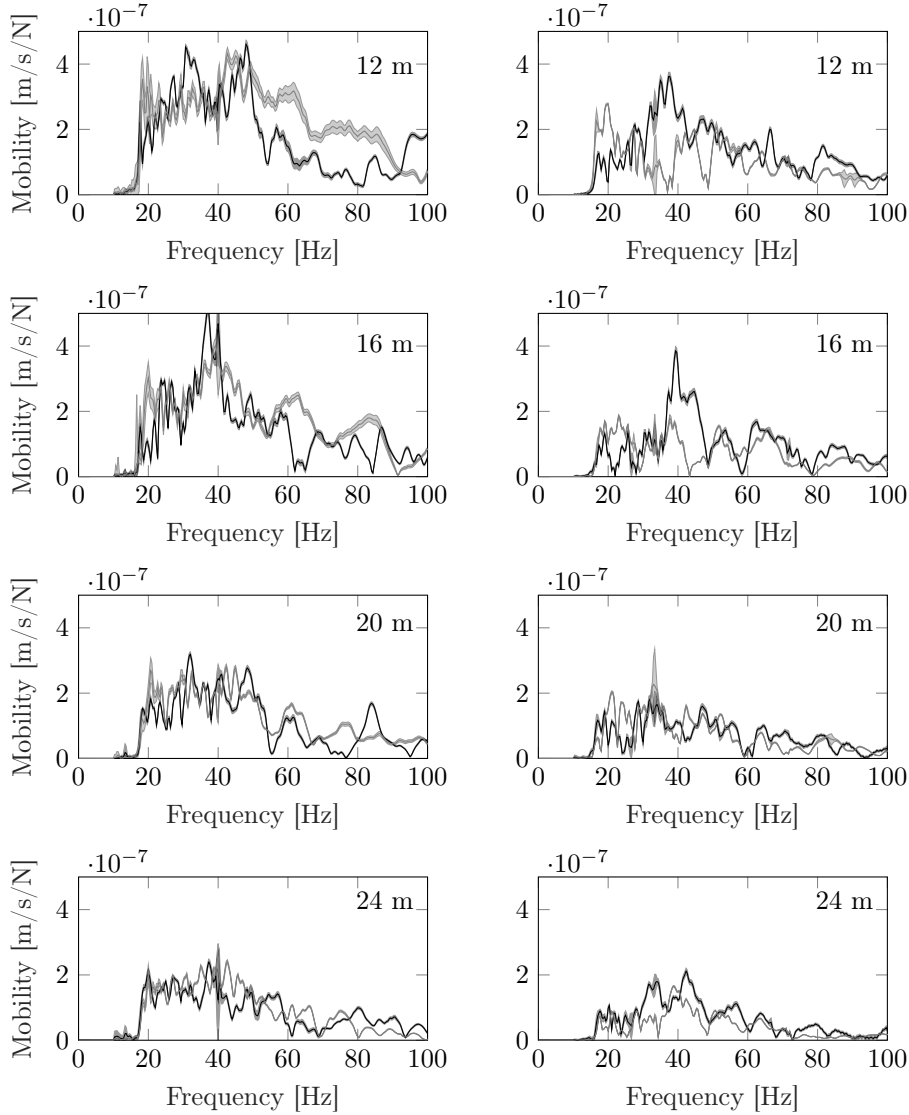


Figure 9: Experimentally obtained mobilities from the tests with excitation at point A (black lines) and at point B (gray lines) before (left) and after (right) compaction. The 95% confidence intervals are indicated by shaded regions.

Next, the estimated frequency responses are transformed from the frequency-spatial domain to the frequency-wavenumber domain using the transformation [3]:

$$\tilde{H}(k_r, \omega) = \frac{1}{2} \int_0^\infty \hat{H}(r, \omega) H_0^{(1)}(k_r r) r \, dr \quad (5)$$

where k_r is the radial wave number and $H_0^{(1)}$ is the zero-th order Hankel function of the first kind. This transformation accounts for the cylindrical nature of the wave field when decomposing it into its plane wave components, and considers that the wave field consists solely of outgoing waves originating from the source.

The integral of Equation (5) is numerically evaluated with a sampling of Δr corresponding to the spacing between the receivers and the integral is truncated at the array length. The

evaluation of the integral is performed using a generalized Filon quadrature implemented in the MATLAB-toolbox EDT [4, 5].

Figure 10 illustrates the resulting phase velocity-frequency spectra. The fundamental dispersion curve can clearly be distinguished as the maxima in the spectrum from the measurements conducted before the compaction, while the spectrum obtained from the tests after compaction show a slightly more erratic pattern. With the dispersion curves obtained by peak picking, the attenuation curves are estimated with the half-power bandwidth method [6].

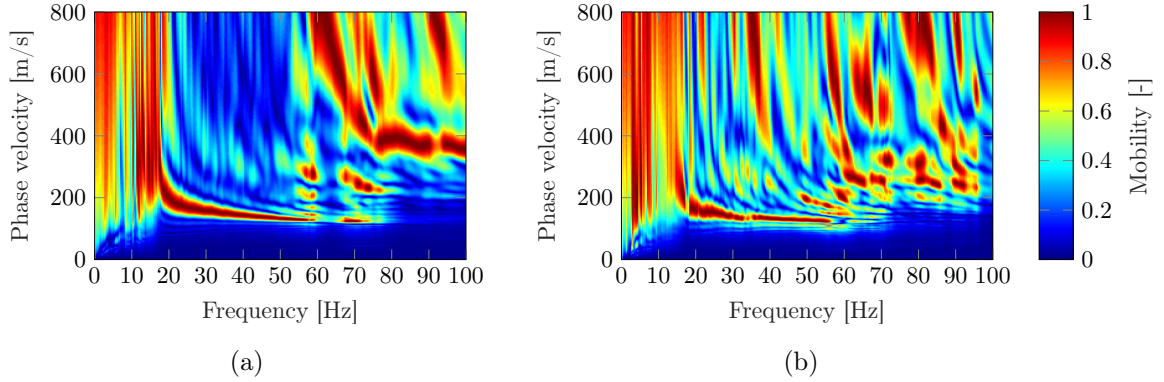


Figure 10: Normalized frequency-phase velocity spectra of the measurements conducted (a) before and (b) after compaction.

The identified dispersion and attenuation curves for the fundamental mode for the two measurements are presented in Figure 11. The dispersion and attenuation curves identified for the initial soil conditions extend over a longer range due to the more clear maxima in Figure 10. It is noted, however, that the phase velocity of the fundamental mode is lower for all the frequencies where it has been identified, contrary to what would be expected when the soil becomes stiffer.

This can perhaps be explained by a heavy rainfall prior to the measurements after compaction, lowering the effective stress in the soil.

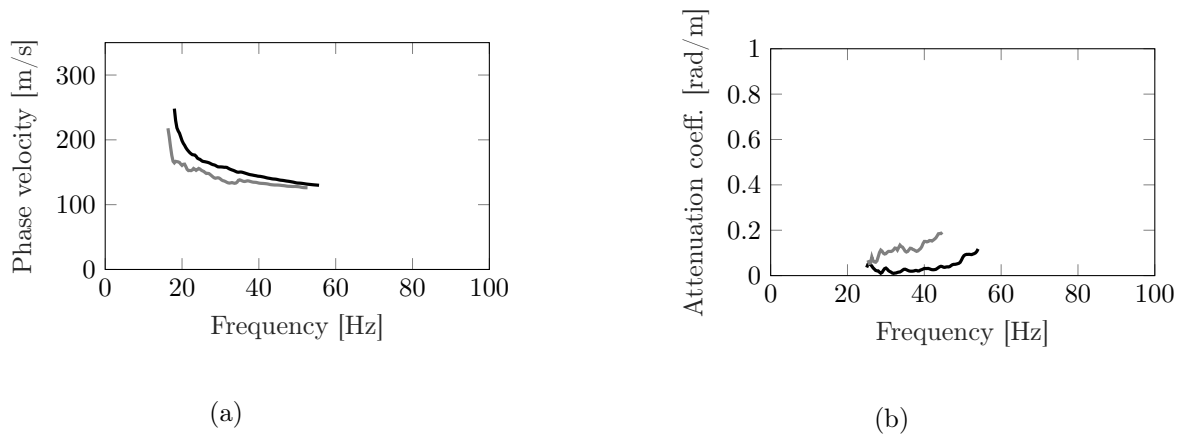


Figure 11: Identified (a) dispersion and (b) attenuation curves before (black) and after compaction (gray).

2.5.1 Initial soil profile

The SASW method is based on the inversion of the dispersion and attenuation curves based on the fitting between the experimentally obtained curves and the ones obtained from a 1D soil model of vertically stacked layers. The inversion is performed using a local optimization scheme

and the problem therefore suffers from non-uniqueness and is sensitive to the initial soil profile assumed at the start of the optimization process. Therefore, available information regarding the site conditions are used together with empirical estimates to assign an initial soil profile.

The sounding positions HfA{3,2,16,17} in Figure 7 indicate a depth to bedrock of 5.2, 5.2, 5 and 5.9 m, respectively. The total depth to the bedrock is therefore taken as an average depth of 5.3 m. The sand is assumed to be homogeneous and dry and to have a Poisson's ratio of 1/3. The S-wave speed of the soil is assumed to increase with depth and Figure 12a presents a comparison between the assumed soil profile obtained from the empirical relation assigning the $C_s = 1.1C_R$ at a depth $z = \lambda_R/2.5$, with C_R and λ_R the wave speed and the wavelength of the fundamental surface wave, respectively. Figure 12b presents a similar figure for the material damping ratios based on the empirical relation $\lambda_R A_R/2\pi$ with A_R the attenuation curve of the fundamental surface wave. The empirical values in Figure 12 are obtained from the fundamental surface wave obtained from the measurements before compaction. Table 4 presents the properties of the initial soil profile assumed in the inversion process.

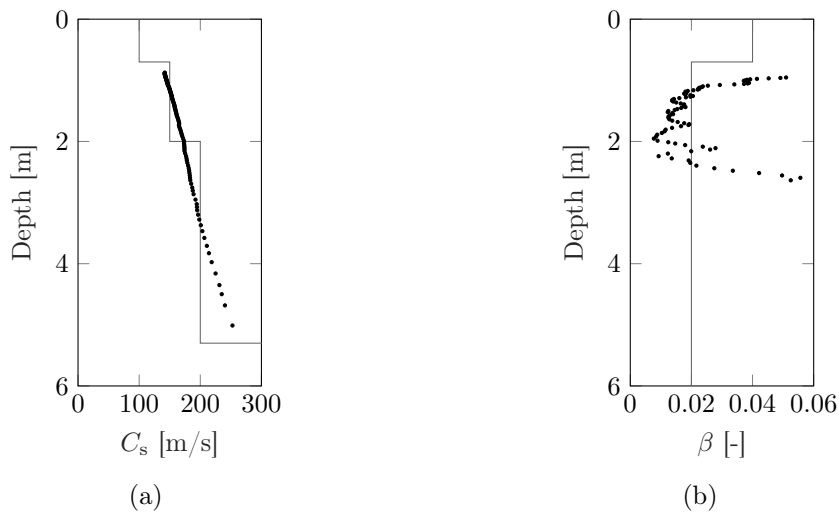


Figure 12: Empirical (black dots) estimated based on the measurements before compaction and assigned initial soil profile (gray solid lines) (a) S-wave speed and (b) material damping ratios $\beta_s = \beta_p$.

Table 4: Dynamic soil properties of the initial profile considered in the inversion process.

Layer	h [m]	C_s [m/s]	C_p [m/s]	β_s [-]	β_p [-]	ρ [kg/m ³]
1	0.7	100	200	0.04	0.04	1600
2	1.3	150	300	0.02	0.02	1600
3	3.3	200	400	0.02	0.02	1600
4	∞	2400	4800	0.02	0.02	2700

2.5.2 Inversion

The inversion is performed by solving an optimization problem, minimizing the misfit between theoretical and experimental dispersion and attenuation curves, given the design variables in the soil model. The optimization problem is of the form:

$$\begin{aligned} & \underset{\boldsymbol{\theta}}{\text{minimize}} && f(\boldsymbol{\theta}) \\ & \text{subject to} && a_i \leq \theta_i \leq b_i, \quad i = 1, \dots, m \end{aligned} \quad (6)$$

where the non-linear least-squares objective function is defined as:

$$f(\boldsymbol{\theta}) = \sum_{j=1}^{N_m} w_{C_j} \sum_{k=1}^{N_{C_j}} \left(\frac{C_{R_j}^T(\omega_k, \boldsymbol{\theta}) - C_{R_j}^E(\omega_k)}{C_{R_j}^E(\omega_k)} \right)^2 + \sum_{j=1}^{N_m} w_{A_j} \sum_{k=1}^{N_{A_j}} \left(\frac{A_{R_j}^T(\omega_k, \boldsymbol{\theta}) - A_{R_j}^E(\omega_k)}{A_{R_j}^E(\omega_k)} \right)^2 \quad (7)$$

taking into account N_m Rayleigh modes for the specified N_{C_j} and N_{A_j} frequencies for the corresponding dispersion and attenuation curve, respectively. In the present analysis, $N_m = 1$ mode is taken into account, being the fundamental one.

The theoretical and experimental values are denoted in the superscript by T and E, respectively.

The weighting factors w_{C_j} and w_{A_j} determine the influence of each corresponding experimental curve for the solution to the inverse problem. The choice of the weighting factors can have a large influence on the outcome of the inversion. To obtain a good fit with the experimental dispersion curve, a two-step inversion is performed. First, the problem is solved with $w_{A_j} = 0$ taking only the dispersion curve into account. Second, h and C_s are removed as design variables, while $w_{A_j} \neq 0$ such that the attenuation curve A_R is taken into account in the inversion. The weight factors are assigned as $w_{C_j} = 1/(C_{R_j}^E(\omega_k)\sqrt{N_{C_j}})$ and $w_{A_j} = 1/(A_{R_j}^E(\omega_k)\sqrt{N_{A_j}})$.

The box constraints of Equation (6) are set individually for each design variable in $\boldsymbol{\theta}$. The variables considered in the analysis are layer thickness h , S-wave speed C_s , the ratio of S- and P-wave speeds C_s/C_p and material damping ratio β . It should be noted that the damping ratio is assumed equal for deviatoric and volumetric deformation in the inversion process, i.e. $\beta = \beta_p = \beta_s$. The following box constraints are applied for all layers except for the half-space:

$$0.10 \text{ m} \leq h \leq 15 \text{ m} \quad (8)$$

$$40 \text{ m/s} \leq C_s \leq 1000 \text{ m/s} \quad (9)$$

$$0.01 \leq C_s/C_p \leq 0.7 \quad (10)$$

$$0.005 \leq \beta \leq 0.100 \quad (11)$$

The non-linear least-square problem is solved by means of the MATLAB function `lsqnonlin`, utilizing a subspace trust region method based on the interior-reflective Newton method [7].

In order to constrain the optimization problem and to more easily identify differences between the two cases before and after compaction, the layer depths obtained from the initial inversion are fixed and the initial properties of the design variables are assigned from the identified profile.

The resulting soil profiles obtained from the inversion are presented together in table 5.

Table 5: Dynamic soil properties obtained from the inversion of dispersion and attenuation curves obtain (a) before and (b) after compaction.

Layer	h [m]	$C_s^{a,b}$ [m/s]		$C_p^{a,b}$ [m/s]		$\beta^{a,b}$ [-]		ρ [kg/m ³]
1	0.68	111	115	229	225	0.036	0.099	1600
2	1.23	157	149	319	230	0.015	0.010	1600
3	3.44	200	183	406	386	0.009	0.060	1600
4	∞	2394	2800	4421	5236	0.020	0.020	2700

The results from the inversion indicates that the average elastic properties have not changed much after compaction. It is noted, however, that the material damping ratios are significantly increased after compaction.

2.5.3 Validation

Figures 13 and 14 presents a comparison between the measured mobilities and the ones obtained from the two soil models of Table 5 assuming a vertical point load applied at the soil's surface. Four points along the measurement line at the source-receiver offsets 12, 16, 20 and 24 m are presented. The simulated mobilities show a fair agreement with the measured ones in the sense of the average amplitude distribution over frequency. Comparing Figures 13 and 14, it is observed that the vibration amplitudes are significantly lower after compaction, which is also captured in in the simulations. This can to a large extent be attributed to the difference in the amount of material damping between the two soil models.

