

Ett Vägverket / SBUF-projekt

Datum

2009-07-07

Författare

Richard Nilsson – Skanska
Anders Huvstig – Vägverket

Skanska Sverige AB
Teknik - Väg och Asfalt
Box 9044
200 39 Malmö
Tel: 010-448 32 68
Fax: 010-448 54 45

Beteckning

11719

VÄGFEM

NY MODELL FÖR VÄGDIMENSIONERING MED MÖJLIGHET TILL EGNA KONCEPT OCH INCITAMENT

Projekt ID: 11719

Skanska Sverige AB
Teknik - Väg & Asfalt
Box 9044
200 39 Malmö

VägFEM – Ny modell för vägdimensionering med möjlighet till egna koncept och incitament

Ett samarbetsprojekt mellan Skanska, Vägverket och SBUF

Richard Nilsson – Skanska Sverige AB
Anders Huvstig – Vägverket

Förord

Projektet har drivits som ett samarbetsprojekt mellan Vägverket och Skanska Sverige AB, Teknik Väg och Asfalt och har finansierats av Vägverket och SBUF samt med egeninsatser från de inblandade parterna. Arbetet har även genomförts i nära samarbete med det Nordiska forskningsprojektet NordFoU - "Pavement Performance Models; Project Level".

Några anledningarna till att använda en ny dimensioneringsmodell är följande:

- Att kostnadsbesparingar kan göras genom att optimera en vägs konstruktion med hänsyn till verkliga materialegenskaper i de olika skikten. Framför allt kan egenskaperna hos de obundna och bitumenbundna lagren förbättras, så att materialåtgången minskar (tunnare lager av bättre kvalitet). Detta medför också att incitament skapas för utveckling av företagsunika koncept för beläggning och vägkonstruktion.
- Att genom "aktiv design" kunna ta hänsyn till de verkliga egenskaperna hos de olika material, som används på plats vid ett vägbygge, så att vägen får samma livslängd över hela vägsträckningen. En sådan optimering (omfördelning av vägbyggnadsmaterial) borde ge en livslängdsökning för vägen utan några extra kostnader.
- Att införa ett "tredje steg" i vägdimensionering, så att de framtida funktionella egenskaperna kan beräknas, vilket borde vara en nödvändig förutsättning för att arbeta med funktionsentreprenader.
- Att skapa incitament för att bygga vägar med skicklighet och yrkesstolthet, vilket torde ge en betydligt högre kvalitet till marginella kostnadsökningar. Några andra följd effekter av detta är att kompetensutveckling lönar sig och att arbetsuppgifterna blir mer intressanta, vilket även borde bidra till att locka ungdomar till branschen.

Laboratorieförsöken, som ligger till grund för modelleringarna, har utförts vid Skanskas Vägtekniska Centrum – VTC Syd i Malmö. Författarna riktar ett stort tack till personalen samt övriga inblandade som har stöttat projektet på ett förtjänstfullt sätt.

Författarna vill även rikta ett stort tack till personalen verksamma inom de vägprojekt och organisationer som tillhandahållit material från nybyggda och befintliga vägar. Utan deras insats hade det inte varit möjligt att ta fram indata för modelleringen.

Malmö juli 2009

Richard Nilsson
Anders Huvstig

Innehållsförteckning

SAMMANFATTNING.....	I
1 INLEDNING.....	1
1.1 BAKGRUND.....	1
1.2 SYFTTE OCH MÅL.....	2
2 METOD OCH MATERIAL.....	5
2.1 ARBETSGÅNG.....	5
2.2 MATERIAL.....	5
2.2.1 Riksväg 40, Etapp 2, PEAB.....	6
2.2.2 Riksväg 40, Etapp 3, PEAB.....	6
2.3 UTMATTNINGSFÖRSÖK ENLIGT VTI-NOTAT NR. 38-1995 (ALT. SS:EN 12697-24:2004).....	6
2.4 FREKVENSSVEP FÖR BESTÄMNING AV MASTERKURVA.....	8
2.4.1 Komplexmodul och fasvinkel.....	9
2.4.2 Komplexmodul och fasvinkel från enaxiella försök.....	10
2.5 SKIFTFAKTOR.....	11
2.6 SIGMOIDAL-FUNKTION.....	12
2.7 TRIAXIAL CYCLIC COMPRESSION TEST (TCCT), TESTMETOD B ENLIGT SS-EN 12697-25:2005.....	13
2.7.1 Modellerings av spårutveckling.....	14
3 RESULTAT OCH DISKUSSION.....	15
3.1 HÅLRUMSHALTER.....	15
3.2 UTMATTNINGSFÖRSÖK ENLIGT VTI-NOTAT NR. 38-1995 (ALT. SS-EN 12697-24:2004).....	15
3.3 DYNAMISK MODUL OCH FASVINKEL.....	16
3.3.1 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 2.....	17
3.3.2 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 3.....	18
3.3.3 Dynamisk modul och fasvinkel för ABb22, 70/100, PEAB Etapp 3.....	19
3.3.4 Masterkurvor.....	20
3.4 TRIAXIAL CYCLIC COMPRESSION TEST (TCCT), TESTMETOD B ENLIGT SS-EN 12697-25:2005.....	22
4 IMPLEMENTERING I VÄGFEM.....	27
4.1 TEORETISK BAKGRUND.....	27
4.2 BERÄKNINGAR.....	27
4.2.1 Beräkning av spår för Rv 40, ATB VÄG konstruktion.....	30
4.2.2 Beräkning av spår för Rv 40, 180 MPa på ö.k. obundet bärlager samt 2 cm tunnare beläggning.....	32
4.2.3 Beräkning av spår för Rv 40, ”lätt bergbank”, 180 MPa på ö.k. obundet bärlager samt 2 cm tunnare beläggning.....	34
4.2.4 Jämförelse av beräknade spår för Rv 40.....	35
4.3 KOMMENTARER OCH ANALYSER.....	38
4.3.1 Generella kommentarer och analyser.....	38
4.3.2 Prediktion av spårbildning i bitumenbundna lager.....	39

4.3.3	Prediktion av spårbildning i obundna lager och undergrund.....	40
4.3.4	Prediktion av spår på Rv 40.....	40
4.3.5	Utmattning.....	41
4.4	SAMMANFATTNING AV SPÅRBERÄKNINGSRESULTATEN.....	41
4.5	IMPLEMENTERING AV RESULTATEN.....	41
4.5.1	Bonus för asfalt som är styvare i varm väderlek.....	41
4.5.2	Trafikering av bindlagret.....	42
4.5.3	Terrasstabilisering.....	42
4.5.4	Beräkning av framtida spårbildning.....	42
5	SLUTSATSER OCH FORTSATT ARBETE.....	43
5.1	SLUTSATSER.....	43
5.2	FORTSTATT ARBETE.....	44

REFERENSER..... I

- Appendix 1 – Laboratorieanalys av bindlagerbeläggning
- Appendix 2 – Laboratorieanalys av bärlagerbeläggning
- Appendix 3 – Triaxialförsök på obundet material från Etapp 2
- Appendix 4 – Triaxialförsök på obundet material från Etapp 3
- Appendix 5 – Beräkning av framtida spårbildning på E6 i Halland
- Appendix 6 – Använda beräkningsmodeller och materialmodeller
- Appendix 7 – Testresultat från laborieförsök på provkroppar från E6 i Halland

Sammanfattning

Vägar bryts ned av tung trafik, tjäle och dubbdäcksslitage etc. Den strukturella nedbrytningen av vägen uppträder i vägytan i form av förändrade funktionella egenskaper, t.ex. spårbildning, sprickbildning och ojämnheter m.m. De funktionella egenskaperna hos vägytan försämrar kontinuerligt under vägens livstid, fram till dess att underhållsåtgärder vidtas. Med dagens modell för dimensionering av vägar (PMS Objekt), kan inte den kontinuerliga nedbrytningen av vägen beräknas i förväg.

Dimensionering av en väg bygger idag på att olika material uppfyller vissa minimikrav. Det är därför svårt att skapa några incitament för att utveckla en bättre kvalitet, eftersom det är svårt att bedöma hur mycket bättre alternativa konstruktioner är. Idag saknar också entreprenören incitament för att genom en bättre produktionsteknik åstadkomma en bättre kvalitet än den s.k. beställda kvalitén. En annan viktig faktor som också har stor betydelse är att vägens livscykelkostnad inte beaktas vid upphandlingen. Genom att använda högkvalitativa material, som i initialskedet är något dyrare, kan sannolikt vägens livscykelkostnad reduceras jämfört med om standardmaterial används.

Vägverket, Region Väst, (VVÄ) har för avsikt att testa en ny dimensioneringsmodell för både bundna och obundna vägbyggnadsmaterial i full skala på ett antal projekt (under 2005 fem projekt, fördelade på de stora entreprenörerna). Framtagning av program samt utvärdering av testprojekt utformas som ett gemensamt utvecklingsprojekt mellan Vägverket, Region Väst, och SBUF.

Den nya modellen, som delvis bygger på den i USA nyligen utvecklade "Design Guide", ger möjligheter till att optimera en väg ur bärighets- och beständighetssynpunkt. Testprojekten ger också en möjlighet till att följa upp och förbättra den nya modellen, så att den ger en bättre precision i framtiden. Beräkningsmodeller för permanenta deformationer, spårbildning, har hittills endast testats på speciellt byggda provvägar med accelererad provning. Det är därför värdefullt att studera spårbildning på verkliga vägar, där de obundna materialen har testats med triaxialförsök och där spårbildningen beräknats i förväg.

Inom ramen för projektet bestämdes följande mekaniska egenskaper för belägningarna:

- Masterkurva, enaxiella försök (styvhetsmodul) kompletterade med IDT.
- Utmattningsegenskaper (IDT, pressdragprovning enligt VTI-metod)
- Motståndskraft mot permanenta deformationer (Triaxial Cyclic Compression Tests, TCCT)

Samtliga provkroppar som testats har borrats upp från belägningar i fält. Totalt testades två beläggningstyper från två vägprojekt (Riksväg 40 vid Borås); en bärlagerbeläggning (AG) och en bindlagerbeläggning (ABb). Belägningarna var standardbelägningar enligt ATB VÄG.

Utanför SBUF-projektet har även triaxialförsök på obundet material (bärlagermaterial 0-40 mm) utförts för att bestämma resilientmodulen (M_R) samt motståndskraften mot permanenta deformationer.

Resultaten från utmattningsförsöken på bärlagerbelägningarna (AG) visar att belägningen från Etapp 3 har något sämre utmattningsegenskaper jämfört med belägningen från Etapp 2. En trolig förklaring är att belägningen från Etapp 2 har lägre styvhetsmodul jämfört med

beläggningen från Etapp 3 vilket ledar till att regressionssambandet för Etapp 3 flyttas nedåt i Wöhler-diagrammet, dvs. sämre utmattningsegenskaper. Detta påstående stöds även av data från frekvenssvepen. En jämförelse av resultaten från denna studie med en konventionell AG-beläggning visar att trots att ett hårdare bindemedel (70/100) har använts jämfört med bindemedlet i referensbeläggningen (160/220) har beläggningarna ungefär likvärdiga utmattningsegenskaper. Även lutningen på linjerna är likvärdiga.

Masterkurvorna för den dynamiska modulen $|E^*|$ för de testade beläggningarna är relativt likvärdiga. Det är inge större skillnad mellan bär- och bindlagerbeläggningarna, vilket heller inte är så konstigt med tanke på att samma bindemedelstyp har använts (70/100). Beläggningarna från Etapp 3 har genomgående något högre styvhetsmoduler jämfört med beläggningen från Etapp 2. En trolig förklaring kan vara att hållrumshalterna i provkropparna från Etapp 3 är lägre än i de från Etapp 2, dvs. packningen är något bättre vilket leder till högre styvhetsmoduler.

För att utvärdera beläggningarnas motståndskraft mot permanenta deformationer kördes cykliska triaxialförsök (TCCT) vid tre temperaturer (10°C, 25°C och 40°C). Cykliska triaxialförsök (TCCT), fungerar bra då ett materials motståndskraft mot permanenta deformationer ska utvärderas. En stor fördel med försöksuppställningen är att ett omgivningstryck används för att simulera förhållandena ifält på ett mera realistiskt sätt jämfört med traditionella metoder. En annan fördel är att materialdata kan användas som indata i nedbrytningsmodeller.

Resultaten indikerar att det inte fanns någon signifikant skillnad mellan bärlagerbeläggningarna och bindlagerbeläggningarna med avseende på motståndskraft mot permanenta deformationer. Resultaten var relativt väntade eftersom skillnaderna i kornfördelningskurva, packning, bindemedelshalt, bindemedelssort etc. var mycket små.

Med resultaten från triaxialförsöken av bitumenbundna och obundna lager har den framtida spårbildningen beräknats för Rv 40. Vägen är uppbyggd som en GBÖ men i projektet har s.k. ”Aktiv Design” tillämpats. Detta har bl.a. inneburit att tjockleken på det bundna AG-lagret kunnat minskas till i huvudsak 50 mm, i några fall 60 mm. Bärigheten mättes med statisk plattbelastning, i de punkter där vältmätaren visade det lägsta värdet. Kravet enligt ATB VÄG är minst 125 MPa för E_{v2} . I Rikväg 40-projektet var denna utgångspunkt ökad till 140 MPa. När bärigheten på bärlagret uppmättes till minst 160 MPa minskades tjockleken på det bitumenbundna bärlagret med 10 mm och när bärigheten uppmättes till minst 180 MPa minskades tjockleken med 20 mm. För att kunna uppnå denna bärighet har entreprenören på vissa sträckor bytt ut det 500 mm tjocka förstärkningslagret till en utsorterad bergbank med en tjocklek av 1200 mm.

Som grund för beräkningar av permanenta deformationer i de bitumenbundna lagren har nedbrytningsmodellen i M-E PDG använts men med den skillnaden att parametrar från laborieförsöken har använts. Även för de obundna lagren har modellen i M-E PDG använts vid beräkningen av permanenta deformationer. Indata kommer i huvudsak från responsmodellen (VägFEM baserad på ABAQUS). De enda ytterligare indata som behövs är materialets fukthalt. För bärlager och förstärkningslager har fukthalten 4 % använts och för undergrunden 8 % fukthalt.

Beräkningarna har utförts i fyra steg:

1. I första steget beräknades den elastiska responsen i väggroppen, med stöd av indata från den aktuella konstruktionen och de testade materialen. Beräkning görs för varje temperaturintervall, eftersom den dynamiska modulen hos de bitumenbundna lagren har stor betydelse för responsen.
2. I steg två beräknades den totala permanenta deformationen för varje temperaturintervall, under förutsättningen att all trafik gått på vägen under detta intervall.
3. I steg tre reducerades den permanenta deformationen med hänsyn till verklig trafik i varje temperaturintervall.
4. I steg fyra beräknades den permanenta deformationen i de bitumenbundna lagren för att ta hänsyn till sidledsfördelningen (all trafik går inte i exakt samma spår).

Simuleringarna utförda inom ramen för detta SBUF-projekt indikerar att det är möjligt att prediktera den framtida spårbildningen i en väg, med stöd av laboratoriebestämningar av materialegenskaper samt beräkningsmodeller. Det krävs dock ytterligare kalibrering och validering av resultaten mot verkliga vägar, men redan idag är det möjligt att jämföra den relativa skillnaden mellan olika konstruktioner.

En förändring i axellasterna har inte lika stor betydelse för spårbildningen, som den har för sprickbildning. En ökning av axellasten från 10 till 12 ton ger i dessa beräkningar endast 5 % ökning av spårdjupet och en knapp dubbling av sprickrisken (drygt 50 % av 12-tonsaxlarna motsvarar 100 % av 10-tonsaxlarna). Analysen gäller enbart för relativt tjocka beläggningar.

Vid tunnare beläggningar finns det en risk för att den s.k. "Shake down"-gränsen hos de obundna lagren överskrids vid höga temperaturer i beläggningen, vilket innebär en kraftigt ökad spårbildning.

Bindlagret på en nybyggd väg bör trafikeras under minst ett år, innan slitlagret läggs på för att minimera framtida spårbildning.

Spårbildningen i de bitumenbundna lagren blir, enligt modellen, mycket större vid högre temperatur i asfalten. Detta stämmer väl överens med materialegenskaperna hos ett viskoelastiskt material samt med erfarenheter från det verkliga vägnätet och uppföljda provsträckor. En högre dynamisk modul vid höga temperaturer, i de bitumenbundna lagren, ger beräkningsmässigt en betydligt mindre spårbildning. Orsaken till detta är att den elastiska töjningen minskar, vilken är direkt proportionell mot den permanenta töjningen, samt att de obundna lagren utsätts för en betydligt lägre spänningsnivå om asfaltlagren är styvare.

Med anledning av detta är möjligt att direkt införa ett bonussystem, som bygger på att beläggningmaterialet (särskilt bind- och slitlagerbeläggningar) har en högre dynamisk modul vid varm väderlek. För bärlagerbeläggningarna spelar även den totala beläggningstjockleken en viss roll för valet av bindemedelstyp. Vid tunna totala beläggningstjocklekar, där töjningsnivåerna normalt är relativt höga, bör inte allt för styva beläggningar väljas eftersom utmattningsegenskaperna sannolikt blir lidande. För tjocka beläggningar, där töjningsnivåerna är lägre, har detta mindre betydelse och därför kan hårdare bindemedelssorter användas. Genom att använda polymermodifierade bindemedel (PMB) kan dessa problem till stor del undvikas. Resultatet kan utvärderas genom mätning på utborrade provkroppar, alternativt med någon oförstörande provningsmetod.

Genom att så snart som möjligt börja använda terrasstabilisering för att förbättra ett dåligt terrassmaterial, kan väghållaren minska spårbildningen och därmed kostnaderna för framtida underhåll.

Ett system av provtagningar, laboratorieanalyser och simuleringar är nödvändigt för att kunna beräkna en vägs framtida funktion vid funktionsentreprenader. Ett sådant system är också nödvändigt om en entreprenörs utförda arbete ska kunna värderas, så att bonussystem för bättre kvalitet (som leder till lägre livscykelkostnader) kan utvecklas.

För att utveckla modellen för prediktion av permanenta deformationer i bitumenbundna lager från M-E PDG, så bör ytterligare försök göras, framför allt på polymermodifierat material. Underlaget för att bedöma bitumenbundna materials deformationsmotstånd är också alltför litet. Resultat från nya beläggningar finns enbart för material från en provplats, Rv 40. En validering av denna modell bör också ske på utvalda vägar, som varit i trafik under ett antal år.

Utveckling av modellen för beräkning av permanenta deformationer i obundna lager sker inom ramen för NordFoU-projektet ”*Pavement Performance Models*”. Utveckling av en ny modell för prediktion av sprickor i en asfaltbeläggning pågår på KTH genom Professor Björn Birgisson. Resultat från detta SBUF projekt, samt en önskvärd fortsättning, bör samordnas med dessa två andra projekt, så att man tar fram en fullständig modell för värdering av den funktion, som en entreprenör levererar.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vägar bryts ned av tung trafik, tjäle och dubbdäcksslitage etc. Den strukturella nedbrytningen av vägen uppträder i vägytan i form av förändrade funktionella egenskaper, t.ex. spårbildning, sprickbildning och ojämnheter m.m. De funktionella egenskaperna hos vägytan försämras kontinuerligt under vägens livstid, fram till dess att underhållsåtgärder vidtas.

I takt med att antalet funktionsentreprenader, PPP- eller BOT-projekt etc. förväntas öka i framtiden ställer det även högre krav på att entreprenörer och beställare kan utvärdera och beskriva vad som händer med de material som används i den aktuella konstruktionen. Med dagens modell för dimensionering av vägar (PMS Objekt), kan inte den kontinuerliga nedbrytningen av vägen beräknas i förväg.

Tjocklekarna samt de mekaniska egenskaperna för beläggning, obundna överbyggnadslager samt terrassen är de viktigaste faktorerna för att beräkna en vägs livslängd. Dimensionering av en väg bygger idag på att olika material uppfyller vissa minimikrav. Det är därför svårt att skapa några incitament för att utveckla en bättre kvalitet, eftersom det är svårt att bedöma hur mycket bättre alternativa konstruktioner är. Idag saknar också entreprenören incitament för att genom en bättre produktionsteknik åstadkomma en bättre kvalitet än den s.k. beställda kvalitén. En annan viktig faktor som också har stor betydelse är att vägens livscykelkostnad inte beaktas vid upphandlingen. Genom att använda högkvalitativa material, som i initialskedet är något dyrare, kan sannolikt vägens livscykelkostnad reduceras jämfört med om standardmaterial används.

Med det i USA nyligen utvecklade programmet, "Design Guide", kan den framtida nedbrytningen av en väg beräknas. Vägverket, Region Väst, har följt denna utveckling, och utvecklat enklare programvaror, som gör det enklare för den enskilde vägkonstruktören att förstå vad som sker i vägkroppen under nedbrytning av en väg.

Vägverket har utfört en genomlysning av sin organisation. I samband med detta har ett projekt startats upp: "*Masshantering och Aktiv Design*." Beslut om projektets genomförande togs hösten 2005 av Vägverkets ledning. Detta projekt handlar i stor utsträckning samma problem och lösningar, som är beskrivet som syfte och mål i denna ansökan.

Det föreslagna projektet har även naturliga kopplingar till redan avslutade och pågående forskningsprojekt finansierade eller delvis finansierade av SBUF. För närvarande pågår två industridoktorandprojekt med syfte att beskriva hur permanenta deformationer utvecklas i obundna lager (ID: 11319, Jan Englund) samt bundna lager (ID 11152, Erik Oscarsson). Beröringspunkter finns också med projektet "*Samverkan mellan vägöverbyggnad och undergrund*" (ID: 10067), som genomfördes av Bo Johansson i samarbete med Chalmers.

Några anledningarna till att använda en ny dimensioneringsmodell är följande:

- Att kostnadsbesparingar kan göras genom att optimera en vägs konstruktion med hänsyn till verkliga materialegenskaper i de olika skikten. Framför allt kan egenskaperna hos de obundna och bitumenbundna lagren förbättras, så att materialåtgången minskar (tunnare lager av bättre kvalitet). Alternativt kan

livslängden förlängas om samma tjocklekar som tidigare används. Detta medför också att incitament skapas för utveckling av företagsunika koncept för beläggning och vägkonstruktion.

- Att genom ”aktiv design” kunna ta hänsyn till de verkliga egenskaperna hos de olika material, som används på plats vid ett vägbygge, så att vägen får samma livslängd över hela vägsträckningen. En sådan optimering (omfördelning av vägbyggnadsmaterial) borde ge en livslängdsökning för vägen utan några extra kostnader.
- Att införa ett ”tredje steg” i vägdimensionering, så att de framtida funktionella egenskaperna kan beräknas, vilket borde vara en nödvändig förutsättning för att arbeta med funktionsentreprenader.
- Att skapa incitament för att bygga vägar med skicklighet och yrkesstolthet, vilket torde ge en betydligt högre kvalitet till marginella kostnadsökningar. Några andra följd effekter av detta är att kompetensutveckling lönar sig och att arbetsuppgifterna blir mer intressanta, vilket även borde bidra till att locka ungdomar till branschen.

1.2 Syfte och mål

Vägverket, Region Väst, (VVÄ) har för avsikt att testa en ny dimensioneringsmodell för både bundna och obundna vägbyggnadsmaterial i full skala på ett antal projekt (under 2005 fem projekt, fördelade på de stora entreprenörerna). Den nya modellen, som delvis bygger på den i USA nyligen utvecklade ”Design Guide”, ger möjligheter till att optimera en väg ur bärighets- och beständighetssynpunkt. Testprojekten ger också en möjlighet till att följa upp och förbättra den nya modellen, så att den ger en bättre precision i framtiden.

Beräkningsmodeller för permanenta deformationer, spårbildning, har hittills endast testats på speciellt byggda provvägar med accelererad provning. Det är därför värdefullt att studera spårbildning på verkliga vägar, där de obundna materialen har testats med triaxialförsök och där spårbildningen beräknats i förväg.

Förutom beräkningsmodellen i ”Design Guide” har LCPC i Frankrike och TU Dresden i Tyskland (i samarbete med Delft, Holland) tagit fram modeller för beräkning av permanenta deformationer, framför allt i obundna lager. I samband med dessa valideringsprojekt kommer det att göras jämförande beräkningar av spårbildning med stöd av VägFEM, kombinerat med var och en av dessa tre modeller för beräkning av permanenta deformationer i obundna lager.

I Design Guide finns beräkningsmoduler, som tar hänsyn till materialegenskaperna, för beräkning av utmattningsprickor, permanenta deformationer samt termisk sprickbildning i beläggningen. Det är värdefullt att testa denna modell samt en eller ett par europeiska modeller på det svenska vägnätet, framför allt på de utvalda provvägarna.

Framtagning av program samt utvärdering av testprojekt utformas som ett gemensamt utvecklingsprojekt mellan Vägverket, Region Väst, och SBUF. Följande delar ingår i detta projekt.

