



Dnr 2012-01271

ID 12832

Dränerande hårdgjorda ytor i stadsmiljö - nedbrytningstester med HVS-utrustning hos VTI



Ett SBUF-projekt som ingår i Vinnovaprogrammet – Hållbara attraktiva städer

Deltagande i SBUF-projektet:

Statens Väg-och transportforskningsinstitut (VTI)

NCC Roads AB

Starka Betongindustrier

Sveriges Stenindustriförbund

Emmaboda Granit AB

Sveriges Tekniska Forskningsinstitut (SP)

Förord

Denna rapport beskriver ett arbete som utförts som en del av det större programmet ”Grågröna systemlösningar för hållbara städer”. Hela programmet är en Vinnova-satsning inom området ”Utmaningsdriven innovation - Hållbara attraktiva städer”.

SBUF-projektet avser fullskaletester och fältprovning av olika markbyggnads-konstruktioner, som kan komma att användas i framtidens stadsmiljöer.

Avsikten är att bedöma bärighet och nedbrytning och att ge råd om utförande.

Projektets nytta tillfaller dels entreprenören, som väljer rätt material, uppbyggnad och utförande och dels markägaren (beställaren), som får en fungerande och långsiktig lösning av dränerande stadsytor. Detta ger möjlighet till en grönare stad med friska träd, lägre risk för översvämningsskador etc.

Fullskaletesterna har utförts hos VTI i Linköping under ledning av Fredrik Hellman och personalen vid testhallen. Uppbyggnad av markkonstruktionerna har skett med personal från NCC Roads med undertecknad som ansvarig chef och med Ulf Nilsson som praktisk handläggare. Från Starka har medverkat Jan Lang och från Sveriges stenindustrier Kurt Johansson. Övergripande projektledare har varit Björn Schouenborg vid SP. Utöver dessa har en stor mängd personer bidragit med arbete och synpunkter.

Till alla inblandade personer framförs ett stort tack.

Utan SBUF-bidrag hade näringslivets andelen av programmet inte uppnåtts och vi tackar därför SBUF för välvillig och obyråkratisk hantering av vår ansökan.

Linköping 2015-01-12

Olov Didriksson

NCC Roads AB, projektledare

Läsanvisning

Denna rapport börjar med sammanfattning och rekommendationer för entreprenörer, projektörer och anläggningsägare. Här berörs de praktiska delarna av arbetet med utdrag från resten av rapporten och en del uppfångade kommentarer från projektmöten.

Den resterande delen av rapporten är den officiella rapporteringen från VTI till programmet. Där anges använda metoder, detaljerad beskrivning av de olika överbyggnadstyperna samt mätresultat, diskussion och slutsatser.

Syfte

Syftet med de fullskaliga försöken och fältförsöken är att studera olika konstruktionslösningar för dränerande markbeläggningar. Hållfasthet och nedbrytning undersöks i verkliga konstruktioner. Särskilt förståelsen för svagheter och styrkor i konstruktionerna värderas.

Sammanfattning

Totalt har 6 konstruktioner byggts upp och testats med HVS-maskinen hos VTI i Linköping. Här ingår 2 referenskonstruktioner.

Uppbyggnaderna framgår detaljerat i kapitel 6-8.

Dessutom har utförts fallviktsmätning och statisk plattbelastning vid HVS-testerna och i gatumiljö i tre städer.

Uppbyggnaden av provytorna har skett på sådant sätt som är standard-förfarande vid markbyggnad. Olika lager har packats med tung vibroplatta minst 6 ggr. Lagertjocklekar har dokumenterats. Marksten och natursten har lagts enligt fabrikanternas anvisningar.

HVS-testerna visar att referenskonstruktionerna klarar belastnings-programmet väl. Efter en initialsättning ökar spårbildningen långsamt.

En viss omlagring i sättsanden kunde iakttas och material transporterades upp genom fogarna. Inga stenar gick sönder.

HVS-testerna med dränerande stensättning och dränerande bärlager visade en större efterpackning i starten och därefter en långsam spårbildning.

Totalt visar mätningar spårbildning i storleksordningen 14-16 mm jämfört med 9-10 mm för referensytorna. Det var svårare att uppnå god packning med dränerande bärlager och dränerande sättsand. Plattbelastningsförsök visade i något fall att man måste öka antalet överfarer från minst 6 till minst 6+8 i ett av försöken.

HVS-försök och övriga mätningar med skelettjord visade att skelettjorden har god bärighet, men att deformationerna minskar om man dessutom bygger in 100 mm asfaltbundet bärlager (AG) mellan bärlager och sättsand.

Det är möjligt att ”baklängesräkna” på E-moduler och den vägen konstatera var de svaga delarna i konstruktionerna ligger. Ett viktigt och allmänt konstaterande är att sättsandslagren kan vara instabila och ge omlagringar, materialförflyttning och därmed sättningar.

För dränerande konstruktioner har också utförts ett antal mätningar av vattengenomsläpplighet (konduktivitetmätningar).

Den som vill detaljstudera konstruktionslösningarna och mätningarna hänvisas till kapitel 7-10.

Slutsatser och rekommendationer

Som praktiska rekommendationer kommer vi delvis tillbaks till nygamla sanningar. Noggrannhet, god packning, kontroll av eget arbete osv.

Här följer några slutsatser från projektet + kompletterande synpunkter från projektmöten:

- Det går att utforma dränerande konstruktioner som fungerar.
I en annan del av Vinnova-programmet finns dimensionerings-anvisningar för plattbelagda ytor och kontrollprogram för utförandet.
På kommande sidor finns ett par exempel.
- God packning av belastade körytor är nödvändig för gott slutresultat. Projektet ger inga sifferuppgifter, men visar att exvis en plattbelastning kan ge besked om packningsresultat. *Ökat antal överfarer med packningsredskap är ett ”tråkigt” men ganska billigt sätt att öka kvaliteten och minska spårbildning.*
- Kontroll av lagertjocklekar, speciellt sättsanden. Det är svårt att få bärlagrets överyta exakt och då är det lockande att göra en tjockare avjämning med sättsand. Det är ett känt fenomen att finkornigt material förflyttar sig lättare och ger omlagringar som visar sig i spårbildning i ytan efter många lastcykler.
Det är alltså viktigt att hålla lagertjocklekar så att sättsanden blir jämntjock och tunn.

Grågröna systemlösningar för hållbara städer



Spårdjupbildning och styvhet i konstruktioner av betong- och natursten

Program: Vinnova – Utmaningsdriven innovation – Hållbara attraktiva städer

Diarienummer: 2012–01271

Datum: 2014-12-23

Rapportansvarig: Fredrik Hellman, VTI

1 Förord

Föreliggande rapport är en del av projektet *Grågröna systemlösningar för hållbara städer*, ett tvärvetenskapligt samarbetsprojekt mellan; Betonginstitutet (CBI – *Projektkoordinator*), Institutet för jordbruks- och miljöteknik (JTI), Statens väg- och transportforskningsinstitut (VTI), Sveriges lantbruksuniversitet (SLU), Sveriges Tekniska Forskningsinstitut (SP), STEN – Sveriges Stenindustriförbund, MinBaS, Benders, Cementa, Hasselfors Garden, NCC, Pipelife, Starka,

Malmö stad, Stockholm stad Trafikkontoret, Växjö kommun, Movium (SLU), CEC Design, StormTac, Sweco, Thorbjörn Andersson – Landskapsarkitekt och VIÖS.

Projektet bedrivs inom ramen för Vinnovas program ”Gränsöverskridande samverkan och inriktningen

Utmaningsdriven innovation” och delfinansieras av Vinnova.

Resultaten från projektet publiceras på projektets webbplats www.greenurbansystems.eu

2 Sammanfattning

Förtätning av bebyggelse i samband med urbanisering innebär en ökad andel hårdgjorda markytor i städerna. Detta kan leda till sämre lokalklimat (mer trafik, utsläpp och buller) och sämre växtbetingelser för träd och grönska. Dessutom behövs ökad beredskap inför klimatförändringar som sannolikt medför mer intensiva regn och ökad årlig nederbörd. De direkta konsekvenserna kan kortfattat beskrivas som ökade problem med översvämningar. Befintliga VA-system blir hårt belastade när stora mängder ytvatten vid intensiv nederbörd måste dräneras bort på grund av den ökande andelen hårdgjorda ytor utan dränerande egenskaper. Ofta saknas också infiltrationsmagasin vilket skulle kunna ta bort de högsta flödestopparna. Vidare har den ökande urbaniseringen gjort att förutsättningarna för träd och vegetation att överleva har försämrats.

Nya breda systemlösningar krävs för att förbättra klimatet på plats och hantera klimatförändringarna samtidigt som de är funktionella, hållbara och billiga i drift. Detta ställer höga krav på konstruktionen och dess utförande. I många fall ska konstruktionerna klara stora och upprepade laster som t.ex. busstrafik, renhållningsmaskiner och lastbilstrafik. Om vägytan ska vara dränerande krävs att resten av överbyggnaden är dränerande. Detta ställer stora krav på material, konstruktion och utförande.

Detta projekt har utfört fullskaliga labbförsök och fältprovning för att studera olika markstensbeläggningar, inklusive dränerande markbyggnadslager, naturstenshällar och skelettjordar. Dess nedbrytning och hållfasthet har undersökts.

Resultaten visar att standardkonstruktionerna som provades med HVS:en klarar 358 000 belastningar med 10 tons standardsaxel utan att några skador uppstod på Starkas markstenar och naturstenshällar (Emmaboda granit). Spårdjupsutvecklingen är stor i början men planar ut efter några tusen överfarer. Sättsandslagret blev dock tjockare än föreskrivet. Det är därför troligt att den totala spårbildningen hade blivit mindre om de förskrivna tjocklekarna hade följts.