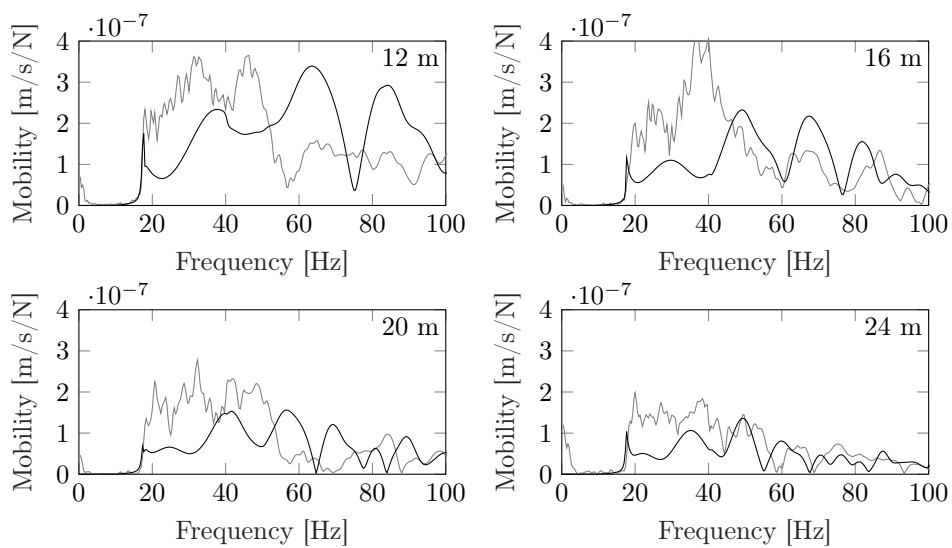


Figure 13: Measured mobilities before compaction (gray) compared to the mobilities obtained from the soil model obtained from the SASW test (black).

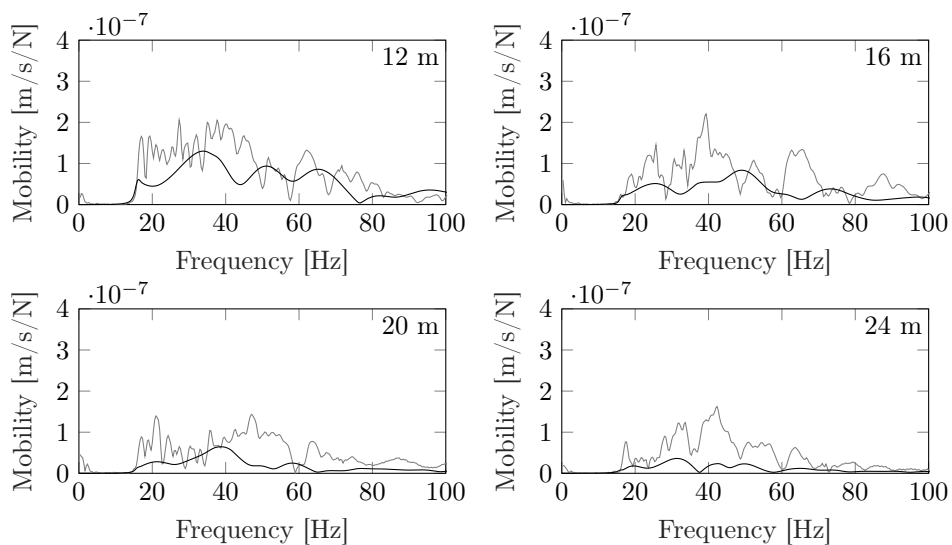


Figure 14: Measured mobilities after compaction (gray) compared to the mobilities obtained from the soil model obtained from the SASW test (black).

3 Simulations

3.1 Subgrade model

The support conditions for the HVP compactor depends on the subgrade flexibility, which in a geodynamic context highly depends on the loading frequency ω . This is estimated using an axi-symmetric finite element model, illustrated in Figure 15. The model is discretized with 8-noded plane elements with an element size of 0.5 m. The depth of the stratum is $h = 5$ m and the load plate has an equivalent radius $r = 1.5$ m. The model has a length of $R = 50$ m and reflecting waves are mitigated with Lysmer-dampers at the right hand side. A constant shear wave speed C_s is assumed, with $\nu = 0.33$, $\rho = 1600$ kg/m³ and further $\zeta = 5\%$. A harmonic vertical load $F(\omega)$ is applied at the load plate and the displacement $x(\omega)$ is calculated by solving Equation (12).

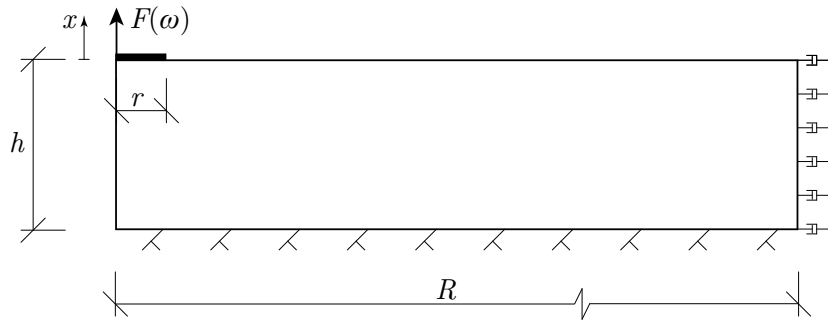


Figure 15: 2D axi-symmetric model of the subgrade.

$$F(\omega) = (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K})x(\omega) \quad (12)$$

The complex-valued impedance $Z(\omega) = x(\omega)^{-1}$ can be normalized by a factor $a_0 = \omega r / C_s$ and by the vertical static stiffness $k_0 = \Re(Z(0))$ and $k_0 \propto C_s^2$. The stiffness component is represented by the real part and the damping by the imaginary part, as illustrated in Figure 16. Two cases are studied, with and without the mass of the HVP compactor. The mass has a significant influence on the stiffness component, since the EOM reduces to $k = -\omega^2 \mathbf{M}$ and the mass of the HVP is significant compared to the interacting mass of the adjacent soil.

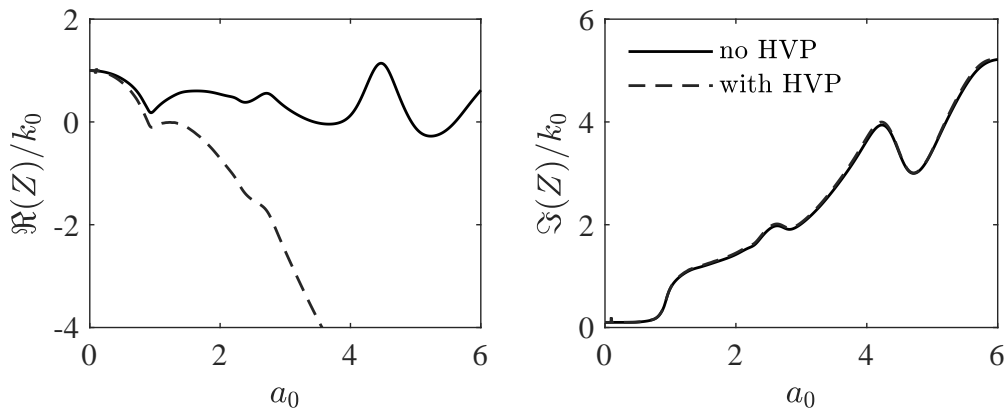


Figure 16: Vertical impedance for the subgrade, for $h = 5$ m and $r = 1.5$ m.

3.2 2DOF-model

A simple 2DOF-model of the HVP compactor is proposed, illustrated in Figure 17. The two masses are well separated in frequency and the parameters are estimated using two separate SDOF-systems as $k_1 = m_1\omega_1^2$ and $c_1 = 2\zeta_1\sqrt{k_1m_1}$ for the upper mass and $k_2 = m_2\omega_2^2$ and $c_2 = 2\zeta_2\sqrt{k_2m_2}$ for the base. Based on the impact hammer tests and assuming constant parameters for the support stiffness, the following parameters are calculated: $k_1 = 10$ MN/m, $c_1 = 34$ kNs/m, $k_2 = 182$ MN/m and $c_2 = 158$ kNs/m. The natural frequency of the plate was about 19 Hz from the impact hammer tests and using the subgrade model with the HVP in Figure 16 the same value for k_2 is found for $C_s \approx 210$ m/s.

Using the matrices in Equations (13) to (16), the displacement $x(\omega)$ is solved from the EOM in Equation (12) and the acceleration is $a = -\omega^2x(\omega)$. Finally, the reaction forces are calculated using Equation (17) and (18).

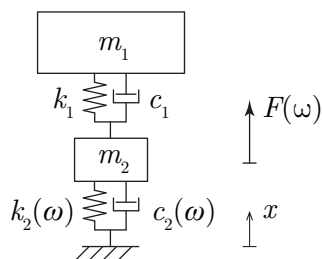


Figure 17: 2DOF-system of the HVP-compactor.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_1 & k_1 + k_2(\omega) \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 \\ -c_1 & c_1 + c_2(\omega) \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\mathbf{F} = \{0 \quad mr \cdot \omega^2\}^\top \quad (16)$$

$$R_1(\omega) = k_1(x_1(\omega) - x_2(\omega)) + i\omega c_1(x_1(\omega) - x_2(\omega)) \quad (17)$$

$$R_2(\omega) = k_2(\omega)x_2(\omega) + i\omega c_2(\omega)x_2(\omega) \quad (18)$$

The resulting acceleration and displacements are presented in Figure 18 for different shear wave velocity C_s . It may be a crude simplification to assume a linear elastic media with constant shear wave speed and the simulation results gives an indicative range rather than a sufficient fit to the experimental data.

Another concern is the reaction force at the base, R_2 . The proposed 2DOF-model is frequency dependent but linear, meaning that contact loss do not occur. The expected magnitude of the reaction force is presented in Figure 19. Contact loss cannot occur if the dynamic load does not exceeds the gravity load. This limit is indicated in fig. 19.

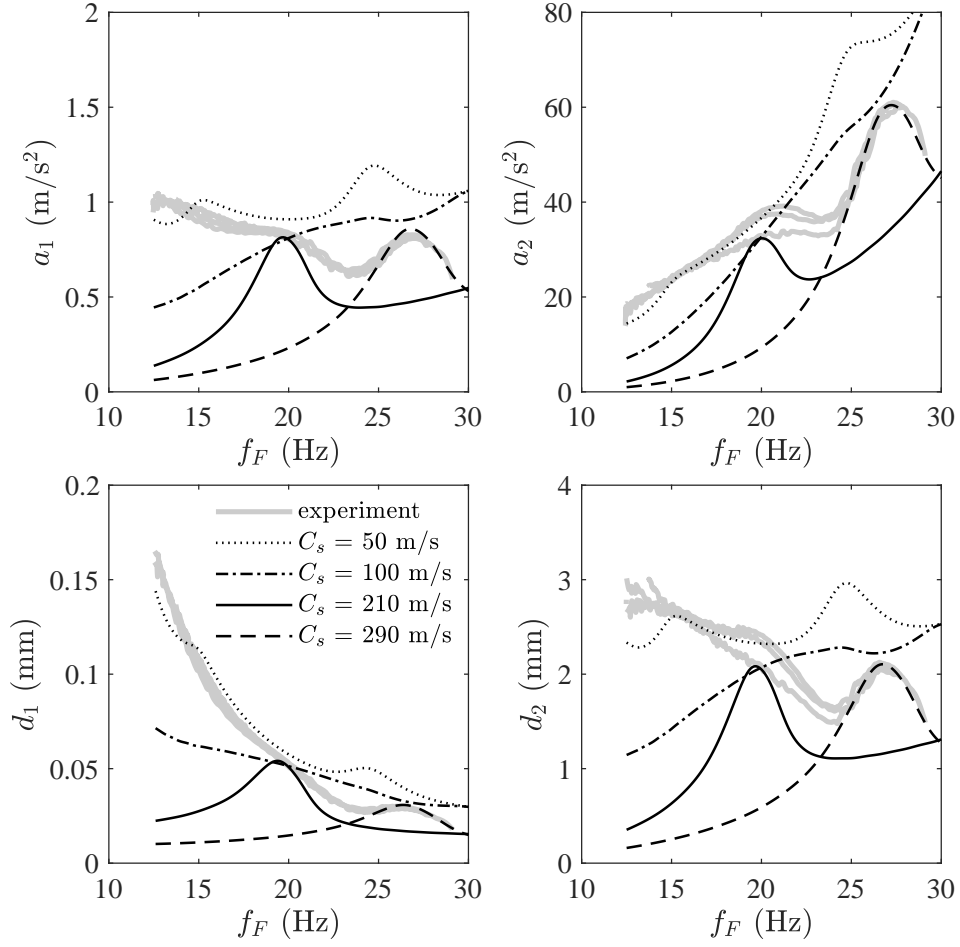


Figure 18: FRF for the HVP compactor, experiments vs. simulations.

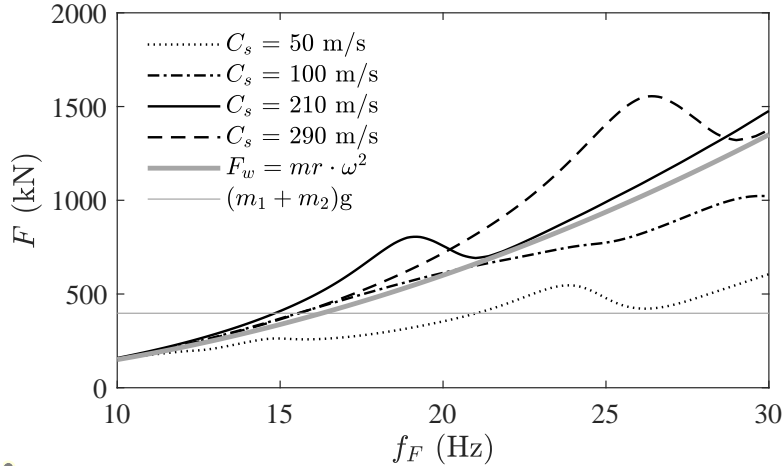


Figure 19: FRF for the HVP compactor, reaction force R_2 at the base.

3.3 Model updating

To assess the identified soil model's ability to capture the system dynamics, the impedance function of the rigid base plate of the HVP is computed for the parameters obtained from the SASW tests in section 2.5 and coupled to the 2DOF model, replacing the constant parameters k_2 and c_2 .

In the following simulations, the impedance is obtained for a square rigid surface foundation using a semi-analytical model based on a boundary integral formulation using Green's functions computed with the transfer matrix method as proposed by Andersen and Clausen [8]. Thereby, also the half-space solution can be obtained without the need for extending the depth of the axi-symmetric model to satisfy the radiation condition, as it is naturally fulfilled due to the use of Green's functions.

It should be noted that during the dynamic measurements on the HVP, it was positioned at another location than where the SASW tests were performed. Ram sounding measurements carried out in the region where the HVP was positioned during the hammer and forced vibration tests indicated a depth to bedrock between 4 – 7 m. The soil model was therefore adjusted such that the difference in depth from the identified soil model was distributed between the three layers as $h_{\text{new},i} = h_i + \Delta h/3$ with $\Delta h = h_{\text{target}} - \sum h_i$. As the tests were carried out the same day as the second set of SASW tests, the soil properties after compaction were considered.

Figure 20 presents the 2DOF response and the computed impedances assuming different soil depths at the position of the HVP. The response of the 2DOF system is compared to the response computed from the identified linear 2DOF model with parameters k_2 and c_2 . The response of the HVP coupled to the linear soil model is significantly lower than the response obtained from the identified model. It is also noted that the resonance frequency of the system is best predicted by a soil model with a total depth slightly larger than 4.0 m.

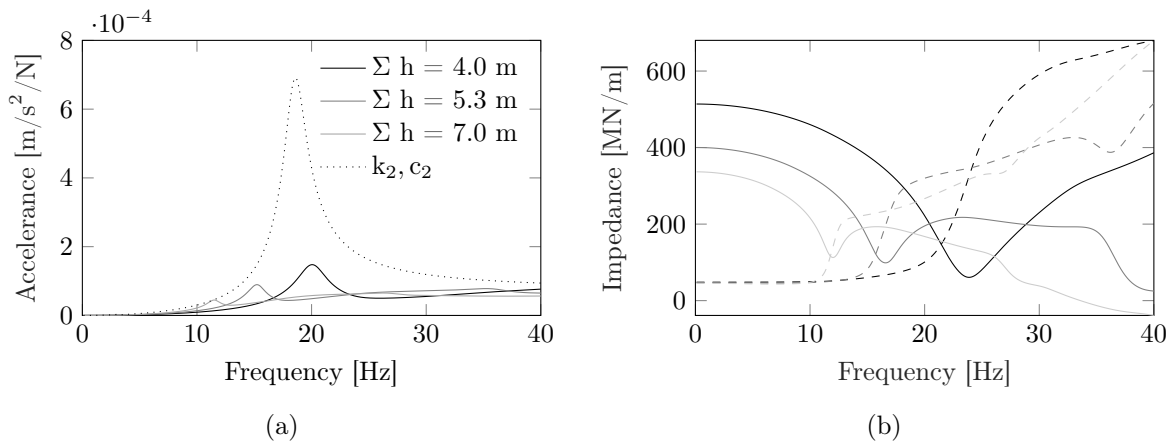


Figure 20: Comparison of soil models with different total depths for the (a) response of the 2DOF system compared to the constant values k_2 and c_2 obtained from model updating and (b) the impedances.