- Det framtagna programmet VägFEM underhålls inkl. licens till ABAQUS, så att det blir fritt att använda för dem som tilldelats behörighet.
- VägFEM vidareutvecklas, så att utdata på ett lätt sätt kan användas som indata i ett antal fria program som är byggda i Excel, se nedan.
- Ett spårberäkningsprogram, som bygger på ”Design Guide” utvecklas i Excelmiljö.
- Ett spårberäkningsprogram, som bygger på LCPC:s modell utvecklas i Excelmiljö.

- Ett spårberäkningsprogram, som bygger på TU Dresdens modell utvecklas i Excelmiljö.
- Ett program för beräkning av utmattningssprickor, permanenta deformationer och termisk sprickbildning i beläggningsmaterial, som bygger på "Design Guide", utvecklas i Excelmiljö.
- På varje testprojekt tas fyra till fem triaxialprov på de obundna lagren för utvärdering av spårbildningsmodellerna.
- På varje testprojekt testas beläggingsmaterialet för att kunna utvärdera utmattningssprickor, permanenta deformationer samt termisk sprickbildning.
- Testprojekten följs upp och utvärderas av den konsult, som har utfört projekteringen.
- Utvärdering av modeller och teoretisk bakgrund tas in som en del i de två doktorandprojekt, som idag drivs gemensamt av Vägverket och SBUF.

2 Metod och material

I detta kapitel kommer de teorier och beräkningar som ligger till grund för resultaten i kommande kapitel att redovisas i detalj. Samtliga ekvationer som använts i studien återfinns i nedanstående kapitel. Utöver detta kommer arbetsgången och de använda materialerna att beskrivas översiktligt. Se även Appendix 1 och Appendix 2 för ytterligare information.

2.1 Arbetsgång

Inom ramen för projektet bestämdes följande mekaniska egenskaper för belägningarna:

- Masterkurva, enaxiella försök (styvhetsmodul)
- Utmattningsegenskaper (IDT, pressdragprovning enligt VTI-metod)
- Motståndskraft mot permanenta deformationer (Triaxial Cyclic Compression Tests, TCCT)

Samtliga provkroppar som testats i detta projekt har borrats upp från beläggningar i fält. Efter uppborrning skickade provkropparna till laboratoriet för kapning till erforderlig höjd och tjocklek för respektive test. Efter kapning bestämdes skrymdensiteterna enligt FAS 427-98, därefter kunde hålrumshalterna beräknas enligt FAS 413-97. Provkroppar som avvek kraftigt (uppåt eller neråt) från målhålrumshalten sorterades bort och användes inte vid testerna.

För varje provkropp som testades mättes diameter och tjocklek och för att kunna fästa deformationsgivare på provkropparna limmades LVDT-hållare fast på ytan. Efter konditionering i klimatskåp var provkropparna sedan redo för testning.

Utanför projektet har även triaxialförsök på obundet material (bärlagermaterial 0-40 mm) utförts för att bestämma resilientmodulen samt motståndskraften mot permanenta deformationer, se rapporter i Appendix 3 och Appendix 4.

2.2 Material

Totalt testades två beläggningstyper från två vägprojekt inom ramen för projektet; en bärlagerbeläggning (AG) och en bindlagerbeläggning (ABb). Beläggningarna var standardbeläggningar enligt ATB VÄG.

Syftet med bärlagerbeläggningen är att den ska utgöra ett stabilt underlag för de ovanliggande lagren. Beläggningen bör även ha goda utmattningsegenskaper för att kunna ta hand om nedböjningen som uppstår då ett hjul från exempelvis en tung lastbil passerar.

Bindlagret fungerar som en övergång mellan den grövre bärlagerbeläggningen och det finare slitlagret. Vanligtvis brukar skjuvkrafterna vara som störst ungefär mitt i bindlagret, dvs. en bit ner från ytan, och därför bör lagret vara styvt och ha god motståndskraft mot skjuvning.

Slitlagret ska bl.a. ha goda slitageegenskaper för att kunna stå emot dubbdäck på vintern. Beläggningen måste även klara av att stå emot de spänningar och töjningar som orsakas av kontakten mellan däck och vägyta. Utöver detta ska ytan ha god finish och vara trafiksäker.

2.2.1 Riksväg 40, Etapp 2, PEAB

Tanken var att både bärlager och bindlager från denna etapp skulle testas inom ramen för projektet. Av olika anledningar fanns det endast möjlighet att testa bärlagerbeläggningen. Denna var av typen AG22, 70/100. Maximal stenstorlek är 22 mm och bindemedelshalten ska enligt receptet vara 4.9%.

2.2.2 Riksväg 40, Etapp 3, PEAB

Från etapp 3 testades både bärlagerbeläggningen och bindlagerbeläggningen. Bärlagerbeläggningen var av typen AG22, 70/100. Maximal stenstorlek är 22 mm och bindemedelshalten ska enligt receptet vara 4.9%. Bindlagerbeläggningen var av typen ABb22, 70/100 med maximal stenstorlek 22 mm. Enligt receptet ska bindemedelshalten vara 5.2 %, vilket även stämmer relativt väl överens med kvalitetskontrollens 5.3 %.

2.3 Utmattningsförsök enligt VTI-notat Nr. 38-1995 (alt. SS:EN 12697-24:2004)

En cylinderformad provkropp utsätts för en vertikal periodisk återkommande last tills ett dragbrott inträffar (spänningskontrollerat försök). Den horisontella deformationen registreras under försökets gång. Töjningen och/eller spänningen beräknas och antalet lastcykler till brott bestäms. Med brott menas i detta fall antalet lastcykler som krävs för att en tydlig spricka ska uppstå på provets ändtytor. Resultaten från utmattningsförsöken beskrivs matematiskt enligt ekvation (2-1). Oftast redovisas resultaten även grafiskt i ett linjärt samband mellan initial töjning och antalet lastcykler till brott i ett log-log-diagram, ett s.k. Wöhler-diagram, se exempeldiagram i Figur 2-1.

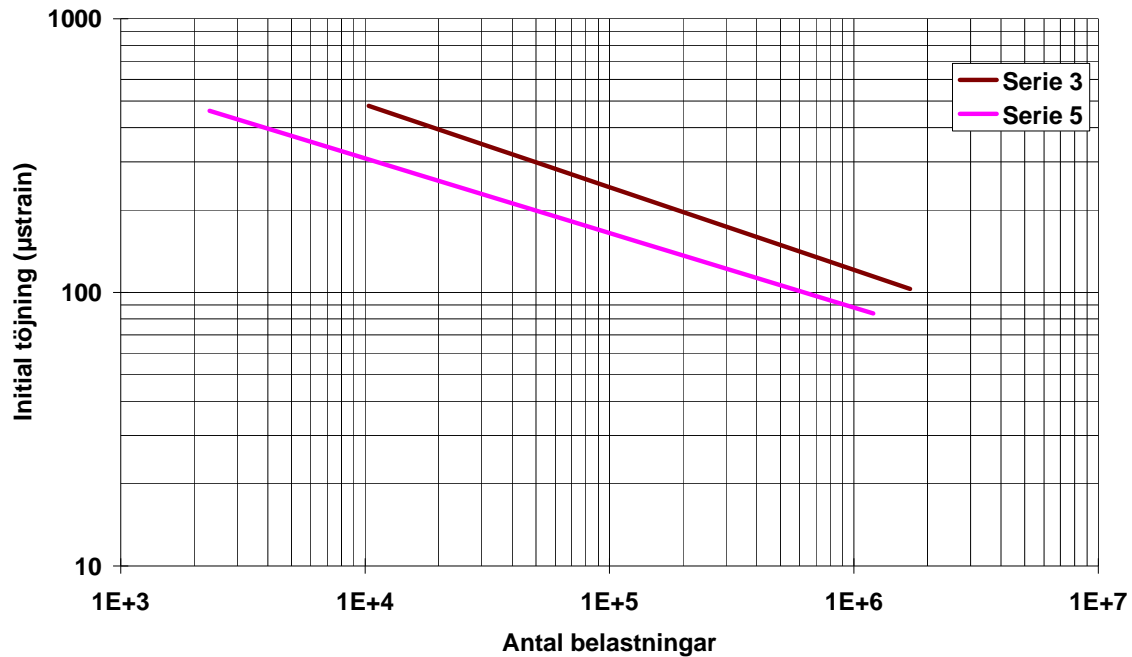
$$N_f = K \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^n \quad (2-1)$$

där

N_f = antal lastcykler till brott

ε = initial töjning (μ strains)

K, n = regressionskonstanter



Figur 2-1 Exempel på Wöhler-diagram

För att beräkna den kritiska töjningsnivån vid en bestämd livslängd (exempelvis 1 miljon lastcykler) används för enkelhetens skull det omskrivna sambandet enligt ekvation (2-2), en s.k. "Fatigue Law".

$$\varepsilon_k = K' \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^{-a} \quad (2-2)$$

där

ε_k = kritisk initial töjning vid en bestämd livslängd, N_f (µstrains).

N_f = livslängd vid den initiala töjningen, ε_k

K' = $10^{\left[\frac{\log K - 6}{n} \right]}$ (motsvarar den kritiska töjningen vid 1 miljon belastningar)

a = $-1/n$

K, n = regressionskonstanter enligt ovan.

Enligt ATB VÄG 2005 kapitel C5.2 finns det möjlighet att beskriva utmattningsegenskaperna på alternativa sätt, se ekvationerna (2-3) till (2-5). Vilken ekvation som väljs beror på mängden indata som finns tillgängliga, vanligast är dock att ekvation (2-3) används.

$$\text{Log}N_f = \alpha - \beta \cdot \log \varepsilon - \gamma \cdot \log M_s \quad (2-3)$$

$$\text{Log}N_f = \alpha - \beta \cdot \log \varepsilon - \gamma \cdot \log M_s + \lambda \cdot BFH \quad (2-4)$$

$$\text{Log}N_f = \alpha - \beta \cdot \log \varepsilon - \gamma \cdot \log M_s + \lambda \cdot BFH + \delta \cdot PI - \varphi \cdot \eta \quad (2-5)$$

där

N_f	= antal lastcykler till brott
M_s	= styvhet (MPa)
ε	= töjning (μ strain)
BFH	= bitumenfyllt hålrum (%)
η	= kinematiks viskositet vid 135 °C (mm^2/s)
$\alpha, \beta, \gamma, \lambda, \delta, \varphi$	= regressionskonstanter

Precis som i fallet med styvhetsmodulsbestämningen kan både laboratorietillverkade provkroppar och borrhår från fältet testas. Provkropparna bör ha en tjocklek på minst 40 mm (idealt 60 mm) och en diameter på 100 mm vid 25 mm maximal stenstorlek samt en tjocklek på 76 mm och diametern 150 mm vid maximal stenstorlek lika med 38 mm. Enligt metoden krävs 12-18 provkroppar för att utvärdera utmattningsegenskaperna för en beläggningstyp.

Vanligtvis testas utmattningsegenskaperna vid 10°C med en belastningstid på 0.1 sekunder följt av en viloperiod på 0.4 sekunder (2 Hz). Testerna bör utföras vid töjningsnivåer mellan 100 och 400 μ strain. Används töjningsnivåer under 100 μ strain blir livslängden oftast mycket lång, vilket är tidsödande och har inte så stor nytta i praktiken. Om töjningsnivåer över 400 μ strain används blir livslängden kort och därmed kan utmattningsprocessen ifrågasättas. Livslängden bör inte ligga under 1000 belastningar.

2.4 Frekvenssvep för bestämning av masterkurva

Från ett frekvenssvep kan den dynamiska modulen ($|E^*|$) eller komplexmodulen (E^*) och fasvinkeln (ϕ) bestämmas. Dessa parametrar beskriver de mekaniska egenskaperna hos ett viskoelastiskt material och beskriver relationen mellan spänning och töjning då en sinusformad (eller haversine-formad) belastning används.

Frekvenssvepen utfördes vid -10, 5, 20 och 35°C för att bestämma den dynamiska modulen och fasvinkeln för beläggningarna. Bestämningarna startade alltid vid den lägsta temperaturen. Om den dynamiska modulen och fasvinkeln bestäms vid flera temperaturer är det möjligt att skapa en masterkurva för materialet genom att skifta de individuella kurvorna i horisontalled tills en jämn masterkurva erhålls.

En haversine-formad lastpuls användes vid försöken och tio frekvenser, 0.01, 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20 och 25 Hz, ingick i varje svep. Varje svep startade med den högsta frekvensen. För beläggningar med mycket mjukt bindemedel utelämnades de lägsta frekvenserna vid de högre temperaturerna. För att vara säker på att inte skada provkropparna och för att säkerställa att testerna utfördes i det linjärt viskoelastiska området (LVE) användes en töjningsnivå mellan 50 och 75 μ strain. Utöver detta registrerades även de permanenta deformationerna.

Vanligtvis brukar enaxiella försök användas för att bestämma masterkurvan för ett material. Förhållandet mellan diameter och höjd för provkroppen brukar vara 1.5-2:1, dvs. höjden är 1.5-2 gånger diametern. Denna typ av provkropp är svår att borra ut från en verklig beläggning eftersom så tjocka beläggningar inte vanligtvis används i Sverige.

2.4.1 Komplexmodul och fasvinkel

Komplexmodulen (E^*) består av storage modulus och loss modulus enligt ekvation (2-6) nedan.

$$E^* = E' + iE'' = |E^*| \cdot e^{i\phi} \quad (2-6)$$

där

E^* = komplexmodulen

E' = storage modulus

E'' = loss modulus

i = $(-1)^{1/2}$

Om komplexmodulen beskrivs i polär form definieras $|E^*|$, eller den s.k. dynamiska modulen enligt ekvation (2-7).

$$|E^*| = \sqrt{(E')^2 + (E'')^2} \quad (2-7)$$

och fasvinkeln ϕ beskrivs enligt följande ekvation:

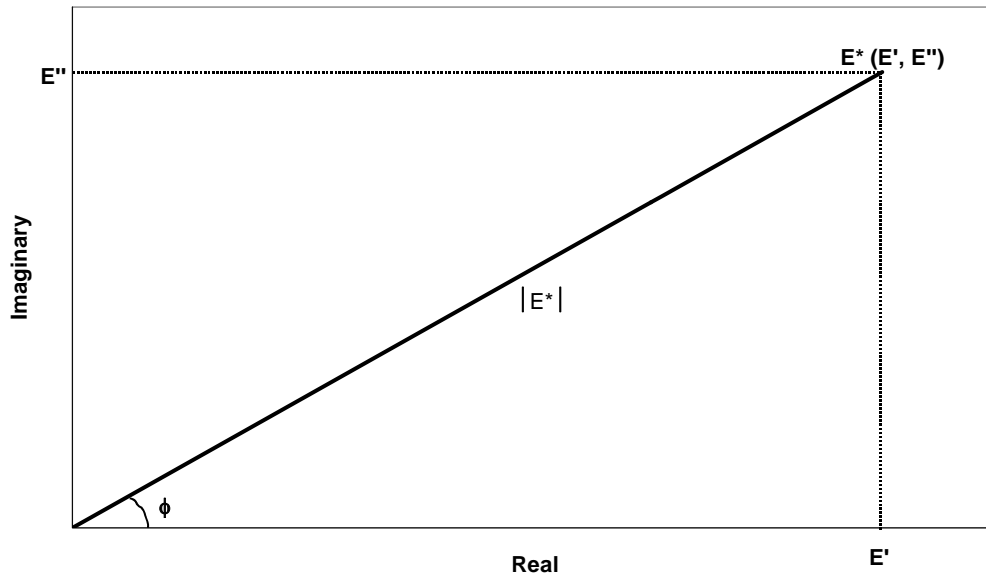
$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{E''}{E'}\right) \quad (2-8)$$

Värdena på storage och loss modulerna är relaterade till den dynamiska modulen och fasvinkeln enligt ekvationerna (2-9) och (2-10).

$$E' = |E^*| \cos \phi \quad (2-9)$$

$$E'' = |E^*| \sin \phi \quad (2-10)$$

Ekvationerna (2-9) och (2-10) kan även uttryckas grafiskt enligt Figur 2-2 nedan.



Figur 2-2 Grafisk beskrivning av komplexmodul och fasvinkel

2.4.2 Komplexmodul och fasvinkel från enaxiella försök

Normalt brukar förhållandet mellan höjd och diameter vara 1.5-2:1, dvs. höjden är 1.5-2 gånger diametern, för provkroppar som används vid denna typ av försök. Både rena tryckförsök (compression) och tryck-dragförsök (tension-compression) förekommer. Vanligast är troligtvis tryckförsök eftersom limning av ändplattorna undviks vid denna typ av försök. Ett exempel på en försöksuppställning (tryckförsök) där en 100x150 mm provkropp testas visas i Figur 2-3.



Figur 2-3 Exempel på en enaxiell försöksuppställning (Foto B.R. Nilsson)

För enaxiella försök beräknas den dynamiska modulen genom att dividera spänningsamplituden (σ_0) med töjningsamplituden (ε_0) från ett cykliskt försök enligt ekvation (2-11).

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (2-11)$$

Fasvinkeln beskrivs som den vinkel med vilken töjningsresponsen (deformationen) släpar efter den pålagda spänningsnivån (lasten) och beräknas med ekvation (2-12). Fasvinkeln beskriver även graden av viskoelasticitet hos ett viskoelastiskt material, en fasvinkel lika med noll grader (0°) betyder att materialet är helt elastiskt medan en fasvinkel lika med nittio grader (90°) är helt visköst.

$$\phi = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot \Delta t \quad (2-12)$$

där

f = frekvensen

Δt = fasförskjutningen mellan spänning och töjning

Ibland skrivs även $2 \pi f$ som ω .

2.5 Skiftfaktor

Asfalt är ett viskoelastiskt material som uppvisar både tids- och temperaturberoende (t-T) deformationer då det belastas. Vid höga temperaturer och/eller långa belastningstider uppstår även viskoplastiska och plastiska deformationer som inte är återgående. Det är även allmänt känt att materialet är ett termoreologiskt enkelt material då det befinner sig i sitt linjärt viskoelastiska område, dvs. effekterna av en förändring av tid eller frekvens och temperatur kan beskrivas med en gemensam parameter, den s.k. skiftfaktorn. Effekten av detta blir att samma materialegenskaper uppvisas antingen vid låga temperaturer och långsamma belastningstider eller vid höga temperaturer och snabba belastningstider. Materialets viskoelastiska egenskaper, som en funktion av tid (eller frekvens) vid olika temperaturer, kan skiftas horisontellt längs tidsaxeln (log-skala) så att en karakteristisk masterkurva bildas. Masterkurvan är en funktion av den aktuella materialegenskapen och reducerad tid vid en godtyckligt vald referenstemperatur.

Skiftfaktorerna, a_T , används för att skifta den dynamiska modulen, $|E^*|$, och fasvinkeln, ϕ , längs frekvensaxeln tills en jämn masterkurva vid en godtyckligt vald referenstemperatur uppnås. Skiftningen definieras enligt ekvation (2-13):

$$\text{Log}(f_R) = \log(f \times a_T) \quad (2-13)$$

där

f_R = reducerad frekvens vid referenstemperaturen,

f = frekvens vid en given temperatur innan skiftning, och

a_T = skiftfaktor för temperatur T.

De välkända WLF (Williams, Landel, Ferry) (2-14) samt Arrhenius-ekvationerna (2-15) kan också användas för att bestämma skiftfaktorena.

$$\log a_T = \log \frac{t_T}{t_{T_0}} = \frac{C_1(T - T_0)}{C_2 + T - T_0} \quad (2-14)$$

$$\log a_T = \frac{0.4343 \cdot \Delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \quad (2-15)$$

där C_1 och C_2 är konstanter som är beroende av referenstemperaturen T_0 (uttryckt i grader Kelvin). T är den aktuella temperaturen, också i grader Kelvin, ΔH är aktiveringsenergin och R (8.3144 J/mol/K) är den universella gaskonstanten. WLF-ekvationen kan bara användas för temperaturer över glastransitionstemperaturen, som normalt är cirka -30 °C för asfalt-beläggningar.

2.6 Sigmoidal-funktion

I denna studie har styvhetsmodulerna bestämts med utgångspunkt från masterkurvan för samtliga temperaturer. Masterkurvorna konstruerades genom att tid-temperatur superpositioneringsprincipen används. D.v.s. materialets viskoelastiska egenskaper, som en funktion av tid (eller frekvens) vid olika temperaturer, kan skiftas horisontellt längs tidsaxeln (log-skala) så att en karakteristisk masterkurva bildas. Masterkurvan för den dynamiska modulen $|E^*|$, som en funktion av tid eller frekvens, beskriver materialets tids- eller frekvensberoende. Hur stor skiftning som behövs för varje temperatur för att uppnå en jämn masterkurva beskriver materialets temperaturberoende. I de flesta fall kan masterkurvan beskrivas matematiskt med en Sigmoidal-funktion enligt ekvationerna (2-16) eller (2-17).

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \cdot \log(t_r)}} \quad (2-16)$$

eller

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \cdot \log(f_r)}} \quad (2-17)$$

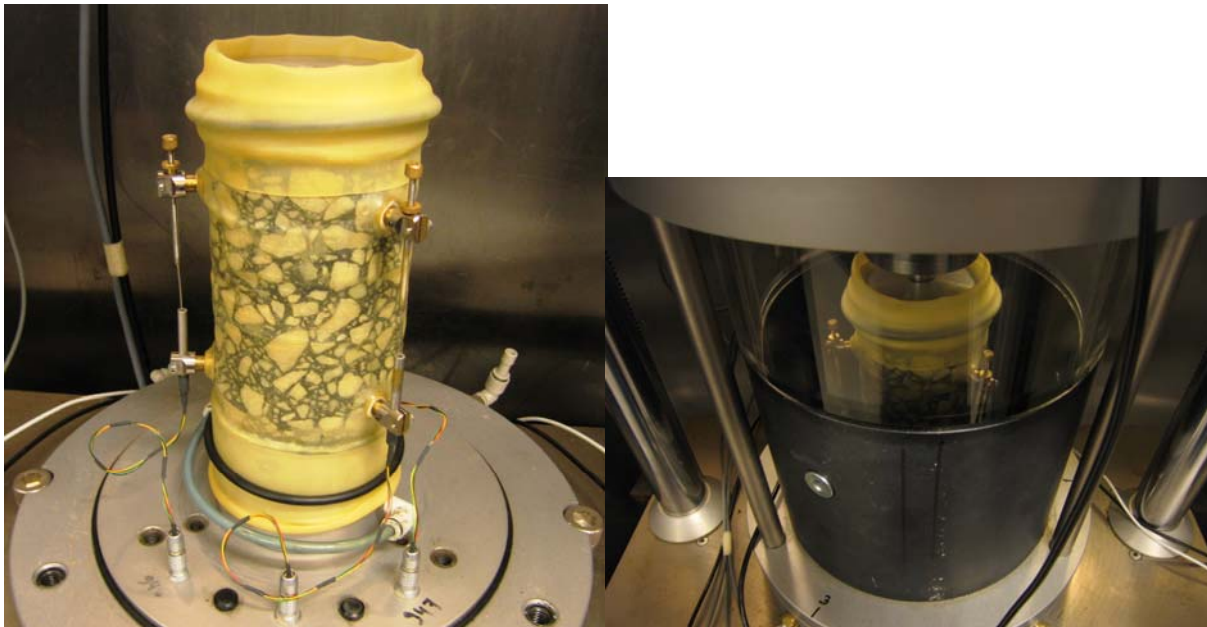
där

- $|E^*|$ = dynamisk modul (MPa)
- f_r = reducerad frekvens för belastningen vid en referenstemperatur
- t_r = reducerad tid för belastningen vid en referenstemperatur
- δ = minimumvärde för den dynamiska modulen
- $\delta + \alpha$ = maximumvärde för den dynamiska modulen
- β, γ = parametrar som beskriver formen på sigmoidal-funktionen

2.7 Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), testmetod B enligt SS-EN 12697-25:2005

Med testmetoden utvärderas en asfaltbeläggnings motståndskraft mot permanenta deformationer genom att en cylindrisk provkropp testas vid höga testtemperaturer. Testmetoden är en standardiserad EU-metod och finns beskriven i *SS-EN 12697-25:2005*.

Provkroppen (\varnothing 100 mm x 150 mm i detta fall) placeras mellan två belastningsplattor, se Figur 2-4, och utsätts sedan för ett konstant omgivningstryck samtidigt som en pulserande vertikal last appliceras. Det är viktigt att friktionen mellan belastningsplattorna och provkroppens ändytor minimeras genom att använda ett membran med fett mellan glidytorna. En fyrkantspuls (1 s belastning/1 s vila) eller en sinusformad last (3 Hz utan viloperioder) ska användas. I detta projekt har en sinusformad last använts. Frekvensen var 3 Hz, omgivningstrycket 50 kPa och den axiella belastningen 200 kPa (de angivna lasterna gäller för bärlager- och bindlagerbeläggningar). Den föreskrivna testtemperaturen är 40°C, i detta projekt utfördes tester även vid 25°C resp. 10°C. För slitlagerbeläggningar används ett omgivningstryck lika med 150 kPa, den axiella cykliska belastningen ska vara 300 kPa och testtemperaturen är 50°C. Nivåerna för lasterna har hämtats från EU-metoden *SS-EN 13108-20:2006: Typprovning*.