Dränerande och skelettjordsöverbyggnad uppvisar ett liknande mönster med stor spårdjupsutveckling i början som sedan planar ut. Spårdjupsutveckling är större än standardkonstruktionerna. Skelettjord med asfalt har dock en spårdjupsutveckling som motsvarar standardkonstruktionerna. Resultaten föreslår att den största delen av spårbildningen i dessa försök beror på efterpackningen av sättsanden.

För att minska sättingarna bör sättsandslagret läggas så tunt som möjligt på en jämn och bra packad bärlageryta. Jämnhet och packning av bärlagerytan bör kontrolleras innan stenarna läggs. Sättsanden ska inte användas som avjämningslager på ett ojämnt bärlager. Risken är då stor att det uppstår problem som ojämnheter, spruckna plattor och stenhällar. Vidare bör bärlager och förstärkningslager packas mer än de föreskrivna 6 överfarterna med vibroplattan för att uppnå optimal packning. Fältmätningar från Malmö, Stockholm och Kristianstad kommuner visar att skelettjordskonstruktioner har en bra styvhet och bärighet som motsvarar standardkonstruktioner. Det är möjligt att använda skelettjordsöverbyggnad även på trafikerade gator om de dimensioneras och byggs på ett rätt sätt.

Summary

Densification of buildings associated with urbanization implies an increased proportion of impervious land surfaces in cities. This can lead to poorer local climate (more traffic, emissions and noise) and poorer growing conditions for trees and vegetation. In addition, it is needed to increase preparedness for climate change, which are likely to give more intense rainfall and increased annual precipitation. The direct consequences can be briefly described as increasing problems with flooding. Existing sewerage system becomes congested when large amounts of surface water during intense rainfall must be drained away because of the increasing proportion of paved surfaces without draining properties. Infiltration magazine are often also lacking which would remove the highest peak flows. Furthermore, increasing urbanization mean that the conditions for trees and vegetation to survive has deteriorated.

New broad-based systems are needed to improve the climate on site and address climate change at the same time, as they are functional, durable and cheap to run. This imposes high requirements on the design and its performance. In many cases, the structures withstand large and repeated loads such as bus services, cleaning equipment and truck traffic. If the road surface shall be draining, it requires that the rest of the pavement is draining. This places great demands on materials, design and construction.

This project has conducted full-scale lab experiments and field tests to study various paving stones, including draining pavement construction, natural stone slabs and unbound skeletal soils (very coarse sub-base and base course lacking the fines). Its degradation and strength has been studied.

The results show that the standard pavement (paving stones) that were tested with the HVS (heavy vehicle simulator) can handle 358,000 loads of 10 tons standard axle without any cracked paving stones (Starka) and natural stone slabs (Emmaboda granite). The obtained rutting depth development is great in the beginning of the test but flattens out after a few thousand passages. However, the obtained layering coarse was thicker than prescribed. It is therefore probable that the total rutting would be less if the prescribed thickness had been used.

Draining pavement and the skeletal soil pavement shows a similar pattern with large rutting development in the beginning of test, which flattens out. These designs have a larger overall rutting depth development than the standard pavements. Skeletal soil with an asphalt however, has a rutting depth development that corresponds to the standard constructions. The results indicate that the majority of the rutting is due to late compaction of the layering course (sand).

To reduce the late compaction the layering course should be as thin as possible on a smooth and well-compacted base course surface. Smoothness and compaction of base course surface should be checked before the layering course and paving stones are added. Layering course should not be used as adjustment layer on an uneven road base. The risk is great that there is problems with uneven surface, cracked pavement stones and slabs. Furthermore, the base course and sub-base layers should be compacted more than the prescribed 6 of passages with the vibratory plate to achieve optimum compaction. Field measurements from Malmö, Stockholm and Kristianstad municipalities' shows that skeletal soil structures have a good stiffness and bearing capacity which is corresponding to the standard designs. It is possible to use skeletal soil pavement even on busy streets if they designed and built in a right way.

3 Innehållsförteckning

1	Förord	8
2	Sammanfattning	9
	Summary.....	10
3	Innehållsförteckning	11
4	Introduktion	13
5	Metoder	14
	HVS Heavy Vehicle Simulator.....	14
	Fallvikt.....	15
	Statisk plattbelastning	16
6	Testytornas uppbyggnad	18
	Utförande av konstruktioner	18
7	Resultat - Dränerande markstensöverbyggnad	19
	Yta A: Marksten med 20 % infiltration	19
	Yta B: Marksten med 10 % infiltration	20
	HVS spår djup.....	21
	Plattbelastning	23
	Fallviktsmätning	23
	Dräneringsförmåga	24
8	Resultat – Referensöverbyggnad med marksten och natursten	25
	Yta A: Standard markstenkonstruktion	25
	Yta B: Naturstenshällar	26
	HVS spår djup.....	26
	Statisk plattbelastning	28
	Fallviktsmätning	29
9	Resultat - Skelettjordsöverbyggnad	31
	Yta A: Skelettjord med obundet bärlager	31
	Yta B: Skelettjord med AG	31
	HVS-spår djup.....	32
	Statisk plattbelastning	32
	Fallviktsmätning	33
10	Fältstudier med fallvikt	34
	Kristianstads kommun.....	34
	Malmö kommun	35
	Stockholms kommun.....	37
11	Diskussion	41
	HVS-försök med dränerande marksten.....	41

HVS-försök med standard marksten och naturstenshällar	41
HVS-försök med skelettjordar	42
Fältnätningar med fallvikt	42
12 Slutsatser och rekommendationer.....	43

4 Introduktion

Förtätning av bebyggelse i samband med urbanisering innebär en ökad andel hårdgjorda markytor i städerna. Detta kan leda till sämre lokalklimat (mer trafik, utsläpp och buller) och sämre växtbetingelser för träd och grönska. Samhället och i synnerhet väghållare måste fokusera på att mildra de negativa konsekvenserna. Dessutom behöver de öka beredskapen inför klimatförändringarna som sannolikt medför mer intensiva regn och ökad årlig nederbörd. De direkta konsekvenserna kan kortfattat beskrivas som ökade problem med översvämningar. Befintliga VA-system blir hårt belastade när stora mängder ytvatten vid intensiv nederbörd måste dräneras bort på grund av den ökande andelen hårdgjorda ytor utan dränerande egenskaper. Ofta saknas också infiltrationsmagasin vilket skulle kunna ta bort de högsta flödestopparna. Vidare har den ökande urbaniseringen gjort att förutsättningarna för träd och vegetation att överleva har försämrats. Vegetation och träd i stadsmiljön förbättrar både lokalklimat, estetik och trivsel.

Nya breda systemlösningar krävs för att förbättra klimatet på plats och hantera klimatförändringarna samtidigt som de är funktionella, hållbara och billiga i drift. Detta ställer höga krav på konstruktionen och dess utförande. I många fall ska konstruktionerna klara stora och upprepade laster som t.ex. busstrafik, renhållningsmaskiner och lastbilstrafik. Om vägytan ska vara dränerande krävs att resten av överbyggnaden är dränerande. Detta ställer stora krav på material, konstruktion och utförande.

En marknadsundersökning och inventering av internationella erfarenheter av dränerande betongprodukter och dränerande ytor genomfördes inom ramen för branschprogrammet MinBaS II (Dränerande markstensbeläggningar för förbättrad miljö, Rapport nr 2.1.5, www.minfo.se). Vinnovaprojektet ”Grå-gröna systemlösningar för hållbara städer” kommer att utnyttja och vidga konceptet samt integrera det med stadsmiljö. Inom detta Vinnovaprojekt har vi utfört simulerade trafiklaster i fullskala på olika konstruktionslösningar för att undersöka hur dessa fungerar i praktiken.

Även speciella skelettjordkonstruktioner som på senare tid blivit vanligare i städerna för att förbättra livsbetingelserna för träd i staden har provats. Principen för dessa är att använda mycket luftiga bär- (32/64) och förstärkningslager (100/150). Håligheterna fylls delvis med matjord. Vatten och syre (till rötterna) kan tillsättas via brunnar och på så vis behöver inte ytan vara dränerande.

Fältprovning med fallvikt har utförts i 3 kommuner (Stockholm, Malmö och Kristianstad) för att undersöka bärlighet och styvhet i skelettjordkonstruktioner.

Syftet med fullskaliga labbförsök och fältprovning är att studera olika markstensbeläggningar, inklusive dränerande markbyggnadslager, naturstenshällar och skelettjordar. Dess nedbrytning och hållfasthet har undersökts. Ett annat syfte har varit att förbättra och få större förståelse för svagheter och styrkor i konstruktionslösningarna och utvärdera dessa.

Tabell 1. HVS försöksinformation

Antal överfarter	Belastning Dubbelhjul	Vatten	Hastighet	Ringtryck	
0–500	30 kN	Naturfuktigt	12 km/h	800 kPa	
500–26200	40 kN				
26200–73768	60 kN				
73768–140000	60 kN	Grundvatten 30 cm under terrass			

Fallvikt

Fallviktsmätning (*Figur 2*) har utförts före och efter HVS-testet enligt VVMB 112:1998 och data har bearbetats enligt VVMB 114:2000. Mätningen har skett i tre profiler, höger, vänster och centrum (*Figur 3*). Profilerna är separerade 1 m på vardera sidan om centrumprofilen. Sammanlagt 9 punkter i vardera konstruktionen har mätts dvs. 3 punkter i vardera spåret (*Figur 3*). Fallvikten har 7 deflektionsgivare vid D0, D200, D300, D450, D600, D900 och D1200 (dvs. avstånd i mm från D0).