Figure 21 presents a comparison between the measured direct frequency response function at the bottom plate and the predicted frequency response obtained from two different soil models. The first soil profile considers the soil as layered where the total depth of the soil is reduced to 4.3 m according to the above mentioned strategy. The second profile also consists of a 4.3 m deep stratum but of homogeneous soil with $C_s = 180$ m/s, $C_p = 360$ m/s, $\rho = 1600$ kg/m³ and $\beta = 0.03$. Apart from a small underestimation in the frequency range 25 – 40 Hz, the homogeneous soil model accurately reproduce the measured response. It should however be noted that the resonance frequency can be tuned based on the two parameters C_p and h in the soil model and that the amplitude of the resonant peak can also be tuned based on the relation between those two parameters. Nevertheless, the predictions based on the estimated site properties correspond well with the measurements made at the test site and the influence of soil stratification on the system response is highlighted.

To assess the influence of the force amplitude on the system response during the forced vibration tests, the experimental accelerance presented in Figure 21a is used to construct the equivalent forced vibration response assuming that the system is linear and time invariant is

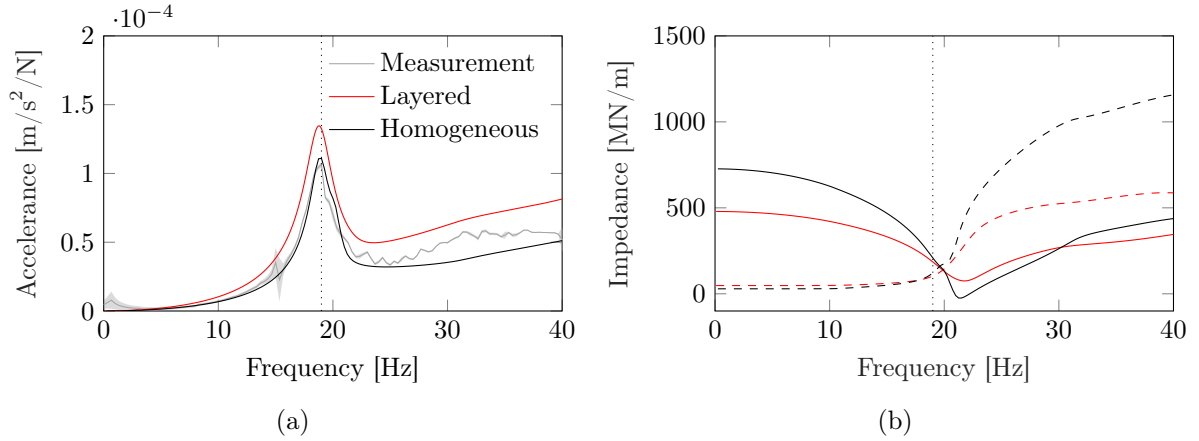


Figure 21: Comparison of the (a) measured response on the actuator housing of the HVP with the 95% confidence interval (gray line and shading) compared to the responses obtained from the 2DOF model using the (b) impedances of a stratified (red) and homogeneous (black) soil model.

obtained as $a(\omega) = A(\omega)m_r\omega^2$. The response obtained from the experimental and numerical accelerances are compared to the average forced vibration response in Figure 22.

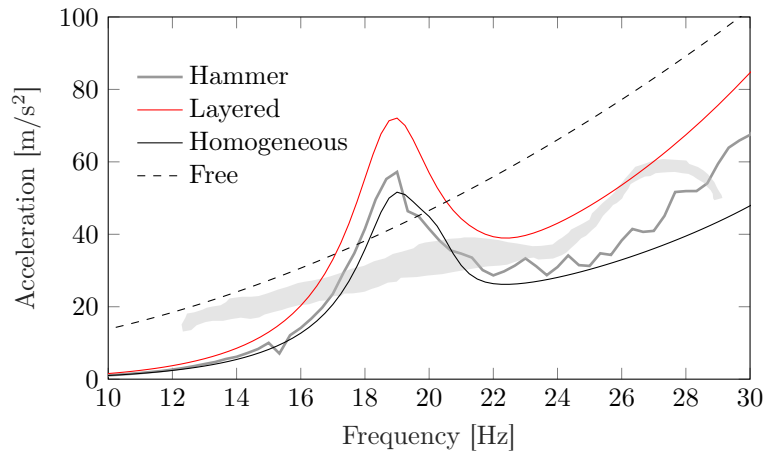


Figure 22: Forced vibration response of the HVP predicted from experimental and model accelerances and a model assuming no contact with the ground. The range of accelerations recorded during the measurements is indicated by the shaded gray region.

The forced vibration response does not show the same peak as for the one obtained from the measured accelerance. However, for frequencies higher than 20 Hz, the response is in the same range and is practically bounded by the responses obtained from the two different soil models considered in the analysis. In the frequency range below 18 Hz, the responses obtained from the accelerances underestimate the forced vibration response. In this frequency range, the response approach the indicated response of the HVP when decoupled from the soil, i.e. $k_2 = 0$ N/m and $c_2 = 0$ Ns/m. This can be either due to a reduction in shear modulus due to large dynamic shear strains in the soil or due to separation between the HVP and the soil which is expected to occur in this frequency range for the HVP system under consideration.

3.4 Design for optimal compaction

As the vibration response of the HVP under operation shows similarities with the response predicted by models based on the assumption of small-strain behaviour, a parametric study is

performed adopting a linear approach for a range of different soil conditions. While the problem is indeed highly non-linear due to the large shear strains in the soil, a linear approach allows a simple and tractable way to bound the problem by considering a range of (equivalent) linear states of the dynamic soil properties. The objectives addressed in this section are (i) to derive a criterion for estimating when the plate and the soil separate under dynamic loading, (ii) to investigate the influence of loading frequency on the force exerted on the soil and (iii) to illustrate the influence of design parameters for different soil conditions. The practical range of parameters considered are:

- length of the square compaction plate $B = 2.5 - 4$ m,
- mass of the compaction plate and the vibrator $m_2 = (1500B^2 + 3750)$ kg,
- frequency band $0 - 40$ Hz,
- eccentric moment $m_r = 30 - 80$ kg·m,
- homogeneous soil properties assuming isotropic linear (visco)elastic soil $C_s = 100, 200, 300$ m/s, $\nu = 1/3$, $\beta_s = \beta_p = 0.03$ and $\rho = 1600$ kg/m³,
- soil depths $h = 4$ and 8 m (one and two times the maximum plate side length) and a half space $h = \infty$.

The range of soil properties cover the expected pre- and post-compaction range and is intended to give an overview of the general behaviour of the system.

3.4.1 Plate-soil equilibrium condition

For optimal compaction of the soil, the frequency of operation is important, as it governs the dynamic response of the compactor-soil system but also the magnitude of the centrifugal force. The performance of a vibratory compactor is governed not only by the system response, but also by the contact conditions between the plate and the subsoil [1]. For optimal compaction partial uplift is a desirable, while bouncing should be avoided. For the design and operation of vibratory compaction systems, it is therefore important to understand how the design of the vibrator affects the plate-soil reaction force in the operational range of frequencies.

Assuming a 2DOF representation of the system and the plate as rigid, as validated by the experiments, an equilibrium criterion can be formulated as

$$m_1\ddot{x}_1(t) + m_2\ddot{x}_2(t) - m_r\omega^2 + g(m_1 + m_2) \geq 0 \quad (19)$$

where g is the gravitational acceleration. Equation (19) states that the dynamic reaction force is limited in the upwards direction to operate around the static equilibrium. Whenever this condition is violated, the plate may separate from the soil. Dividing by the dynamic mass m_2 and re-arranging, Equation (19) can be expressed as

$$\eta\omega^2 - \phi\ddot{x}_1(t) - \ddot{x}_2(t) \leq g(\phi + 1) \quad (20)$$

where $\phi = m_1/m_2$ is the ratio between the passive and the dynamic mass and $\eta = m_r/m_2$ is the equivalent eccentricity. Expressing the system in terms of these ratios is practical since the choice of dynamic exciter and the dimensions of the plate will influence the total weight of the bottom plate and the passive mass is a design variable.

The passive mass is typically designed to be dynamically isolated from the plate in the operational frequency range, resulting in an acceleration $\ddot{x}_1(t)$ of the mass m_1 which is negligible, reducing Equation (20) to

$$\eta\omega^2 - \ddot{x}_2(t) \leq g(\phi + 1) \quad (21)$$

This criterion can be used for assessment of the reaction force and plate-soil separation in the field, required that the positions and frequency of the eccentric masses and the acceleration of the base plate are measured. Measuring the centrifugal force is important, as the load and the displacement is generally not in phase. The phase information can also be used for identifying resonance conditions of the system, where the phase angle between the load and the response is $\pi/2$. Note that by including the measured acceleration, the site specific soil conditions, plate-soil interaction and material non-linearities are implicitly taken into account. However, it should be kept in mind that the acceleration response $\ddot{x}_2(t)$ also depends on the mass of the vibrator-plate system m_2 .

3.4.2 The influence of soil and compactor properties on soil-plate separation

In the design of vibrator equipment or in the choice of machine for application under specific site conditions, it is important to be able to estimate when the machine can separate from the soil in the operational frequency range. This is indeed a difficult task, as the properties of the system are affected by the shear strains in the soil. However, by considering the parameter space for a range of soil conditions, the problem can be bounded in between the small-strain and large-strain equivalent linear soil properties.

Assuming a linear system, not only the force but also the acceleration scales with the eccentric moment m_r . Equation (21) is rewritten as the reaction force normalized by the static stiffness with the acceleration as a function of harmonic loading

$$\frac{\omega^2(\eta + \hat{x}_2)}{g(\phi + 1)} \leq 1 \quad (22)$$

where $-\omega^2\hat{x}_2(\omega)$ is the Fourier transform of the acceleration $\ddot{x}_2(t)$.

Figure 23 presents the normalized reaction force obtained from Equation (22) for the system mounted on a homogeneous half-space with different soil properties. Results are presented for different mass ratios ϕ and sizes of the compaction plate by variation of the side length B . Note that a change in the dimensions of the plate also changes the mass of the vibrator-compaction plate unit. Moreover, as the response scales with m_r , the results presented in Figure 23 for $\eta^* = 1$ mm also scale with η/η^* .

It is seen that for a soil that can be considered as a half-space, the size of the plate has only a minor influence on the reaction force, while the soil properties have a more significant influence. For the stiffer soils, the plate disconnects from the ground for lower frequencies than in the case of a softer soil.

The mass ratio ϕ has a direct influence on the criterion due to the static load in the denominator of Equation (22). As the mass m_1 is dynamically isolated in the frequency range of interest, the response of the system is only weakly affected by ϕ and the results presented in Figure 23 are effectively only influenced by the addition to the static load, i.e. the results approximately scale from a value of ϕ^* to ϕ by a factor $(\phi^* + 1)/(\phi + 1)$.

An alternative representation of Equation (22) can be written in terms of the systems frequency response function with unit eccentric moment $\hat{\hat{x}}_2 = \hat{x}_2/m_r$, which allows rewriting the expression as

$$m_r \leq \frac{g(\phi + 1)}{\omega^2(1/m_2 + \hat{\hat{x}}_2)} \quad (23)$$

Figure 24 presents the maximum eccentric moment m_r^* (i.e. the right hand side of Equation (23)) which ensures that soil-plate separation does not take place at a specific frequency ω .

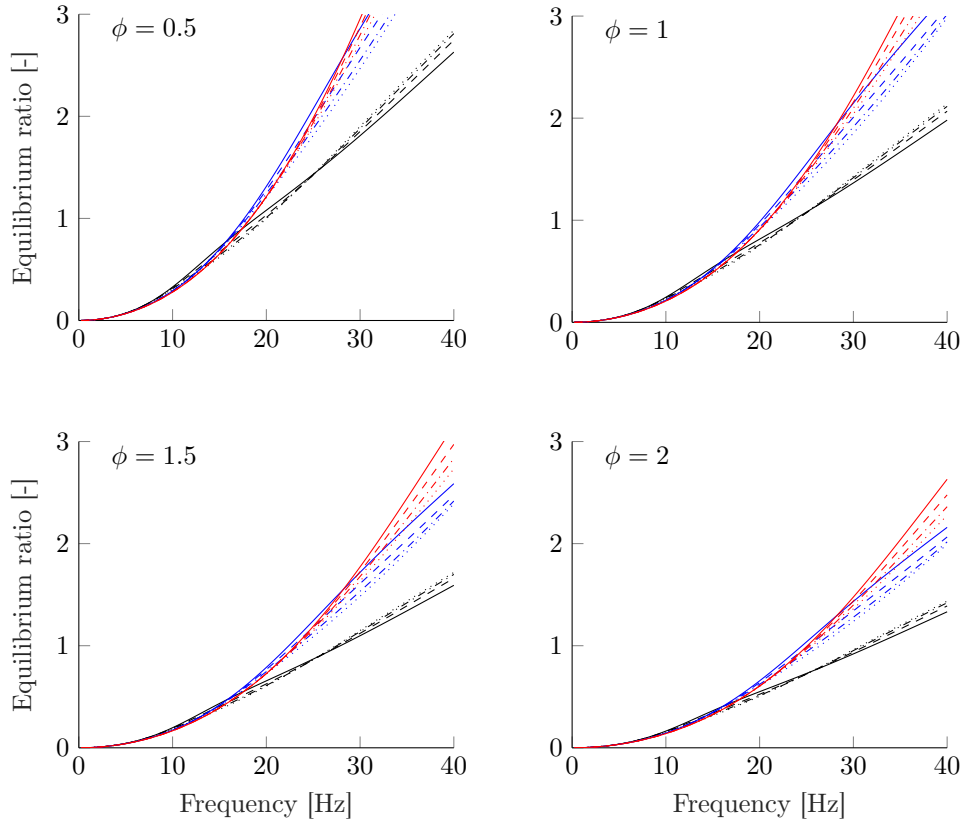


Figure 23: Limit values for plate-soil separation for $\eta = 1$ mm, different mass ratios ϕ , plate dimensions $B = 2.5$ (solid line), 3.0 (based line), 3.5 (dashdotted line), 4.0 (dotted line) and S-wave speeds $C_s = 100$ (black), 200 (blue) and 300 m/s (red).

The three different soil conditions are presented as well as the influence of the dimension of the plate, including the related increase in mass with dimensions of the plate. The requirements on the applied force for plate-soil separation naturally increase with plate dimension due to the increase in mass. The requirement for the cases where $C_s = 200$ and 300 m/s essentially overlap, while the properties of the soil have a more significant influence on the response when $C_s = 100$ m/s. This is because the plate is becoming increasingly dynamically isolated from the soil for higher frequencies post-resonance. When the soil becomes softer the resonance frequency occurs at a lower frequency, also depending on the mass m_2 , causing the foundation to start moving out of phase with the force resulting in a smaller reaction force in the contact with the ground. As for the limit values, the maximum eccentric moment scales with the mass ratio ϕ .

The half-space was considered as an idealization which is expected to hold for soil deposits with significant depth. However, as for the site presented in this report, the depth to bedrock can influence the results.

Figure 25 presents the normalized reaction force for homogeneous soil profiles with layer depths of $h = 8$ m and $h = 4$ m. For $h = 4$ m, significant amplification of the reaction force due to resonance can be seen, while more modest peaks are observed for $h = 8$ m which for values other than at the peaks closely follow the response in Figure 23. These peaks occur close to resonance frequencies for vertically propagating P-waves in the soil at frequencies $f_{pn} = (2n - 1)C_p/4h$ where the real part of the impedance drops and the imaginary part is still small, as seen in Figure 21. While the influence on the reaction force is significant for shallow profiles, it has a limited influence for depths $h > 8$ m for the studied conditions and the results assuming a

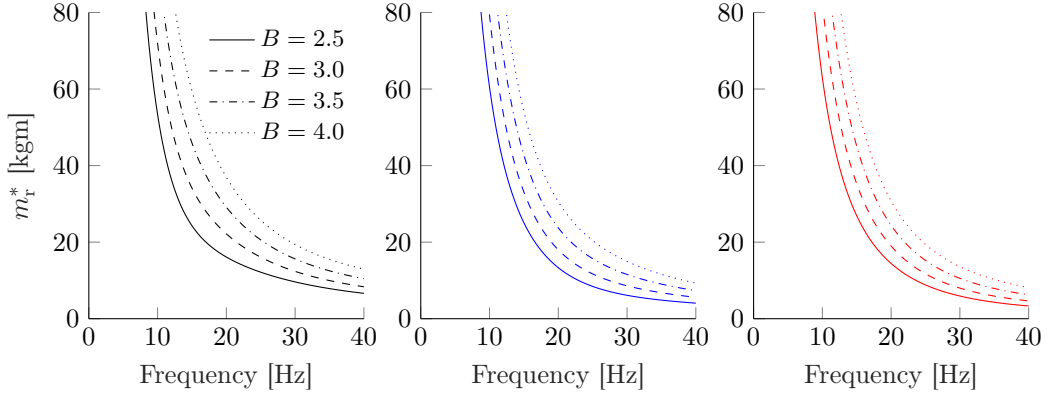


Figure 24: Required eccentric moment to cause plate-soil disconnection for $\phi = 1$, different plate dimensions B and S-wave speeds $C_s = 100$ (black), 200 (blue) and 300 m/s (red).

half-space condition is considered a good approximation.