Figur 2-4 Försökupställning, Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), (Foto B.R. Nilsson)

Under försökets gång mättes deformationerna i centrum av provkroppen med tre axiella deformationsgivare. Även temperatur, omgivningstryck, axiell belastning etc. registrerades. Totalt applicerades 10000 lastcykler per provkropp men om den axiella töjningen överskred 6 % avbröts försöket för att undvika skador på givare och testutrustning.

2.7.1 Modellering av spårutveckling

En lika dan modell (samma form) som används i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG) har använts för att beskriva de permanenta deformationer som uppstår vid triaxialförsöken i laboratoriet. Observera att modellkonstanterna inte blir desamma som i M-E PDG modellen eftersom SI-enheter har använts i denna studie, vilket inte är fallet för den amerikanska modellen. Modellen kan beskrivas enligt ekvation (2-18).

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = a_1 T^{a_2} N^{a_3} \quad (2-18)$$

där:

ε_p = ackumulerad plastisk töjning vid N lastrepetitioner (μ strain)

ε_r = resilient töjning i asfaltbeläggningen som funktion av sammansättning, temperatur, belastningstid etc. (μ strain)

T = temperatur ($^{\circ}$ C)

N = antal lastrepetitioner

$a_1 a_2 a_3$ = regressionskonstanter

Det slutliga laboratoriesambandet måste sedan kalibreras och valideras för att kunna användas för att prediktera spårutvecklingen på verkliga vägar. Detta görs genom att fältkalibreringsfaktorer (β_{ri}) multipliceras med regressionskonstanterna i laboratoriesambandet så att den slutliga formen kan beskrivas enligt ekvation (2-19).

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{r1} a_1 T^{\beta_{r2} a_2} N^{\beta_{r3} a_3} \quad (2-19)$$

3 Resultat och diskussion

3.1 Hålrumsalter

I Tabell 3-1 redovisas kompakt- och skrymdensiteter samt hålrumsalterna för de testade provkropparna. Övriga data från laboratorieanalyserna redovisas i Appendix 1 och Appendix 2. För samtliga beläggningarna ligger hålrumsalterna relativt lågt men spridningen i resultaten är liten.

Tabell 3-1 Densiteter och hålrumsalter för samtliga testade provkroppar

Beläggningstyp	Kompaktdensitet (g/cm ³)	Skrymdensitet (g/cm ³)	Standardavvikelse	Hålrumsalt (%)	Standardavvikelse
PEAB-2, AG 22, 70/100	2.487	2.416	0.028	2.9	1.13
PEAB-3, AG 22, 70/100	2.487	2.446	0.022	1.6	0.90
PEAB-3, ABb 22, 70/100	2.465	2.442	0.006	0.9	0.24

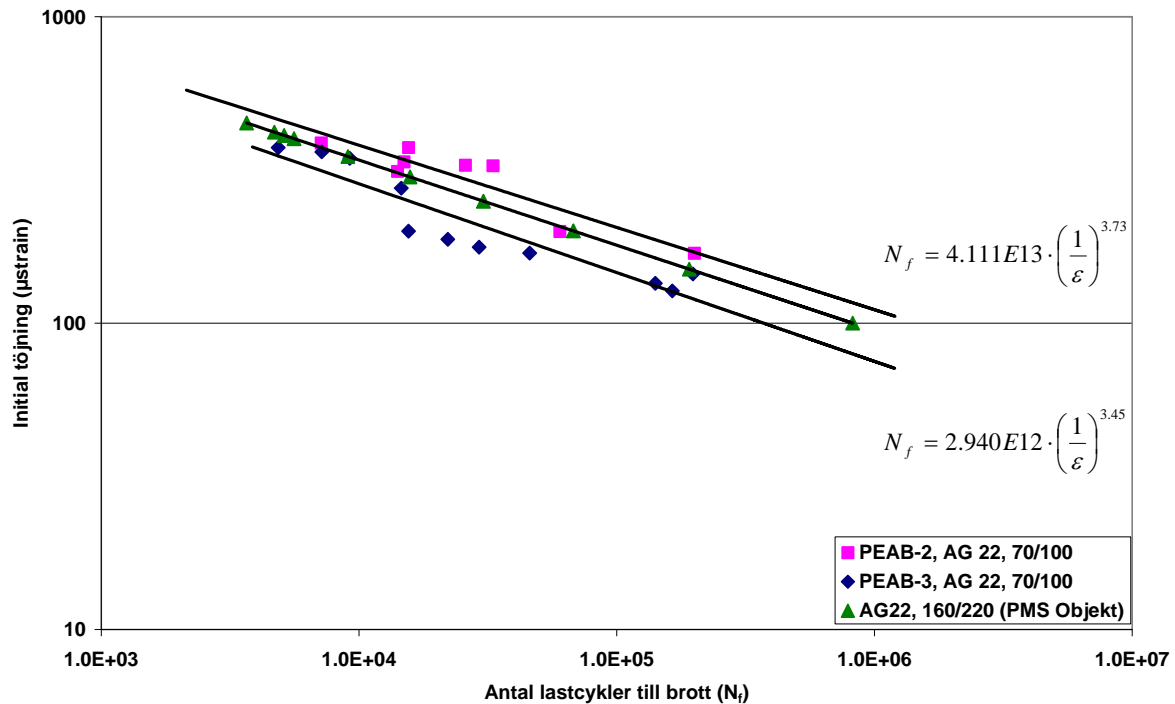
3.2 Utmattningsförsök enligt VTI-notat Nr. 38-1995 (alt. SS-EN 12697-24:2004)

I Tabell 3-2 redovisas regressionskonstanterna som beskriver utmattningsegenskaperna för de testade beläggningarna. För ytterligare information om de bakomliggande teorierna hänvisas till kapitel 2 där en utförlig beskrivning finns tillgänglig. Enligt metoden bör 12-18 provkroppar testas, på grund av att antalet provkroppar var begränsat kunde endast 8 respektive 11 provkroppar testas. Detta kan ha en viss marginell påverkan på resultaten. I Tabell 3-2 redovisas också en indikativ styvhetsmodul, som bestämts i samband med att utmattningsförsöken kördes. Observera att denna inte är direkt jämförbar med moduler som bestämts enligt exempelvis FAS 454 eller likvärdig metod. Styvhetsmodulen ger endast en approximativ nivå så att en snabb jämförelse mellan olika beläggningar kan göras.

Tabell 3-2 Regressionskonstanter

Beläggningstyp	n	K	K'	R ²	Styvhet (MPa)	Standardavvikelse	Anm.
PEAB, Etapp 2, AG22, 70/100	3.73	4.111E+13	110.6	0.85	6799	1006	8 st.
PEAB, Etapp 3, AG22, 70/100	3.45	2.940E+12	75.0	0.87	8468	1138	11 st.

I Figur 3-1 redovisas resultaten grafiskt i ett s.k. Wöhler-diagram. Resultaten är relativt förväntade, beläggningen från Etapp 2 har lägre styvhetsmodul jämfört med beläggningen från Etapp 3 vilket leder till att regressionssambandet för Etapp 3 flyttas nedåt i diagrammet, dvs. sämre utmattningsegenskaper. Detta påstående stöds även av data från frekvenssvepen som redovisats i kapitel 3.3. Eftersom recepten för båda etapperna är likvärdiga kan skillnader i bindemedelhalten försummas vid jämförelsen.



Figur 3-1 Wöhler-diagram för de testade bärlagerbeläggningarna

För att jämföra laboratorieförsöken utförda i denna studie med resultat från tidigare studier användes beräkningsfunktionen i PMS Objekt (Avancerade funktioner, Massabeläggningars egenskaper) för att beräkna utmattningssambanden för referensbeläggningen. Indata till beräkningarna var styvhetsmodulen, från tidigare laboratorieförsök, samt standardavvikelsen för densamma. Det beräknade utmattningssambandet för AG22, 160/220 redovisas med gröna trianglar i Figur 3-1. Trots att ett hårdare bindemedel (70/100) har använts jämfört med bindemedlet i referensbeläggningen (160/220) har beläggningarna ungefär likvärdiga utmattningsegenskaper. Även lutningen på linjerna är likvärdiga.

3.3 Dynamisk modul och fasvinkel

För att kunna bestämma masterkurvan för materialet mättes den dynamiska modulen och fasvinkeln vid flera frekvenser och temperaturer (frekvenssvep). Inom ramen för detta projekt användes en enaxiell försöksupställning. För bakomliggande teorier hänvisas till kapitel 2.

I Tabell 3-3 till Tabell 3-5 redovisas dynamisk modul och fasvinkel för de testade beläggningarna för de testtemperaturer och frekvenser som använts vid försöken så att läsaren själv ska kunna skapa masterkurvor om så önskas. Vid bestämningen har tre provkroppar använts och medelvärdena anses vara representativa för det aktuella materialet. I Tabell 3-6 till Tabell 3-8 har styvhetsmodulerna redovisats i enheten psi för de frekvenser som används av M-E PDG. Observera att minsta tillåtna värde i M-E PDG är 10 000 psi.

För några av de testade beläggningarna har inte alla frekvenser använts pga. att det ingående bindemedlet var för mjukt. Vid försöken har töjningsnivåer samt permanenta deformationer i provkropparna kontrollerats noggrant för att undvika skador, som i sin tur kan leda till felaktiga mätdata.

3.3.1 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 2

Tabell 3-3 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 2 vid -10, 5, 20 och 35°C

Temperatur (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	27056	2690	8.5	1.15
	20	26957	2686	8.5	1.05
	10	25890	2562	8.9	1.02
	5	24645	2484	9.7	1.04
	2	22708	2288	11.0	1.16
	1	21067	2303	12.2	1.25
	0.5	19260	2142	13.6	1.43
	0.2	16914	2009	15.8	1.54
	0.1	15106	1729	17.7	1.74
	0.01	9217	1183	25.9	2.11
5	25	15432	950	19.3	1.52
	20	14923	865	19.7	1.45
	10	13092	808	21.5	1.64
	5	11343	733	23.8	1.90
	2	8992	550	27.3	2.12
	1	7374	435	30.0	2.23
	0.5	5905	426	32.8	2.36
	0.2	4201	393	36.3	2.54
	0.1	3102	354	38.5	2.42
	0.01	936	184	42.3	1.28
20	25	5443	317	36.7	2.17
	20	5073	319	36.9	2.15
	10	3824	290	38.9	2.02
	5	2772	247	41.0	2.01
	2	1699	186	42.8	2.09
	1	1136	135	43.7	1.70
	0.5	757	91	44.0	1.59
	0.2	450	51	43.7	1.29
	0.1	304	32	42.2	0.77
	0.01	-	-	-	-
35	25	1010	63	47.9	2.82
	20	867	35	48.1	2.14
	10	559	27	47.4	2.28
	5	373	20	45.8	1.93
	2	232	17	44.0	2.39
	1	171	16	41.5	2.40
	0.5	136	17	39.0	2.24
	0.2	-	-	-	-
	0.1	-	-	-	-
	0.01	-	-	-	-

3.3.2 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 3

Tabell 3-4 Dynamisk modul och fasvinkel för AG22, 70/100, PEAB Etapp 3 vid -10, 5, 20, och 35°C

Temperatur (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	33557	2570	6.4	0.53
	20	33109	2312	6.1	0.65
	10	31911	2309	6.1	0.64
	5	30655	2269	6.4	0.64
	2	28854	2388	7.3	0.65
	1	27348	2403	8.1	0.70
	0.5	25637	2264	9.2	0.67
	0.2	23236	2112	10.8	0.57
	0.1	21318	2020	12.2	0.56
0.01	14906	1600	18.0	0.81	
5	25	20239	1839	14.9	0.78
	20	19606	1794	15.1	0.76
	10	17619	1754	16.2	0.77
	5	15610	1627	17.9	0.76
	2	13031	1462	20.6	0.85
	1	11140	1282	23.1	0.80
	0.5	9391	1087	25.3	0.98
	0.2	7261	881	28.6	0.87
	0.1	5829	742	30.9	1.12
0.01	2284	322	37.1	1.14	
20	25	8355	896	30.5	0.78
	20	7915	838	30.4	0.68
	10	6372	687	32.2	0.39
	5	5001	542	34.1	0.20
	2	3451	373	36.5	0.31
	1	2514	263	38.1	0.51
	0.5	1781	175	39.4	0.83
	0.2	1104	109	40.0	1.21
	0.1	776	81	39.4	1.63
0.01	295	16	35.4	2.16	
35	25	1821	148	43.5	1.07
	20	1610	121	43.3	1.32
	10	1062	85	43.6	1.34
	5	706	63	43.4	1.97
	2	423	47	42.9	2.54
	1	300	30	41.1	2.38
	0.5	221	27	39.3	2.53
	0.2	161	19	36.3	2.72
	0.1	136	10	34.3	3.40
0.01	-	-	-	-	

3.3.3 Dynamisk modul och fasvinkel för ABb22, 70/100, PEAB Etapp 3

Tabell 3-5 Dynamisk modul och fasvinkel för ABb22, 70/100, PEAB Etapp 3 vid -10, 5, 20 och 35°C

Temperatur (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, $ E^* $ (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	30716	1072	7.2	1.06
	20	29959	922	6.7	0.97
	10	28493	790	6.9	0.83
	5	27129	862	7.2	0.96
	2	25127	826	8.2	0.89
	1	23626	870	9.2	0.79
	0.5	22084	949	10.2	0.86
	0.2	19922	985	12.0	0.73
	0.1	18208	1026	13.4	1.09
5	0.01	12283	884	20.0	1.21
	25	17684	487	16.0	0.85
	20	16947	546	16.2	0.79
	10	15007	698	17.5	0.78
	5	13153	750	19.3	0.91
	2	10814	754	22.1	0.99
	1	9187	728	24.6	1.19
	0.5	7674	674	27.2	1.49
	0.2	5844	606	30.8	1.81
20	0.1	4632	550	33.1	1.95
	0.01	1732	307	40.1	2.44
	25	6998	834	32.6	1.51
	20	6519	791	32.8	1.58
	10	5140	650	34.6	1.65
	5	3938	541	36.7	1.78
	2	2635	406	39.3	2.00
	1	1873	313	41.2	2.13
	0.5	1293	235	42.7	2.19
35	0.2	762	142	44.0	2.36
	0.1	509	90	44.0	1.99
	0.01	178	21	38.8	3.33
	25	1399	191	46.5	2.18
	20	1217	176	46.8	2.76
	10	800	126	46.6	2.91
	5	513	72	46.9	2.73
	2	296	41	46.2	2.88
	1	204	30	44.8	3.13
35	0.5	150	26	41.4	2.34
	0.2	121	25	38.3	2.22
	0.1	105	22	37.0	4.50
	0.01	-	-	-	-

Tabell 3-6 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), AG 22, 70/100, PEAB – etapp 2

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	2190958	2793450	3055546	3574416	3755002	3924103
	40	449975	856448	1069450	1645175	1898871	2238154
	70	44145	109746	164707	402006	554556	789414
	100	8267	19677	24835	54152	81038	146445
	130	2550	3788	4679	8480	11455	17702

^{*)} Minsta värde som kan användas i M-E PDG är 10000 psi.

Tabell 3-7 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), AG 22, 70/100, PEAB – etapp 3

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	3091898	3718306	3966482	4446161	4628230	4866971
	40	845456	1362068	1615691	2263998	2555445	2935423
	70	112497	258304	364553	725288	924248	1211742
	100	19654	32124	43581	102434	153991	264044
	130	3667	5753	7225	13265	17783	26846

^{*)} Minsta värde som kan användas i M-E PDG är 10000 psi.

Tabell 3-8 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), ABb 22, 70/100, PEAB – etapp 3

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	2640803	3202959	3426634	3934750	4132584	4455032
	40	671874	1113076	1332417	1907623	2176585	2564785
	70	73818	187570	271617	571196	745515	1014918
	100	15273	21750	29645	74395	116089	202856
	130	3667	5753	7225	13265	17783	26846

^{*)} Minsta värde som kan användas i M-E PDG är 10000 psi.

3.3.4 Masterkurvor

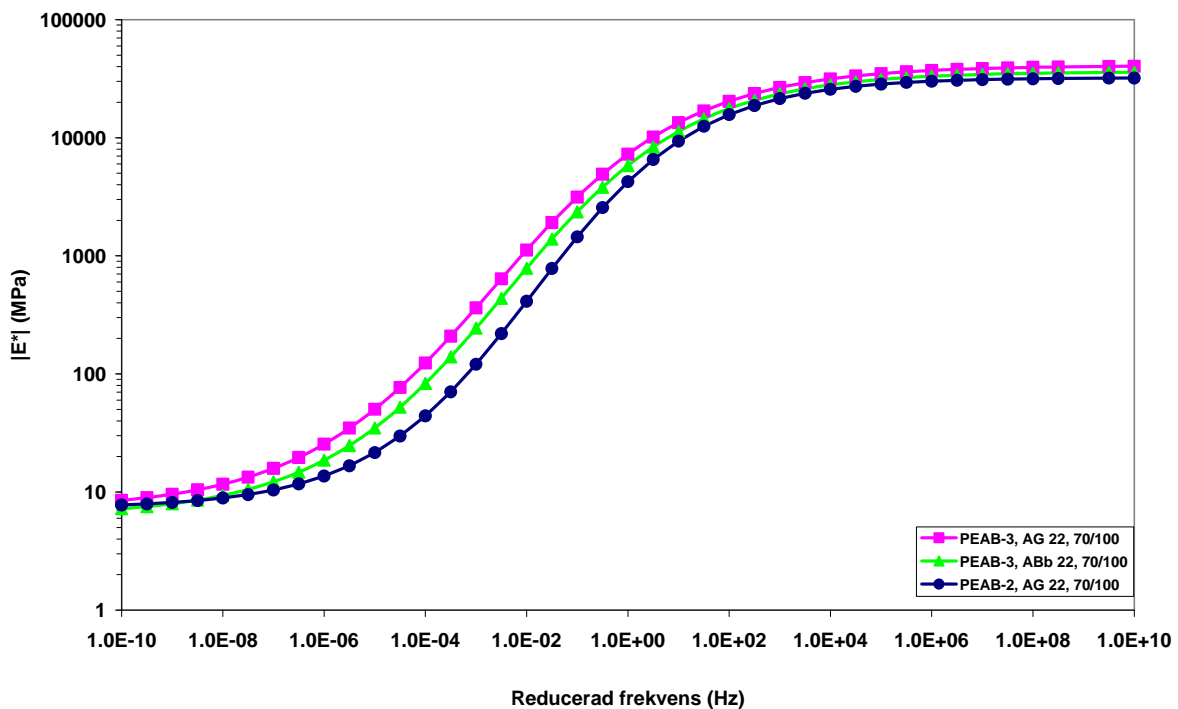
Genom att använda reducerad frekvens samt skifta kurvorna för de olika temperaturerna i horisontalled kan en masterkurva för materialet skapas (referenstemperatur 10°C), se Figur 3-2 och Figur 3-3. Utseendet är typiskt för ett viskoelastiskt material där styvheten är beroende av frekvens och/eller temperatur. Vid låga temperaturer och/eller höga frekvenser erhålls en hög dynamisk modul jämfört med det omvända fallet. Masterkurvan beskrivs matematiskt med Sigmoidal-funktionen. För detaljer om metodiken hänvisas till kapitel 2.

Regressionskonstanterna för Sigmoidal-funktionen samt skiftfunktionen (WLF, Willams, Landel, Ferry) för de testade beläggningarna redovisas i Tabell 3-9. Med hjälp av dessa är det möjligt att förflytta sig mellan godtyckliga temperaturer och frekvenser och därmed kan de mekaniska egenskaperna för beläggningen utvärderas över ett brett spann av frekvenser och temperaturer.

Tabell 3-9 Regressionskonstanter för Sigmoidal-funktionen samt skiftfunktionen (WLF)

Beläggningstyp	δ	α	β	γ	C_1	C_2
PEAB-2, AG 22, 70/100	0.8652	3.6430	-1.1444	0.6115	-19.0	150.2
PEAB-3, AG 22, 70/100	0.8514	3.7589	-1.3903	0.5243	-26.4	192.1
PEAB-3, ABb 22, 70/100	0.7971	3.7620	-1.3179	0.5431	-25.2	185.7

Masterkurvorna för den dynamiska modulen för de testade beläggningarna är relativt likvärdiga, se Figur 3-2. Det är inge större skillnad mellan bär- och bindlagerbeläggningarna, vilket heller inte är så konstigt med tanke på att samma bindemedelstyp har använts (70/100). Beläggningarna från Etapp 3 har genomgående något högre styvhetsmoduler jämfört med beläggningen från Etapp 2. En trolig förklaring kan vara att hålrumshalterna i provkropparna från Etapp 3 är lägre än i de från Etapp 2, dvs. packningen är något bättre vilket leder till högre styvhetsmoduler. Eftersom det är samma recept som använts både för Etapp 2 och Etapp 3 (bärlagerbeläggningarna) är det inte sannolikt att skillnader i sammansättning, bindemedelshalt etc. skulle kunna ha någon avgörande påverkan på resultaten.

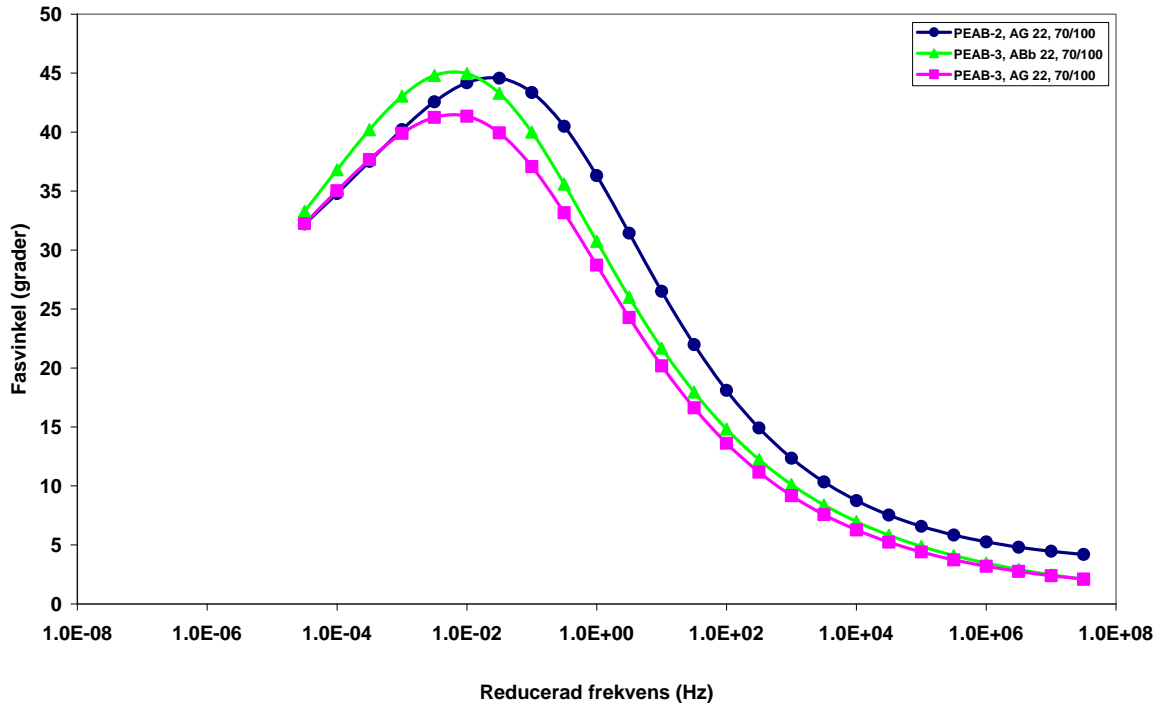


Figur 3-2 Masterkurvor (dynamisk modul) för de testade beläggningarna (ref. temp. 10°C)

Också masterkurvorna för fasvinkeln uppvisar typiska beteende. En hög frekvens och/eller låg temperatur resulterar i en lägre fasvinkel jämfört med det omvända fallet. En låg fasvinkel indikerar att materialet är relativt elastiskt, vilket är fallet vid höga frekvenser och/eller låga temperaturer. Om temperaturen blir tillräckligt hög och/eller frekvensen tillräckligt låg sker en reducering av värdet för fasvinkeln och en typisk topp bildas. Orsaken till toppen är att bindemedlet inte längre har någon lastbärande förmåga och därför måste stenskelettet bära hela lasten. Det är således positivt om toppen ligger så långt till vänster i diagrammet som möjligt.