En djupare analys av data har också utförts där teoretiska styvheterna har beräknats genom bakåträkning. Beräkningen har utförts enligt linjärelastisk multilagerteori. Med kunskap om lagertjocklekar har styvheterna anpassats så att kvadratfelet på uppmätta och beräknade deflektioner har minimerats.

Konstruktionen har delats in i 3 olika lager med kända tjocklekar:

1. Sten och sättsand
2. Bär- och förstärkningslager
3. Terrass, undergrund (sand)



Figur 2. Fallviktsmätning före HVS test.



Figur 3. Fallviktens mätpunkter för D0 på mätytan.

Fallviktsmätningarna som gjorts i fält har beräknats på ett enklare sätt. Deflektionen D0 har använts för att räkna ut ytmodulen (hela konstruktionens medelstyvhet) och D300 deflektionen har använts för att räkna ut medelmodulen på lagren under 300 mm.

Statisk plattbelastning

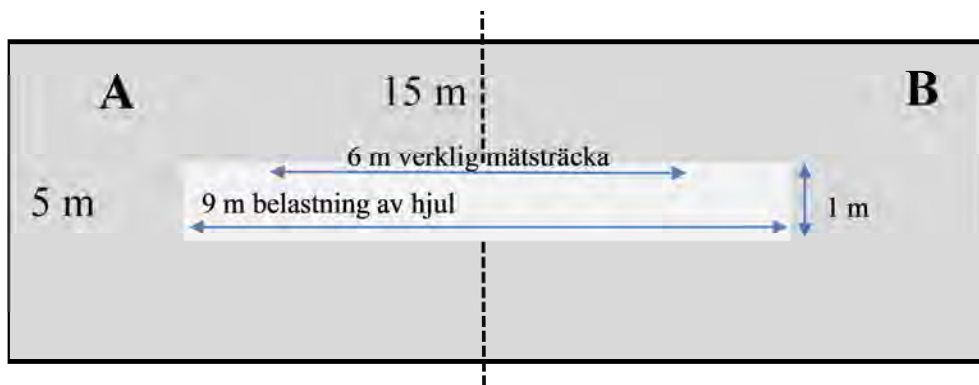
Statisk plattbelastning (Figur 4) har utförts på färdigpackad bärlager yta enligt VVMB 606:1993 (Trafikverkets metod) på alla konstruktioner. På standardkonstruktionerna har även förstärkningslagret provats.



Figur 4. Plattbelastning på bärlageryta.

6 Testytornas uppbyggnad

Försöken har utförts i VTI:s testhall där klimatet (temperatur, fukt) och byggkvalité kan kontrolleras. I testet har tre testytor byggts. Ytorna är 15*5 m. Varje testyta delas i två delar A och B med olika uppbyggnad (Figur 5). Detta går att göra om skillnaderna inte är för stora i uppbyggnaden. Ytan belastas av ett dubbelt hjul på en 9 m lång och 1 m bred sträcka (Figur 5). Testytorna byggs upp med olika lager i överbyggnaden beskrivet nedan. Samtliga ytor har överbyggnadstjocklek 1 050 mm. Sex olika konstruktioner har provats under de 3 olika försöken (Tabell 2)



Figur 5. Principskiss över testytan (ej skalenlig).

Tabell 2. De olika konstruktionerna som testats.

Försök	A	B	1 m
1	Dränerande marksten 20 % infiltration	Dränerande marksten 10 % infiltration	
2	Standard marksten	Standard naturstenshällar	
3	Skelettjord normal	Skelettjord med AG	

Utförande av konstruktioner

Utförandet är gjort enligt standard förfarande i branschen. Varje förstärkningslager och bärlager är packat minst 6 gånger med padda (500 kg; LG500) eller tills paddan ger dubbelhopsrespons som indikerar att maximal packning har uppnåtts. Sättsanden är utlagd, utjämnad samt packad. Stenarna är satta (knackade med klubba) i sättsanden. Därefter har den färdiga ytan efterpackats med padda med en gummiduk som skydd för stenarna. Asfaltslagret i den ena skelettjordskonstruktionen har lagts med asfaltsläggare. Varje lager har avvägts mot bestämda fixpunkter under byggnationen. Detta har gjorts på ytan 2*7 m utifrån centrumlinjen med 0,5 m grid på ytan som ska testas. De avvägda lagertjocklekarna motsvarar ett medelvärde på hur de verkliga lagertjocklekarna blev.

7 Resultat - Dränerande markstensöverbyggnad

I HVS-försöket jämförs två markstensöverbyggnader, en med full infiltration (20 %), och en med partiell infiltration (10 %). De använda markstenarna kommer från Starka. I testet har man jämfört bärighet och beständighet. Vidare har resultaten jämförts med resultat från HVS-försöket med standardkonstruktioner och övriga testade ytor. *Figur 6* visar de dränerande markstensytorna innan test.



Figur 6. Bilden visar ytan med dränerande marksten innan test. Marksten med 20 % infiltration till vänster och marksten med 10 % infiltration till höger.

Yta A: Marksten med 20 % infiltration

Tabell 3 visar konstruktionens uppbyggnad. Den verkliga lagertjockleken har uppmätts genom avvägning efter att varje lager har färdigställts. *Figur 7* visar den färdigställda ytan med Starka Sienna Eco.

Tabell 3. Uppbyggnad av konstruktion med 20 % infiltration.

Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm, avvägd)	Material	Funktion
100	100	Starka Sienna Eco	Marksten 20 % infiltration
30	45	Tvättad kross 2/5	Sättsand permeabelt
220	228	Kross 4/32	Bärlager permeabelt
700	685	Kross 4/90	Försäkningslager permeabelt



Figur 7 Bilden visar Starka Sienna Eco.

Yta B: Marksten med 10 % infiltration

Tabell 4 visar konstruktionens uppbyggnad. Den verkliga lagertjockleken har uppmätts genom avvägning efter att varje lager har färdigställts. *Figur 8* visar den färdigställda ytan med Starka Uni-Ecoloc.

Tabell 4. Uppbyggnad av konstruktion med 10% infiltration.

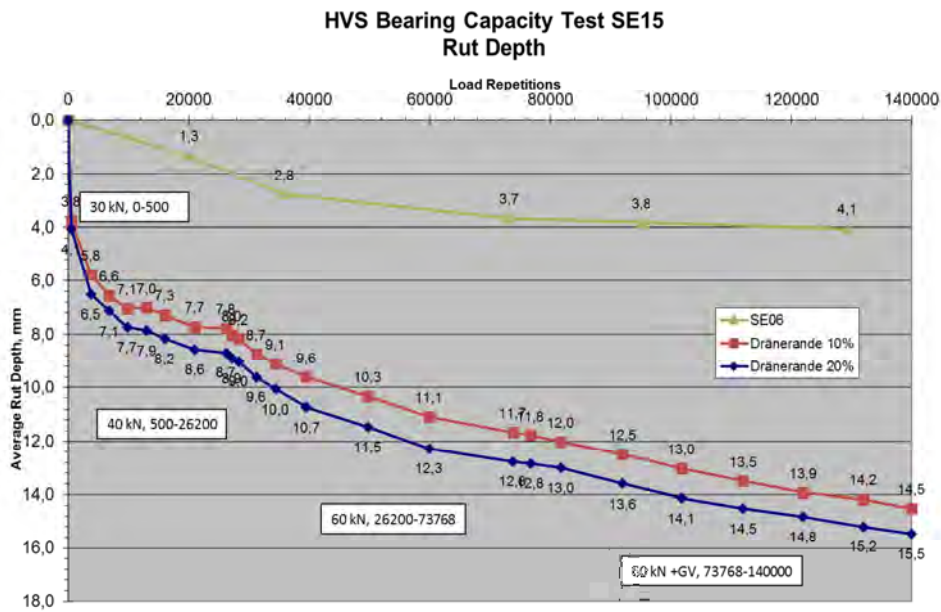
Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm, avvägd)	Material	Funktion
100	100	Starka Uni-Ecoloc	Marksten partiell 10 % infiltration
30	45	Tvättad kross 2/5	Sättsand permeabelt
220	228	Kross 4/32	Bärlager permeabelt
700	685	Kross 4/90	Förstärkningslager permeabelt



Figur 8 Bilden visar Starka Uni-Ecoloc.

HVS spårdjup

Figur 9 visar den uppmätta spårdjupsutvecklingen för totalt 140 000 hjulaxelöverfarter. Spårdjupstillväxten är mycket stor de första 500 överfarterna vid förbelastningen. Den stora spårdjupstillväxten fortsatte vid ökad belastning till 40 kN för att sedan plana ut. Vid 26 200 överfarter ökades lasten till 60 kN och man kan då iaktta att tillväxten ökar igen för att övergå till en ganska jämn spårdjupstillväxt. Ingen större förändring inträffade vid 73 768 överfarter när grundvattnet höjdes till 30 cm under terrassnivå. *Figur 10* visar ytan efter HVS- testet.



Figur 9. Spårdjupsutvecklingen för de två dränerande konstruktionerna samt en jämförelse med en vanlig asfaltkonstruktion (mindre landsväg).



Figur 10. De dränerande ytorna efter HVS test. Bilderna visar spårdjupet.