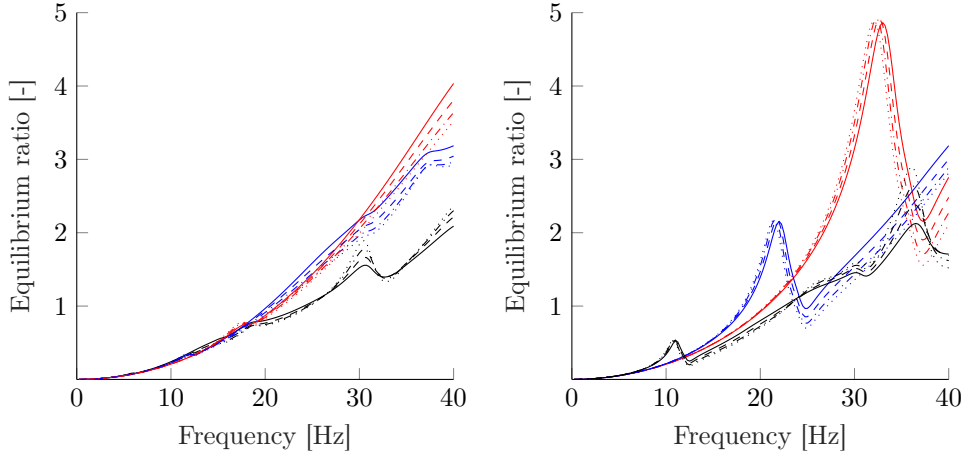


Figure 25: Reaction force normalized by static weight with a mass ratio $\phi = 1$ for a HVP on homogeneous soil profiles with layer depths of $h = 8$ m (left) and $h = 4$ m (right) for plate dimensions $B = 2.5$ (solid line), 3.0 (based line), 3.5 (dashdotted line), 4.0 (dotted line) and S-wave speeds $C_s = 100$ (black), 200 (blue) and 300 m/s (red).

3.4.3 Discussion on HVP design

The presented analysis indicate the influence of different design parameters on the dynamic response of the system and how they relate to the load where the vibrator is expected to separate from the soil.

The results can be considered as indications of how the system behaves under different idealized homogeneous soil conditions which can assist in design choices based on the assumed equivalent steady state linear soil properties for each frequency.

The separation between the vibrator and the soil is considered as beneficial for compaction [1]. This should be confirmed and systematically studied such that HVP systems can operate where the compaction efficiency is optimal. Validating the use of acceleration and force measurements to estimate the reaction force at the soil-plate interface could provide a framework for systematic experimental evaluation of the influence of plate-soil separation. The eccentric moment m_r^* and mass ratio ϕ required for plate-soil separation can be estimated from the graphs presented in this report to be used as a basis for experimental design.

4 Conclusions

From the experimental work presented in this report, the following is concluded.

- Impact hammer tests on the HVP compactor showed that the suspended mass has a natural frequency of 3 Hz with about 3% damping and that the base has a frequency of about 19 Hz with about 6% damping.
- Two forced vibration sweeps were performed, with similar results. The load frequency ranged from 13 – 29 Hz and the base plate acceleration ranged from about 2 – 6 g.
- No increase in the small-strain properties of the soil could be identified from the SASW tests. On the contrary, the inversion of the dispersion curves indicate that the soil properties governing the wave propagation in the soil was slightly reduced after the compaction.

From the proposed models and simulations, the following is concluded.

- A 2DOF-model of the HVP compactor is proposed, with frequency dependent subgrade stiffness. The subgrade stiffness is based on the vertical impedance of a shallow stratum with linear elastic properties and a constant shear wave speed.
- The 2DOF-model does not show a perfect match with the experimental results, but indicate that the subgrade stiffness may change during the load sweep. The reaction force from the model exceeds the gravity load at about 15–20 Hz.
- The response from impact hammer tests are in general agreement with the response during forced vibration tests for frequencies higher than 20 Hz. The acceleration of the base plate is significantly higher in the lower frequency range and approaches the response of a system which is uncoupled with the soil.
- For linear-elastic soil conditions, the soil properties have the most significant influence on the plate-soil reaction force, plate dimensions have only a small influence and the suspended mass contributes only to the static load.
- A simple relation is proposed to estimate the reaction force in the field which require measurements of the dynamic force and the acceleration of the HVP plate.

References

- [1] Carl Wersäll, K. Rainer Massarsch, and Johan Spross. Heavy vibratory plate compaction of silty sand: A field study. *Soils and Foundations*, 62(5):101208, 2022. ISSN 0038-0806. doi: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101208>.
- [2] J.S. Bendat. Statistical errors in measurement of coherence functions and input/output quantities. *Journal of Sound and Vibration*, 59(3):405 – 421, 1978. ISSN 0022-460X. doi: [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(78\)80007-8](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(78)80007-8).
- [3] Thomas Forbriger. Inversion of shallow-seismic wavefields: I. Wavefield transformation. *Geophysical Journal International*, 153(3):719–734, 06 2003. ISSN 0956-540X. doi: 10.1046/j.1365-246X.2003.01929.x.
- [4] L. Neil Frazer and Joseph F. Gettrust. On a generalization of Filon’s method and the computation of the oscillatory integrals of seismology. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 76(2):461–481, 1984. doi: 10.1111/j.1365-246X.1984.tb05056.x.

- [5] Mattias Schevenels, Stijn François, and Geert Degrande. EDT: An ElastoDynamics Toolbox for MATLAB. *Computers & Geosciences*, 35(8):1752 – 1754, 2009. ISSN 0098-3004. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2008.10.012>.
- [6] S A. Badsar, Mattias Schevenels, Wim Haegeman, and Geert Degrande. Determination of the damping ratio in the soil from SASW tests using the half-power bandwidth method. *Geophysical Journal International*, 182:1493–1508, 09 2010. doi: 10.1111/j.1365-246X.2010.04690.x.
- [7] MATLAB Optimization Toolbox. Matlab optimization toolbox, 2019. The MathWorks, Natick, MA, USA.
- [8] L. Andersen and J. Clausen. Impedance of surface footings on layered ground. *Computers & Structures*, 86(1):72–87, 2008. ISSN 0045-7949. doi: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.05.030>.

BILAGA B

TIDSKRIFTSARTIKEL SOILS AND FOUNDATIONS

Technical Paper

Heavy vibratory plate compaction of silty sand: A field study

Carl Wersäll^{a,*}, K. Rainer Massarsch^b, Johan Spross^{a,c}

^a Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, 100 44 Stockholm, Sweden

^b Geo Risk & Vibration Scandinavia AB, Sweden

^c Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Sweden

Received 14 February 2022; received in revised form 29 June 2022; accepted 12 August 2022

Abstract

Heavy vibratory plate compaction is an efficient technique for improvement of granular soils. However, its practical application is limited by insufficient knowledge about the compaction process and the optimum procedure of execution. In this study, compaction tests were conducted in the field with a 40.5-ton heavy vibratory plate compactor. The site consisted of partially saturated, overconsolidated medium-dense silty sand and sandy silt. Such conditions can generally be characterized as difficult for vibratory compaction. The objective of the tests was to study the compaction depth and the influence of treatment layout, duration of compaction, and vibration frequency. In-situ measurements conducted before, during and after treatment included static cone penetration tests, flat dilatometer, and heavy dynamic probing. The in-situ tests showed a statistically significant compaction after treatment. The main conclusions highlight the importance of a sufficient centrifugal force of the vibratory hammer to cause disconnection between the plate and the soil. Other important parameters are the vibration frequency and the duration of treatment, which can be optimized by field monitoring. Full coverage of the ground surface is required for compaction of the entire soil volume. It was also found that the compaction depth corresponds to the side length of the plate, in line with previous studies.

© 2022 Production and hosting by Elsevier B.V. on behalf of The Japanese Geotechnical Society. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

Keywords: Compaction; Vibratory plate; Resonance; CPT; DMT; DPSH-A

1. Introduction

Surface compaction of granular soils is mainly conducted using vibratory rollers. Rollers are practical for use over large areas, but the small contact area between the cylindrical drum and the soil limits the possible depth of soil densification (compaction depth). Determination of the depth of influence achieved by surface treatment methods, such as vibratory rollers, is an important design consideration but is not clearly defined in the geotechnical literature. An improvement ratio can be determined by dif-

ferent types of in situ tests, as described by Massarsch and Wersäll (2020), but definition of the compaction depth remains subjective, as discussed by Scott et al. (2021). For vibratory roller compaction, one should not expect a significant compaction effect below 0.5–1.0 m depth for medium to large size rollers (Wersäll et al., 2020). Vibratory rollers are thus applicable mainly for man-made fills, such as embankments, which can be treated in layers. Hand-held (including remotely operated) plate compactors are even more limited in compaction depth, often not exceeding 0.15 m (Anjaneyappa et al., 2014), due to their small contact area and small mass (typically 100–700 kg).

A technique that has not been applied extensively in the past is compaction by a large vibratory plate, herein called a heavy vibratory plate (HVP) compactor to distinguish it from lightweight equipment. The HVP compactor consists

Peer review under responsibility of The Japanese Geotechnical Society.

* Corresponding author.

E-mail addresses: cwersall@kth.se (C. Wersäll), rainer.massarsch@georisk.se (K.R. Massarsch), johan.spross@byv.kth.se (J. Spross).

<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101208>

0038-0806/© 2022 Production and hosting by Elsevier B.V. on behalf of The Japanese Geotechnical Society.

This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

of a large steel plate with a side length of several meters to which a vibratory hammer is connected. Often, but not always, a heavy suspended mass supported by elastic spring-like elements (e.g., elastomers) is mounted on top of the HVP compactor (Massarsch and Wersäll, 2020). HVP compactors are similar in function to hand-held equipment but with a significantly larger mass, typically 5–75 tons. There is no upper limit to the size of the equipment except where there are practical considerations related to equipment handling, crane capacity, and transport capability. Operational stability and a static downward force are obtained by the suspended mass mounted on top of the compactor. The advantage of HVP compactors, compared to vibratory rollers, is an increased depth effect of several meters, resulting from the larger contact area. Compared to deep soil compaction methods (such as vibroflotation or vibratory rod compaction), the depth effect is shallow but deep compaction is generally less effective close to the ground surface due to the reduced confining stress. HVP compactors can thus fill the gap between surface compaction by vibratory rollers and deep soil compaction methods. The main limitations of practical HVP application are related to lack of well-documented case histories and the absence of guidelines regarding aspects such as equipment design and selection of compaction parameters (vibration frequency, duration of compaction, and treatment pattern), as well as operational considerations such as moving and handling of the equipment.

Past experience of HVP compactors is mainly based on empirical observation from construction projects, where they are often used for underwater compaction where alternative methods (dynamic compaction or static preloading) were considered unsuitable. The crane-mounted plate compactor has the advantage of being able to effectively work under water, as compared to other surface compaction methods, which has been a motivation for its development. Although previous studies are sparse, they indicate that the technique can also be an efficient alternative on land. Detailed technical information from HVP projects is generally not available in the public domain or scientific literature. There are, however, a few published case studies which have been summarized by Massarsch and Wersäll (2020). The first known application of vibratory plate compaction was in the United States in the 1950s, where sand was compacted using vibratory plates weighing 10–50 kN and executed at various vibration frequencies (Converse, 1952, 1953; Bernhard 1952). In connection with the construction of the Oosterschelde storm surge barrier in the Netherlands, an ambitious testing scheme was implemented for underwater compaction of sand and gravel using the HVP technique with a 3.5 m × 4.6 m vibrating plate, weighing 75 tons and operated by two vibratory hammers with a total eccentric moment of 100 kg-m, which generated a centrifugal force of 2500 kN at 25 Hz (Nelissen et al., 1983). A 4 m-thick soil layer consisting of sand could be compacted to a cone resistance of $q_c = 25$ MPa in 3 min. A conclusion of significant importance was that

the dynamic force generated by the compactor should be sufficient to disconnect the plate from the ground surface, while avoiding a too-high uplift force as to cause bouncing of the vibrating system. Bouncing, or double-jumping, is a well-known phenomenon in roller compaction whereby the time period during which the drum loses contact with the ground is longer than one oscillation cycle. Similarly, the optimum state for roller compaction is when the drum disconnects from the soil (also called partial uplift) while bouncing is to be avoided (Adam, 1996). Experience from Japan suggests that disconnection is important also for low-frequency HVP compactors (Nozu et al., 2015). It should be noted that the dynamic force is affected by the dynamic characteristics of the coupled compactor-soil system and is not equal to the centrifugal force of the vibratory hammer.

In Rostock, Germany, a 2.5 m by 3.0 m, 7-ton vibrating plate was used to treat a hydraulic sand fill, which could be compacted to a depth of 3 m, achieving a cone resistance of up to 20 MPa (Massarsch and Broms, 1983). In Värnamo, Sweden, a similar HVP system was used to compact silty sand, resulting in a cone resistance between 10 and 20 MPa to a depth of 3.5 m (Jendeby, 1992). Nørskov Madsen (1992) reported on HVP compaction of loose sand at Kastrup Airport in Denmark using a 13-ton compactor plate with base measurements of 2 m × 3 m and a maximum centrifugal force of 1250 kN at 26 Hz. After 5 min of compaction, a cone resistance of between 15 MPa and 25 MPa was achieved to a depth of approximately 3 m. Massarsch and Wersäll (2020) have presented a more detailed summary of published literature related to HVP compaction.

An important parameter for compaction is the vibration frequency, which determines the centrifugal force and the interaction between the compactor and the soil. The optimum compaction frequency depends on the dynamic characteristics of the vibrating system, including both the compactor and the dynamic response of the underlying ground. Two aspects govern the performance of a HVP compactor: system resonance (dynamic response of the vibrating system) and the contact conditions between the plate and the subsoil (continuous contact, disconnection or bouncing). Wersäll et al. (2015) conducted small-scale compaction tests of sand with a vertically-vibrating plate, showing that there is maximum compaction effect near the coupled compactor-soil resonant frequency. While the compaction effect decreases at frequencies slightly above resonance, it increases drastically at higher frequencies. The latter is not true for vibratory rollers, where bouncing occurs at high frequencies and resonance is then the optimum state (Wersäll et al., 2017, 2018). Keeping in mind that partial uplift is beneficial, the optimum compaction frequency of a HVP system might thus be either at resonance or at a higher frequency, depending on the centrifugal force and the dynamic characteristics of the system. The frequency and thus the dynamic force should, however, be sufficiently low to avoid bouncing of the system.

This paper presents results from field tests in which medium-dense silty sand and sandy silt was treated with a HVP compactor. The primary objectives of the study were to study the applicability of HVP compaction on silty sand and to determine an efficient compaction procedure in terms of treatment layout, duration of compaction, and vibration frequency. While past experience are mainly related to underwater compaction and previous studies have shown the effectiveness in coarse-grained (easily compacted) soils, this study investigates the applicability of on-land compaction of silty sand, where the geotechnical conditions are classified as difficult for vibratory compaction. Development of HVP compaction would provide a significant contribution since few other methods are suitable to compact soil to a few meters depth from the ground surface. Such development requires compaction tests under various conditions.

2. Methodology and site conditions

The field tests were conducted in a quarry on the island of Ekerö, west of Stockholm, Sweden. [Dahlberg \(1975\)](#) conducted extensive in-situ and laboratory tests to characterize the geotechnical conditions within the quarry. The test site is part of an esker, which has been excavated approximately 16 m, resulting in a heavily overconsolidated soil deposit, consisting primarily of medium-dense sand and silt overlying bedrock. The HVP compactor available for the tests had previously been used in an underwater compaction project, i.e., it was not specifically designed for this study. The available equipment and the geotechnical conditions at the site thus governed the planning and execution of the tests. The test site and HVP equipment are shown in [Fig. 1](#).

Three types of in-situ tests were carried out before, during and after compaction: heavy dynamic probing (DPSH-A), static cone penetration tests (CPT) and flat dilatometer tests (DMT). Settlements were measured by laser levelling. DPSH-A is commonly used in Sweden to quantify compaction in sandy and gravelly soils, but the quality of geotechnical information is limited. The penetration resistance is determined from the number of blows required to drive the sounding rod 0.2 m into the soil by a hammer with 63.5 kg mass (N_{20}). CPTs are more sensitive to variations in soil properties than dynamic penetration tests, providing the cone resistance, q_c , and the sleeve friction, f_s . The ratio f_s/q_c is defined as friction ratio, F_r . From the results of a CPT, the soil behavior type index, I_c , can be calculated according to Eq. (1) ([Robertson and Wride, 1998](#)).

$$I_c = \left(\left(3.47 + \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)^2 + \left(\log_{10} \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \right) + 1.22 \right)^2 \right)^{0.5} \quad (1)$$

where σ_{v0} and σ'_{v0} are the total and effective overburden pressures, respectively. In this study, the overburden pressure was estimated by using the average unit weight obtained from DMT measurements, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, and by using the depth from the original (uncompacted) ground surface, compensating for compaction-induced densification.

DMT is a useful device for compaction control as it can determine soil stiffness and horizontal stress changes, which can occur as a result of compaction ([Marchetti, 1980](#); [Van Impe et al., 2015](#); [Massarsch et al., 2020](#)). Two parameters are measured by a DMT: P_0 , which is the pressure required



Fig. 1. Test site with compactor (left), power pack (right) and lifting crane.

to balance the horizontal stress before displacement of a membrane, and P_1 , which is the pressure required to displace the membrane horizontally 1.1 mm. From P_0 and P_1 , several parameters are derived, such as material index, I_D , describing the type of soil, horizontal stress index, K_D , reflecting the variation in horizontal stress, and the vertical constrained modulus, M (Marchetti, 1980; Marchetti et al., 2008).