När det gäller fasvinklarna redovisade i Figur 3-3 är trenden densamma som för styvhetsmodulerna. Masterkurvorna för beläggningarna från Etapp 3 ligger till vänster om

beläggningen från Etapp 2. Detta indikerar att beläggningarna från Etapp 3 är mer elastiska jämfört med beläggningen från Etapp 2 då de jämförs vid samma reducerade frekvens (eller belastningstid). Det kan också uttryckas som att beläggningen klarar av att stå emot permanenta deformationer bättre än beläggningen från Etapp 2.



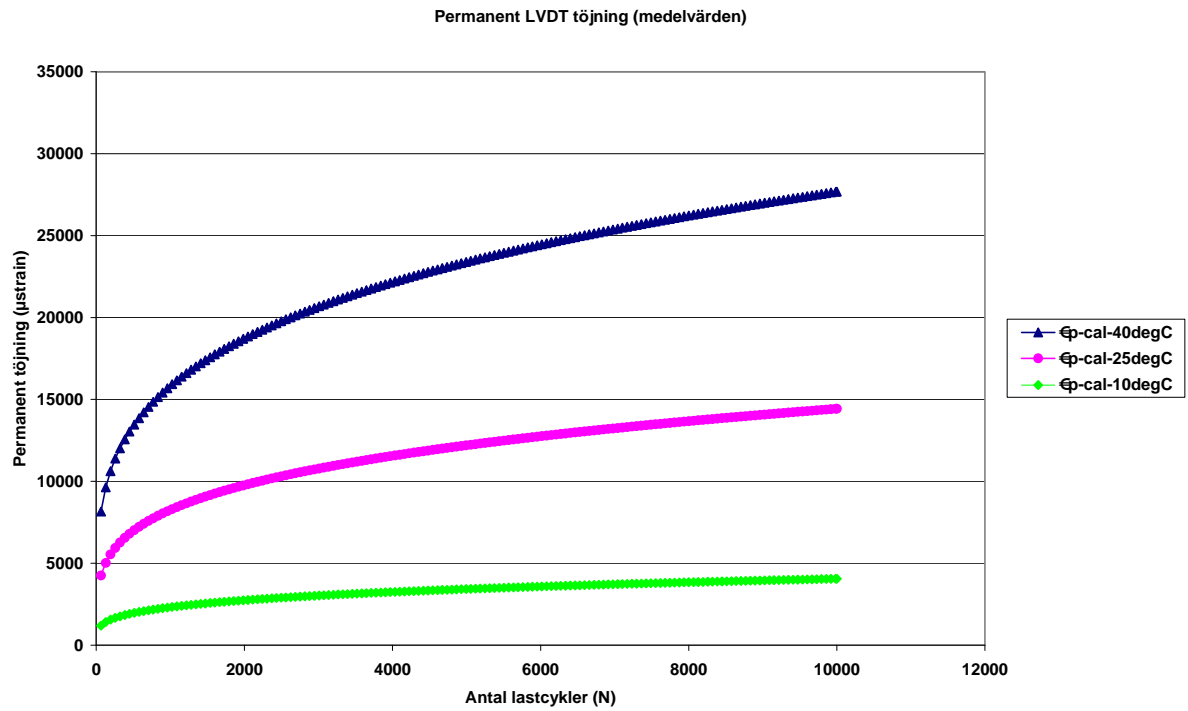
Figur 3-3 Masterkurvor (fasvinkel) för de testade beläggningarna (ref. temp. 10°C)

3.4 Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), testmetod B enligt SS-EN 12697-25:2005

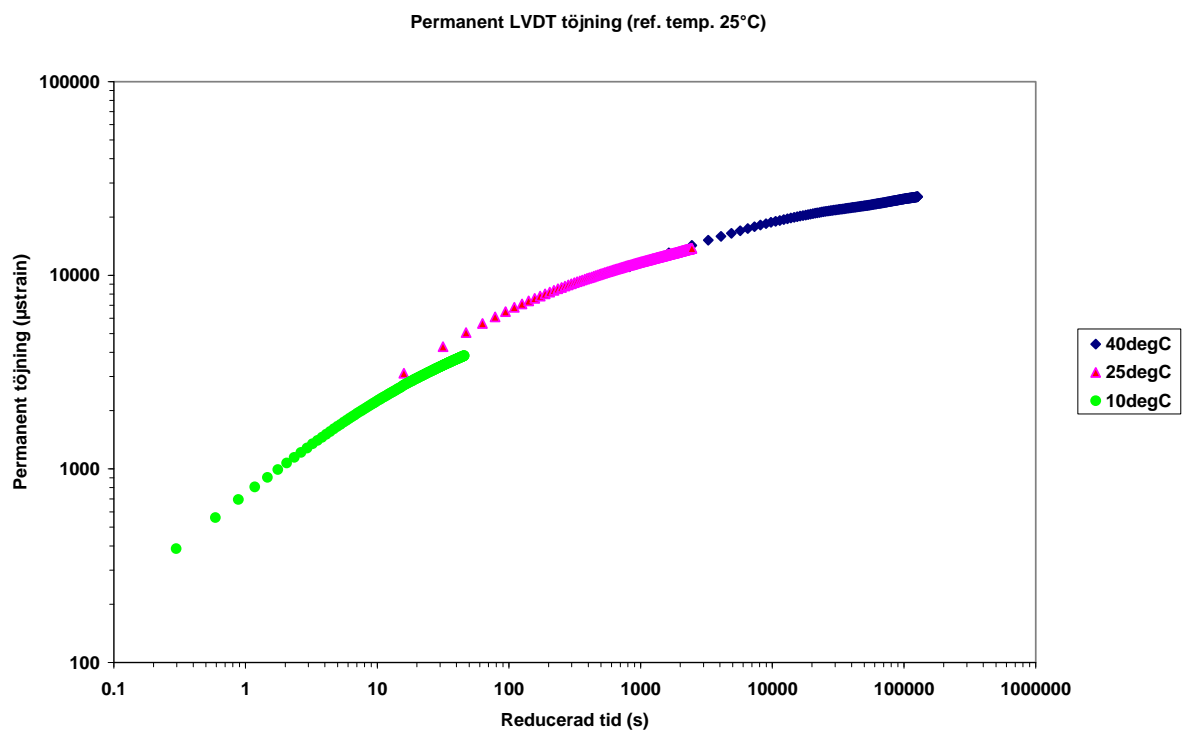
För att utvärdera beläggningarnas motståndskraft mot permanenta deformationer kördes cykliska triaxialförsök (TCCT) vid tre temperaturer (10°C, 25°C och 40°C). Normalt brukar endast en temperatur, 40°C, användas men i detta projekt efterfrågade även data för lägre temperaturer. Resultaten från försöken redovisas i Figur 3-4 till Figur 3-9.

Vid varje temperatur testades minst två provkroppar, i de flesta fall tre stycken. Data utvärderades genom att anpassa ekvation (2-18) till mätdata från samtliga temperaturer. Med hjälp av SOLVER-funktionen i EXCEL minimerade sedan felet mellan uppmätta och beräknade permanenta töjningar genom att variera regressionskonstanterna a_1 , a_2 och a_3 tills god passning erhöles. De beräknade regressionskonstanterna redovisas i Tabell 3-10.

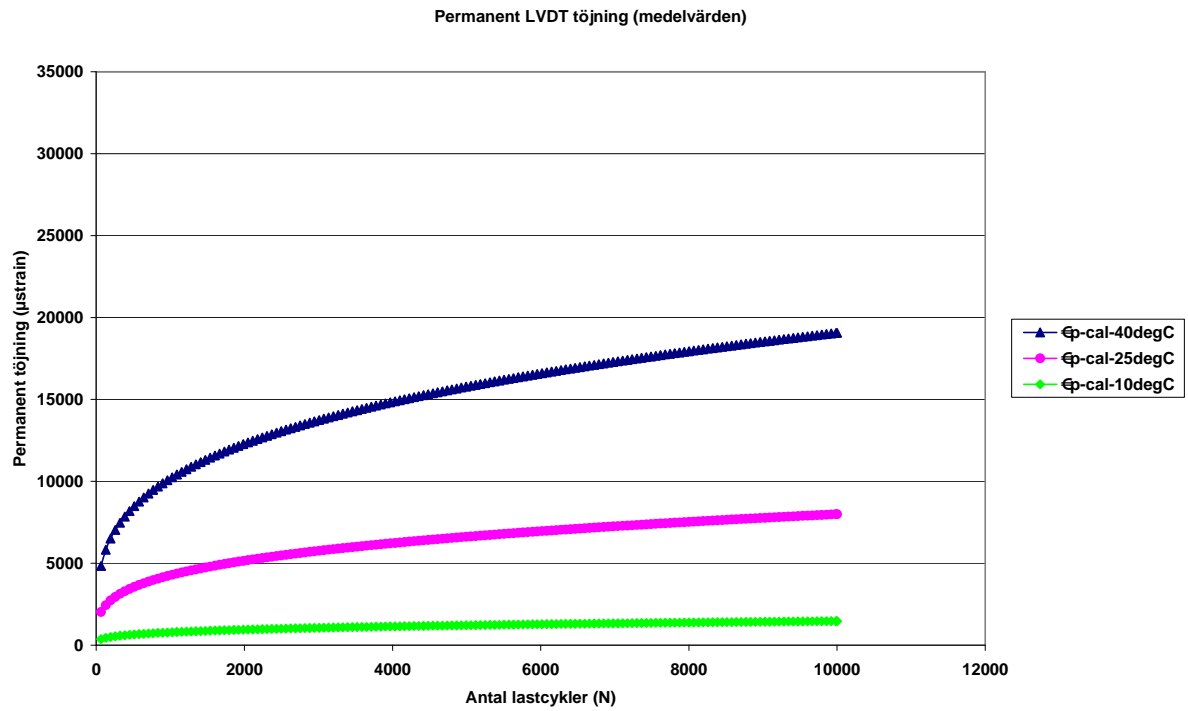
Som en extra kontroll plottades även permanent töjning mot reducerad tid. Genom att använda samma skiftfunktion som användes för att skapa masterkurvan är det även möjligt att skifta data från TCCT-försöken utförda vid olika temperaturer så att en ”masterkurva” erhålls.



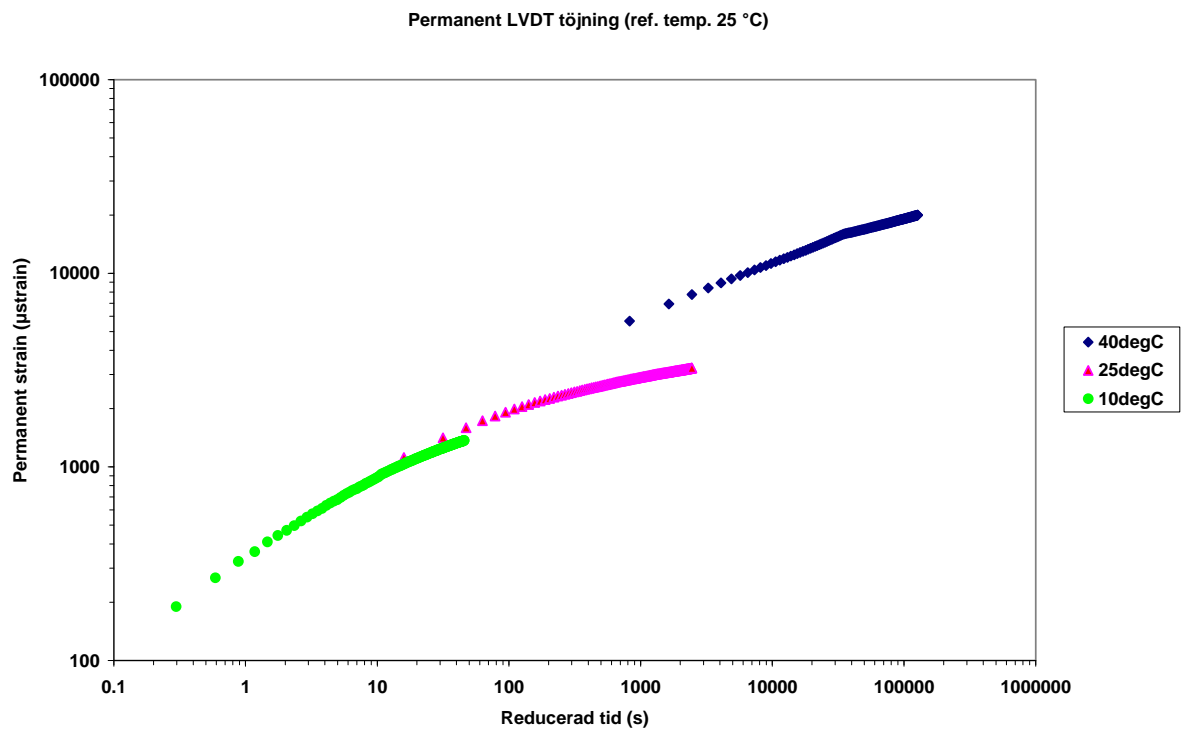
Figur 3-4 Permanent deformation som funktion av temperatur och antal lastcykler för AG22, 70/100, PEAB Etapp 2 (medelvärden av 2-3 provkroppar)



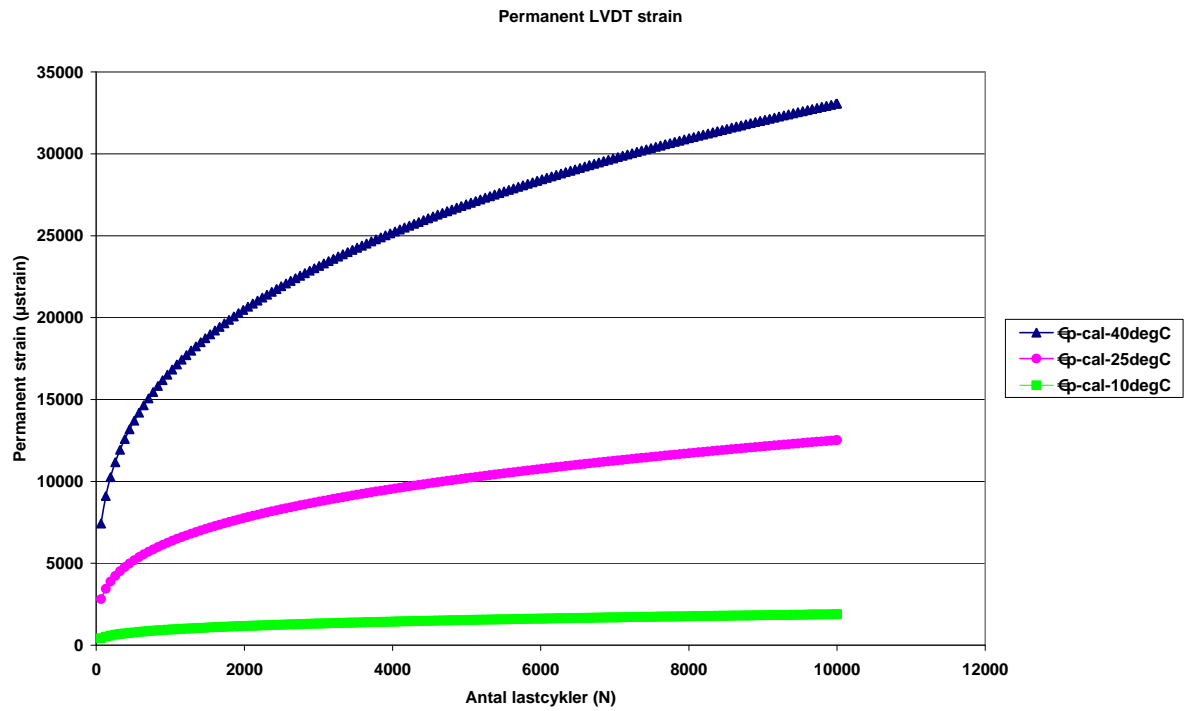
Figur 3-5 Permanent deformation som funktion av reducerad tid för AG22, 70/100, PEAB Etapp 2 (medelvärden av 2-3 provkroppar, ref. temp. 25°C)



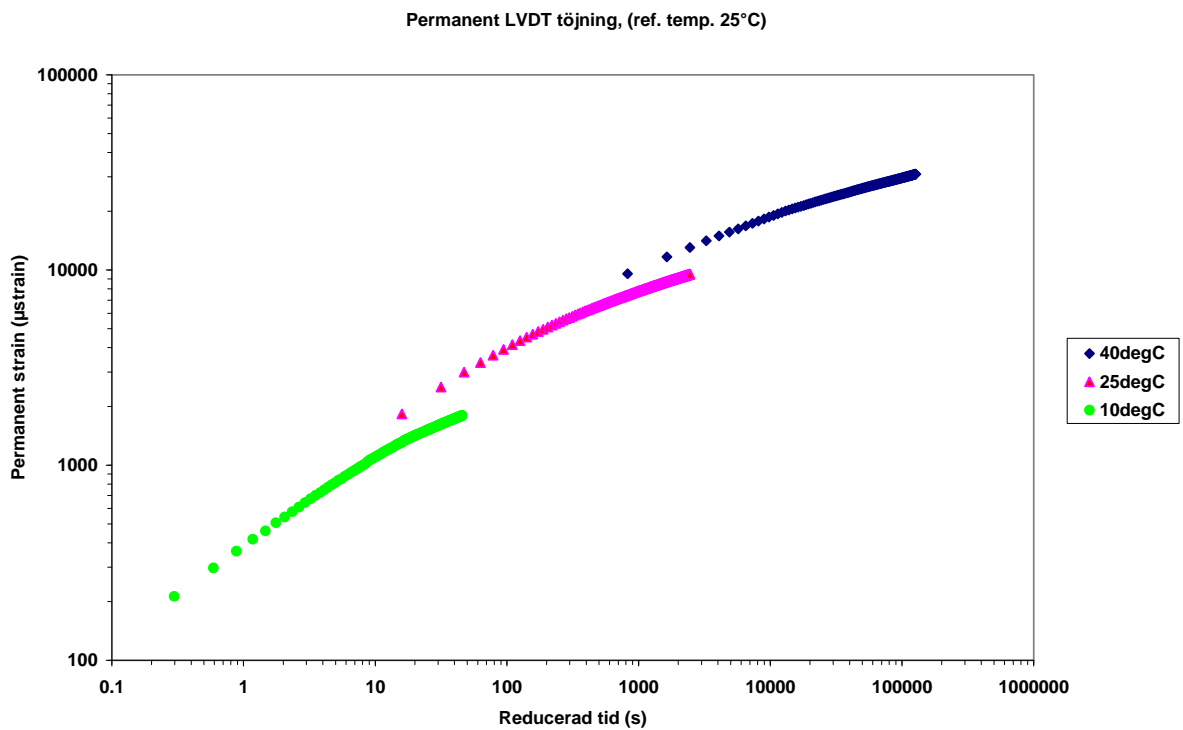
Figur 3-6 Permanent deformation som funktion av temperatur och antal lastcykler för AG22, 70/100, PEAB Etapp 3 (medelvärden av 2-3 provkroppar)



Figur 3-7 Permanent deformation som funktion av reducerad tid för AG22, 70/100, PEAB Etapp 3 (medelvärden av 2-3 provkroppar, ref. temp. 25°C)



Figur 3-8 Permanent deformation som funktion av temperatur och antal lastcykler för ABb22, 70/100, PEAB Etapp 3 (medelvärden av 2 provkroppar)



Figur 3-9 Permanent deformation som funktion av reducerad tid för ABb22, 70/100, PEAB Etapp 3 (medelvärden av 2 provkroppar, ref. temp. 25°C)

Tabell 3-10 Regressionskonstanter för modellering av permanenta deformationer med M-E PDG-modellen

Beläggningstyp	a_1	a_2	a_3
PEAB-2, AG 22, 70/100	17.846	1.386	0.243
PEAB-3, AG 22, 70/100	1.691	1.849	0.273
PEAB-3, ABb 22, 70/100	1.056	2.066	0.296

4 Implementering i VägFEM

4.1 Teoretisk bakgrund

Den teoretiska bakgrunden, samt de materialmodeller som har använts, är beskrivna i Appendix 5, ”Beräkning av framtida spårbildning på E6 i Halland”, samt i Appendix 6 ”Beräkning av framtida spårbildning; Beräkningsmodeller och materialmodeller”.

4.2 Beräkningar

Med resultaten från triaxialförsöken av bitumenbundna och obundna lager har den framtida spårbildningen beräknats för Rv 40. De indata, som har använts, är beskrivna nedan.

Vägen är uppbyggd som en GBÖ, se Tabell 4-1.

Tabell 4-1 Normalsektion för Rv 40 samt förändringar p.g.a. ”Aktiv Design” inom parentes

Lager	Tjocklek (mm)	Material	År
Slitlager (A)	40	HABS	2008
Bindlager (B1)	60	ABb22 70/100	2007
Bitumenbundet bärlager (B2)	70 (60,50)	AG22 70/100	2007
Obundet bärlager (C)	80	Bergkross ATB VÄG	2007
Förstärkningslager (D)	500 (1200)	Bergkross ATB VÄG	2006-2007
Undergrund (E)		4a – Blandkornig jord > 30 %	

I projektet har man arbetat med ”Aktiv Design”. Detta har bl.a. inneburit att tjockleken på det bundna AG-lagret kunnat minskas till i huvudsak 50 mm och i några fall 60 mm. Bärigheten mättes med statisk plattbelastning, i de punkter där vältmätaren visade det lägsta värdet. Kravet enligt ATB VÄG är minst 125 MPa för E_{v2} . I detta projekt var denna utgångspunkt ökad till 140 MPa. När bärigheten på bärlagret uppmättes till minst 160 MPa minskades tjockleken på det bitumenbundna bärlagret med 10 mm och när bärigheten uppmättes till minst 180 MPa minskades tjockleken med 20 mm, se Tabell 4-1. För att kunna uppnå denna bärighet, så har entreprenören, på vissa sträckor, bytt ut det 500 mm tjocka förstärkningslagret till en utsorterad bergbank med en tjocklek av 1200 mm, se Tabell 4-1.

Temperaturen vid olika tidpunkter har mätts upp av VTI på ett antal platser i Sverige. Tabell 4-2 visar på en rimlig fördelning av temperaturen i en asfaltbeläggning under ett normalår i södra Sverige.

Tabell 4-2 Fördelning av temperatur under ett år i asfaltbundna lager

Djup mm	Temperatur °C											
	40 - 45	35 - 40	30 - 35	25 - 30	20 - 25	15 - 20	10 - 15	5 - 10	0 - 5	-5 - 0	-10 - 5	-15 - 10
20	7	37	150	355	625	1185	1140	1071	1720	1722	243	47
70	0	11	71	314	722	1384	1042	1026	1781	1708	214	29
120	0	2	27	230	783	1575	934	1036	1816	1713	174	12
% (20)	0.08	0.45	1.81	4.28	7.53	14.27	13.73	12.90	20.72	20.74	2.93	0.57
% (70)	0.00	0.13	0.86	3.78	8.70	16.67	12.55	12.36	21.45	20.57	2.58	0.35
% (120)	0.00	0.02	0.33	2.77	9.43	18.97	11.25	12.48	21.87	20.63	2.10	0.14

Belastningen från tunga trafiken (90 km/h) uppskattas ha en frekvens som motsvarar 14 Hz. Från tabell 3-4 och 3-5, har den dynamiska modulen för denna frekvens uppskattats för olika temperaturer, se tabell 4-3.

Den ackumulerade trafiklasten per körfält på 20 år är: $N_{ekv} = 11$ miljoner tunga axlar (10 ton). Det har visat sig att ett rimligt antagande är att denna trafik kan förläggas till ett år. Detta antal belastningar fördelas i proportion till uppskattad temperatur, se Tabell 4-3.

Tabell 4-3 Fördelning av tung trafik under ett år med hänsyn till temperatur (dynamisk modul). Alternativen i tabellen används för en alternativ beräkning, se Tabell 4-10 till Tabell 4-17.

Temperatur °C	Dynamisk modul MPa	Fördelning %	Fördelning antal N_{ekv} .
38	800 (alt. 2 100)	0.4	44 000
33	2 100 (alt. 3 400)	1.4	154 000
28	3 400 (alt. 5 000)	4.1	451 000
23	5 000 (alt 6 000)	8.1	891 000
18	8 100	15.5	1 705 000
13	11 500	13.0	1 430 000
8	15 000	12.5	1 375 000
3	19 000	21.0	2 310 000
- 5	30 000	24.0	2 640 000

Av Appendix 3 framgår att det obundna materialet är spänningsberoende, det vill säga olinjärt elastiskt. Det framgår också att resilientmodulen är högre vid högre packningsgrad. För att kunna jämföra resilientmodulen vid olika packningsgrad, så har packningsgrad ca 91 % valts som utgångspunkt med en resilientmodul på $M_r = 1.6 \cdot \Theta^{0.87}$. Om man från Figur 2 i Appendix 3 räknar om regressionskonstanten k_1 , vid $k_2 = 0.87$ och $\Theta = 500$ MPa, så blir $k_1 = 3.5$. Detta är ett antagande på säkra sidan, då k_1 blir högre vid ett lägre värde på Θ .