Plattbelastning

Plattbelastning har utförts på färdigpackad bärlageryta. Resultaten (*Tabell 5*) visar på något låga värden. Ytan är packad 6 gånger med vibroplattan. Ytan är svårpackad då materialet saknar finkornigt material som håller ihop.

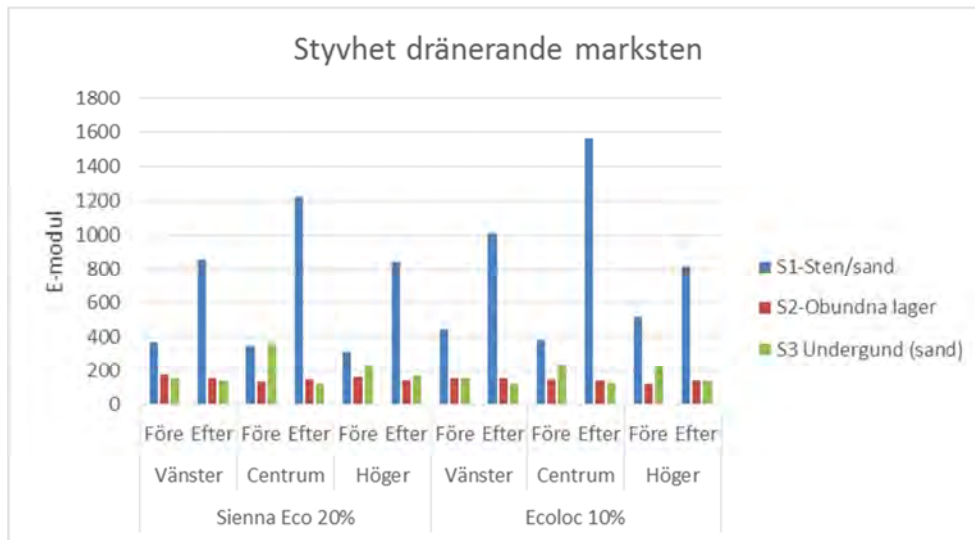
Tabell 5. Statisk plattbelastning på bärlagerytan medelvärde av 3 mätpunkter

Konstruktion	EV1	EV2	Ev2/EV1
	MPa/m ²	MPa/m ²	
Bärlager (6 överfarter med vibroplatta)	40	115	2,95

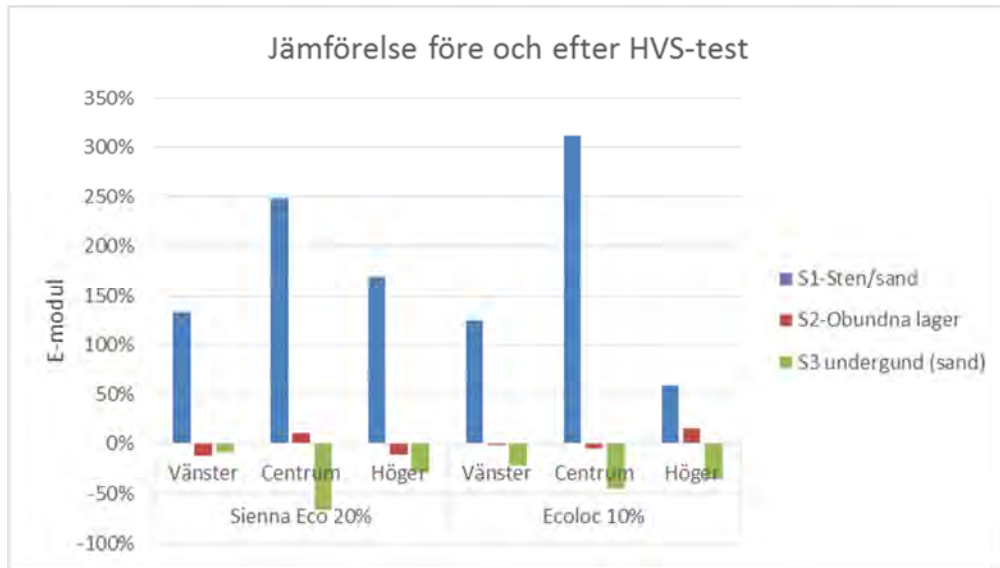
Fallviktsmätning

De teoretiskt beräknade E-modulerna före och efter HVS visas nedan (*Figur 11*). Relativa förändringen i E-modul visas i *Figur 12*.

Man kan se att den största förändringen av E-modul har skett i sten och sättsandslagret. Det beror på efterpackning av sättsandslagret. Övriga lager har en negativ eller svagt positiv förändring av E-modul. Detta beror sannolikt på att mätningen av fallvikt efter HVS-körning har skett vid fuktigare förhållanden. Grundvattenytan har höjts till 30 cm under terrassen.



Figur 11. Teoretisk beräknade E-moduler från tillbakaberäkning.



Figur 12. Relativ förändring av E-modul före och efter HVS försök.

Dräneringsförmåga

Relativ hydraulisk konduktivitet har mätts med metod SS-EN 12697-40:2012. Metoden är en relativ bestämning och ger inga absolutvärden. Metodens princip är att mäta tiden det tar att dränera 4 liter vatten genom en cylinder som placeras på ytan av försöksobjektet. I försöket har cylindern placerats tvärs över fogarna på yta 1 med Starka Sienna Eco och på yta 2 med Starka Uni-Ecoloc har dräneringshålet placerats i mitten av cylindern. På varje yta har 10 mätningar på olika ställen utförts. Medelvärdet presenteras nedan.

Material	Uppmätt konduktivitet	Dräneringsförmåga	
		Yta 1	Yta 2
Starka Sienna Eco	0,089 s ⁻¹	0,37 l/s	5,2 l/m ² /s
Starka Uni-Ecoloc	0,063 s ⁻¹	0,24 l/s	3,4 l/m ² /s

8 Resultat – Referensöverbyggnad med marksten och natursten

HVS-försöket jämför en standardöverbyggnad av betongmarksten med en överbyggnad av natursten. Resultaten ger information om skillnad i bärlager mellan betong och natursten. Resultaten är också viktiga som referenser för jämförande av övriga överbyggnader i projektet inklusive fältmätningar.

Yta A: Standard markstenskonstruktion

Tabell 6 visar konstruktionens uppbyggnad. Den verkliga lagertjockleken har uppmätts genom avvägning efter att varje lager har färdigställts. Figur 13 visar den färdigställda ytan med Starka Sienna Eco.

Tabell 6. Uppbyggnad av standard markstenskonstruktion.

Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm, avvägd)	Material	Funktion
100	100	Coloc	Marksten
30	88	Kross 0/4	Sättsand
220	205	Kross 0/32	Bärlager
700	666	Kross 0/90	Förstärkningslager



Figur 13. Markstensyta med Starka Coloc.

Yta B: Naturstenshällar

Naturstenshällarnas ytformat bredd 200 mm, längd 300, 450 och 600 mm. Fogbredden var 6 mm. *Tabell 7* visar konstruktionens uppbyggnad. Den verkliga lagertjockleken har uppmätts genom avvägning efter att varje lager har färdigställts. *Figur 14* visar den färdigställda ytan med natursten

Tabell 7. Uppbyggnad av naturstensöverbyggnaden (hällar).

Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm, avvägd)	Material	Funktion
80	80	Flivik	Natursten
50	108	0/4	Sättsand
220	205	0/32	Bärlager
700	666	0/90	Förstärkningslager

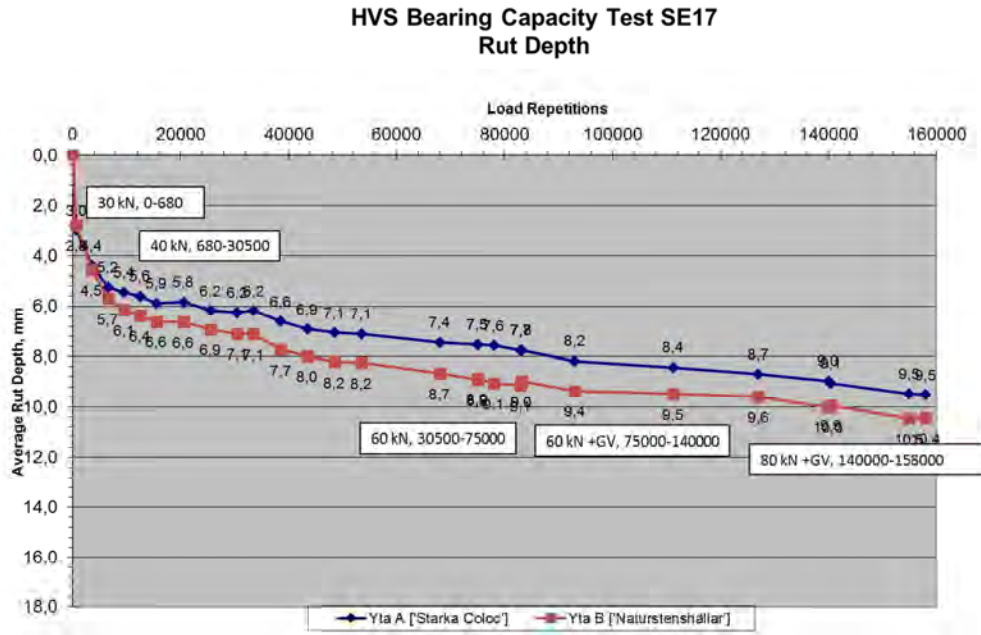


Figur 14. Naturstensyta med hällar.