The main objectives of the compaction tests were to quantify the possible compaction effect in silty sand and to determine an efficient compaction procedure with the aim to provide a basis for development of practically-applicable compaction guidelines. The following sub-goals were assigned to meet the objectives:

1. to investigate the optimum compaction frequency;
2. to measure the amount of settlement following treatment;
3. to study the significance of compaction duration;
4. to determine the depth of influence in relation to the plate size;
5. to measure the increase in soil strength and stiffness by different in-situ tests (DPSH-A, CPT and DMT); and
6. to evaluate the possible change in horizontal stresses following treatment.

2.1. Geotechnical conditions

The material composition of the soil deposit was established from disturbed auger samples, which are summarized in Table 1. Down to 5.5 m depth, the soil deposit consisted predominantly of sand, silty sand, and silt, followed by bedrock. However, layers of gravel and occasional stones were encountered. The layering and soil composition are typical for post-glacial deposits such as eskers. Grain size distribution curves, which are presented in Fig. 2, were determined from the disturbed samples (sieve analyses and sedimentation analyses for samples with fines content above 10%). The silt content was typically below 30% but samples with >60% fines (silt and clay) were encountered. The ground water table was located at or below the soil-rock interface at a depth exceeding 4–6 m. However, in the case of intense rainfall, layers of silt and clay can create local ground water horizons.

DPSH-A was conducted in 25 locations before compaction, primarily to identify where to perform the vibratory plate compaction tests within the available trial area, from which five suitable test locations were identified. Out of the 25 soundings, seven were conducted within or in close proximity to the test locations. The average penetration resistances over a depth interval of 1 m in the five test areas (A1–A4, B) are summarized in Table 2 and were around $N_{20} = 12$ but varied in certain locations. According to Swedish practice, a soil with a penetration resistance ranging between N_{20} : 7–15 is classified as medium-dense.

CPTs were carried out in 11 locations before the start of the compaction trials. The tests were performed to a depth of 3–6 m, until refusal was encountered. The results are shown in Fig. 3. The cone resistance was typically around 10 MPa, except for a dense surface layer with q_c reaching values of 15 MPa. These high values can be explained by the heavy trucks operating within the quarry. A similar picture is obtained from f_s , which increased from around 50 kPa to around 150 kPa, except for the dense surface layer. Below about 3 m depth, q_c and f_s varied markedly between test locations. Also F_r increased with depth from about 0.5 to almost 2.0. The soil behavior type index indicates clean sand at shallow depths with a fines content increasing with depth to silty sand and sandy silt. The general trend is in line with the results from auger sampling, although a slightly lower fines content is indicated by the CPTs. This discrepancy is attributed to the uncertainties involved in calculation and interpretation of I_c . The soil deposit down to about 5 m depth can be classified as medium-dense to dense, similar to the interpretation of the DPSH-A.

The results of three DMTs prior to soil treatment are shown in Fig. 4. The range of P_0 and P_1 indicate that the soil deposit is heterogeneous, similar to the scatter of results from the CPT investigations. The soil type ranged from sandy silt to silty sand according to I_D , which is in reasonable agreement with CPTs and auger samplings. The relatively high values of K_D (>50) in the surface layer confirm the results of the high values of q_c and f_s .

The three types of in-situ tests performed prior to compaction confirm the extensive field and laboratory investigations from the same site reported by Dahlberg (1975). The soil deposit down to about 5 m is composed primarily of medium-dense silty sand, with fines content increasing

Table 1
Soil classification from helical auger sampling.

Sample location 1		Sample location 2		Sample location 3	
Depth (m)	Soil	Depth (m)	Soil	Depth (m)	Soil
0.0–2.3	SAND	0.0–0.9	SAND	0.0–1.6	SAND
2.3–2.7	sandy SILT	0.9–2.4	slightly silty SAND	1.6–2.6	slightly silty SAND
2.7–4.0	silty FINE SAND	2.4–2.7	sandy SILT	2.6–3.8	sandy SILT
	BEDROCK	2.7–4.5	silty SAND	3.8–4.9	silty SAND
		4.5–4.9	silty SAND	4.9–5.5	gravelly silty SAND
			BEDROCK		BEDROCK

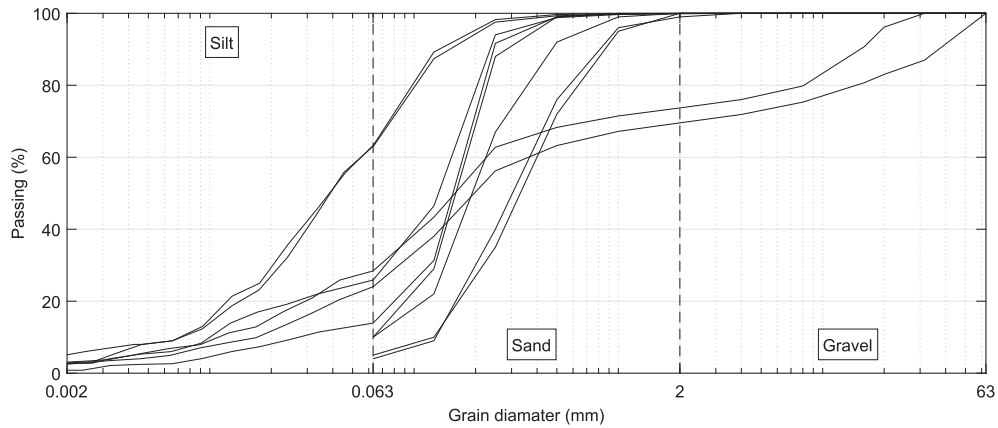


Fig. 2. Grain size distribution from sieve and sedimentation analyses.

Table 2
Average penetration resistance, N_{20} , in the five test areas prior to compaction trials.

Test:	A1	A2-1	A2-2	A3-1	A3-2	A4	B	Average
Depth (m)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)	N_{20} (-)
0-1	11	10	13	12	9	13	15	12
1-2	12	11	11	12	11	11	12	11
2-3	13	13	13	14	12	13	14	13
3-4	12	22	13	11	-	9	16	14
4-5	-	-	-	8	-	9	17	11

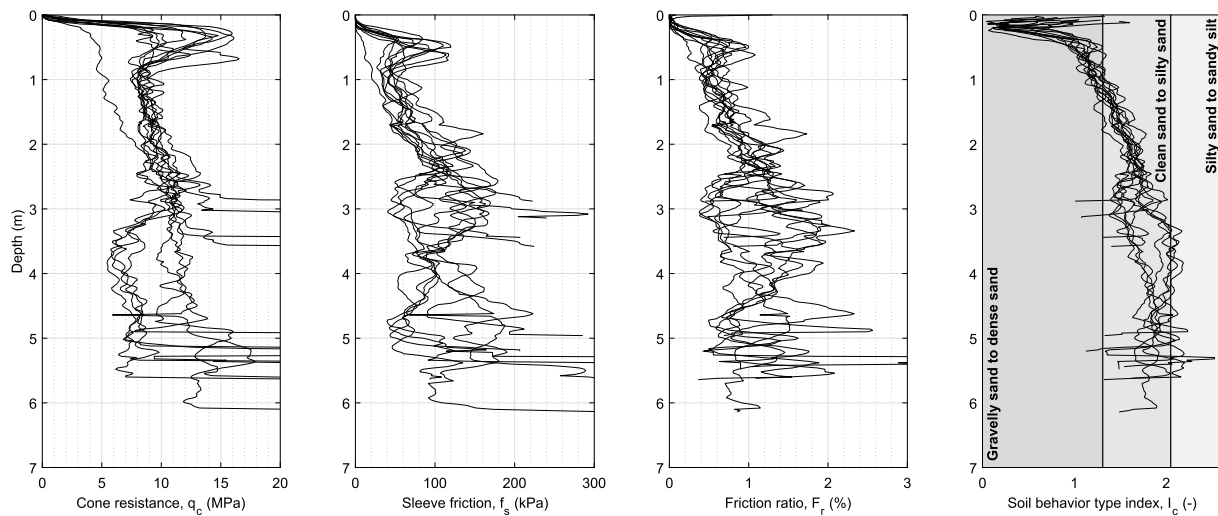


Fig. 3. Results of 11 CPTs before compaction.

with depth. As the ground water level was located below the soil deposit, the soil was partially saturated. Thus, the soil can be characterized as difficult for vibratory compaction (Massarsch and Fellenius, 2002). Fig. 5 summarizes the interpreted soil profiles from the three auger samplings, from I_c (CPT) before compaction and from I_D (DMT) before compaction. Since I_c and I_D provided quite similar values at the different locations, interpretations based on average values are presented. However, the results from laboratory evaluation of auger samples can be considered more reliable than the interpretation from CPT and DMT.

2.2. Compaction equipment

The HVP compaction equipment, shown in Fig. 6, consisted of three elements: (1) the vertically oscillating vibratory hammer, (2) the compaction plate and (3) the suspended mass. The vibratory hammer (red) was rigidly attached to the top of the steel plate (green). The suspended mass (white) was supported by elastomers, resting on the compaction plate. The purpose of the suspended mass was to create a static downward pushing force while providing dynamic stability during compaction. Since the equipment had been used for underwater compaction, the

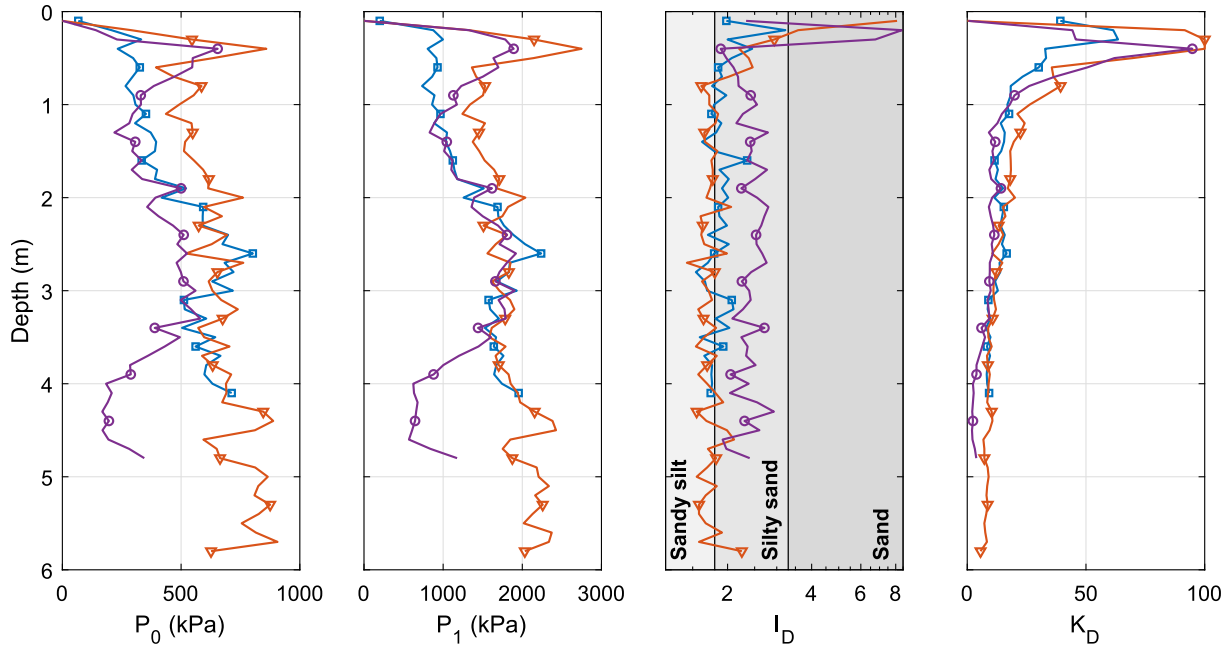


Fig. 4. Results of DMT investigations in three locations prior to soil treatment.

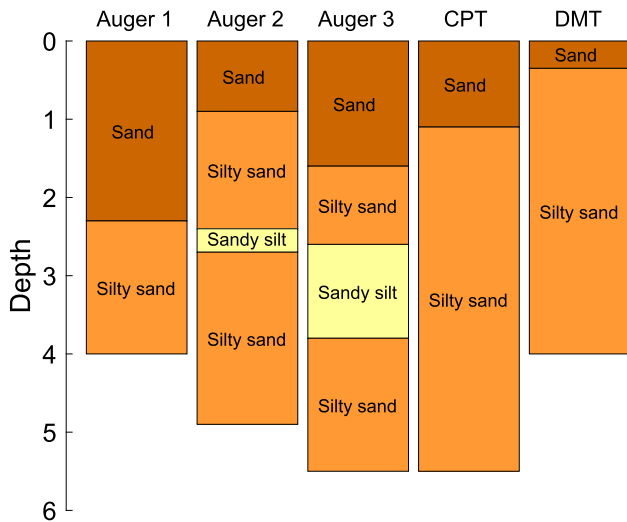


Fig. 5. Interpreted soil profiles from helical auger sampling, CPT and DMT.

base plate was perforated by holes (about 5% of the surface area), reducing the dynamic weight. The elastomers acted as dampers, assuring smooth operation of the HVP system during compaction. The properties of the compactor elements are summarized in Table 3. The vibrator was powered by a power pack (hydraulic pump). The vibration frequency could be varied by adjusting the oil flow from the power pack. The plate was transported between compaction locations using a mobile crane. To obtain a sufficient lift radius, a heavy (450-ton) crane was used. The compactor was equipped with a monitoring and process control system (MPCS) to measure several operating

parameters such as acceleration on the compactor and hydraulic pressure in real time.

It should be noted that the mass of the compaction plate including the elastomers reduces the displacement amplitude of the compactor system. The displacement amplitude, which also depends on soil stiffness, was 8–9 mm at maximum frequency. Furthermore, the centrifugal force is not equal to the reaction force in the plate-soil interface, which depends on dynamic characteristics of the system. The resulting dynamic force of the vibrator-plate system can be estimated by introducing a simplified force transfer ratio, t_r , according to Eq. (2) (Massarsch et al., 2021).

$$t_r = \frac{m_v}{m_v + m_e + m_{pl}} \quad (2)$$

where m_v is the dynamic mass of the vibrator (2500 kg), m_e is the mass of the elastomers (500 kg) and m_{pl} is the mass of the compaction plate (10,500 kg). Inserting this information, the force transfer ratio $t_r = 0.19$ is obtained. Thus, the resulting maximum force exerted by the coupled vibrator-plate system during operation of the compactor will be only about 230 kN, compared to the maximum centrifugal force of the vibratory hammer (1200 kN). The total weight of the equipment was around 400 kN, which is higher than the maximum dynamic force generated by the system. To ensure decoupling of the compaction plate from the ground, a higher centrifugal force would have been required. It should be noted that the above estimation of dynamic forces does not include the dynamic plate-soil interaction, which is affected by several factors, such as soil stiffness, damping, and stiffness reduction during cyclic loading (Wersäll et al., 2015).



Fig. 6. The HVP compactor (background) and settlement imprint resulting from compaction (foreground).

Table 3
Compactor properties.

Plate-soil contact area	2.6 m × 2.6 m
Dynamic mass	13,500 kg
Suspended mass	27,000 kg
Total mass	40,500 kg
Vibratory hammer	PVE 38M
No. of oscillators	4
Total eccentric moment	38 kgm
Max. frequency	28 Hz
Max. centrifugal force	1200 kN
Max. displacement amplitude (free-hanging vibratory hammer)	22 mm
Max. oil pressure	35 MPa
No. of elastomers	16
Combined elastomer stiffness	4.5 MN/m
Total mass of elastomers	500 kg

2.3. Test layout

The test series were designed to investigate the influence of treatment layout, compaction time (duration) and compaction frequency. Five test series were conducted, denoted A1–A4 and B. A single placement of the compactor is henceforth denoted “compaction point”, referring to an area of 2.6 m × 2.6 m. The size of each test area was determined based on the soil conditions and the lifting radius of the crane, while allowing for multiple soundings in compaction points fully encircled by other compaction points. Three different layouts were used: “standard layout” (Fig. 7i) with full coverage of the ground surface and the width of the compaction points equaling the side length of the plate; “overlapping layout” (Fig. 7ii) which was applied in the latter passes of some standard layout test series (A1, A3, A4); and “chess-board layout” (Fig. 7iii) which was used in one test series (B) to study the compaction effect without full surface coverage. Each square represents one placement of the compactor, and the numbers indicate the order of compaction. The compaction sequence was chosen to control and minimize lateral soil displacement. One instance of compaction in every point within the test series is herein denoted “pass” in analogy to roller compaction; i.e., standard, overlapping and chess-board layouts imply 12, 6 and 7 instances of compaction per pass, respectively. “Compaction time” refers to the duration of compaction in each compaction point. The tests are summarized in Table 4. The compaction frequency was set either at the maximum frequency of the vibratory hammer, $f_{max} = 28.3$ Hz, or to the resonant frequency of the coupled system, f_r . Resonance was determined by adjusting the frequency (oil flow) until the maximum displacement amplitude of the vibrating mass was obtained. The displacement was obtained by double integration of the acceleration measured by the MPCS. The locations of compaction test areas and in-situ tests are shown in Fig. 8.