Erfarenheter från provtagning på vägar visar att packningsgraden för ett godkänt värde på plattbelastning, $E_{v2} = 125$ MPa kan vara 91 %. För att komma upp i värdet $E_{v2} = 180$ MPa bör packningsgraden ligga på 98 till 100 %. Ytterligare undersökningar bör dock göras inom detta område.

Vid beräkningarna har följande värden valts för resilientmodulen för obundna lager, se Tabell 4-4.

Tabell 4-4 Uppskattad resilientmodul, M_r , för de obundna bär- och förstärkningslagren vid olika värden på bärighet, E_{v2} , mätt med plattbelastning.

Plattbelastningsvärde E_{v2} (MPa)	Konstant: k_1	Konstant: k_2
125	1.6	0.87
140	2.1	0.87
160	2.8	0.87
180	3.5	0.87

Resilientmodulen för undergrunden har beräknats till 130 MPa, med stöd av utförda fallviktsmätningar.

Som grund för beräkningar av permanenta deformationer i de bitumenbundna lagren har parametrar från Tabell 3-10 använts. Regressionskonstanterna i Tabell 3-10 är ganska olika, men olikheterna går åt olika håll och tar därför delvis ut varandra vid beräkning av de permanenta deformationerna.

Tabell 4-5 Parametrar för beräkning av permanenta deformationer i bitumenbundna lager

a_1	a_2	a_3
1.69	1.85	0.275

Som grund för beräkning av permanenta deformationer i de obundna lagren har modellen i M-E PDG använts. Indata kommer i huvudsak från responsmodellen. De enda ytterligare indata som behövs är materialets fukthalt. För bärlager och förstärkningslager (lager C och D) har fukthalten 4 % använts och för undergrunden 8 % fukthalt. Se vidare Appendix 5.

Beräkningsskurvorna visar på en mycket brant uppgång av permanenta deformationer i början av ett prov, varefter deformationerna avtar snabbt. Detta är speciellt utmärkande för de obundna lagren, se figur 1 i Appendix 5. Vid tester i verkligheten, bl.a. vid provvägsmaskinen på LCPC i Frankrike, som använts i det stora EU-projektet SAMARIS, är spårbildningen betydligt långsammare, se figur 2 i Appendix 5. Med anledning av detta förutsätts här att den slutliga beräknade spårbildningen fördelas jämnt över tiden. Detta beräkningssätt har använts för obundna lager. För bitumenbundna lager har två modeller testats, dels med en proportionell fördelning av de permanenta deformationerna över tiden, och dels en förenklad modell från M-E PDG, se Appendix 5.

I detta projekt har också förutsatts att det inte uppstår några permanenta deformationer när temperaturen är lägre än 0°C (vägen är frusen). Resultat från beräkningar framgår av tabellerna Tabell 4-6 till Tabell 4-17. I tabellerna nedan är:

- A = Slitlager,
- B = Bindlager + Bitumenstabiliserat bärlager,
- C = Obundet bärlager,
- D = Förstärkningslager och
- E = Undergrundsmaterial, se tabell 4-1.

Beräkningarna har utförts i fyra steg:

1. I första steget beräknades den elastiska responsen i väggroppen, med stöd av parametervärden i Tabell 4-1, Tabell 4-3 och Tabell 4-5. Denna beräkning görs för varje temperaturintervall, eftersom den dynamiska modulen hos de bitumenbundna lagren har stor betydelse för denna respons.
2. I steg två beräknades den totala permanenta deformationen för varje temperaturintervall, under förutsättningen att all trafik gått på vägen under detta intervall.
3. I steg tre reducerades den permanenta deformationen med hänsyn till verklig trafik i varje temperaturintervall.
4. I steg 4 beräknades den permanenta deformationen i de bitumenbundna lagren med stöd av modellen, som beskrivs i Appendix 5.

4.2.1 Beräkning av spår för Rv 40, ATB VÄG konstruktion

Tabell 4-6 Beräkning av elastisk respons. Här anges den maximala spänningen och töjningen i underkant av asfalten för en ATB VÄG konstruktion.

Resultat (mm)	38 °C	33 °C	28 °C	23 °C	18 °C	13 °C	8 °C	3 °C	-5 °C
	0.4%	1.4%	4.1%	8.1%	15.5%	13.0%	12.5%	21.0%	24%
Töjning uk asfalt (μ strain)	767	405	286	213	147	111	90	74	51
Spänning uk asfalt σ (kPa)	778	1 176	1 373	1 528	1 718	1 854	1 956	2 047	2 222

Tabell 4-7 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager för en ATB VÄG konstruktion, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall.

Resultat (mm)	38 °C	33 °C	28 °C	23 °C	18 °C	13 °C	8 °C	3 °C	-5 °C	S:a
	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	24%	76 %
A. 100%	7.23	0.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B. 100%	56.82	18.95	9.98	5.64	2.84	1.56	0.88	0.48	(0.23)	
C. 100%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
D. 100 %	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	(0.00)	
E. 100%	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	(0.91)	
S:a A-E 100 %	65.03	20.38	10.94	6.59	3.78	2.49	1.81	1.40		112.42

Tabell 4-8 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager för en ATB VÄG konstruktion. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat (mm)	38 °C	33 °C	28 °C	23 °C	18 °C	13 °C	8 °C	3 °C	-5 °C	S:a
	0.4%	1.4%	4.1%	8.1%	15.5%	13.0%	12.5%	21.0%	24%	76 %
A. Beräkn.	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
B. Beräkn.	0.23	0.27	0.41	0.46	0.44	0.20	0.11	0.10	0.00	2.22
C. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E. Beräkn.	0.00	0.01	0.04	0.08	0.15	0.12	0.12	0.19	0.00	0.71
S:a A-E	0.26	0.29	0.45	0.54	0.59	0.32	0.23	0.29		2.97

De permanenta deformationerna, som de framgår av Tabell 4-8, är sannolikt för låga. En beräkning av permanenta deformationer med samma metod som i M-E PDG för de bitumenbundna lagren, och med ett års trafik på bindlagret, 500 000 tunga axlar, ger resultaten redovisade i Tabell 4-9, se även Appendix 5.

Tabell 4-9 Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna och obundna lagren under 20 år för planerad konstruktion, ATB VÄG. Bindlagret har trafikerats under ett år.

Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. (mm)			Perm. deform. per intervall. (mm)			
		HABS	AB+AG	S:a	ABS	AB+AG	Ob I	S:a
3 °C	0 – 2 310 000 500 000 – 2 810 000	0.00	0.12	0.12	0.00	0.12		0.12
8 °C	0 – 1 375 000 515 000 – 1 890 000	0.00	0.28	0.28	0.00	0.16		0.16
13 °C	0 – 1 430 000 522 000 – 1 955 000	0.00	0.58	0.58	0.00	0.30		0.30
18 °C	0 – 1 705 000 535 000 – 2 240 000	0.00	1.17	1.17	0.00	0.59		0.59
23 °C	0 – 891 000 534 000 – 1 425 000	0.00	1.93	1.93	0.00	0.76		0.76
28 °C	0 – 451 000 532 000 – 983 000	0.00	2.67	2.67	0.00	0.74		0.74
33 °C	0 – 154 000 517 000 – 671 000	0.14	3.28	3.42	0.14	0.61		0.75
38 °C	1 000 – 45 000 505 000 – 549 000	1.58	3.65	5.23	1.44	0.37		1.81
Summa asf.								5.23
Ob. Lager	500 000 – 11 000 000						0.68	
Tot. summa								5.91
Reduktion	Hjulvandring *0,8			4.19			0.54	4.73

Byggandet av Rv 40 har utförts med ”Aktiv Design”, vilket i praktiken medfört en något ändrad konstruktion av överbyggnaden. Som jämförelse med denna beräkning har därför två alternativa analyser för det verkliga utförandet gjorts med följande alternativ:

- En alternativ analys med bibehållen överbyggnadskonstruktion, med ett plattbelastningsvärde på obundet bärlager, som är 180 MPa och en 2 cm tunnare beläggning, se Tabell 4-10 till Tabell 4-13.
- Ett andra alternativ är en analys med en överbyggnadskonstruktion, som är utförd som ”lätt bergbank”, med ett plattbelastningsvärde på obundet bärlager, som är 180 MPa och en 2 cm tunnare beläggning, se Tabell 4-14 till Tabell 4-17.

4.2.2 Beräkning av spår för Rv 40, 180 MPa på ö.k. obundet bärlager samt 2 cm tunnare beläggning

Tabell 4-10 Beräkning av elastisk respons. Här anges den maximala spänningen och töjningen i underkant av asfaltlagren för ett alternativ med tunnare asfalt och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%
Töjn uk asfalt (μ strain)	654	383	281	215	152	127	96	80	56
Spänning uk asfalt σ (kPa)	567	1 034	1 281	1 481	1 734	2 082	2 059	2 184	2 427

Tabell 4-11 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager, för ett alternativ med tunnare asfalt och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%	S:a 76 %
A. 100%	9.80	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B. 100%	50.33	16.71	8.83	5.02	2.56	1.47	0.81	0.44	(0.22)	
C. 100%	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	(0.00)	
D. 100 %	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	(0.00)	
E. 100%	0.97	0.96	0.96	0.95	0.94	0.94	0.93	0.93	(0.92)	
S:a A-E 100 %	61.13	18.82	9.80	5.97	3.50	2.41	1.74	1.37	0.00	104.74

Tabell 4-12 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager, för ett alternativ med tunnare asfalt och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren. Alla deformationer har fördelats över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%	S:a 76 %
A. Beräkn.	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
B. Beräkn.	0.20	0.23	0.36	0.41	0.40	0.19	0.10	0.09	0.00	1.98
C. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E. Beräkn.	0.00	0.01	0.04	0.08	0.15	0.12	0.12	0.20	0.00	0.72
S:a A-E	0.24	0.26	0.40	0.49	0.55	0.31	0.22	0.29	0.00	2.76

Tabell 4-13 Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna och obundna lagren under 20 år för planerad konstruktion, tunnare asfalt + 180 MPa. Bindlagret har trafikerats under ett år.

Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. (mm)			Perm. deform. per intervall. (mm)			
		HABS	AB+AG	S:a	ABS	AB+AG	Ob l	S:a
3 °C	0 – 2 310 000 500 000 – 2 810 000	0.00	0.12	0.12	0.00	0.12		0.12
8 °C	0 – 1 375 000 515 000 – 1 890 000	0.00	0.27	0.27	0.00	0.15		0.15
13 °C	0 – 1 430 000 522 000 – 1 955 000	0.00	0.55	0.55	0.00	0.28		0.28
18 °C	0 – 1 705 000 535 000 – 2 240 000	0.00	1.09	1.09	0.00	0.54		0.54
23 °C	0 – 891 000 534 000 – 1 425 000	0.00	1.78	1.78	0.00	0.69		0.69
28 °C	0 – 451 000 532 000 – 983 000	0.00	2.49	2.49	0.00	0.71		0.71
33 °C	0 – 154 000 517 000 – 671 000	0.35	3.01	3.36	0.35	0.52		0.87
38 °C	1 000 – 45 000 505 000 – 549 000	2.69	3.52	6.21	2.34	0.51		2.85
Summa asf.								6.21
Ob. Lager	500 000 – 11 000 000						0.69	
Tot. summa								6.90
Reduktion	Hjulvandring *0,8			4.97			0.55	5.52

4.2.3 Beräkning av spår för Rv 40, "lätt bergbank", 180 MPa på ö.k. obundet bärlager samt 2 cm tunnare beläggning

Tabell 4-14 Beräkning av elastisk respons. Här anges den maximala spänningen och töjningen i underkant av asfaltlagren för ett alternativ med tunnare asfalt, "lätt bergbank" och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%
Töjn uk asfalt (μ strain)	688	400	291	222	155	119	97	80	56
Spänning uk asfalt σ (kPa)	618	1 097	1 342	1 537	1 777	1949	2 078	2 192	2 410

Tabell 4-15 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager, för ett alternativ med tunnare asfalt, "lätt bergbank" och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren, om alla trafik gått på vägen under samtliga temperaturintervall.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%	S:a 76 %
A. 100%	9.26	0.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
B. 100%	50.65	16.98	8.99	5.11	2.60	1.44	0.82	0.44	(0.22)	
C. 100%	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	(0.00)	
D. 100 %	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	(0.01)	
E. 100%	0.69	0.69	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	(0.68)	
S:a A-E 100 %	60.62	18.62	9.68	5.80	3.29	2.13	1.51	1.13	0.00	102.78

Tabell 4-16 Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager, för ett alternativ med tunnare asfalt, "lätt bergbank" och högre resilientmodul hos de obundna överbyggnadslagren. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat (mm)	38 °C 0.4%	33 °C 1.4%	28 °C 4.1%	23 °C 8.1%	18 °C 15.5%	13 °C 13.0%	8 °C 12.5%	3 °C 21.0%	-5 °C 24%	S:a 76 %
A. Beräkn.	0.04	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
B. Beräkn.	0.20	0.24	0.37	0.41	0.40	0.19	0.10	0.09	0.00	2.00
C. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D. Beräkn.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E. Beräkn.	0.00	0.01	0.03	0.06	0.11	0.09	0.09	0.14	0.00	0.53
S:a A-E	0.24	0.26	0.40	0.47	0.51	0.28	0.19	0.23	0.00	2.58

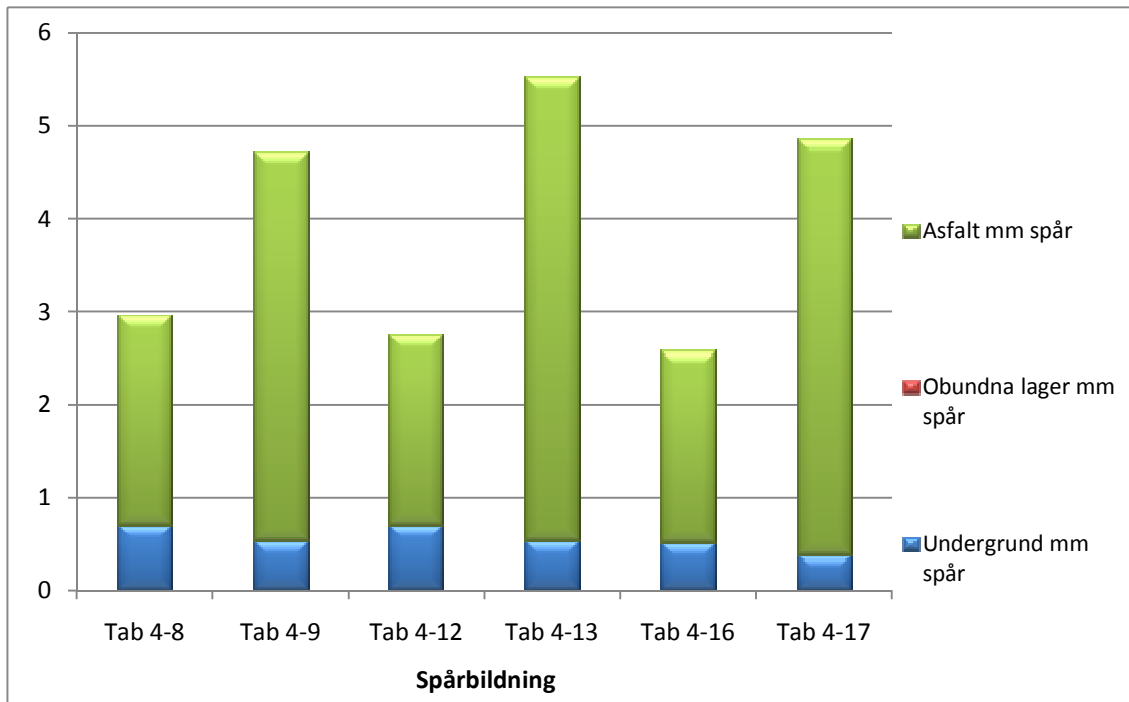
En beräkning av permanenta deformationer med samma metod som i M-E PDG, och med ett års trafik på bindlagret, 500 000 tunga axlar, ger resultaten redovisade i Tabell 4-17, se även Appendix 5.

Tabell 4-17 Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna och obundna lagren under 20 år för planerad konstruktion, tunnare asfalt, "lätt bergbank" och högre resilientmodul, 180 MPa. Bindlagret har trafikerats under ett år.

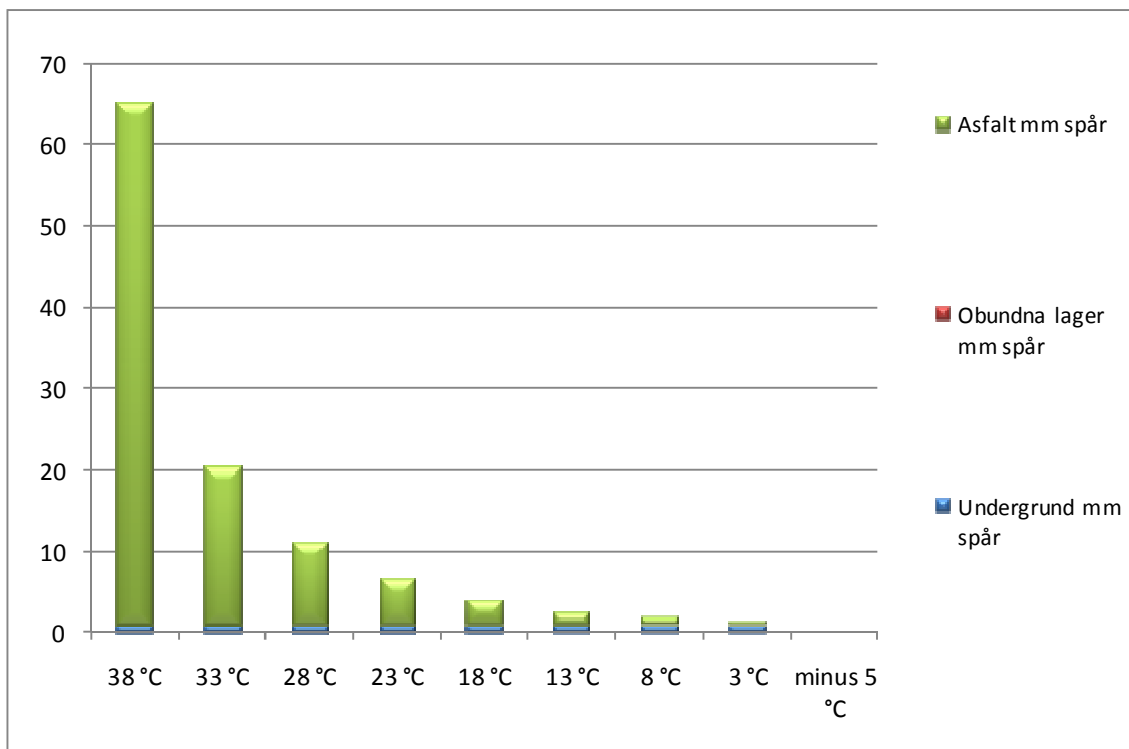
Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. (mm)			Perm. deform. per intervall. (mm)			
		HABS	AB+AG	S:a	ABS	AB+AG	Ob l	S:a
3 °C	0 – 2 310 000	0.00	0.11	0.11	0.00	0.11		0.11
	500 000 – 2 810 000							
8 °C	0 – 1 375 000	0.00	0.26	0.26	0.00	0.15		0.15
	515 000 – 1 890 000							
13 °C	0 – 1 430 000	0.00	0.53	0.53	0.00	0.27		0.27
	522 000 – 1 955 000							
18 °C	0 – 1 705 000	0.00	1.08	1.08	0.00	0.55		0.55
	535 000 – 2 240 000							
23 °C	0 – 891 000	0.00	1.76	1.76	0.00	0.68		0.68
	534 000 – 1 425 000							
28 °C	0 – 451 000	0.00	2.48	2.48	0.00	0.72		0.72
	532 000 – 983 000							
33 °C	0 – 154 000	0.29	3.02	3.31	0.29	0.54		0.83
	517 000 – 671 000							
38 °C	1 000 – 45 000	2.04	3.53	5.57	1.75	0.51		2.26
	505 000 – 549 000							
Summa asf.								5.57
Ob. Lager	500 000 – 11 000 000						0.50	
Tot. summa								6.07
Reduktion	Hjulvandring *0,8			4.46			0.40	4.86

4.2.4 Jämförelse av beräknade spår för Rv 40

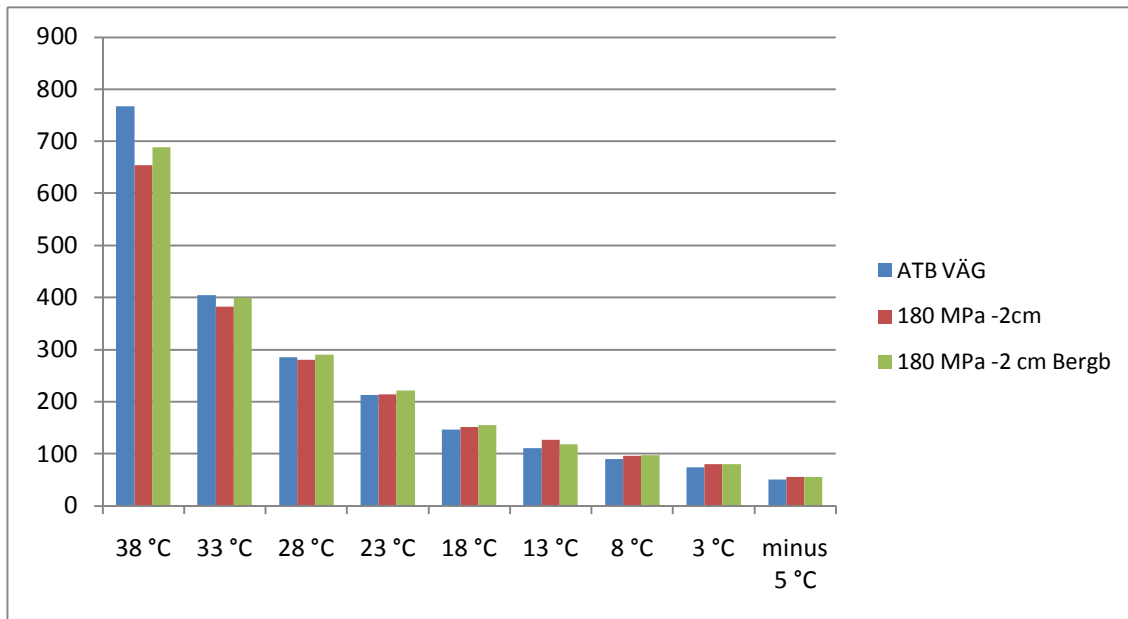
Tabellerna presenteras även grafiskt, i Figur 4-1 har den permanenta deformationen jämförts för olika alternativa utföranden. I Figur 4-2 har den totala deformationen, om temperaturen varit densamma under hela livstiden, redovisats och Figur 4-3 har töjningen i underkant bitumenbundna lager redovisats för alla de tre utförda alternativen av vägkonstruktion.



Figur 4-1 Beräknade permanenta deformationer i mm i de olika lagren.



Figur 4-2 Spårbildningens känslighet för temperatur. Permanenta deformationer i mm om den totala trafikmängden (10 miljoner axlar) passerar vid samma temperatur.



Figur 4-3 Töjning, microstrain, i underkant bitumenbundna lager, för de tre olika konstruktionerna, se Tabell 4-6, Tabell 4-10 och Tabell 4-14.

Modellen, från M-E PDG, för obundna lager visar på mycket små deformationer. Det finns dock en risk att de obundna materialens s.k. "shake down gräns" överskrids vid höga temperaturer, dvs. när styvhetsmodulen hos de bitumenbundna lagren är låg. Av Tabell 4-18 framgår hur mycket påkänningen i den översta delen av det obundna bärlagret ökar när temperaturen i beläggningen ökar från 8 till 38°C.

Tabell 4-18 Beräknade spänningar i överkant bärlager och underkant förstärkningslager vid två olika temperaturer för ATB VÄG konstruktionen, se även Tabell 4-6 till Tabell 4-9.

Spänningar i kPa	σ_1	σ_2	σ_3	$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	q/p
ÖK Bärlager Temp. 8°C	44.5	16.1	14.9	25.2	29.6	1.17
ÖK Bärlager Temp. 38°C	195.7	45.4	31.1	272.2	164.6	0.60
UK F-lager Temp 8°C	29.8	4.4	2.5	12.2	27.3	2.2
UK F-lager Temp. 38°C	40.3	- 8.9	- 11.0	6.8	51.3	7.5
UK F-lager Temp 28°C	36.0	- 1.9	- 3.9	10.1	39.9	4.0

Kommentarer till Tabell 4-18:

- Tryckspänningar är positiva och dragspänningar negativa vid högre temperaturer.
- Ett obundet material kan inte ta upp dragspänningar. Påkänningen i underkant förstärkningslager vid temperaturen 38°C antyder klart att materialets "shake down gräns" och troligen också stabilitetsvärde (inre friktion plus inre kohesion) överskrids, vilket borde leda till omlagring och permanenta deformationer i det obundna förstärkningslagret. Även vid 28°C är värdena på påkänningarna mycket höga.