HVS spårdjup

Figur 15 visar den uppmätta spårdjupsutvecklingen för totalt 158 000 hjulaxelöverfarer. Spårdjupstillväxten är mycket stor de första 680 överfarterna vid förbelastningen. Den stora spårdjupstillväxten fortsatte vid ökad belastning (40 kN) för att sedan plana ut vid ca 5 000 överfarer. Vid 30 500 överfarer ökades lasten till 60 kN (motsvarar 12 tons axel) och man kunde då iaktta att tillväxten ökar igen för att övergå till en ganska jämn spårdjupstillväxt.

Ingen större förändring inträffade vid 75 000 överfarter när grundvattnet höjdes till 30 cm under terrassnivå. Vid 140 000–158 000 överfarter ökades belastning till 80 kN (motsvarar 16 tons axel) för att prova extrem överlast. Vid en omräkning till standardaxlar enligt 4-potensregeln motsvarar antalet överfarter 357 000 standardaxlar (10 tons axel). Inga stenar blev knäckta i testet vilket indikerar att konstruktionen bör klara minst trafikclass 1. Det bör observeras att bärlagretstjocklek vid försöken var 220 mm vilket är tjockare än normalt. Detta anses inte ha påverkat resultaten nämnvärt då plattbelastningsresultaten visar att bärlagerytan varit mycket styv.



Figur 15. Spårdjupsutvecklingen för Starka Coloc betongmarksten och Naturstenshällar.



Figur 16. Höjdskillnad mellan naturstenarna uppstod efter belastning av HVS hjulet.



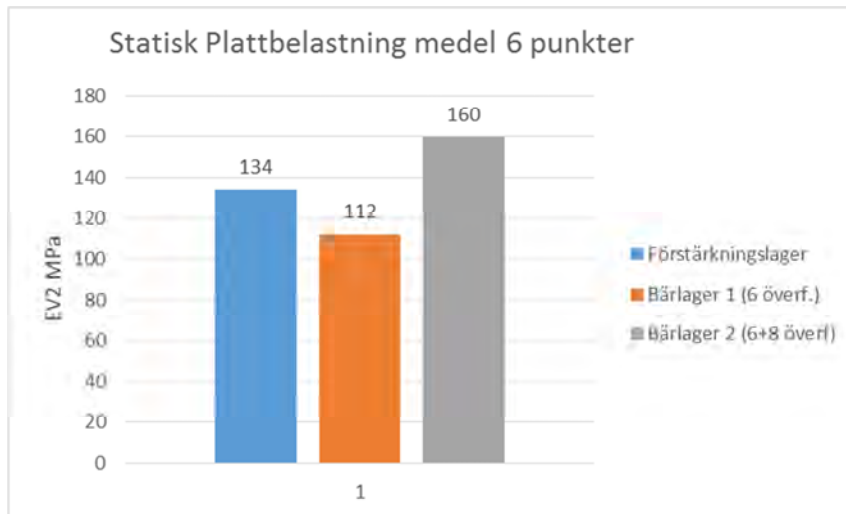
Figur 17 Spår djup i betongmarkstenarna efter HVS-försöket.

Statisk plattbelastning

Statisk plattbelastning har utförts på förstärkningslager och bärlager (Tabell 8; Figur 18). Bärlagerytan var efter 6 överfarer med vibroplattan för mjuk. Efter ytterligare 8 överfarer uppnåddes en acceptabel styvhet.

Tabell 8. Statisk plattbelastning, medelvärde av 6 mätpunkter.

Konstruktion	EV1	EV2	Ev2/EV1
	MPa/m ²	MPa/m ²	
Förstärkningslager	54	134	2,6
Bärlager 1 (6 överfarer med vibroplatta)	41	112	2,9
Bärlager 2 (6+8 överfarer med vibroplatta)	84	160	1,9

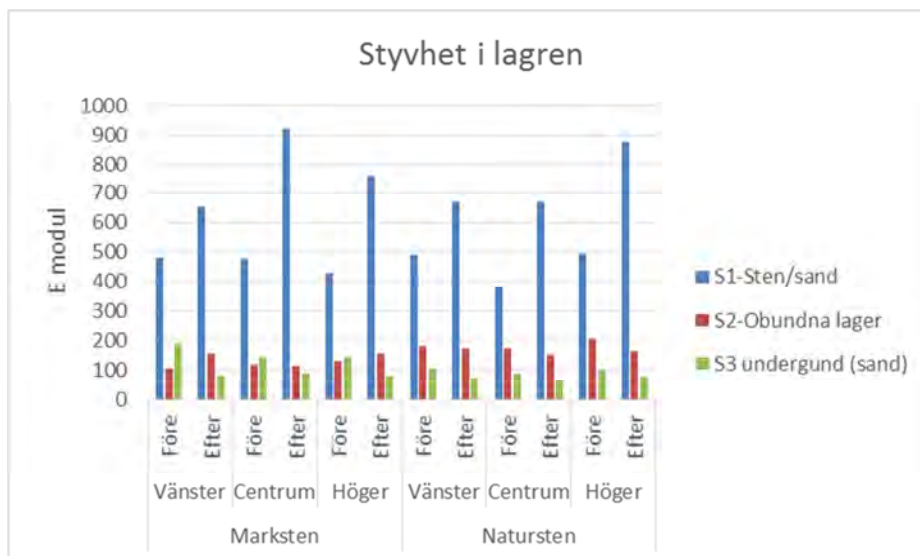


Figur 18. Jämförelse av E-moduler på förstärkningslager och bärlager packat med 6 respektive 6+8 överfarter med vibroplattan.

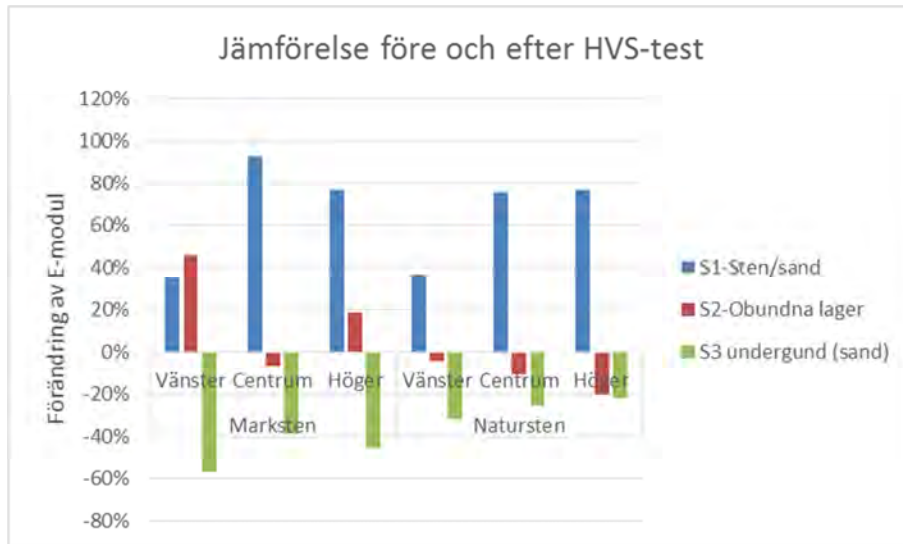
Fallviktsmätning

De teoretiskt beräknade E-modulerna före och efter HVS visas nedan i *Figur 19*. Relativa förändringen i E-modul visas i *Figur 20*.

Man kan se att den största förändringen av E-modul har skett i sten och sättsandslagret. Det beror på efterpackning av sättsandslagret. De obundna lagren har en negativ eller svagt positiv förändring av E-modul. Detta beror sannolikt på att efterpackningen i de lager som ligger djupare inte blivit lika stor. Mätningen av fallvikt efter HVS-körning har även skett vid fuktigare förhållanden. Grundvattenytan har höjts i slutet av försöket till 30 cm under terrassen. Därför har terrassen (undergrunden) fått en lägre styvhet i mätningarna efter HVS försöket.



Figur 19. Teoretiskt beräknade E-moduler från tillbakaberäkning.



Figur 20. Relativ förändring av E-modul före och efter HVS försök.

9 Resultat - Skelettjordsöverbyggnad

I nedanstående HVS-försök provas skelettjordsöverbyggnad uppbyggt enligt specifikation från Stockholm stad. Ett motiv att testa dessa typer av konstruktioner är att de växtbäddar man idag använder i stadsmiljö ofta är för små för att träden ska utvecklas bra. Om man kan ta trafikerade ytor i anspråk kan träden få större ytor att utveckla sina rotsystem. Konstruktion med och utan AG har jämförts. Genom testen får man information om man bör använda AG i skelettjordar för att de ska klara tung trafik på t.ex. bussgator eller trafikerade torgytor där konceptet kan användas. Resultaten går också att jämföra med standard markstensuppbyggnad samt övriga testade ytor.

Yta A: Skelettjord med obundet bärlager

Nedan (*Tabell 9*) beskrivs uppbyggnaden av skelettjordskonstruktionen med obundna lager.

Tabell 9. Skelettjord med obundna lager.

Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm)	Material	
100	100	Starka Coloc (ev Benders)	Marksten
30	148	Kross 0/4	Sättsand
120		Kross 0/32	Bärlager
		Geotextil	
200	155	Kross 32/64	Luftigt bärlager
600	576	Kross 100/150 och anläggningsjord	Skelettjord

Yta B: Skelettjord med AG

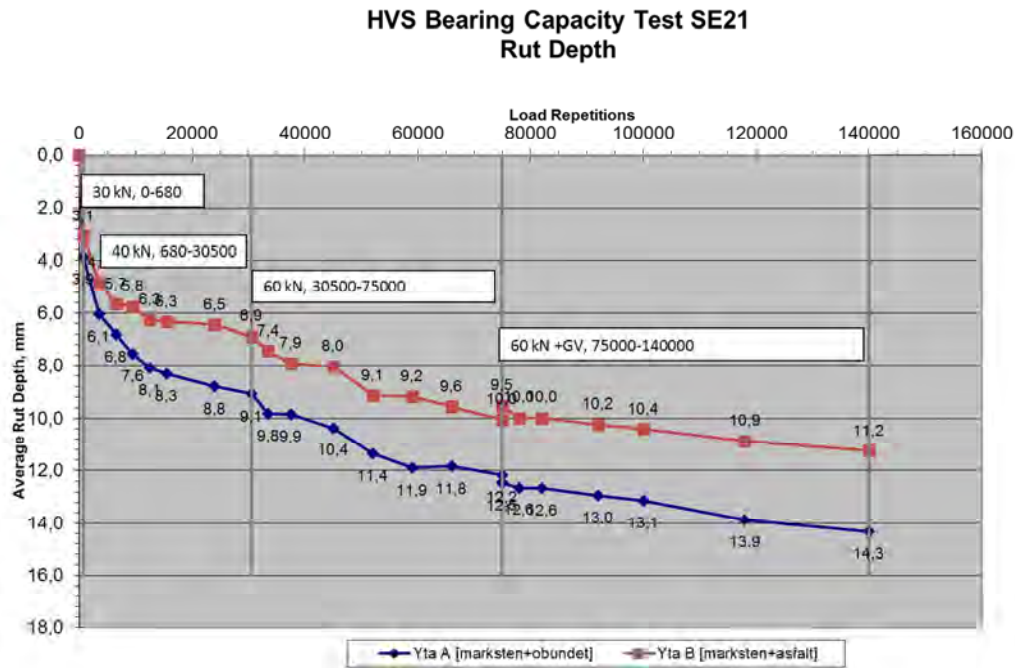
Nedan (*Tabell 10*) beskrivs skelettjordskonstruktionen med AG16.

Tabell 10. Skelettjord med AG16.

Tjocklek (mm)	Verklig tjocklek (mm)	Material	
100	100	Starka Coloc (ev Benders)	Marksten
30	35	Kross 0/4	Sättsand
100	79	16	AG
20	33		Avjämningslager
		Geotextil	
200	155	Kross 32/64	Luftigt bärlager
600	576	Kross 100/150 och anläggningsjord	Skelettjord

HVS-spårdjup

Figur 21 visar spårdjupsutvecklingen i de två skelettjordskonstruktionerna. Totalt 140 000 överfarter gjordes. Förbelastning 30 kN vid 0–680, 40 kN vid 680–30500, 60 kN vid 30 500–75 000, 60 kN och grundvatten (30 cm under terrass) vid 75 000–140 000 överfarter. Spårdjupstillväxten är mycket stor de första 500 överfarterna. Efter några tusen överfarter planar spårdjuptillväxten ut och är relativt konstant. En något större tillväxt sker vid lastökning till 60 kN, vilket motsvarar en 12 tons axel. Konstruktionen med AG16 (asfalt) har en betydligt lägre spårdjupsutveckling än konstruktionen utan.



Figur 21. Spårdjupsutvecklingen för de två skelettjordsöverbyggnaderna med marksten (Starka Uni-Coloc) med obundna lager respektive marksten (Starka Uni-Coloc) med underliggande asfaltlager.

Statisk plattbelastning

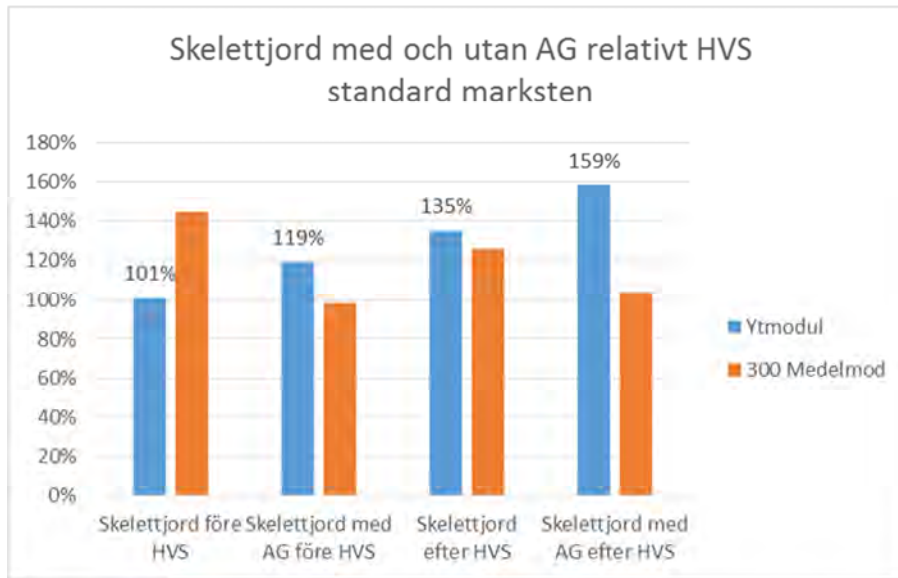
Statisk plattbelastning gjordes på bärlagerytan (0/32) på konstruktionen utan AG16 (Tabell 11). Tre punkter mättes utmed det tänkta HVS spåret.

Tabell 11 Medelvärde av statisk plattbelastning i tre punkter på bärlagerytan.

Konstruktion	EV1	EV2	Ev2/EV1
	MPa/m ²	MPa/m ²	
Bärlager (6 överfarter med vibroplatta)	73	150	2,06

Fallviktsmätning

Jämförelsen av ytmodul före HVS försöket visar att skelettjordsöverbyggnaden utan AG har ungefär samma styvhet som standardkonstruktionen (*Figur 22*). Överbyggnaden med AG har något högre styvhet än standardkonstruktionen. Efter HVS-försöket har styvheten ökat (i centrumspåret) som ett resultat av efterpackning. Utanför spåret har styvheten också ökat men inte lika mycket. Medelmodul 300 (styvhet under 300 mm) har däremot minskat. Det kan troligen förklaras med att konstruktionen är fuktigare efter grundvattenhöjningen.



Figur 22. Jämförelse av skelettjord med och utan AG relativ standard markstenskonstruktion.

10 Fältstudier med fallvikt

Fältmätningar med fallvikt har utförts på skelettjordar i 3 kommuner, Kristianstad, Malmö och Stockholm. En ytmodul har beräknats baserat på deflektionen mitt under fallviktsplattan (D0) samt en medelmodul D300 baserad på deflektionen 300 mm från centrum av fallviktsplattan. Ytmodulen är ett mått på styvheten i hela konstruktionen och medelmodul 300 ger information om styvheten i lagren under 300 mm.

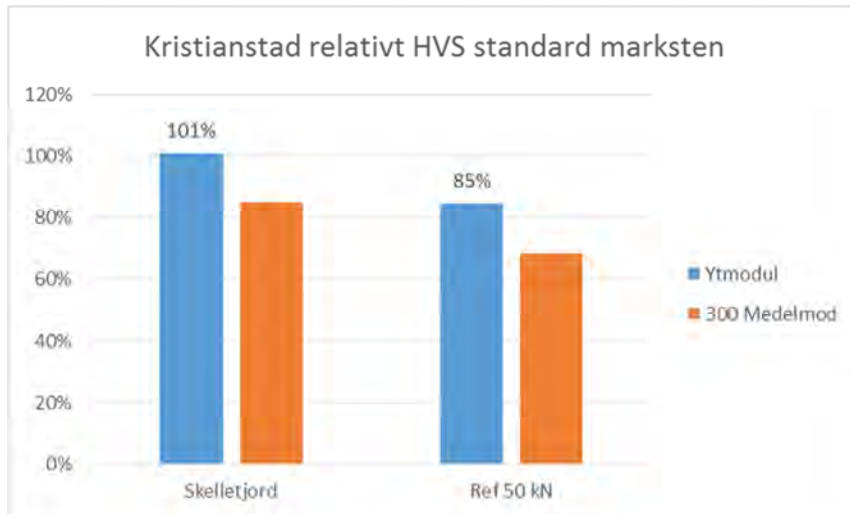
Kristianstads kommun

I Kristianstad har mätningarna utförts på cykelbanan vid Västra Boulevarden. Skelettjordarna finns tvärs över cykelbanan mellan träden och referensytorna utan skelettjord finns på samma cykelbana bortanför träden (*Figur 23*). Mätningarna gjordes på cykelbanans asfaltsyta. Sammanlagt 8 punkter på skelettjord och 8 punkter på referensyta har gjorts utmed en 185 m lång sträcka.

Resultaten (*Figur 24*) för ytmodul och medelmodul (300 mm) har jämförts med resultaten från standardkonstruktionen som byggts för spårdjupsmätning med HVS i VTI:s provhallar (standardöverbyggnad HVS). Resultaten visar att styvheten i skelettjorden motsvarar ungefär standardkonstruktionen. Referensytan har något lägre styvhet.



Figur 23. Mätning av skelettjord i cykelbana vid Västra Boulevarden, Kristianstad.