2.4. Statistical evaluation of CPT tests

To analyze the effect of the treatment, paired t tests were performed on the CPT data obtained before and after each pass, evaluating whether there was a statistically significant difference in q_c in the compacted soil volume. The depth was adjusted to correspond to the original uncompacted

Table 4
Summary of test series.

Test A1			
Pass	Layout	Duration	Frequency
1	Standard	3 min	Max.
2	Standard	3 min	Max.
3	Overlap	12 min	Resonance

Test A2			
Pass	Layout	Duration	Frequency
1	Standard	3 min	Resonance
2	Standard	3 min	Resonance
3	Standard	6 min	Max.

Test A3			
Pass	Layout	Duration	Frequency
1	Standard	1 min	Max.
2	Standard	2 min	Max.
3	Standard	4 min	Max.
4	Overlap	8 min	Max.

Test A4			
Pass	Layout	Duration	Frequency
1	Standard	2 min	Max.
2	Standard	4 min	Max.
3	Overlap	8 min	Max.
4	Overlap	16 min	Max.

Test B			
Pass	Layout	Duration	Frequency
1	Chess-board	3 min	Max.
2	Chess-board	3 min	Max.

ground level so that pairs were compared at the same elevation. To prepare two matching sets of data for each t test, it was recognized that the soil volume expected to be compacted was located between the depths 1 m and 3 m from the original ground level. Within this volume, matching pairs of before-and-after values of q_c were taken using 20 cm in vertical separation between the pairs, which was judged to eliminate sufficiently the effect of autocorrelation on the result. Each data point in the pairs was obtained as the q_c value averaged over 10 cm soil along the depth, to reduce the effect of small-scale soil heterogeneity. For those passes after which more than one CPT test were conducted

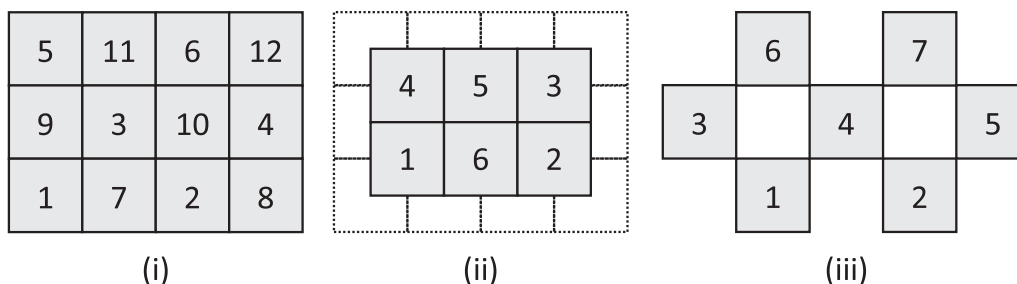


Fig. 7. Layout of compaction points: (i) standard layout, (ii) overlapping layout and (iii) chess-board layout.

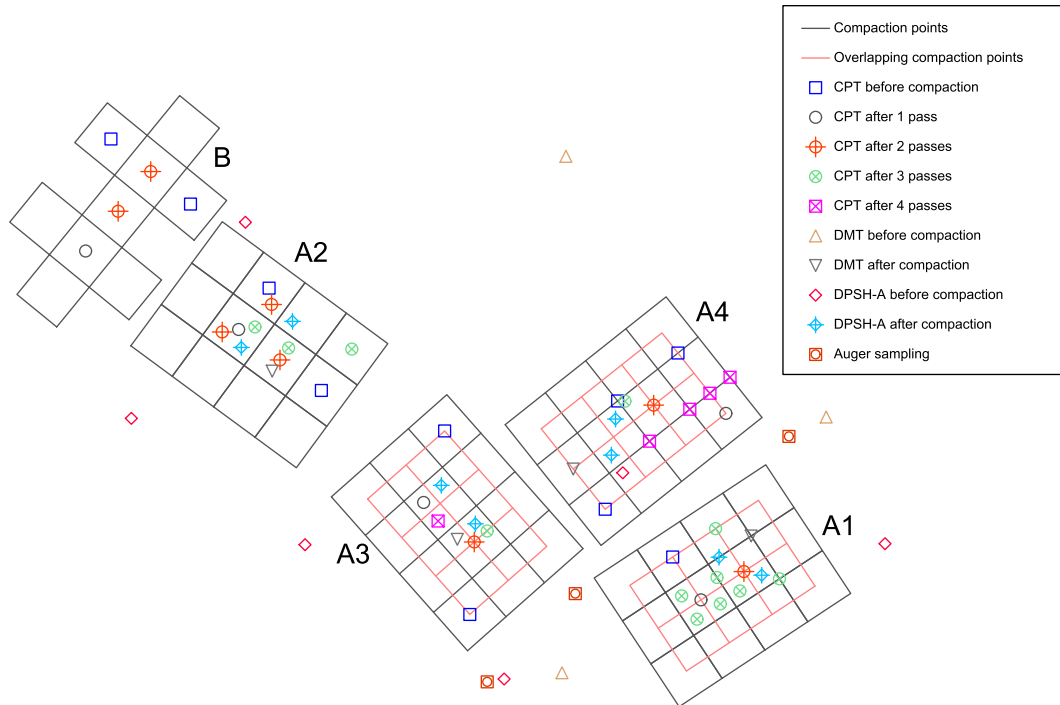


Fig. 8. Plan view of compaction tests and in-situ tests. The width of each compaction point is 2.6 m.

(see Fig. 8), the data point at each depth was averaged also over the different CPTs. This provided a sample size of 11 pairs for each t test.

The null hypothesis was that the average difference between the pairs is $\mu_D = 0$ (no effect) and the alternative hypothesis was that $\mu_D > 0$, corresponding to q_c having increased due to treatment. The level of significance was set to 0.05.

3. Results

The results from penetration tests (CPT, DMT, DPSH-A) and laser levelling are presented below. Some CPTs and DMTs were averaged, meaning that the presented values at a particular depth are the arithmetic averages of values at the same depth from adjacent soundings. The depth axes for the presented CPT results refer to the depth from the untreated original ground level. Thus, the results were adjusted for compaction-induced surface settlements.

3.1. CPT-based results

This section first describes in detail the observations at each Test (B and A1–A4), followed by the result of the statistical t tests. Finally, the CPT-based results are compared to compaction-induced settlements.

Test B was conducted in a chess-board layout (covering the test area by 50%) with two passes of 3 min compaction at each point at f_{max} . Fig. 9 shows CPT results before treatment (average of two CPTs), between compaction points (intermediate point) after one and two passes, together with CPT results in the center of a compaction point after

two passes. No increase in q_c or f_s can be observed in the intermediate points, while a slight increase in penetration resistance is visible in the center point of compaction treatment.

Tests A1–A4 were performed with full area coverage but with different compaction durations and vibration frequencies. In Tests A1, A3 and A4, the final pass or passes were conducted in an overlapping layout. Test A1 was conducted in three passes with durations of 3 min, 3 min and 12 min, respectively. The first two passes utilized a standard layout and the frequency f_{max} , while an overlapping layout and f_r was used in the third pass. Fig. 10 shows q_c , f_s , F_r and I_c before compaction (one CPT), after one pass (one CPT), after two passes (one CPT) and after three passes (average of five CPTs). Before compaction, a stiff surface layer ($q_c > 12$ MPa) was present due to previous traffic loading, with a lower resistance in the underlying soil of approximately $q_c : 7$ –12 MPa. After one pass, the influence of the surface layer was still evident but below that, q_c increased to between 11 MPa and 14 MPa down to a depth of 2.5 m. After the second pass, the surface layer was loosened and q_c reached values between 12.5 MPa and 14.5 MPa. The third pass increased q_c with the average values ranging between 12.5 MPa and 15.5 MPa. The surface layer is also visible in f_s . In contrast to q_c , a slightly higher f_s can be observed at the surface also after two and three passes. Below the surface layer, no apparent increase in f_s can be seen. The friction ratio and soil behavior type index remained essentially unchanged after soil treatment.

Test A2 was conducted in three passes with a standard layout and durations of 3 min, 3 min and 6 min, respectively. The first two passes were compacted at f_r and the

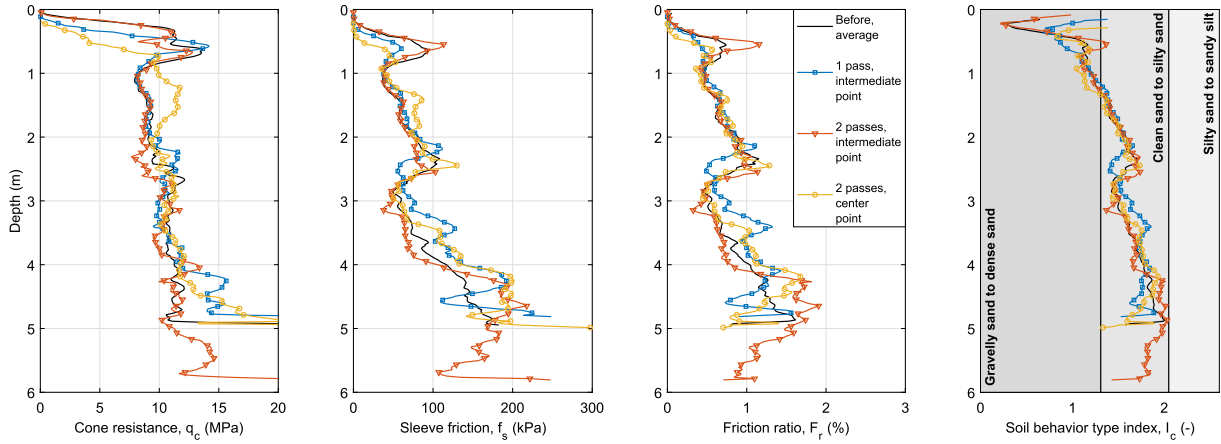


Fig. 9. CPTs in Test B before and after treatment (intermediate point and below compaction point).

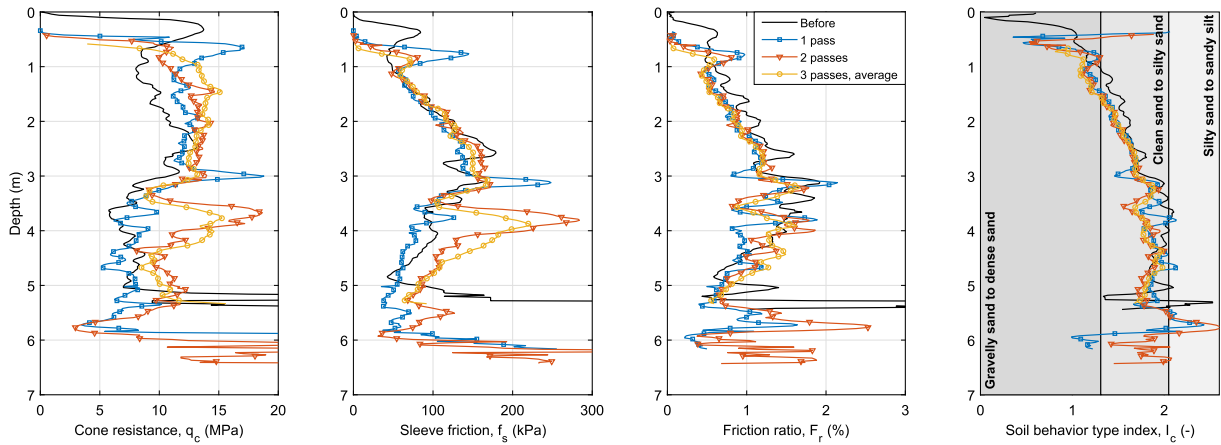


Fig. 10. CPTs in Test A1 before and after treatment.

third pass at f_{max} . Results from CPT are presented in Fig. 11. Before compaction, the average of two CPTs is shown, with q_c ranging between 8 MPa and 10 MPa. One CPT was conducted after one pass, three CPTs after two passes, and two CPTs after three passes. The presented results are averaged. The compaction depth was approxi-

mately 2.3 m. The stiff surface layer was loosened after two passes. In the first two passes, compacted at f_r , very little to no increase in q_c occurred. The same applies to f_s , although slightly higher values are seen after one pass in the depth range 0.5–1.0 m. This increase may, however, reflect natural variations in soil conditions in the esker, as

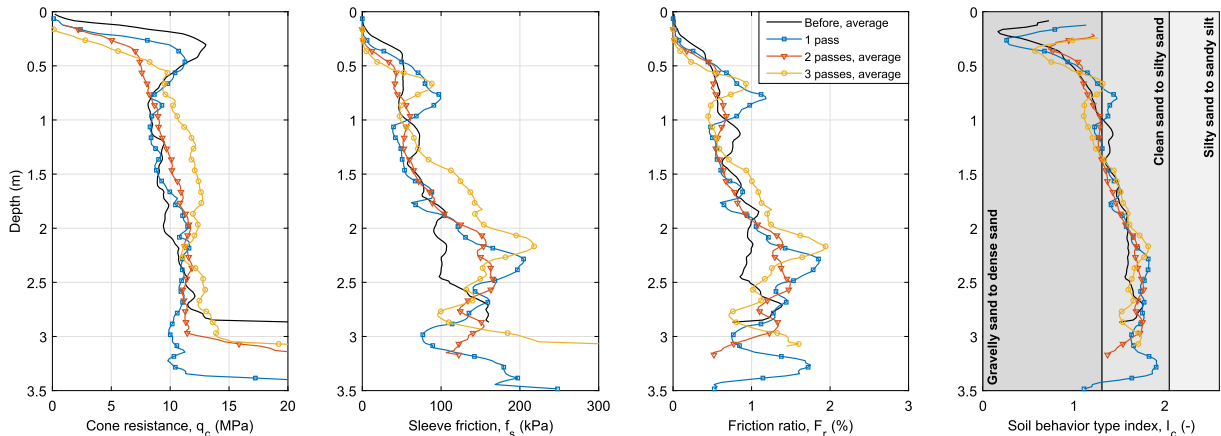


Fig. 11. CPTs in Test A2 before and after treatment.

only one CPT was conducted. After the third pass, compacted at f_{max} , q_c increased to between 10 MPa and 13 MPa and f_s increased from 100 kPa to 220 kPa at 2 m depth.

Test A3 was conducted in four passes at f_{max} with durations of 1 min, 2 min, 4 min and 8 min, respectively. Standard layout was used for passes 1–3 and overlapping layout for pass 4. Results from CPT investigations are presented in Fig. 12. For the untreated soil, the shown CPT values are averages of three penetration tests. After one, two, three and four passes, a single CPT was conducted for each pass. The compaction depth reached between 2.0 m and 2.5 m. A stiff surface layer is visible before compaction and after one pass. No increase in q_c can be observed after the first pass but f_s increased by approximately 30 kPa. After two passes, q_c increased from between 8 MPa and 11.5 MPa to between 11 MPa and 13 MPa and f_s increased to a maximum of 227 kPa at 2 m depth. The CPT after the third pass produced similar results but q_c increased in the depth range 0.5–1.0 m to a maximum of 13.9 MPa. After four passes, both q_c and f_s increased by between 1 m and 2 m depth to 15–17 MPa and 180–250 kPa, respectively.

Test A4 was conducted in four passes. Two passes were compacted with a standard layout and durations of 2 min and 4 min, respectively. These were followed by two passes with an overlapping layout and durations of 8 min and 16 min, respectively. In all passes, the compaction frequency was f_{max} . The CPT soundings are summarized in Fig. 13. The results before compaction and after four passes are averaged over three CPTs each, while the remaining results are from single CPTs. As for previous tests, the stiff surface layer is present before compaction and after one pass but not after subsequent passes. The compaction depth was approximately 2.5 m. Before compaction, the values of q_c within the compaction depth range varied between 7 MPa and 11 MPa and f_s varied between 40 kPa and 160 kPa. The first compaction pass gave no increase in either q_c or f_s . Rather, a decrease in both parameters can be seen between 2 m and 3 m depth, which may be attributed to natural variations of soil properties.

The second pass gave a rather constant q_c around 12 MPa while f_s after compaction increased almost linearly with depth from 50 kPa to 180 kPa. After three passes, q_c increased by an additional 2 MPa at the top of the compaction depth range, while decreasing at the bottom. The values of f_s were similar at the top of the compaction depth range and decreased toward the bottom. It shall be noted that results after one, two and three passes are based on single CPTs and shall thus be interpreted with caution. After four passes, the soil was significantly compacted with the average q_c reaching values of between 13 MPa and 18 MPa, while f_s also increased along the whole compaction depth range, reaching a maximum of 205 kPa.

In order to study the variation of the compaction effect in the test area, four CPTs were conducted along a line after finalized treatment in Test A4. The locations and results of these soundings are shown in Fig. 14. CPTs 1, 2 and 3, which were located within the overlapping region, all showed excellent compaction. It is noteworthy that CPT 3, located at the edge of the overlapping area, shows essentially the same compaction effect as CPT 1 and CPT 2 located closer to and at the center. However, CPT 4, located at the edge of the compaction region of the first and second passes, 1.3 m outside the overlapping area, shows significantly lower values of q_c and f_s , indicating that compaction mainly occurs directly below the contact area of the plate.