4.3 Kommentarer och analyser

4.3.1 Generella kommentarer och analyser

I Appendix 5 görs följande kommentarer, analyser och slutsatser:

- Det är troligen fullt möjligt att prediktera framtida permanenta deformationer (spår i vägens yta) i de bitumenbundna lagren med utgångspunkt från de uppmätta materialegenskaperna. Det krävs dock en ytterligare validering av resultaten mot verkliga vägar. Detta kommer i viss mån att ske i NordFoU projektet ”Pavement Performance Models”, där valideringen främst sker av modeller för beräkning av spårbildning i de obundna lagren.
- Det går redan idag att jämföra olika ”asfaltrecept” beträffande motståndskraft mot permanenta deformationer vid olika temperaturer.
- En förändring i axellasterna har inte lika stor betydelse för spårbildningen, som den har för sprickbildning. En ökning av axellasten från 10 till 12 ton ger i dessa beräkningar endast 5 % ökning av spårdjupet och en knapp dubbling av sprickrisken (drygt 50 % av 12 tons axlar motsvarar 100 % av 10 tons axlar). Denna analys gäller enbart för relativt tjocka beläggningar.
- Vid tunnare beläggningar finns det en risk för att ”Shake down” gränsen hos de obundna lagren överskrids vid höga temperaturer i beläggningen, vilket innebär en kraftigt ökad spårbildning.
- Belastningens inverkan på utmattningslasten hos en beläggning bör utredas ytterligare.
- Bindlagret på en nybyggd väg bör trafikeras under minst ett år, innan man lägger slitlagret.

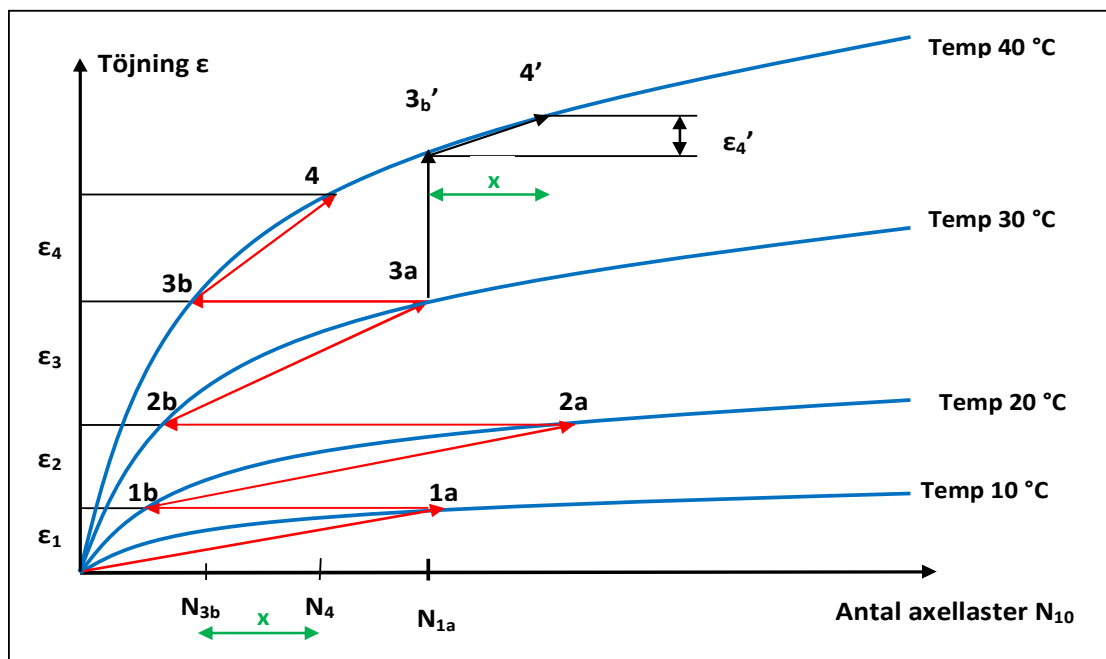
Av diagrammen framgår några intressanta fakta:

- Spårbildningen i de bitumenbundna lagren blir, enligt modellen, mycket större vid högre temperatur i asfalten. Detta stämmer väl med erfarenheter från det verkliga vägnätet och uppföljda provsträckor.
- För de obundna överbyggnadslagren och terrassmaterialet ger modellen från M-E PDG en mycket liten spårbildning. I verkligheten är det dock tveksamt om så är fallet, eftersom materialets ”shake down gräns” överskrids, se Tabell 4-18. En uppskattning genom SAMARIS-modellen med normala parametervärden (parameterdata saknas dock för Rv 40) ger en betydligt större spårbildning, se kapitel 4.3.3.
- En högre dynamisk modul vid höga temperaturer, i de bitumenbundna lagren, ger beräkningsmässigt en betydligt mindre spårbildning. Orsaken till detta är att den elastiska töjningen minskar, vilken är direkt proportionell mot den permanenta töjningen, samt att de obundna lagren utsätts för en betydligt lägre spänningsnivå om asfaltlagren är styvare, se Tabell 4-3 och Tabell 4-18.
- Prediktionen av spårbildning enligt Tabell 4-9, Tabell 4-13 och Tabell 4-17, som gjorts här för Rv 40, se Figur 4-1, ger vid en jämförelse med testvägen E6 i Halland, realistiska värden, se även Appendix 5.
- Vid beräkningen av det totala spårdjupet måste också dubbdäcksslitage ingå. Detta beräknas uppgå till 0,6 – 0,7 mm per år. Detta ingår inte i ovanstående tabeller, och det beräknas ge ytterligare ca 12 – 14 mm spår på 20 år.

De beräkningar, som gjorts med stöd av data från laborietesterna och de framtagna modellerna, visar att det bör gå att beräkna den framtida spårbildningen på ett godtagbart sätt, om modeller och testresultat valideras mot resultat från verkliga vägar för bestämning av vissa skiftfaktorer. Redan nu kan provningsmetoder och modeller kunna användas för att jämföra alternativa utföranden.

4.3.2 Prediktion av spårbildning i bitumenbundna lager

Vid valideringen av den teoretiska modellen visade det sig att det mest verklighetsnära resultatet erhöles vid i princip samma beräkningsgång, som i M-E PDG. Vid varje temperaturväxling påbörjas beräkningen av de permanenta töjningarna vid den totala permanenta töjningsnivån, som uppnåtts vid tidigare belastning, se Figur 4-4. Detta är också logiskt, eftersom packningen av ett bitumenbundet material går snabbare vid högre temperatur. Om man skulle gå uppåt eller nedåt i diagrammet vid samma antal överfarter, så innebär detta att materialets deformationsmotstånd förändras trots att den totala permanenta deformationen inte har förändrats, se t.ex. 3_b till $4'$, där $\epsilon_{4'}$ blir mycket mindre än ϵ_4 .



Figur 4-4 Lämpligaste ordning vid beräkning av permanenta deformationer i bitumenbundna lager. Trafikmängd fördelas i förhållande till verkliga temperaturintervall. En 20 årscykel betraktas som ett år. Första beräkningen, N_{1a} , görs för den kallaste cykeln.

En lämplig förenkling vid beräkningarna är att betrakta hela livslängden som ett år, och starta beräkningen med den kallaste perioden, för att sedan successivt göra beräkningarna för nästföljande högre temperaturintervall.

Det är uppenbart att den trafikmängd, som trafikerat bindlagret innan slitlagret läggs, ger de första och kraftigaste deformationerna i bindlager och underliggande AG-lager. Eftersom

denna spårbildning tas bort vid läggning av slitlagret, så måste även den beräknade deformationen från denna trafik tas bort ur beräkningarna av framtida spår i vägen. Denna kunskap bör också användas, så att man trafikerar bindlagret under minst ett års tid, innan slitlagret läggs på en ny väg.

Det är också lämpligt att göra en känslighetsanalys för hur spårbildningen ökar vid längre perioder med hög värme.

4.3.3 Prediktion av spårbildning i obundna lager och undergrund

Materialmodellen i M-E PDG ger nästan inga permanenta deformationer i de obundna lagren. Detta kan ifrågasättas, speciellt om man studerar spänningsbilden i olika delar av bärlager och förstärkningslager, se Tabell 4-18. I det stora EU-projektet SAMARIS har man testat en annan modell, som utvecklats på LCPC, framför allt genom Gidel. I denna modell finns en brottgränslast, som är beskriven i Appendix 6. Responsberäkningen visar att spänningarna i underkant förstärkningslager ligger mycket nära brottgränsen. En orsak till detta kan vara att fallviktsmätningen ger för låga värden på resilientmodulen i terrassmaterialet. En annan orsak kan vara att terrassmaterialet, som är ett friktionsmaterial och därmed är olinjärt elastiskt, i realiteten har en högre resilientmodul i ytan, där spänningarna är högst vid belastning från ett fordon. En utvärdering av terrassmaterialets resilientmodul med stöd av plattbelastning hade därför varit av stort värde för att kunna göra en riktig analys.

En mycket övergripande uppskattning av permanenta deformationer med stöd av Gidel modellen och ”normala” parametervärden, ger uppskattningsvis ca 2-3 mm större spårbildning än vad modellen i M-E PDG ger.

Gidel-modellen visar på skillnader i spårbildning, som är beroende av spänningsnivån i väggkroppen. Med stöd av dessa skillnader kan man värdera om en konstruktion är bättre eller sämre än en alternativ konstruktion.

Beräkningarna pekar också på att en stabilisering av terrassmaterialet kommer att kraftigt reducera spårbildningen i de obundna lagren (inklusive terrassmaterialet). En orsak är att spårbildningen i terrassmaterialet i stort sett elimineras. En annan orsak är att en högre resilientmodul i terrassmaterialet eliminerar dragpåkänningar i underkant förstärkningslager.

4.3.4 Prediktion av spår på Rv 40

De beräkningar som gjorts inom ramen för detta projekt ger sammanfattningsvis följande permanenta spår efter 20 år:

- Deformationer i bitumenbundna lager: ca 5 mm
- Dubbdäcksslitage: ca 12 mm
- Deformationer i obundna lager och undergrund: ca 3 mm

Totalt ger detta en spårbildning på 20 mm under 20 års tid. Spårbildningen blir också större i början av vägens trafikering. Med detta som grund, och ett maximalt tillåtet spår djup på 17 mm, så borde det vara aktuellt med en ny toppbeläggning efter 14 till 15 år.

De olika alternativa utförandena med minskad beläggningstjocklek ger ingen större skillnad i de permanenta deformationerna. Ur spårbildningssynpunkt kan dessa konstruktioner betraktas som likvärdiga, se Figur 4-1.

4.3.5 Utmattning

De olika alternativa utförandena med minskad beläggningstjocklek ger ingen större skillnad på töjningen i underkant bitumenbundna lager. Ur utmattningssynpunkt kan dessa konstruktioner betraktas som likvärdiga, se Figur 4-3.

Sprickkriteriet ger reduktion med 55-60% av antalet tillåtna fordon med 12 tons axellast i förhållande till tillåtna fordon med 10 tons axellast. Motsvarande reduktion mellan 10 och 8 tons axellast är ca 30 %. Detta är en fråga som borde utredas ytterligare.

4.4 Sammanfattning av spårberäkningsresultaten

- Det är möjligt att prediktera framtida spårbildning i en väg med stöd av provningsresultat. För att verifiera detta bör det göras mer triaxialförsök, framför allt på bitumenbundet material.
- Utmattningsegenskaperna hos en asfaltbeläggning, med hänsyn till belastningens storlek, bör utredas ytterligare.
- Bindlagret på en nybyggd väg bör trafikeras under minst ett år.
- Det är mycket fördelaktigt, ur spårbildningssynpunkt, om en asfaltbeläggningens dynamiska modul är högre vid varm väderlek, t.ex. genom att använda polymermodifierad bitumen.
- En stabilisering av terrassmaterialet är förmodligen allt "lönsam" ur spårbildningssynpunkt. Om tjockleken på de obundna överbyggnadslagren dessutom kan minskas, så kan denna metod även bli direkt lönsam i investeringsskedet.

4.5 Implementering av resultaten

Resultaten från detta projekt visar på lönsamheten för en väghållare att införa följande åtgärder:

4.5.1 Bonus för asfalt som är styvare i varm väderlek

Genom polymermodifiering kan asfaltrecept med högre dynamisk modul vid högre temperatur tas fram, men utan att den blir styvare i kall väderlek. Denna asfalt kostar mer att framställa än en konventionell asfalt. Eftersom spårbildningen, och därmed framtida underhåll, blir väsentligt lägre, så lönar sig dock en sådan typ av beläggning för en väghållare. Det är också möjligt att kontrollera den utförda beläggningens styvhetsegenskaper vid olika temperaturer genom att testa utborrade prover från den verkligt utförda beläggningen.

Ett bonussystem för att värdera en förbättrad beläggning kan införas i stort sett direkt genom följande steg:

- Styvhetsgenskaper vid olika temperaturer för en konventionell beläggning fastläggs.
- För varje projekt görs en beräkning av framtida underhåll, beroende på spårbildning, med utgångspunkt från normala materialegenskaper.
- Vinsten av en förbättrad beläggning beräknas med stöd av de i denna utredning presenterade modellerna.
- En viss del av vinsten (t.ex. 50 %) används som incitament (bonus till entreprenören) för värdering av den förbättrade beläggningen.
- Materialegenskaperna hos den verkligt utförda beläggningen testas och utgör grunden för beräkning av bonusbeloppet.

4.5.2 Trafikering av bindlagret

En nybyggd väg bör, där så är möjligt, aldrig utföras med ett slitlager, som trafikeras vid trafikpåsläpp. Trafiken bör gå på bindlagret under minst ett, helst två år. Detta är en gammal kunskap, som var inskriven i tidigare normer.

4.5.3 Terrasstabilisering

Delar av spårbildningen sker i undergrunden och troligen även i de obundna lagren, se kapitel 4.3.3. En högre resilientmodul i terrassmaterialet ger också betydligt mindre påkänningar i undre delen av det obundna förstärkningslagret. Det borde därför vara klart lönsamt att stabilisera terrasserna på en väg. En stabiliserad undergrund ger dessutom sannolikt mindre spårbildning i övriga lager.

För att få in maskinutrustning och arbetsmetoder för stabilisering av undergrunden bör därför Vägverket, för ett visst antal projekt, föreskriva att terrassen skall stabiliseras. I första hand bör detta ske på projekt, där undergrunde består av olika typer av moräner. Projekten bör också fördelas så att samtliga större entreprenörer får möjlighet att arbeta med stabilisering.

4.5.4 Beräkning av framtida spårbildning

Med en viss vidareutveckling av provningsmetoder och modeller, som utvecklats i detta projekt, kan kvalitén på såväl bitumenbundna, som obundna lager värderas till ett högre (eller lägre) pris. Denna kunskap är också en nödvändig för att kunna beräkna den framtida funktionen i funktionsentreprenader.

- Asfaltrecept bör kunna certifieras med hänsyn till deformationsegenskaperna. Tester av den dynamiska modulen från platsen bör kunna säkerställa att rätt produkt har levererats.
- Täckter för obundna material bör kunna certifieras med hänsyn till kvalitén. Att täkten levererar material med rätt kvalitet, kan säkerställas genom regelbunden provning.

5 Slutsatser och fortsatt arbete

5.1 Slutsatser

Masterkurvor är mycket användbara vid bestämning av en beläggnings styvhetsmodul. När masterkurvan är bestämd är det möjligt att prediktera styvhetsmodulen för godtycklig temperatur och frekvens, vilket är nödvändigt om olika klimat- och trafikscenarior ska kunna simuleras på ett korrekt sätt.

EU-metoden, Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), fungerar bra då ett materials motståndskraft mot permanenta deformationer ska utvärderas. En stor fördel med försöksuppställningen är att ett omgivningstryck används för att simulera förhållandena i fält på ett mera realistiskt sätt jämfört med traditionella metoder. En annan fördel är att materialdata kan användas som indata i nedbrytningsmodeller, vilket inte är fallet då exempelvis wheel-tracking används. För denna typ av försök erhålls relativa materialdata som kan användas för att jämföra en eller flera beläggningar med varandra. Den största nackdelen med triaxialförsöken är att provkropparna i de flesta fall måste laboratorietillverkas eftersom beläggningstjockleken inte är tillräcklig.

Det är möjligt att prediktera den framtida spårbildningen i en väg, med stöd av laboratoriebestämningar av materialegenskaper samt beräkningsmodeller. Det krävs dock ytterligare kalibrering och validering av resultaten mot verkliga vägar, men redan idag är det möjligt att jämföra den relativa skillnaden mellan olika konstruktioner.

En förändring i axellasterna har inte lika stor betydelse för spårbildningen, som den har för sprickbildning. En ökning av axellasten från 10 till 12 ton ger i dessa beräkningar endast 5 % ökning av spårdjupet och en knapp dubbling av sprickrisken (drygt 50 % av 12-tonsaxlarna motsvarar 100 % av 10-tonsaxlarna). Analysen gäller enbart för relativt tjocka beläggningar.

Vid tunnare beläggningar finns det en risk för att "Shake down"-gränsen hos de obundna lagren överskrids vid höga temperaturer i beläggningen, vilket innebär en kraftigt ökad spårbildning.

Bindlagret på en nybyggd väg bör trafikeras under minst ett år, innan slitlagret läggs på för att minimera framtida spårbildning.

Spårbildningen i de bitumenbundna lagren blir, enligt modellen, mycket större vid högre temperatur i asfalten. Detta stämmer väl överens med materialegenskaperna hos ett viskoelastiskt material samt med erfarenheter från det verkliga vägnätet och uppföljda provsträckor. En högre dynamisk modul vid höga temperaturer, i de bitumenbundna lagren, ger beräkningsmässigt en betydligt mindre spårbildning. Orsaken till detta är att den elastiska töjningen minskar, vilken är direkt proportionell mot den permanenta töjningen, samt att de obundna lagren utsätts för en betydligt lägre spänningsnivå om asfaltlagren är styvare.

Med anledning av detta är möjligt att direkt införa ett bonussystem, som bygger på att beläggningsmaterialet (särskilt bind- och slitlagerbeläggningar) har en högre dynamisk modul vid varm väderlek. För bärlagerbeläggningarna spelar även den totala beläggningstjockleken en viss roll för valet av bindemedelstyp. Vid tunna totala beläggningstjocklekar, där töjningsnivåerna normalt är relativt höga, bör inte allt för styva beläggningar väljas eftersom

utmattningsegenskaperna sannolikt blir lidande. För tjocka beläggningar, där töjningsnivåerna är lägre, har detta mindre betydelse och därför kan hårdare bindemedelssorter användas. Genom att använda polymermodifierade beläggningar kan dessa problem till stor del undvikas. Resultatet kan utvärderas genom mätning på utborrade provkroppar, alternativt med någon oförstörande provningsmetod.

Genom att så snart som möjligt börja använda terrasstabilisering för att förbättra ett dåligt terrassmaterial, kan väghållaren minska spårbildningen och därmed kostnaderna för framtida underhåll.

5.2 Fortstätt arbete

Ett system av provtagningar, laboratorieanalyser och simuleringar är nödvändigt för att kunna beräkna en vägs framtida funktion vid funktionsentreprenader. Ett sådant system är också nödvändigt om en entreprenörs utförda arbete ska kunna värderas, så att bonussystem för bättre kvalitet (som leder till lägre livscykelkostnader) kan utvecklas.

För att utveckla modellen för prediktion av permanenta deformationer i bitumenbundna lager från M-E PDG, så bör ytterligare försök göras, framför allt på polymermodifierat material. Underlaget för att bedöma bitumenbundna materials deformationsmotstånd är också alltför litet. Resultat från nya beläggningar finns enbart för material från en provplats, Rv 40. En validering av denna modell bör också ske på utvalda vägar, som varit i trafik under ett antal år.

Utveckling av modellen för beräkning av permanenta deformationer i obundna lager sker inom ramen för NordFoU-projektet ”*Pavement Performance Models*”. Utveckling av en ny modell för prediktion av sprickor i en asfaltbeläggning pågår på KTH genom Professor Björn Birgisson. Resultat från detta SBUF projekt, samt en önskvärd fortsättning, bör samordnas med dessa två andra projekt, så att man tar fram en fullständig modell för värdering av den funktion, som en entreprenör levererar.

Referenser

- AMADEUS, 2000** – ”Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures”, Final report RO-97-SC.2137, European Commission, 2000.
- ATB-VÄG 2005** – “Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion – ATB VÄG 2005”, Vägverkets publikation 2005:112
- Carvalho et al. (2003)** – “Predictions for Sunninge project”, University of Maryland, Regis Carvalho and Charles Schwartz, September 7, 2003.
- COST 333** – “COST 333, Development of New Bituminous Pavement Design Method”, European Commission Directorate General Transport, 1999, ISBN 92-828-6796-X, (<http://www.cordis.lu/cost-transport/home.html>)
- Ekblad Jonas (2004)** – “Influence of Water on Resilient Properties of Coarse Granular Materials”, Licentiate Thesis, KTH Civil and Architectural Engineering, Stockholm, Sweden, 2004.
- Ekdahl, U. et al.** – “A new framework for analytical pavement design based on systematic control during construction work”, Grundteknik, PEAB Sverige AB, Stora varvsgatan 11B, 211 19 Malmö, Sweden.
- Ekdahl, U. et al.** – “SWEPAVE – Ett nytt vägbyggnadskoncept”, Grundteknik, PEAB Sverige AB, Stora varvsgatan 11B, 211 19 Malmö, Sweden.
- Erlingsson (2003)** – “Validation of Design Models and Test Methods for Road Deterioration - HVS Tests on E6 – Sunninge, Sweden”, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Iceland, Sigurður Erlingsson, 2003.
- FAS - FAS Metoder**, - “Metodbeskrivningar för provning av stenmaterial, bituminösa bindemedel, asfaltbeläggningar och massa”, Föreningen för asfaltbeläggningar i Sverige (FAS), 1998.
- Gidel, G. (2001)** – “Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples” L’Université Bordeaux I, (27 septembre 2001).
- Gidel, G. et al (2001)** – “A new approach for investigating the permanent deformation behavior of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus”, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES – 233 - JULY-AUGUST 2001 - RÉF. 4359 - PP. 5-21
- Hoff et al.** – ” Round robin investigation on the cyclic triaxial test for unbound granular materials”, BCRA05, Trondheim, 2005.
- Hornych (2003)** – “Modelling of the results of the Sunninge HVS Experiment”, LCPC Nantes, Pavement Materials Division, Pierre Hornych, October 2003.
- Huang (1993)** - Huang, Yang H., “Pavement Analysis and Design”, University of Kentucky, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993, ISBN 0-13-655275-7.
- Kim. et al. (2004)** ”Dynamic Modulus Testing of Asphalt Concrete in Indirect Tension Mode”, Submitted for presentation at the 2004 TRB Annual Meeting and Publication in the Research Record: Journal of the Transportation Research Board.
- Locke, B., Lovén, J (2007)** – “Validering och utveckling av modeller för beräkning av tillståndsutveckling hos vägar – Inriktning på permanenta deformationer i obundna lager”, Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad, Institutionen för bygg- och miljöteknik, Avdelningen för geologi och geoteknik, Väg- och trafikplanering, CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA, Göteborg 2007.
- M-E PDG (2007)** – “NCHRP Mechanistic Empirical Pavement Design Guide Software - Release 1.0, 24 Maj 2007”
- Nilsson, B.R. (2003)** – ”Fatigue of Asphalt Mixes – Theory of Viscoelasticity and Continuum Damage Mechanics Applied to Uniaxial Fatigue Data from Laboratory Tests”, Doctoral Thesis, Lund University, Department of Technology and Society, Lund Institute of Technology, Box 112, 222 00 Lund Sweden, 2003.
- Nilsson, B.R. (2004)** – ”Utveckling av utmattningskriterier för modifierade Skanska-produkter”, Skanska Sverige AB, Teknik Väg & Asfalt, 234 22 Lomma, Internprojekt ID: 105014, maj 2004 (på svenska).
- Nilsson, B.R. (2005)** – “Applicering av en viskoelastoplastisk materialmodell på svenska

- beläggningstyper”, Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Teknik Väg & Asphalt, Box 9044, 200 39 Malmö, SBUF-projekt ID: 11485, juli 2005 (på svenska).
- Provväg E6** – “Materialdatabas upprättad av VTI i samband med materialtestningarna” .
- Rabbira et al. (2006)** – “Performance Prediction Models for Flexible Pavements: A State-of-the-art Report”, Teknologirapport nr. 2477, Vegdirektoratet Teknologiförvaltningen, Postboks 8142 Dep 0033 Oslo, www.vegvesen.no, 2006.
- Said, F. Safwat**, ”VTI-notat Nr. 38-1995, Bestämning av utmattningshållfasthet hos asfaltbetong genom pulserande pressdragprovning”, VTI, Linköping, 1995.
- SAMARIS (2004)** – “SAMARIS - Sustainable and Advanced MATerials for Road InfraStructure, Work Package 5 Performance-based specifications, Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements”, Competitive and Sustainable Growth (GROWTH) Programme, 2004.
- Shell (1990)** - Whiteoak, D., “The Shell Bitumen Handbook”, Published by Shell Bitumen U.K., Riversdell House, Guildford Street, Chertsey, Surrey, KT16 9AU, England, 1990.
- SS-EN 12697-24:2004** – ”Vägmateriäl – Asfaltmassor – Provningsmetoder för varmblandad asfalt – Del 24: Utmattningsmotstånd”, Utgåva 1, Fastställd 2004-07-30.
- SS-EN 12697-25:2005** – ”Vägmateriäl – Asfaltmassor – Provningsmetoder för varmblandad asfalt – Del 25: Pulserande kryptest”, Utgåva 1, Fastställd 2005-04-29.
- SS-EN 12697-26:2004** – ”Vägmateriäl – Asfaltmassor – Provningsmetoder för varmblandad asfalt – Del 26: Styvhet”, Utgåva 1, Fastställd 2004-08-13.
- SS-EN 13108-20:2006** – ”Vägmateriäl – Asfaltmassor – Materialspecifikationer – Del 20: Typprovning”, Utgåva 1, Fastställd 2006-01-27.
- SS-EN 13286-7:2004** – “Obundna och hydrauliskt bundna vägmateriäl – Del 7: Treaxialtest för obundna vägmateriäl”, Fastställd 2004-02-13, Utgåva 1.
- Stenberg, Niclas (2006)** – ”Äldringsegenskaper hos polymermodifierade bindemedel”, SBUF Projekt 11607, 2006.
- Ullidtz (1998)** – “Modelling Flexible Pavement Response and Performance”, Polyteknisk Forlag, Copenhagen, 1998
- van Niekerk (2002)** – “Mechanical Behavior and Performance of Granular Bases and Sub-bases in Pavements”, Technische Universiteit Delft, Delft University Press, P.O. Box 98, 2600 MG Delft, The Netherlands, ISBN 90-407-2335-4, 2002.
- Werkmeister, Sabine (2003)** – “Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions”, Dissertation, Technischen Universität Dresden, 2003.