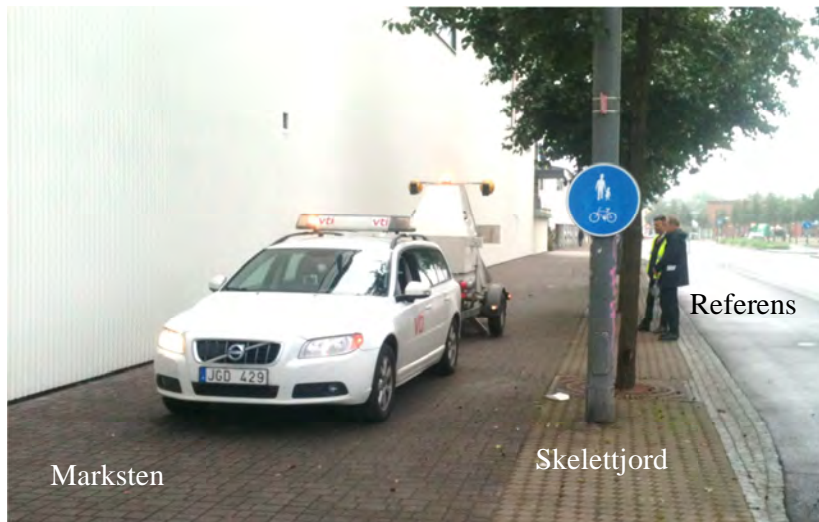


Figur 24. Resultat av fallviktsmätning vid Västra Boulevarden jämfört med resultat från standard marksten konstruktion byggd på VTI för HVS.

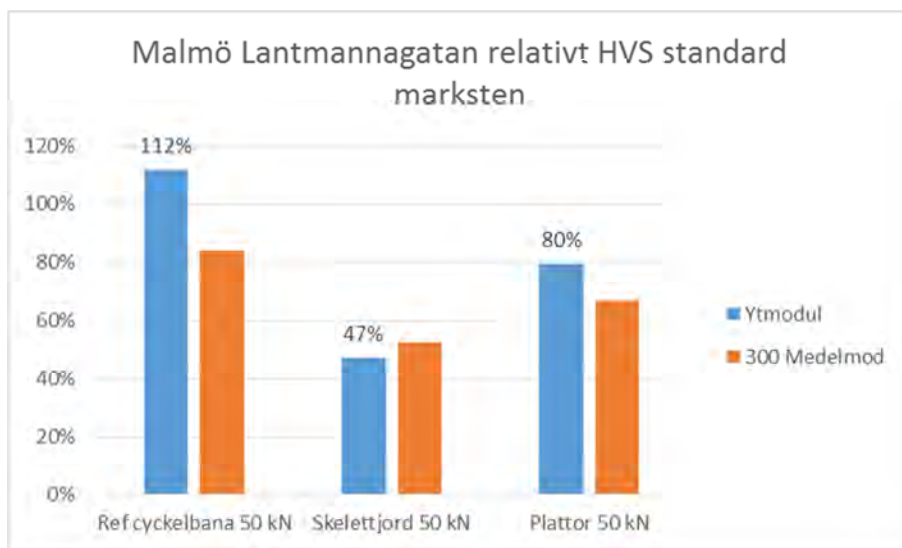
Malmö kommun

I Malmö har mätningar utförts vid Caroli torg samt utmed Lantmannagatan (Figur 25). Vid Lantmannagatan mättes på Skelettjordsöverbyggnad som har ytbeläggning bestående av marksten. Även normal markstensöverbyggnad och referensyta (cykelväg) med asfalt mättes på platsen. Resultaten (Figur 26) ger att ytmodulen är lägre för skelettjordens yta jämfört med standardöverbyggnad HVS. Cykelbanan har ungefär samma styvhet som HVS överbyggnaden medan markstensytan har något lägre styvhet.

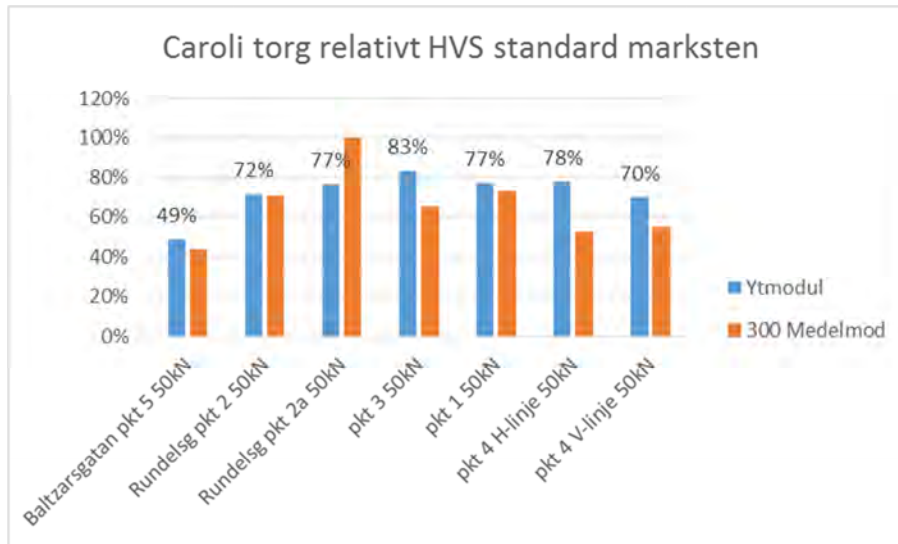
Mätningarna vid Caroli torg gjordes på torgytor av varierande slag (betongmarksten och smågatsten). Resultaten visas i Figur 27. Ytmodulen är något lägre än standard HVS överbyggnaden.



Figur 25 Fallviktsmätning vid Lantmannagatan i Malmö. Bilden visar Skelettjords-
betongmarkstens- och referensytorna.



Figur 26. Resultat från fallviktsmätningen vid Lantmannagatan i Malmö.



Figur 27. Fallviktsresultat från Caroli torg.

Stockholms kommun

I Stockholm har fallviktsmätningar utförts på skelettjordar i Stockholms innerstad (t.ex. *Figur 28*, *Figur 29*) samt vid Mässgatan i Kista (*Figur 30*).

Resultaten (*Figur 31*) från Norrtullgatan (*Figur 28*) ger ytmoduler som är betydligt högre än HVS standardöverbyggnad. Denna skelettjord ligger delvis under körbana och trottoar. Norrtullgatans referensyta ligger i trafikerad körbana. Resultaten visar att det är möjligt att trafikera en skelettjordskonstruktion med stadstrafik. Övriga fallviktsdata från Stockholms innerstad kommer från mätningar på skelettjordar i trottoaröverbyggnad. Dessa konstruktioner har generellt något högre ytmoduler än HVS standard ytan. Odengatan 86 har dock något lägre ytmodul.

Resultaten (*Figur 32*) från Mässgatan i Kista visar på höga ytmoduler för skelettjorden jämfört med HVS standardöverbyggnad. Gångbanan har något lägre ytmodul. Referensen från gatan uppvisar höga ytmoduler.



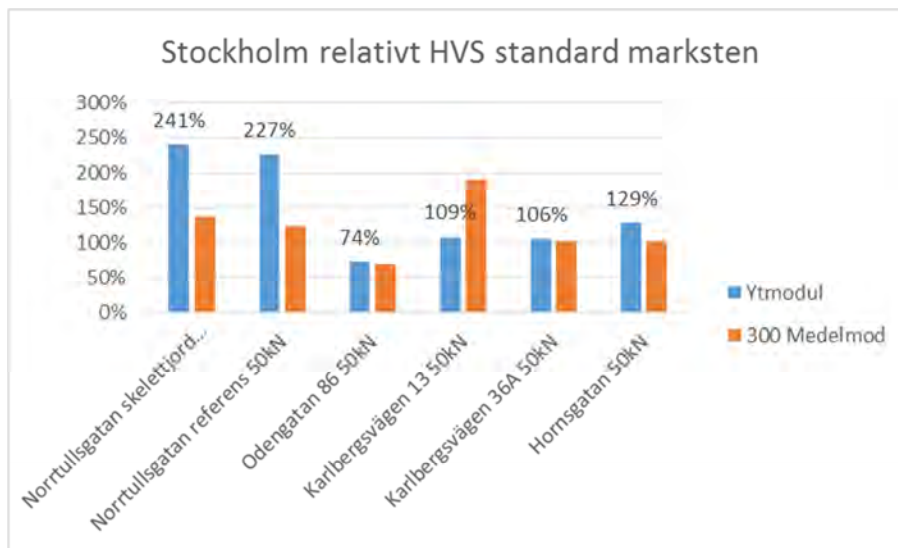
Figur 28. Fallviktsmätning vid Norrtullgatan i Stockholm.



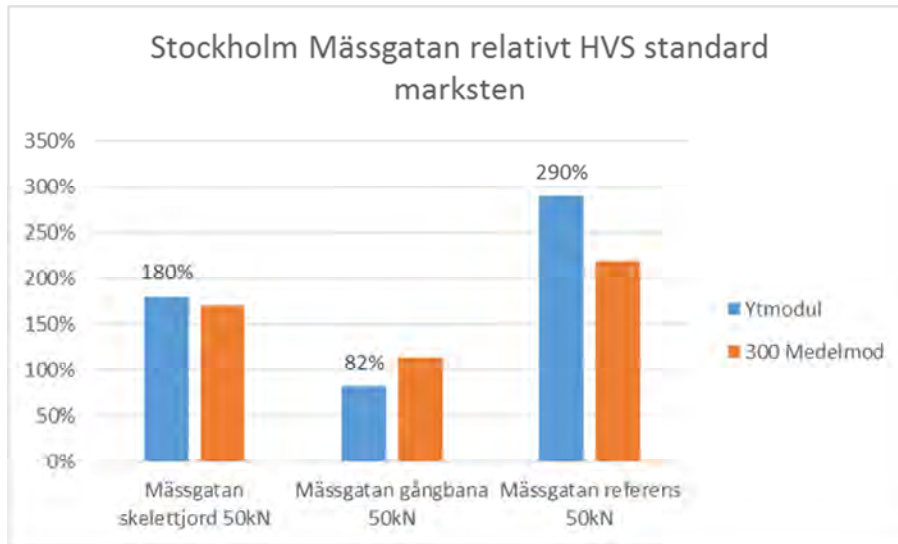
Figur 29. Fallviktsmätning vid Odengatan 86 i Stockholm.