Fig. 15 summarizes the mean values of q_c as a function of total compaction time per point obtained in Tests A1–A4 by taking averages in the depth range of 1.0–3.0 m from the uncompacted ground level. In the evaluation of Test A2, one of the two CPTs conducted before compaction was excluded since refusal was reached at 2.9 m depth. Test B was excluded as the chosen treatment procedure resulted in an obvious lack of compaction effect (Fig. 9). Solid and dashed lines imply compaction at f_{max} and f_r , respectively. A red square indicates compaction with an overlapping layout. Before compaction (0 min), the average q_c ranged from 9 MPa to 10.5 MPa, i.e., quite similar for all test locations.

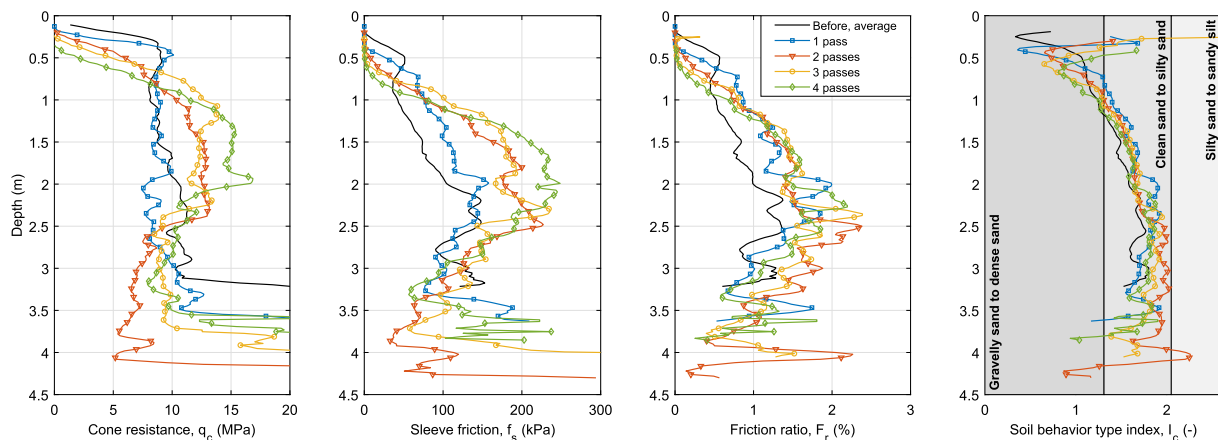


Fig. 12. CPTs in Test A3 before and after treatment.

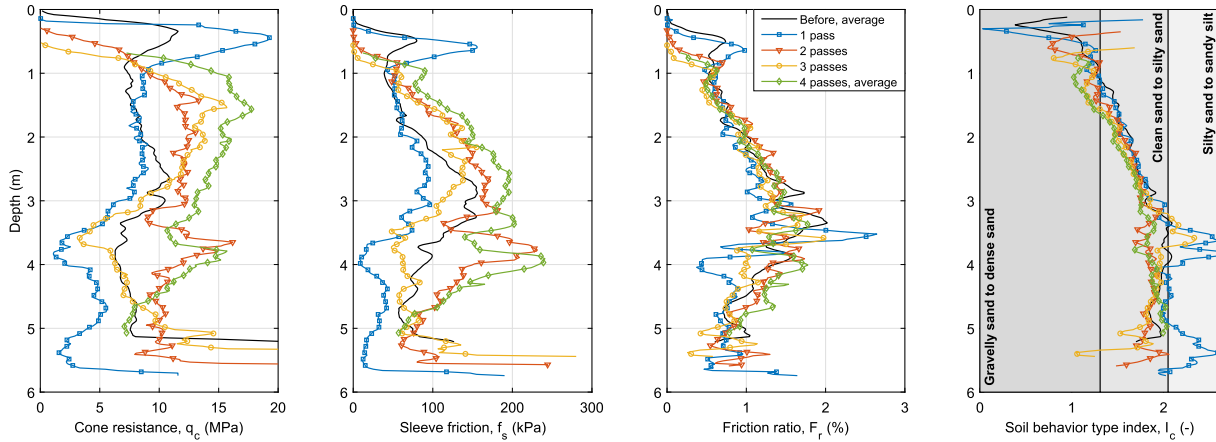


Fig. 13. CPTs in Test A4 before and after treatment.

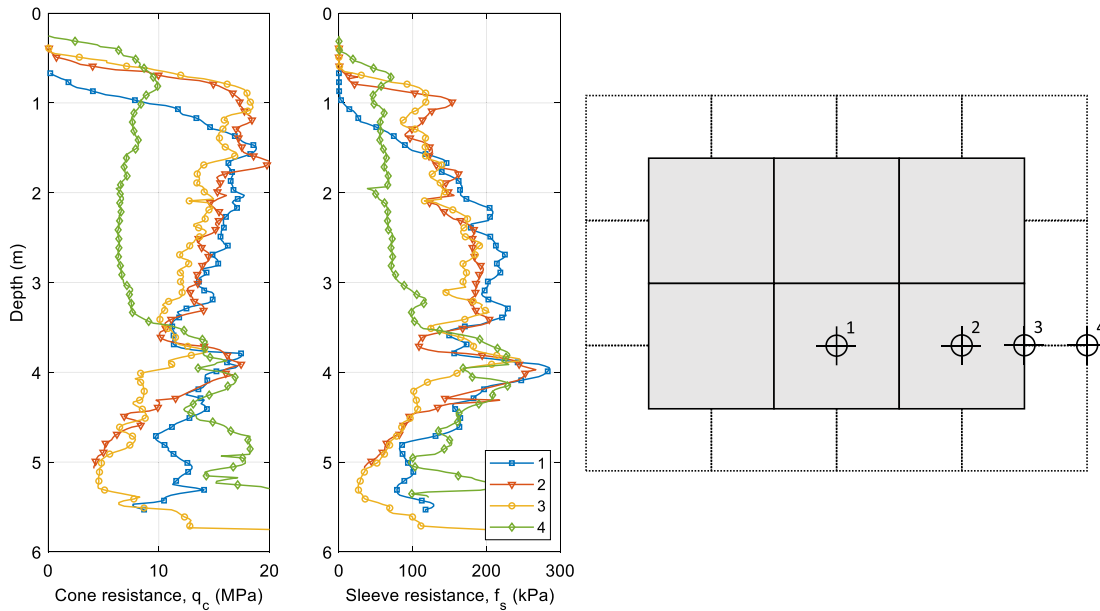


Fig. 14. CPTs after compaction in Test A4, showing the lateral compaction effect.

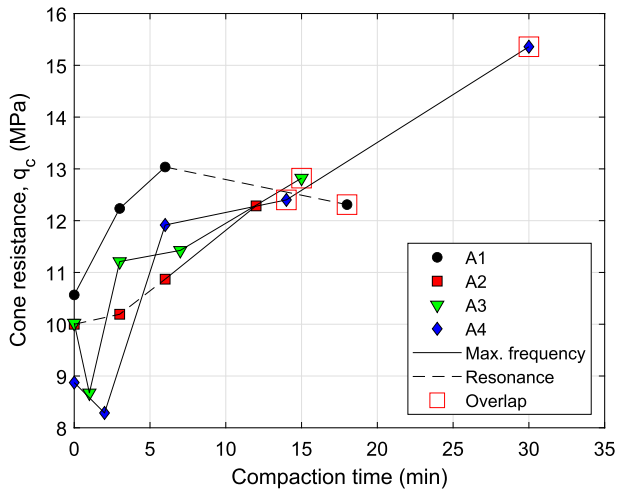


Fig. 15. Summary of CPTs with mean values between depths 1.0 m and 3.0 m from the original ground level.

The p -values of the paired t tests (Section 2.4) are shown in Table 5. Note that natural soil variability may affect the conclusions, especially for intermediate passes, where the samples are mainly based upon only one CPT. The results of Test B in Table 5 refer to CPTs in intermediate points. The first pass of Tests A3 and A4 indicates a reduction in q_c . Inspection of the CPT results (Figs. 12 and 13) suggests that this behavior is governed by natural soil variations since 1–2 min of treatment does not provide any noticeable compaction effect. All tests, except B, show a statistically significant compaction after finalized treatment. In some intermediate passes, statistically significant compaction could not be determined, typically when soil heterogeneity is larger than the compaction effect. As the total compaction time increases, the influence from soil heterogeneity diminishes and q_c becomes more homogenous over the compacted soil profile. From Fig. 15 and

Table 5

p-values of paired t tests investigating whether there is a statistically significant increase in q_c in the compacted soil volume after one or more passes. Green indicates that a significant increase was observed ($p < 0.05$) and red that it was not ($p > 0.05$).

	After pass 1	After pass 2	After pass 3	After pass 4
A1				
Before pass 1 (virgin soil)	0.0036	$1.0 \cdot 10^{-5}$	$7.7 \cdot 10^{-4}$	
Before pass 2		0.25	0.44	
Before pass 3			0.84	
A2				
Before pass 1 (virgin soil)	0.38	$3.4 \cdot 10^{-4}$	$3.6 \cdot 10^{-7}$	
Before pass 2		0.0029	$1.0 \cdot 10^{-4}$	
Before pass 3			$6.1 \cdot 10^{-5}$	
A3				
Before pass 1 (virgin soil)	0.99	0.085	0.053	0.0059
Before pass 2		0.0097	0.0018	$6.3 \cdot 10^{-4}$
Before pass 3			0.25	0.0029
Before pass 4				0.021
A4				
Before pass 1 (virgin soil)	0.95	$1.7 \cdot 10^{-5}$	0.0014	$1.9 \cdot 10^{-6}$
Before pass 2		$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$1.0 \cdot 10^{-9}$
Before pass 3			0.28	$4.3 \cdot 10^{-6}$
Before pass 4				$8.1 \cdot 10^{-7}$
B				
Before pass 1 (virgin soil)	0.37	0.96		
Before pass 2		0.95		

Table 5, the influence of compaction at f_r is particularly observed. In Test A2, compaction in the untreated soil was modest, although an increase after two passes could be determined statistically significant. In the final pass of Test A1, where the soil was already significantly compacted, q_c reduced as a result of treatment. This implies a lower compaction efficiency at f_r than at f_{max} . The fourth and final pass of Test A4, increasing the total compaction time from 14 min to 30 min, produced a significant increase in q_c , indicating that additional compaction could be achieved by a further increase in compaction time.

The corresponding magnitudes of settlement are shown in Fig. 16. Due to heave of the ground surface adjacent to the compaction point, only the settlement in the final compaction point for each pass has been included. Comparing

Fig. 16 to Fig. 15, it can be concluded that the trend of settlement increase is similar to the results from CPT. However, the final pass in Test A1 caused a considerable settlement, although q_c was reduced, thereby implying that compaction at f_r produces soil displacement that does not correspond to soil densification.

3.2. DMT-based results

Fig. 17 shows results from DMT tests before and after compaction. In addition to the derived parameters I_D , K_D and M , the increase in horizontal stress index and vertical constrained modulus are shown as the ratios K_D/K_{D0} and M/M_0 , where K_{D0} and M_0 represent the properties before compaction. Three tests were conducted in untreated soil. The average of these tests is shown as uncompacted in Fig. 17. In Tests A1-A3, DMTs were carried out after compaction was finalized. The DMT in Test A4 was performed after one compaction pass. Below 0.4 m depth, I_D varied between 1 and 3, indicating sandy silt and silty sand. The soil above 0.4 m depth had higher values of I_D , corresponding to clean sand. The horizontal stress index, K_D , indicates little improvement after finalized compaction in Test A2 and after one pass in Test A4, although a slight increase is apparent for both tests in the depth range 1–2 m. In Test A1, however, K_D increased by 1.5–3.5 times down to a depth of 2 m. In Test A3, K_D decreased in the top 0.5 m and increased by a factor of 1.3–2.3 in the depth range 0.5–2.0 m. The ambiguous results in the near-surface soil can be explained by two counteracting phenomena: loosening of the stiff surface layer, as described above, and increasing horizontal stress due to compaction, as described by Massarsch et al. (2020). Also for M , the

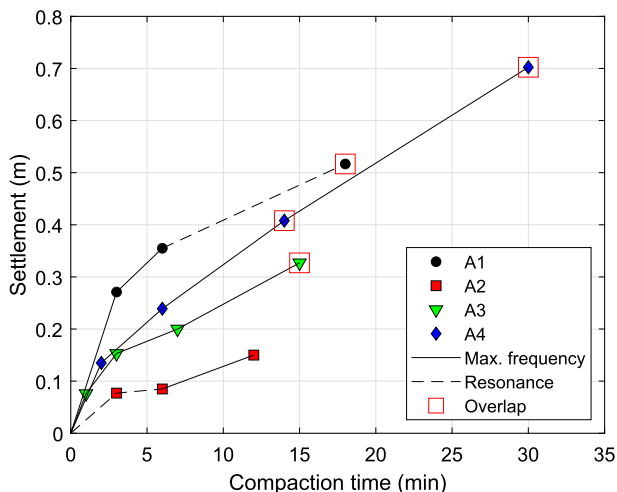


Fig. 16. Settlements in final compaction points after each pass.

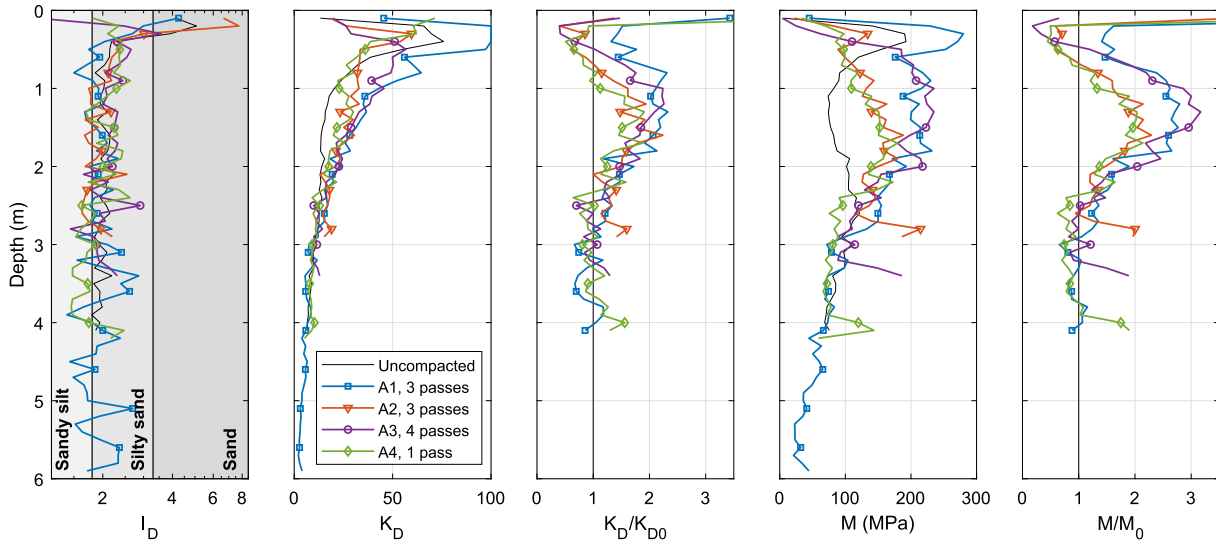


Fig. 17. Results from DMT tests before and after compaction.

results are ambiguous in the top 0.5 m with the same explanation as for K_D . A clear increase in M can be seen for all tests at depths between 0.5 m and 2.3 m. The maximum increase of M occurs between 1 m and 2 m depth with improvement ratios of 2.8 in Test A1, 2.3 in Test A2, 3.2 in Test A3, and 2.1 after the first pass in Test A4.

3.3. DPSH-A-based results

Fig. 18 shows the results from DPSH-A. Soundings were conducted before compaction and, for Tests A1-A4,

two months after finalized compaction in two soundings per test location. The figure shows N_{20} before compaction, after compaction and the ratio N_{20}^C/N_{20}^U , where N_{20}^C and N_{20}^U are the average blow counts in the compacted and uncompacted soil, respectively. Due to the high variability in the penetration resistance, the increase in N_{20} as a result of compaction is summarized by taking average values in the main compaction depth range of 0.5–2.0 m. The average values are compiled in Table 6, showing that N_{20} increased by 50% in Test A1, 35% in Test A2, 32% in Test A3 and 80% in Test A4.