Appendix 1

ANALYS Beläggning

Sidan 1 av 1

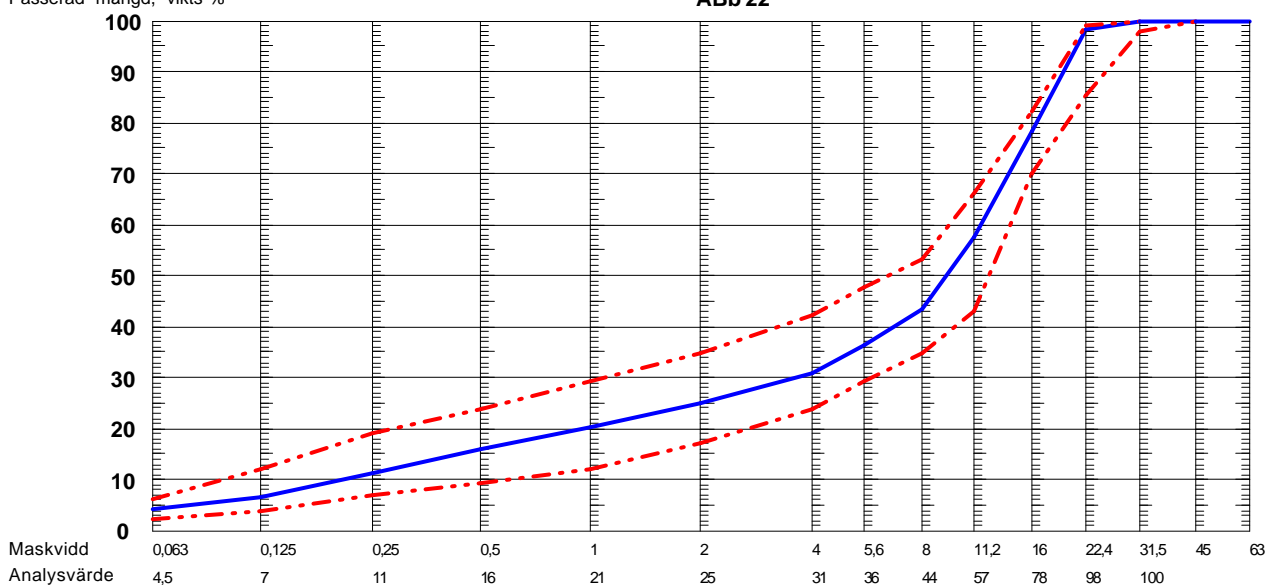
Beställare Skanska Sverige AB Richard Nilsson Teknik - Väg & Asfalt Projekt- och Supportgruppen	Provtagningsdatum Ankomstdatum	Analys start 2008-03-12 Analys slut 2008-03-12
Produkt ABb 22, 70/100 Leverantör	Referens Provtagningsplats	Idnummer
Entreprenör	Provtagare	
Objekt SBUF - Projekt	Märkning Väg FEM	


KORNSTORLEK - SS EN 12697-2

Passerad mängd, vikts-%

Gränslinje

ABb 22



Provresultat	Medel- värde	Recept	Notering
Kommentar			
FAS Metod 480-02 Bindemedelshalt (vikts-%)[E]	5,3		Ort och datum Malmö 2008-03-13  Bo Hansson, Laborant Underskriften är en elektronisk signatur
FAS Metod 425-00 Kompaktdensitet (g/cm3)[E]	2,465		

Laboratoriet är miljöcertifierat enligt SS-ENISO 14001.
Provresultat avser endast det prov som levererats till laboratoriet.
[E] = Enkelprov [EA] = Ej ackrediterad metod

Denna rapport får endast återges i sin helhet, om inte utfärdande laboratorium i förväg skriftligen godkänt annat.
Mätosäkerhetslista och metodavstegslista har överlämnats vid kontraktsgenomgång.

(050915)

Skanska Sverige AB
VTC-Syd
Box 9044
200 39 MALMÖ

Besöksadress
Trehögsgatan 8
Styrelsens säte
Malmö

Telefon nr
040-14 40 00
Telefax nr
040-14 49 95

Org. nr
556033-9086
VAT nr
10-556033-9086

E-post adress

Internetadress

Appendix 2

ANALYS Beläggning

Sidan 1 av 1

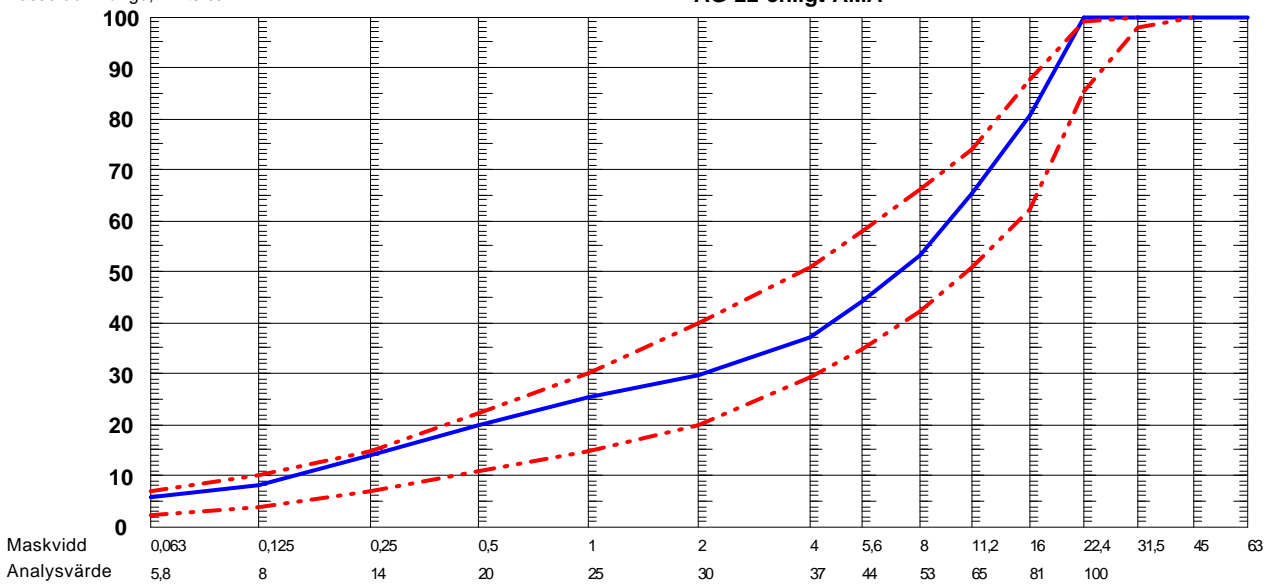
Beställare Skanska Sverige AB Richard Nilsson Teknik - Väg & Asfalt Projekt- och Supportgruppen	Provtagningsdatum Ankomstdatum	Analys start 2008-03-12 Analys slut 2008-03-12
Produkt AG 22, 70/100 Leverantör	Referens Provtagningsplats	Idnummer
Entreprenör	Provtagare	
Objekt SBUF - Projekt	Märkning Väg FEM	


KORNSTORLEK - SS EN 12697-2

Passerad mängd, vikts-%

Gränslinje

AG 22 enligt AMA



Provresultat	Medel- värde	Recept	Notering
Kommentar			
FAS Metod 480-02 Bindemedelshalt (vikts-%)[E]	5,1		Ort och datum Malmö 2008-06-13  Bo Hansson, Laborant Underskriften är en elektronisk signatur
FAS Metod 425-00 Kompaktdensitet (g/cm3)[E]	2,487		

Laboratoriet är miljöcertifierat enligt SS-ENISO 14001.
Provresultat avser endast det prov som levererats till laboratoriet.
[E] = Enkelprov [EA] = Ej ackrediterad metod

Denna rapport får endast återges i sin helhet, om inte utfärdande laboratorium i förväg skriftligen godkänt annat.
Mätosäkerhetslista och metodavstegslista har överlämnats vid kontraktsgenomgång.

(050915)

Skanska Sverige AB
VTC-Syd
Box 9044
200 39 MALMÖ

Besöksadress
Trehögsgatan 8
Styrelsens säte
Malmö

Telefon nr
040-14 40 00
Telefax nr
040-14 49 95

Org. nr
556033-9086
VAT nr
10-556033-9086

E-post adress

Internetadress

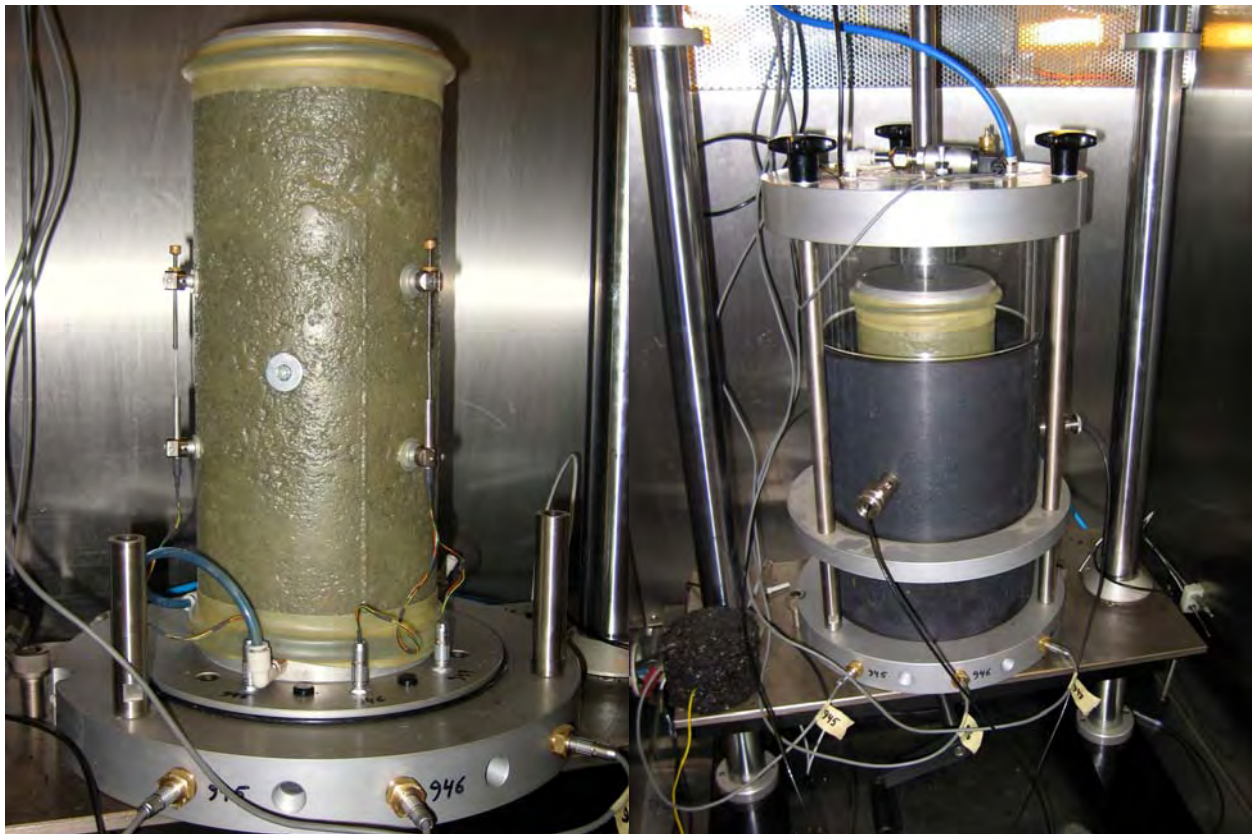
Appendix 3

UPPDRAG	:	Triaxialförsök för att bestämma resilientmodulen (M_r) samt för att utvärdera materialets förmåga att stå emot permanenta deformationer. Försöken har utförts enligt SS-EN 13286-7:2004 på till laboratoriet inkommet material.
UPPDRAGSGIVARE	:	Anders Huvstig, Vägverket Rune Abrahamsson, PEAB
UPPDRAGET INKOM	:	hösten 2006
ENTREPRENÖR	:	PEAB
OBJEKT	:	Riksväg 40 utanför Borås
LEVERANTÖR	:	Egentillverkat, krossat berg i linjen.
PRODUKT	:	Bärlager, 0-40 mm, enligt ATB VÄG
PROVTAGNINGSDATUM	:	-
PROVTAGNINGSPLOTS/SEKTION:	:	-
PROVTAGARE	:	-
RESULTAT	:	Se omstående sidor samt bifogad CD.

Arbetsgång

Materialet levererades till laboratoriet lastat på pallar. För att erhålla representativa provkroppar delades materialet ner till mindre mängder med hjälp av en neddelare. Innan inpackning av triaxialprovkropparna påbörjades bestämdes materialets maximala densitet enligt VVMB 607 (vibroboard). Med utgångspunkt från maximal densitet och optimal vattenkvot bestämdes sedan mängd material och packningsinsats för respektive triaxialprovkropp. Instruktionerna i SS-EN 13286-7:2004 har följts noggrant men det är mycket svårt, för att inte säga omöjligt, att träffa exakt rätt när det gäller vattenkvot och packningsgrad. Med anledning av detta kan därför de verkliga värdena (uppmätta) avvika något från de förskrivna intervallen i metoden.

Triaxialprovkropparna (Ø150 mm x 300 mm) packades med hjälp av ett vibroboard och en vibrohammare. Materialet lades ner i formen i omgångar och varje lager packades med vibrohammaren innan nästa lager lades på. I samband med packningen installerades även axiella givarhållare i materialet samt hållare/plattor avsedda för de radiella mätningarna, se Figur 1.



Figur 1 Triaxialprovkropp inklusive axiella och radiella givare

När packningen och förberedelserna var avslutade tilläts provkroppen vila ca 2-4 timmar innan försöken påbörjades. Temperaturen i klimatskåpet var 25°C. Varje provkropp utsattes för två typer av

försök, s.k. ”multi-stage test” och ”resilient modulus test”. Syftet med ”multi-stage” testet är att utvärdera materialets motståndskraft mot permanenta deformationer och från ”resilient modulus” testet erhålls materialets resilientmodulen (M_r). ”Multi-stage” testet kördes alltid innan ”resilient modulus” testet eftersom det senare testet förutsätter att provkroppen inte längre utvecklar några permanenta deformationer.

För ”multi-stage” testet användes spänningsnivåerna enligt Tabell 1 (hög spänningsnivå). Ett konstant omgivningstryck kring provkroppen alstrades med hjälp av luft.

Tabell 1 Spänningsnivåer för "multi-stage test" (hög spänningsnivå)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Normalt kördes sekvenserna 1 till 4 men för två av försöken (provkropp 23 och 25) kördes alla 5 sekvenserna som ett test. Det är normalt inte nödvändigt att köra alla sekvenserna eftersom de permanenta deformationerna nästan är försumbara för sekvens 5. Även för sekvens 4 blev de permanenta deformationerna små för denna typ av material. I metoden rekommenderas att minst 3 sekvenser körs men att de övriga två bör köras om materialet kommer att utsättas för de aktuella spänningsnivåerna i fält.

För att förhindra att kolven lyfte från belastningsplattan under försökets gång användes en kontaktspänning lika med 2 kPa. Kontaktspänningen får enligt metoden ej överskrida 5 kPa.

För varje spänningsnivå kördes 10000 lastcykler innan nästa spänningsnivå lades på. Frekvensen var 5 Hz vid samtliga försök. Detta fortgick tills den permanenta axiella töjningen uppgick till 5000 μ strain eller tills alla spänningsnivåerna för den aktuella sekvensen hade körts klart. När något av föregående krav uppfyllts påbörjas nästa sekvens. Testet avslutas när alla önskade sekvenser har körts klart. Efter testet sparades data i en fil för senare analys och bearbetning.

Från ”multi-stage” testet erhålls resilientmodulen samt resilienta och permanenta axiella och radiella töjningar. Från dessa data är det möjligt att bestämma materialets s.k. ”*Plastic Shakedown Limit*” samt ”*Plastic Creep Limit*”. För detaljer hänvisas till SS-EN 13286-7:2004, Annex C.

I Tabell 2 och Tabell 3 redovisas de spänningsnivåer som användes vid konditionering respektive test då resilientmodulen (M_r) bestämdes för materialet. Dessa försök kördes efter "multi-stage" testet.

Tabell 2 Spänningsnivåer vid konditionering ("resilient modulus" test)

	Confining stress, σ_3 kPa	Deviator stress, σ_d kPa	
	constant	min	max
High stress level	70	0	340
Low stress level	70	0	200

Tabell 3 Spänningsnivåer vid "resilient modulus" test (hög spänningsnivå)

High stress level		
Confining stress σ_3 kPa	Deviator stress σ_d kPa	
constant	min	max
20	0	30
20	0	50
20	0	80
20	0	115
35	0	50
35	0	80
35	0	115
35	0	150
35	0	200
50	0	80
50	0	115
50	0	150
50	0	200
50	0	280
70	0	115
70	0	150
70	0	200
70	0	280
70	0	340
100	0	150
100	0	200
100	0	280
100	0	340
100	0	400
150	0	200
150	0	280
150	0	340
150	0	400
150	0	475

Resultat

Datamaterialet har endast grovanalyserats för att säkerställa kvaliteten och att resultaten är rimliga. Samtliga mätdata finns på den bifogade CD:n vilket gör det möjligt att i framtiden utföra mer avancerad modellering av exempelvis spårutveckling etc.

Packning av provkroppar:

Den maximala densiteten bestämdes med hjälp av vibrobord enligt VVMB 607. Max torr skrymdensitet för det aktuella materialet blev **2.263 g/cm³** vid optimal vattenkvot **6.0%**.

Syftet med ”multi-stage” testet är att utvärdera materialets känslighet för permanenta deformationer. Genom att variera packningsgrad och vattenkvot för de testade provkropparna går det att skapa sig en relativt god bild av hur materialet kommer att bete sig i fält.

I Tabell 4 redovisas laboratoriedata för de testade provkropparna. Vattenkvoten för materialet har bestämts efter avslutat test och är sannolikt något lägre än vid inpackningen av materialet eftersom testet är dränerat. Vid inpackning av provkropp 21 var materialet vattenmättat vid packningen men den uppmätta vattenkvoten (3.4%) indikerar att en del vatten dränerats bort under försökets gång. Det är en svår balansgång vid inpackningen mellan packningsenergi och vatteninnehåll i materialet för att erhålla en provkropp med representativa egenskaper. Om materialet är för torrt går det inte att packa tillfredställande vilket leder till låga packningsgrader, något som normalt inte är representativa för ett material i fält.

Tabell 4 Laboratoriedata för de testade provkropparna

Provkropp	Max. torr skrymdensitet (g/cm ³)	Vattenkvot (%)	Packningsgrad, R _d (%)
20	2.236	3.4	98.8
21	2.064	2.9	91.2
22	2.249	3.1	99.4
23	2.051	2.8	90.6
24	2.093	3.1	92.5
25	2.062	3.1	91.1

Resilientmodul:

Ett sätt att beskriva resilientmodulen (M_r) är med den välkända K - θ -modellen, se ekvation [1].

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad [1]$$

där

M_r = resilientmodul (MPa)

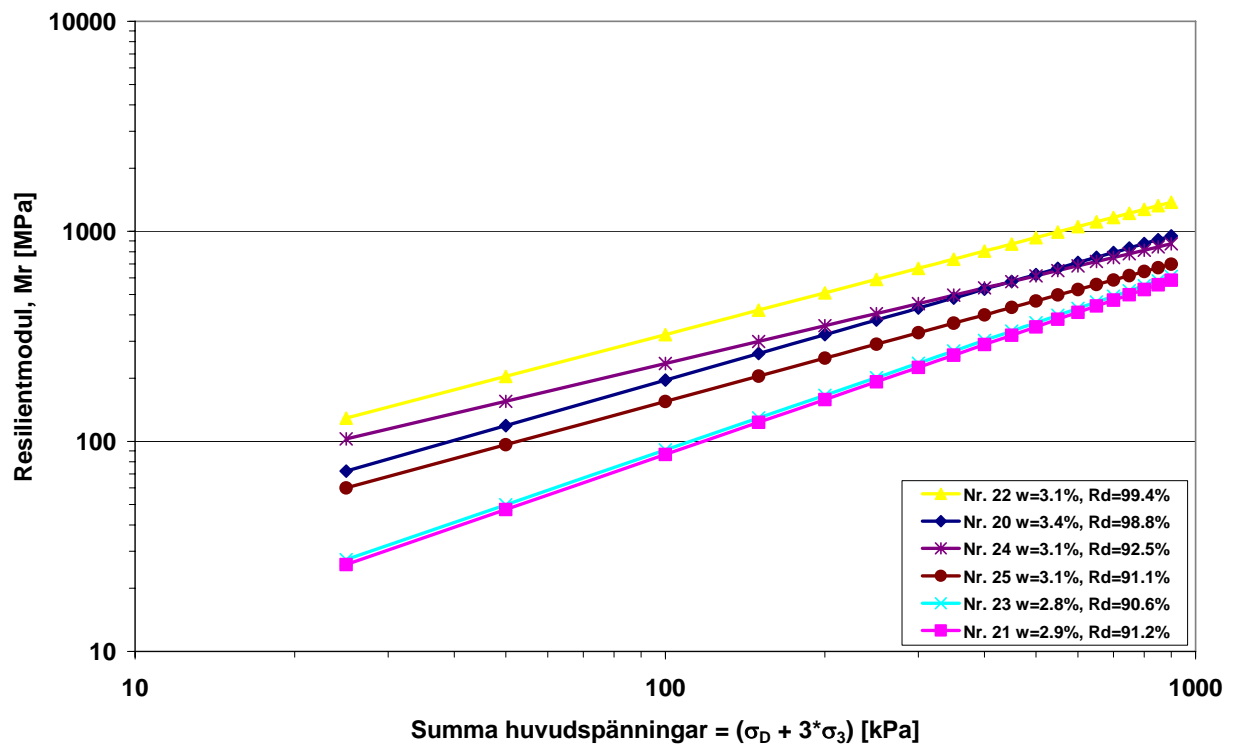
θ = summa huvudspänningar (bulkspänning) = $\sigma_D + 3 \cdot \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3$ (konst. omgivningstryck)

k_1, k_2 = regressionskonstanter

Regressionskonstanterna för de testade materialen redovisas i Tabell 5 och i Figur 2 redovisas samma resultat grafiskt.