Figur 30. Fallviktsmätning via Massgatan, Kista.



Figur 31. Resultat från fallviktsmätningen i Stockholm innerstad.



Figur 32. Resultat från fallviktsmätningen vid Mässgatan i Kista.

11 Diskussion

Nedan diskuteras resultaten från HVS försök, fallvikt och fältförsök.

HVS-försök med dränerande marksten

Det sker en mycket stor efterpackning (spårdjupsutveckling) i början av HVS-testet vilket tyder på att packningen inte var bra i konstruktionen från början. Nästan 40 % av spårdjupsutvecklingen skedde under de första 4 000 överfarterna, trots låg last. Efter ca 5 000 belastningar sker spårdjupsutvecklingen ganska konstant. Grundvatten introduceras 30 cm under terrassnivå efter 73 000 belastningar men påverkar bara marginellt spårdjupsutvecklingen. Vi kunde bara se en marginell skillnad i spårdjupsutveckling mellan de två markstenstyperna. Starka Uni-Ecoloc uppvisade något mindre spårdjupsutveckling.

Under testet kunde man se att Starka Sienna Eco med de breda fogarna rörde sig mer vid belastning. Stenarna uppvisade god hållbarhet och bara en sten gick sönder. Denna sten hade redan från början en spricka som troligen uppstod vid läggningen och efterpackningen. En fråga man kan ställa sig är var i konstruktionen sättningarna sker. Det är troligt att sättsanden kan vara en del i förklaringen då detta lager var rätt tjockt och inte packas lika hårt som övriga lager. Fallviktsmätningarna visar ganska tydligt att den största styvhetsförändringen har skett i sättsanden. Detta indikerar starkt att den största efterpackningen och deformationen skett i sättsanden. Sannolikt sker troligen viss efterpackning i alla lager.

En erfarenhet från utförandet är att dränerande obundna lager utan finmaterial är mycket svårpackade. Det finns inget finmaterial som håller ihop. Hur mycket man än packar förblir materialet instabilt. Vid för mycket packning riskerar man dessutom att krossa ner materialet vilket inte är önskvärt. Det är också mycket viktigt att man säkerställer att materialet inte kan förflytta sig i sidled då stabiliteten inte blir lika stor som material som har finmaterial som håller ihop.

En annan risk med material med stora hålrum är att omlagringar lättare kan ske. Risken är stor att finmaterial från fog och sättsand letar sig ner i konstruktionen och på så sätt orsakar sättningar och spår. Vid rivning av testkonstruktionen kunde man se att fog och sättsand hade omlagrats och letat sig ner i konstruktionen. En rekommendation är att använda geotextil att skilja lagren åt för att hindra omlagring och att se till att minsta kornstorleken i underliggande lager inte är större än minsta kornstorleken i överliggande lager. Man bör kunna använda 2/32 och 2/90 som bär- respektive förstärkningslager utan att dräneringsförmågan försämras i någon större omfattning.

HVS-försök med standard marksten och naturstenshällar

Även referensytorna med marksten och natursten uppvisar en stor initial spårbildning. Efter ca 5 000 sker en relativt konstant spårutveckling. Spårdjupsutvecklingen på standardytorna blev ungefär hälften av de dränerande ytorna. Efter den initiala sättningen gick utvecklingen långsammare. Ingen större påverkan kunde iaktas när grundvattnet höjdes till 30 cm under terrassnivån. Ingen större skillnad i spårdjupsutvecklingen kunde iaktas mellan natursten och betongstenen. Naturstenshällarnas större längd gjorde att det med tiden blev en rätt stor nivåskillnad mellan stenarna i spåret och de utanför (*Figur 16*). En orsak som förvärrade detta är att sättsandslagret hade en allt för stor tjocklek (108 mm istället för 50 mm). Under slutfasen av försöket kunde man se att stenarna rörde sig och låg ostabilt vid belastning av hjulet. Sannolikt packades sättsanden olika under stenarna. Det är också troligt att viss transport av sättsand skedde upp genom fogarna som ett resultat av rörelsen och att underlaget blev ojämn genom denna pumpeffekt. Man kunde se att fogarna tömdes på material. En annan

effekt var att sättsanden blev mycket torr under försöket och hade tendens att damma bort. Kornkurvan på fogsanden upplevdes också som alltför finkornig. Ingen av stenarna gick sönder under testet. Betongstenarna fick ett mer jämnt spår och uppvisade inga höjdskillnader (Figur 17).

Fallviktsmätningarna visar att den största styvhetsförändringen fås i sättsanden. Resultaten visar att den största sättningen sker i sättsanden. Sättsandslagret blev mycket tjockare än vad som var tänkt. Det blev mer än dubbelt så tjockt. Ett tunnare sättsandlager hade sannolikt gjort att spårdjupsutvecklingen blivit mindre. Testet genomfördes till stor del med en belastning som överskrider en normal standardaxel (10 ton). Genom att räkna om antal HVS överfarer (158 000 st) till överfarer med standardaxelbelastning (10 ton) med 4-potensregeln blev antalet överfarer 358 000 stycken. Detta är ganska nära kravet för trafikklass 1. Då inga stenar uppvisade någon tendens att spricka kan man med relativt stor sannolikhet säga att konstruktionen klarar kraven för trafikklass 1.

HVS-försök med skelettjordar

Skelettjordskonstruktionen har en mycket stor efterpackning (spårdjupsutveckling) i början av testet precis som de övriga HVS-testerna med marksten. Spårdjupsutvecklingen blev liknande den för dränerande markstensytor för ytan utan asfalt. Ytan med asfalt fick ungefär samma spårdjupsutveckling som standardytorna. Ett par stenar sprack under testet. Den statiska plattbelastningen visar att den obundna bärlagerytan var väl packad. Asfaltslagret bidrog till att förbättra bärigheten. Vi hade förväntat oss att förbättringen skulle bli större. Det är möjligt att den grova skelettjorden behöver stort packningsarbete och att den till viss del efterpackades under HVS-försöket. En överbyggnad utan sättsand och marksten hade troligen fått en bättre spårdjupsutveckling då den initiala efterpackningen hade blivit mindre.

Fältmätningar med fallvikt

De flesta fältmätningarna gjordes på cykel och gångvägar i anslutning till skelettjordar. Fallviktsmätningarna jämfördes med mätningar gjorda på en standardöverbyggnad (Tabell 6) uppbyggd i VTI:s testhall. I de flesta fall har skelettjordarna lika eller något bättre styvheter (ytmodul) än dessa. Det är dock viktigt att poängtera att standardöverbyggnaden är helt nybyggd och inte har blivit trafikerad. Vi valde att jämföra med den nybyggda konstruktionen pga. att denna har mer jämna fallviktsvärden över ytan. Efter HVS försöket förbättras styvheten i konstruktionen men det sker främst i spåret som trafikerats av HVS-hjulet.

Det är intressant att notera att några av de uppmätta skelettjordarna har mycket höga styvheter t.ex. Norrtullsgatan i Stockholm och Mässgatan i Kista. Detta visar att skelettjordar kan användas även på mer trafikerade gator om de dimensioneras och byggs rätt. Med tanke på att de flesta av skelettjordsöverbyggnaderna vi mätte på är byggda för gång- och cykeltrafik är resultatet att de har styvheter som motsvarar standardöverbyggnaden på VTI mycket bra. Resultaten demonstrerar att skelettjordkonstruktioner har bra styvheter och kan användas utan att bärigheten försämras.

12 Slutsatser och rekommendationer

Resultaten visar att standardöverbyggnaderna som provades med HVS:en klarar 358 000 belastningar med 10 tons standardsaxel utan att några skador uppstod på Starkas markstenar och naturstenshällar (Emmaboda granit). Spårdjupsutvecklingen är stor i början men planar ut efter några tusen överfarer. Dränerande och skelettjordsöverbyggnad uppvisar ett liknande mönster med stor spårdjupsutveckling i början som sedan planar ut. Dessa konstruktioner har en större spårdjupsutveckling än standard konstruktionerna. Skelettjord med asfalt har dock en spårdjupsutveckling som motsvarar standardkonstruktionerna.

Resultaten indikerar att den största delen av spårbildningen beror på efterpackningen av sättsanden. För att minska sättningarna bör sättsandslagret läggas så tunt som möjligt dvs som föreskrivet 30 mm på en jämn och bra packad bärlageryta. Jämnhet och packning bör kontrolleras innan stenarna läggs. Sättsanden ska inte användas som avjämningslager på ett ojämnt bärlager. Detta påvisar behovet av kontrollrutiner, anvisningar och föreskrifter följs. Risken annars är stor att det uppstår problem som ojämnheter, spruckna plattor och spruckna stenhällar. Vidare bör bärlager och förstärkningslager packas mer än de föreskrivna 6 överfarterna för att uppnå optimal packning. Fältmätningarna från Malmö, Stockholm och Kristianstad kommuner visar att skelettjordsöverbyggnad har en bra styvhet och bärighet som motsvarar standardöverbyggnad om de byggs på ett bra sätt. Det är möjligt att använda skelettjordkonstruktioner även på trafikerade gator om de dimensioneras och byggs på ett rätt sätt.