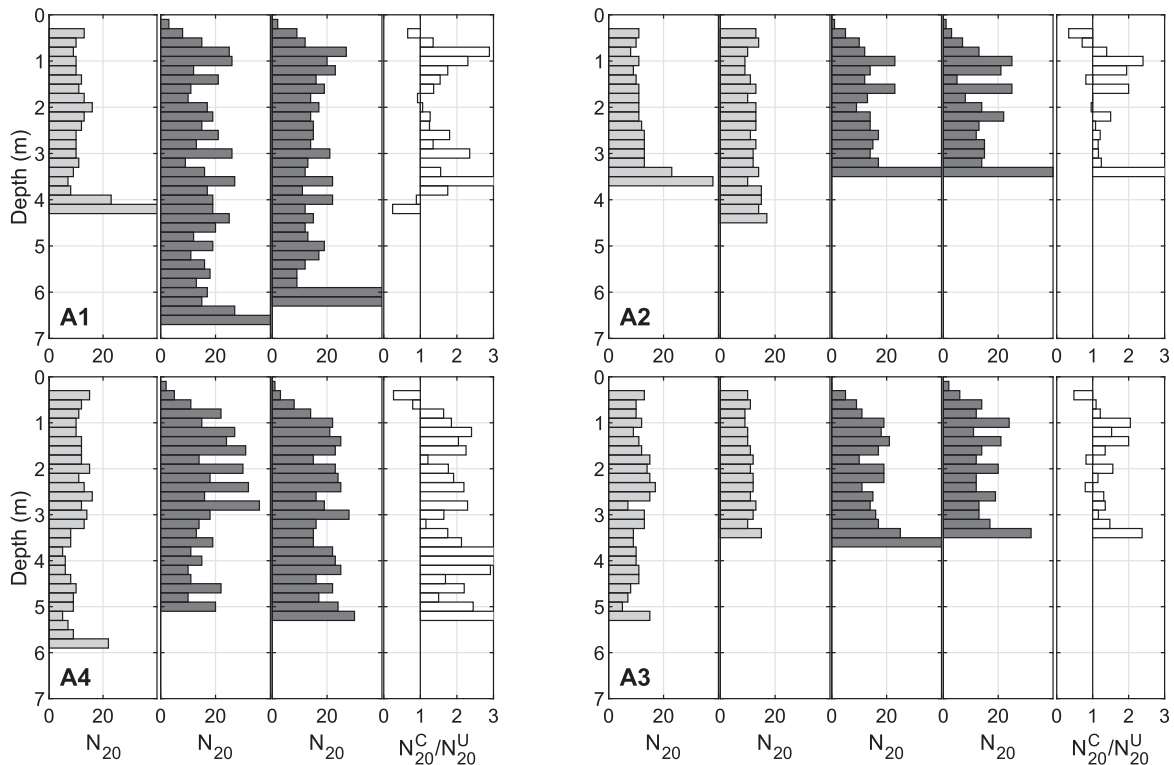


Fig. 18. Results from Swedish ram sounding before compaction (light grey), after compaction (dark grey) and the change in penetration resistance (white).

Table 6
Average values from DPSH-A within the depth 0.5–2.0 m before and after compaction.

Test	Average before compaction	Average after compaction	Improvement ratio
A1	11.6	17.4	1.50
A2	11.0	14.9	1.35
A3	11.6	15.3	1.32
A4	11.8	21.2	1.80

4. Discussion

Comparing the results from this investigation with previously published studies, the compaction time was significantly longer. The required compaction duration to obtain an average of $q_c > 15$ MPa was 30 min, whereas previously reported tests have obtained similar results in significantly shorter times. The main reasons for this difference are judged to be:

1. The soil consisted of silty sand and sandy silt – a material only marginally compactable – as compared to previous studies on loose clean sands and gravels.
2. The initial density of the overconsolidated soil was relatively high ($q_c > 8$ MPa), thus requiring more compaction energy to improve the material.
3. The soil was partly saturated, thus further limiting the compaction potential.
4. The vibratory hammer did not have sufficient centrifugal force to cause disconnection between the plate and the soil, thus not producing an optimum dynamic state for compaction.
5. The dense surface layer extending to a depth of 1 m affected the stress transfer from the vibrating plate to deep soil layers.

Further studies are needed to optimize the equipment for increasing its compaction efficiency. The results suggest that a vibratory hammer with a larger eccentric moment, and thus a higher centrifugal force, is required to cause disconnection between the plate and the soil, which would have resulted in more efficient compaction. The study shows that the depth of efficient treatment (compaction depth) corresponds approximately to the side length of the compaction plate for the geotechnical conditions at the site. Previously published studies have reached the same conclusion for more coarse-grained soils. Although the compaction depth is assumed to depend slightly on both soil conditions (as discussed by Cheng et al., 2021) and compactor characteristics (e.g., dynamic reaction force), the results, together with previous studies, indicate that the plate size (side length) of the plate is a suitable parameter for estimating the compaction depth.

In Test B, a chess-board layout for compaction was utilized. CPTs in the intermediate points between compaction points showed a negligible compaction effect. Furthermore, the CPTs conducted after Test A4 showed that compaction-induced improvement was considerable and similar throughout the extent of the test area, but that

hardly any compaction was obtained outside the treated area. From these two findings, it is recommended that the compaction layout should cover the entire ground surface, since no compaction can be expected outside the treated area. Whether this conclusion applies to other soils than silty sand remains to be investigated.

Compaction was conducted at two different frequencies: f_{max} (28.3 Hz) and f_r (resonance). Since system resonance is affected by the soil stiffness, f_r varied between compaction points and during compaction. It was found that f_r ranged between 13 Hz and 20 Hz. The results clearly indicate that f_{max} produced a considerably larger compaction effect than f_r , in contrast to previous results for vibratory rollers (Wersäll et al., 2017, 2018, 2020). The most likely explanation is related to the dynamic contact conditions between the plate and the soil. If the centrifugal force is not sufficient to cause disconnection of the vibrating plate from the soil, a higher frequency would bring the equipment closer to the state of unloading due to a higher centrifugal force. Comparing settlements (Fig. 16) to results from CPT soundings (Fig. 15), it can be observed that a considerable settlement was obtained when operating the HVP compactor at f_r in spite of the low apparent compaction effect (A1, pass 3). This result suggests that compaction at f_r causes soil displacement (lateral displacement and heave) that manifests as settlement but does not result in densification of the underlying soil. One must therefore be cautious in interpreting settlement as a compaction criterion, which is in line with previous small-scale compaction tests in a laboratory environment (Wersäll and Larsson, 2013).

Concerning the influence of compaction at f_{max} on q_c , i.e. Tests A1 (pass 1–2), A3 and A4, the statistical evaluation could generally not establish a statistically significant compaction for smaller number of passes, but after a larger number of passes, the increase in q_c was significant (Fig. 15 and Table 5). The lack of statistical significance at smaller number of passes was due to the influence of natural soil heterogeneity. In addition to the significant compaction after increasing number of passes, q_c was similar between test series. This similarity in final compaction suggests that the influence of the various test conditions and execution procedures on q_c is negligible as long as the compaction frequency is at its maximum. It should be emphasized that this conclusion is valid for an HVP system which does not achieve full disconnection of the vibrating plate. It appears also that the difference of depth to bedrock between the test areas does not play a significant role in compaction efficiency. Since the total compaction time is

the governing parameter, rather than the number of passes, reducing the compaction time and increasing the number of passes while keeping the total compaction time constant offers little benefit. This conclusion implies that the compaction time does not need to be divided into several passes. However, if the soil is initially loose and prone to large settlements, it may be necessary to perform compaction in several passes for practical reasons since large differential settlements may cause operational problems in maintaining horizontality of the compactor. From the CPT results in Fig. 15, the effect of the overlapping compaction layout cannot be definitely established. However, the increase of q_c for the different tests suggests that changing from standard layout to overlapping layout does not have any considerable effect on compaction.

The increase in f_s due to compaction was considerable, comparable to that of q_c , while F_r did not change following compaction. Although the increase in f_s can partly be explained by an increased friction angle, the result suggests a compaction-induced increase in horizontal stress (Moss et al, 2006), which can have a significant influence on the stress conditions of the treated soil layer (Massarsch et al., 2020). The DMT results (K_D) confirm that horizontal stresses increase considerably as a result of compaction.

While the vibratory roller is superior in terms of practicality, its marginal compaction depth limits its application to the treatment of man-made fills which can be placed in layers. The HVP compactor, on the contrary, can produce a significant compaction effect at great depths, corresponding approximately to the side length of the compaction plate. HVP compaction has, in the past, mainly been used in underwater compaction where other surface compaction methods are unsuitable for practical reasons. This study shows that it can also be applied effectively on land. The technique is suitable when the required compaction depth is a few meters from the ground surface, and it is an efficient alternative to dynamic (falling weight) compaction. An important advantage of HVP compaction is that the equipment and the treatment process can be varied and adapted to the project-specific requirements. Deep compaction methods using various types of probes require sufficient overburden pressure to be effective and result in a less compacted zone close the ground surface. Thus, it can be concluded that HVP treatment is suitable in combination with deep vibratory compaction of natural soil deposits and hydraulic fills. The main limitations of HVP compaction are related to practical execution of the compaction process, such as equipment handling and repositioning, as well as lack of relevant compaction data in the public domain. As with all ground improvement methods, project-specific trials are recommended for optimization of the treatment process. Further development work is recommended in relation to equipment design (dynamic characteristics of the compaction system). Furthermore, additional compaction tests under various soil conditions are recommended to enhance the compaction process. An important development step is the dynamic optimization

of the HVP system for on-land and underwater compaction. Also, more powerful vibrators and larger compaction plates would improve the efficiency and thus the economic aspects of HVP compaction.

5. Conclusions

Compaction tests were conducted at a site consisting of medium-dense, partially saturated sandy silt and silty sand with a 40.5-ton HVP compactor. The study is a first step toward development of guidelines for practical application of HVP systems, for which extensive compaction tests are required with different soil conditions. The geotechnical conditions were characterized as difficult for vibratory compaction, resulting in longer compaction times as compared to previous case studies. In addition, the size of the vibratory hammer was judged to be too small for an optimum dynamic behavior of the compactor. However, the tests provided valuable insights into the practical application of HVP compactors. The following general conclusions can be drawn:

- Although the required compaction time was longer compared to previous studies on coarser material, the silty sand and sandy silt could be compacted significantly, showing that the technique is also applicable on silty soils.
- It is important that the vibratory hammer can provide sufficient centrifugal force to cause disconnection between the plate and the soil.
- The compaction depth corresponds to the side length of the plate, in line with previous studies.
- Full coverage of the surface is required for compaction of the entire soil volume, i.e., spacing between compaction points is not recommended. The results suggest that overlapping layout has no major effect.
- Compaction at the coupled HVP-soil resonant frequency (system resonance), rather than at the maximum frequency, increased the displacement amplitude but reduced compaction efficiency, most likely due to the vibratory hammer being not sufficiently powerful to cause disconnection between the plate and the soil.
- The depth to bedrock (3–6 m), which was below the depth of influence of the HVP system, had no considerable influence on the achieved compaction.
- The total duration for compaction at one point does not need to be divided into several passes unless it is required for practical reasons.
- Results from dilatometer tests (K_D) show that horizontal stresses increase significantly due to compaction, which is indicated also by cone penetration tests (f_s).
- The maximum obtained improvement ratio was 2.3 for CPT (q_c), 3.2 for DMT (M) and 1.8 for DPSH-A (average N_{20}).
- Vibratory compaction caused a partial decompaction of the very dense surface layer but resulted in more homogeneous ground conditions.

- In order to ensure an efficient compaction process, efforts should be given to machine development in terms of practical solutions for equipment repositioning and execution.

The following aspects are considered the most crucial for further studies in order to develop practical guidelines for HVP compaction:

- To study the dynamic characteristics of the coupled mass-plate-soil system for optimum design of the compactor.
- To conduct HVP compaction tests on other granular soils with lower fines content.
- To study the influence of the compaction frequency for other dynamic contact conditions between the plate and the soil.

Declaration of Competing Interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgements

This research was funded by the Swedish Transport Administration through Better Interaction in Geotechnics (BIG), the Development Fund of the Swedish Construction Industry (SBUF) and Peab Anläggning AB. The authors express sincere gratitude to DEME Group for lending the compaction equipment and to NCC Ballast for providing access to the test location. Dieseko supplied the HVP equipment. Significant assistance in test planning and execution was provided by Nils Gustafsson (Peab Anläggning AB), the monitoring and process control system was developed by Jochen Hatlapa (Gamperl & Hatlapa GmbH) and the dilatometer measurements were conducted by Diego Marchetti (Studio Prof. Marchetti s.r.l.). Their contributions are highly acknowledged.

References

Adam, D., 1996. Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen [Continuous dynamic compaction control with vibratory rollers]. PhD thesis, University of Vienna, Vienna, Austria (in German).

Anjaneyappa, V., Amarnath, M.S., Srinivasamurthy, B.R., 2014. Compacting Characteristics of Light Compacting Equipment. *J. Constr. Eng. M.* 140 (5), 04014003.

Bernhard, R.K., 1952. Static and dynamic soil compaction. *Highway Res. Board Proc.* 31, 563–592.

Cheng, S.H., Chen, S.S., Ge, L., 2021. Method of estimating the effective zone induced by rapid impact compaction. *Sci. Rep.* 11, 18336.

Converse, F., 1952. Soil compaction by vibration. *Eng. Sci.* 15 (4), 12–14.

Converse, F., 1953. Compaction of sand at resonant frequency. In: *Symposium on Dynamic Testing of Soils. Fifty-Sixth Annual Meeting, ASTM, Atlantic City, N.J., July 2, 1953*, pp. 124–137.

Dahlberg, R., 1975. Settlement characteristics of preconsolidated natural sands. In-situ screw-plate, pressuremeter and penetration tests. Doctoral thesis, KTH Royal Institute of Technology. Bygghälsningen, 316 p.

Jendeby, L., 1992. Djuppackning med vibro-sond av typ vibro-wing [Deep compaction by vibro-probe of type vibro-wing]. In: *Nordic Geotechnical Meeting, NGM-92, Aalborg, Denmark, May 1992, Vol. 1*, pp. 19–24 (in Swedish).

Marchetti, S., 1980. In situ tests by flat dilatometer. *J. Geotech. Eng.-ASCE* 106 (3), 299–321.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., Marchetti, D., 2008. In situ tests by seismic dilatometer (SDMT). In: *Proceedings, From Research to Practice in Geotechnical Engineering, ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 180 (honoring J.H. Schmertmann)*, pp. 292–311.

Massarsch, K.R., Broms, B.B., 1983. Soil Compaction by VibroWing Method. In: *Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 23–26 May, 1983, Vol. 1*, pp. 275–278.

Massarsch, K.R., Fellenius, B.H., 2002. Vibratory compaction of coarse-grained soils. *Can. Geotech. J.* 39 (3), 695–709.

Massarsch, K.R., Wersäll, C., Fellenius, B.H., 2020. Horizontal stress increase induced by deep vibratory compaction. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 173 (3), 228–253.

Massarsch, K.R., Wersäll, C., 2020. Vibratory plate resonance compaction. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 173 (4), 359–369.

Massarsch, K.R., Wersäll, C., Fellenius, B.H., 2021. Vibratory driving of piles and sheet piles – state of practice. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 175 (1), 31–48. <https://doi.org/10.1680/jgeen.20.00127>.

Moss, R.E., Seed, R.B., Olsen, R.S., 2006. Normalizing the CPT for overburden stress. *J. Geotech. Geoenviron.* 132 (3), 378–387.

Nelissen, H.A.M., Davis, P.G.J., Hoffman, H.J., 1983. Deep compaction under water near slopes, a method to ensure slope stability during compaction. In: *Proceedings, Improvement of Ground. 8. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, May 1983, Vol. 2*, pp. 857–859.

Nørskov Madsen, K., 1992. Forsøg med forskellige dybdekomprimeringsmetoder [Tests with different deep compaction methods]. In: *Nordic Geotechnical Meeting, NGM-92, Aalborg, Denmark, May 1992*, pp. 13–18 (in Danish).

Nozu, M., Sakakibara, M., Matsushita, K., 2015. Application of Mammoth Vibro-Tamper (MVT) for the shallow compaction at airport runway expansion project in Florida. In: *Proceedings, 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Fukuoka, Japan, 9–13 November, 2015*, pp. 1648–1653.

Robertson, P.K., Wride, C.E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.* 35 (3), 442–459.

Scott, B., Jaksa, M., Mitchell, P., 2021. Depth of influence of rolling dynamic compaction. *P. I. Civil. Eng.-Ground Improvement* 174 (2), 85–94.

Van Impe, P.O., Van Impe, W.F., Manzotti, A., Mengé, P., Van den Broeck, M., Vinck, K., 2015. Compaction control and related stress-strain behaviour of off-shore land reclamations with calcareous sands. *Soils Found.* 55 (6), 1474–1486.

Wersäll, C., Larsson, S., 2013. Small-Scale Testing of Frequency-Dependent Compaction of Sand Using a Vertically Vibrating Plate. *Geotech. Test. J.* 36 (3), 394–403.

Wersäll, C., Larsson, S., Rydén, N., Nordfelt, I., 2015. Frequency variable surface compaction of sand using rotating mass oscillators. *Geotech. Test. J.* 38 (2), 198–207.

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2017. Soil compaction by vibratory roller with variable frequency. *Geotechnique* 67 (3), 272–278.

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2018. Resonant roller compaction of gravel in full-scale tests. *Transport Geotech.* 14, 93–97.

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2020. Roller compaction of rock-fill with automatic frequency control. *P. I. Civil. Eng.-Geotech.* 173 (4), 339–347.