Tabell 5 Regressionskonstanter för $K-\theta$ -modellen

Provkropp	k_1	k_2
20	7.1333	0.7192
21	1.5768	0.8698
22	15.3900	0.6606
23	1.6835	0.8664
24	15.0270	0.5971
25	6.6211	0.6847



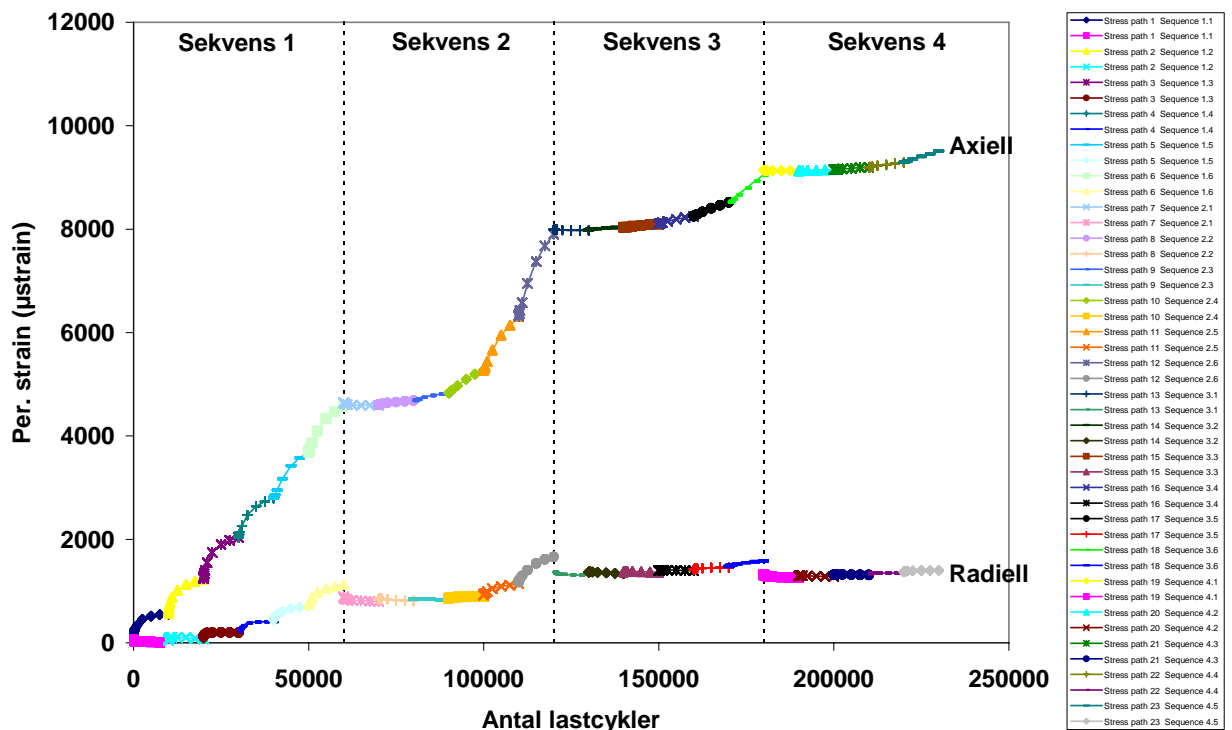
Figur 2 Resilientmodulen som funktion av summa huvudspänningar för de testade provkropparna

Resultaten är logiska, en hög packningsgrad leder till en högre resilientmodul (M_r) jämfört med resultaten från testerna på provkroppar med lägre packningsgrad. Ur Figur 2 framgår även tydligt materialets spänningsberoenden egenskaper, dvs. materialets resilientmodul ökar med spänningen.

Permanenta deformationer:

I Figur 3 redovisas ett typiskt exempel på resultat från ett "multi-stage" test för provkropp 22. Övriga resultat finns på den bifogade CD:n. I bilaga 1 redovisas data för samtliga testade provkroppar enligt instruktionerna i SS-EN 13286-7:2004, Annex D.

För provkropp 23 avbröts testet manuellt efter 3 spänningsnivåer för sekvens 5 då det inte ansågs meningsfullt att fortsätta försöket eftersom de permanenta deformationerna var försumbara. För provkropp 24 avbröts försöket efter 3 spänningsnivåer för sekvens 4 pga. problem med datorn som styr försöket. Detta påverkade dock inte resultaten eftersom tre fulla sekvenser redan hade körts.



Figur 3 Exempel på resultat från ett "multi-stage" test (provkropp 22)

Poisson's tal:

I sammanställningen i Bilaga 1 redovisas även Poisson's tal för det testade materialet. Dessa uppgifter bör behandlas med viss försiktighet eftersom värdena i vissa fall inte är rimliga. Förklaringen är att mätningen av den resilienta radiella deformationen föll bort för vissa av provkropparna. Någon rimlig förklaring till varför det fungerar för vissa av provkropparna men inte för andra har inte funnits.

Sammanfattning

Testerna indikerar att materialet är mycket stabilt då det packats vid optimal vattenkvot. Även vid lägre packningsgrader uppnås en god stabilitet med kontrollerad utveckling av de permanenta deformationerna. Det är först vid de allra högsta spänningsnivåerna för varje sekvens som materialet övergår till område C (range C), vilket indikerar att shake-down limit har överskridits. Vid optimal packning befinner sig materialet i områdena A och B för samtliga spänningsnivåer.

Materialets resilientmodul (M_r) uppvisar ett logiskt beteende. Resilientmodulen ökar med ökande packningsgrad samt spänningsnivå. Även nivån för resilientmodulen är rimlig jämfört med andra studier på liknade material, se referenser.

Referenser

SS-EN 13286-7:2004 – “Obundna och hydrauliskt bundna vägmateriäl – Del 7: Treaxialtest för obundna vägmateriäl”, Fastställd 2004-02-13, Utgåva 1.

VVMB 607 – ”Bestämning av maximal densitet med vibrobord”, Metodbeskrivning 607:1998, Publikation 1998:70.

Hoff et al. – ”Round robin investigation on the cyclic triaxial test for unbound granular materials”, BCRA05, Trondheim, 2005.

Werkmeister, Sabine – “Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions”, Dissertation, Technischen Universität Dresden, 2003.

Arvidsson, Håkan – “Dynamiska treaxialförsök på VTI – Jämförelse mellan VTI-metoder och EN 13286-7”, VTI-notat 21-2006, Linköping, 2006.

Malmö 2007-02-02

.....
Katarina Ekblad
Laboratoriefchef

.....
Richard Nilsson
Teknologie doktor

Bilaga 1

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal					
	Antal cykler	σ_3		σ_d		μ strain		μ strain		μ strain							MPa	kPa	-	Measured	
		min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$										Diff.
10000	20	20	2	50	177.4	1.9	323.9	-50.3	263.9	285.5	22	A	270.2	70.0	3.5	0.011					
10000	20	20	2	80	299.4	0.8	712.8	-46.4	600.4	645.1	45	A	260.3	100.0	5.0	0.003					
10000	20	20	2	110	394.0	2.1	1270.7	4.0	1031.7	1124.6	93	B	273.7	129.9	6.5	0.005					
10000	20	20	2	140	458.0	2.8	1964.7	82.4	1662.1	1780.5	118	B	301.4	160.0	8.0	0.006					
10000	20	20	2	170	496.3	3.1	2668.0	186.7	2343.4	2469.8	126	B	338.5	190.0	9.5	0.006					
10000	20	20	2	200	563.2	3.5	3493.7	365.2	3031.9	3221.3	189	B	351.5	220.0	11.0	0.006					
10000	45	45	2	100	207.4	1.8	3485.1	61.0	3491.7	3486.2	-6	A	472.2	145.0	3.2	0.009					
10000	45	45	2	180	425.0	2.3	3523.7	77.0	3516.9	3517.8	1	A	418.8	225.0	5.0	0.005					
10000	45	45	2	240	562.9	2.1	3684.9	92.1	3596.4	3626.0	30	A	422.7	285.0	6.3	0.004					
10000	45	45	2	300	698.8	3.0	4225.7	137.5	3904.4	4008.7	104	B	426.5	345.1	7.7	0.004					
10000	45	45	2	360	809.7	1.7	5455.5	346.7	4783.7	5032.8	249	B	441.9	404.8	9.0	0.002					
10000	45	45	2	420	907.3	2.4	6953.3	705.8	6146.4	6437.7	291	B	460.6	464.9	10.3	0.003					
10000	70	70	2	120	246.7	2.1	6975.4	337.6	6981.8	6977.7	-4	A	478.2	190.0	2.7	0.009					
10000	70	70	2	240	486.9	2.0	7023.7	364.3	7009.0	7012.5	3	A	488.9	310.1	4.4	0.004					
10000	70	70	2	320	606.8	2.4	7116.0	387.5	7067.3	7086.9	20	A	524.2	390.1	5.6	0.004					
10000	70	70	2	400	716.1	2.6	7291.3	422.7	7191.4	7223.4	32	A	555.7	469.9	6.7	0.004					
10000	70	70	2	480	808.0	2.5	7676.8	481.1	7435.5	7513.9	78	B	591.3	549.8	7.9	0.003					
10000	70	70	2	560	909.8	2.2	8412.6	620.7	7961.3	8111.4	150	B	613.2	629.8	9.0	0.002					
10000	100	100	2	200	324.4	1.7	8457.5	314.5	8464.6	8463.4	-1	A	609.8	299.8	3.0	0.005					
10000	100	100	2	300	473.9	1.8	8482.6	318.9	8475.4	8478.4	3	A	628.9	400.1	4.0	0.004					
10000	100	100	2	400	603.5	1.9	8532.3	344.1	8507.0	8516.3	9	A	659.4	499.9	5.0	0.003					
10000	100	100	2	500	713.9	2.8	8642.2	372.6	8571.8	8593.4	22	A	697.7	600.2	6.0	0.004					
10000	100	100	2	600	818.9	2.7	8880.5	421.2	8731.7	8776.7	45	A	730.4	700.2	7.0	0.003					
	150	150	0	200							0	A		350	2.3						
	150	150	0	300							0	A		450	3.0						
	150	150	0	400							0	A		550	3.7						
	150	150	0	500							0	A		650	4.3						
	150	150	0	600							0	A		750	5.0						

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal					
	Antal cykler	σ_3		σ_d		μ strain		μ strain		μ strain							MPa	kPa	-	Measured	
		min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$										Diff.
10000	20	20	2	50	232.1	1.5	534.5	-39.0	415.4	450.1	35	A	206.4	69.9	3.5	0.006					
10000	20	20	2	80	334.0	1.7	1109.4	40.0	963.7	1023.6	60	B	233.5	100.0	5.0	0.005					
10000	20	20	2	110	439.5	1.1	1930.1	190.6	1598.9	1723.0	124	B	245.5	130.0	6.5	0.003					
10000	20	20	2	140	563.5	2.2	3297.3	435.4	2702.9	2928.2	225	B	244.7	159.9	8.0	0.004					
5470	20	20	2	170	718.2	270.5	5001.2	612.3	4461.5	4917.6	456	C	233.9	190.0	9.5	0.377					
	20	20	0	200							0	A		220.0	11.0						
10000	45	45	2	100	415.1	87.9	5175.5	367.5	5147.9	5155.3	7	A	235.9	145.0	3.2	0.212					
10000	45	45	2	180	676.5	156.1	5575.4	311.8	5334.6	5415.3	81	B	263.0	225.0	5.0	0.231					
10000	45	45	2	240	831.8	207.8	7383.9	310.8	6464.5	6869.7	405	C	286.1	285.0	6.3	0.250					
3910	45	45	2	300	961.2	314.8	10158.8	644.7		10000.0	10000	C	310.0	345.1	7.7	0.328					
	45	45	0	360							0	A		405.0	9.0						
	45	45	0	420							0	A		465.0	10.3						
10000	70	70	2	120	427.2	73.7	10253.4	333.5	10257.3	10254.9	-2	A	276.4	190.0	2.7	0.173					
10000	70	70	2	240	706.5	159.2	10578.5	19.1	10409.9	10468.3	58	B	336.7	310.1	4.4	0.225					
10000	70	70	2	320	878.3	203.1	11677.8	-201.7	11072.9	11267.2	194	B	361.7	390.1	5.6	0.231					
7890	70	70	2	400	1053.3	302.9	15300.5	75.4	13632.7	14470.8	838	C	377.8	469.9	6.7	0.288					
	70	70	0	480							0	A		550.0	7.9						
	70	70	0	560							0	A		630.0	9.0						
10000	100	100	2	200	570.2	78.9	15431.8	-44.7	15418.5	15416.9	-2	A	347.0	299.8	3.0	0.138					
10000	100	100	2	300	773.0	116.9	15664.1	-70.3	15538.7	15578.4	40	A	385.5	400.1	4.0	0.151					
10000	100	100	2	400	981.0	149.3	16488.6	-51.1	15999.0	16159.8	161	B	405.4	499.9	5.0	0.152					
10000	100	100	2	500	1190.5	199.8	19348.2	226.6	17753.8	18303.1	549	C	418.3	600.2	6.0	0.168					
610	100	100	2	600	1398.9	297.9	20445.0	451.0		20000.0	20000	C	427.4	700.2	7.0	0.213					
	150	150	0	200							0	A		350	2.3						
	150	150	0	300							0	A		450	3.0						
	150	150	0	400							0	A		550	3.7						
	150	150	0	500							0	A		650	4.3						
	150	150	0	600							0	A		750	5.0						

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal					
	Antal cykler	σ_3		σ_d		μ strain		μ strain		μ strain							MPa	kPa	-	Measured	
		min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$										Diff.
													M_r	σ_1	σ_1/σ_3						
10000	20	20	2	50	174.9	2.1	553.8	-7.0	467.6	516.0	48	B	274.0	70.0	3.5	0.012					
10000	20	20	2	80	261.5	2.3	1226.0	73.2	1041.3	1131.0	90	B	298.0	99.9	5.0	0.009					
10000	20	20	2	110	306.2	2.8	2035.7	196.0	1779.0	1900.1	121	B	352.6	130.0	6.5	0.009					
10000	20	20	2	140	345.6	3.5	2792.0	412.6	2504.1	2640.7	137	B	399.3	160.0	8.0	0.010					
10000	20	20	2	170	353.1	2.5	3688.0	712.8	3223.3	3425.4	202	B	475.6	190.0	9.5	0.007					
10000	20	20	2	200	334.0	3.4	4568.5	1123.0	4143.7	4335.9	192	B	592.6	219.9	11.0	0.010					
10000	45	45	2	100	159.1	1.4	4594.1	800.1	4599.9	4597.3	-3	A	615.9	145.0	3.2	0.009					
10000	45	45	2	180	290.3	1.8	4684.8	809.1	4643.1	4655.6	12	A	613.2	225.0	5.0	0.006					
10000	45	45	2	240	387.4	1.8	4829.1	826.8	4751.8	4781.6	30	A	614.2	285.0	6.3	0.005					
10000	45	45	2	300	467.2	1.8	5270.2	892.9	4996.4	5096.2	100	B	637.5	344.9	7.7	0.004					
10000	45	45	2	360	501.5	1.9	6313.9	1142.9	5721.4	5951.8	230	B	713.3	404.8	9.0	0.004					
10000	45	45	2	420	556.5	2.8	7903.8	1664.0	7034.7	7374.9	340	B	751.5	465.3	10.3	0.005					
10000	70	70	2	120	139.7	0.8	7977.1	1305.8	7982.1	7979.8	-2	A	844.7	190.0	2.7	0.006					
10000	70	70	2	240	297.5	1.5	8035.1	1338.8	8011.7	8022.7	11	A	799.5	309.8	4.4	0.005					
10000	70	70	2	320	398.5	1.1	8099.0	1365.9	8060.7	8074.1	13	A	797.8	390.0	5.6	0.003					
10000	70	70	2	400	475.9	1.4	8250.4	1392.7	8159.8	8192.7	33	A	835.4	469.7	6.7	0.003					
10000	70	70	2	480	541.9	1.3	8517.4	1450.2	8347.8	8402.7	55	B	881.7	549.9	7.9	0.002					
10000	70	70	2	560	608.5	1.4	9052.6	1585.5	8690.7	8792.7	102	B	916.9	630.0	9.0	0.002					
10000	100	100	2	200	198.2	1.2	9127.7	1260.6	9131.7	9131.4	0	A	998.8	300.1	3.0	0.006					
10000	100	100	2	300	315.5	1.5	9147.9	1283.6	9138.2	9141.3	3	A	944.7	400.0	4.0	0.005					
10000	100	100	2	400	417.3	1.6	9194.4	1311.9	9166.8	9173.9	7	A	954.1	500.0	5.0	0.004					
10000	100	100	2	500	505.1	1.7	9286.1	1349.5	9229.9	9242.5	13	A	985.0	599.6	6.0	0.003					
10000	100	100	2	600	570.9	1.4	9514.7	1400.7	9363.1	9404.7	42	A	1047.3	700.0	7.0	0.002					
	150	150	0	200							0	A		350		2.3					
	150	150	0	300							0	A		450		3.0					
	150	150	0	400							0	A		550		3.7					
	150	150	0	500							0	A		650		4.3					
	150	150	0	600							0	A		750		5.0					

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal
Antal cykler	σ_3 kPa		σ_d kPa		μ strain		μ strain		μ strain			[-]	MPa	kPa	-	Measured
	min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$	Diff.		M_r	σ_1	σ_1/σ_3	[-]
10000	20	20	2	50	316.9	1.1	771.7	470.8	671.7	711.9	40	A	151.3	70.0	3.5	0.003
10000	20	20	2	80	459.7	1.9	2454.2	1122.5	1865.5	2090.9	225	B	169.5	100.1	5.0	0.004
8420	20	20	2	110	711.5	2.7	5001.8	2100.2	4148.9	4592.8	444	C	151.7	129.9	6.5	0.004
	20	20	2	140							0	A		160.0	8.0	
	20	20	2	170							0	A		190.0	9.5	
	20	20	2	200							0	A		220.1	11.0	
10000	45	45	2	100	571.7	2.2	5501.3	1329.9	5420.4	5447.8	27	A	171.4	144.9	3.2	0.004
10000	45	45	2	180	916.9	2.0	7130.4	1233.8	6478.7	6757.3	279	B	194.0	225.0	5.0	0.002
10000	45	45	2	240	1076.9	2.4	10105.0	1288.5	8885.7	9330.5	445	C	221.0	285.0	6.3	0.002
80	45	45	2	300	1251.6	2.5	10224.4	1398.4		10000.0	10000	C	237.9	345.0	7.7	0.002
	45	45	2	360							0	A		405.2	9.0	
	45	45	0	420							0	A		465.0	10.3	
10000	70	70	2	120	545.5	2.1	10356.6	913.0	10351.8	10349.8	-2	A	216.3	190.0	2.7	0.004
10000	70	70	2	240	868.3	2.4	10806.7	891.0	10611.5	10677.3	66	B	274.1	310.0	4.4	0.003
10000	70	70	2	320	1066.5	1.9	12322.7	936.5	11499.5	11824.0	325	B	298.0	390.3	5.6	0.002
3530	70	70	2	400	1305.2	3.5	15398.3	1359.2		15000.0	15000	C	305.1	469.9	6.7	0.003
	70	70	2	480							0	A		549.8	7.9	
	70	70	2	560							0	A		630.2	9.0	
10000	100	100	2	200	687.9	1.3	15487.7	906.7	15487.9	15487.9	0	A	287.7	299.8	3.0	0.002
10000	100	100	2	300	886.5	1.8	15717.4	917.7	15598.9	15637.6	39	A	336.4	399.9	4.0	0.002
10000	100	100	2	400	1064.1	2.8	16361.1	965.8	16019.3	16125.0	106	B	373.7	500.1	5.0	0.003
10000	100	100	0	500	1236.3	2.6	19226.1	1216.4	17694.6	18299.1	604	C	402.7	600.2	6.0	0.002
1000	100	100	0	600	1402.3	2.4	20549.5	1589.4		20000.0	20000	C	426.2	700.2	7.0	0.002
10000	150	150	0	200	511.9	1.5	20630.9	959.8	20642.8	20636.7	-6	A	386.9	350	2.3	0.003
10000	150	150	0	300	707.1	1.6	20684.7	947.8	20662.6	20668.6	6	A	421.2	450	3.0	0.002
10000	150	150	0	400	860.2	2.4	20840.3	942.4	20747.2	20777.3	30	A	462.6	550	3.7	0.003
	150	150	0	500							0	A		650	4.3	
	150	150	0	600							0	A		750	5.0	

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal					
	Antal cykler	σ_3		σ_d		μ strain		μ strain		μ strain							MPa	kPa	-	Measured	
		kPa		kPa		ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$										Diff.
		min	max	min	max																
10000	20	20	2	50	257.6	36.6	272.5	-112.4	204.1	231.3	27	A	186.1	70.0	3.5	0.142					
10000	20	20	2	80	396.9	53.1	671.1	-83.7	547.2	590.6	43	A	196.7	100.1	5.0	0.134					
10000	20	20	2	110	526.1	75.4	1307.5	11.9	1082.9	1180.2	97	B	205.1	129.9	6.5	0.143					
10000	20	20	2	140	461.8	131.0	2399.3	170.8	1913.9	2121.4	208	B	298.6	160.0	8.0	0.284					
10000	20	20	2	170	580.4	183.1	4086.8	582.5	3224.6	3549.0	324	B	289.3	190.0	9.5	0.315					
2000	20	20	2	200	712.1	267.6	5006.9	937.9		5000.0	5000	C	278.1	220.1	11.0	0.376					
10000	45	45	2	100	273.4	53.6	4860.5	654.6	4879.9	4879.3	-1	A	358.0	144.9	3.2	0.196					
10000	45	45	2	180	466.9	105.9	5052.5	603.7	4988.5	5005.6	17	A	381.1	225.0	5.0	0.227					
10000	45	45	2	240	485.1	147.3	5431.4	616.0	5222.8	5316.9	94	B	490.5	285.0	6.3	0.304					
10000	45	45	2	300	700.5	248.2	7017.6	789.9	6238.4	6545.6	307	B	425.3	345.0	7.7	0.354					
8950	45	45	2	360	808.2	458.4	10039.8	1253.8	8425.8	9107.8	682	C	443.1	405.2	9.0	0.567					
	45	45	0	420							0	A		465.0	10.3						
10000	70	70	2	120	236.3	88.2	9977.8	1024.0	9999.3	9988.1	-11	A	499.0	190.0	2.7	0.373					
10000	70	70	2	240	484.2	195.2	10021.5	957.9	9996.7	10001.2	5	A	491.6	310.0	4.4	0.403					
10000	70	70	2	320	618.5	269.2	10167.6	915.0	10088.2	10096.8	9	A	514.8	390.3	5.6	0.435					
10000	70	70	2	400	735.5	341.1	10790.1	969.0	10427.3	10544.1	117	B	541.0	469.9	6.7	0.464					
10000	70	70	2	480	872.8	455.7	12441.7	1263.8	11553.3	11864.5	311	B	547.5	549.8	7.9	0.522					
5070	70	70	2	560	1039.8	636.6	15100.3	2036.3	14272.2	15073.2	801	C	536.7	630.2	9.0	0.612					
10000	100	100	2	200	369.7	91.7	15099.0	2900.5	15113.3	15107.2	-6	A	535.1	299.8	3.0	0.248					
10000	100	100	2	300	546.5	135.7	15159.8	2877.3	15127.3	15135.9	9	A	545.1	399.9	4.0	0.248					
10000	100	100	2	400	662.1	173.4	15348.4	2855.5	15247.3	15279.7	32	A	601.1	500.1	5.0	0.262					
	100	100	0	500							0	A		600.2	6.0						
	100	100	0	600							0	A		700.2	7.0						
	150	150	0	200							0	A		350	2.3						
	150	150	0	300							0	A		450	3.0						
	150	150	0	400							0	A		550	3.7						
	150	150	0	500							0	A		650	4.3						
	150	150	0	600							0	A		750	5.0						

N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal
Antal cykler	σ_3 kPa		σ_d kPa		μ strain		μ strain		μ strain			[-]	MPa	kPa	-	Measured
	min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$	Diff.		M_r	σ_1	σ_1/σ_3	[-]
10000	20	20	2	50	358.8	56.7	240.8	-156.0	187.6	203.1	15	A	133.6	70.0	3.5	0.158
10000	20	20	2	80	543.5	102.0	518.1	-177.1	435.4	471.6	36	A	143.4	100.0	5.0	0.188
10000	20	20	2	110	676.6	146.9	1175.5	-119.9	908.1	999.2	91	B	159.6	130.0	6.5	0.217
10000	20	20	2	140	691.6	202.0	2317.7	155.9	1816.2	2014.1	198	B	199.6	160.0	8.0	0.292
10000	20	20	2	170	734.9	268.4	4170.2	755.9	3160.8	3528.2	367	B	228.5	190.0	9.5	0.365
1450	20	20	2	200	840.1	336.3	5003.2	1182.4		5000.0	5000	C	235.6	219.9	11.0	0.400
10000	45	45	2	100	451.2	105.7	5301.1	799.6	5265.0	5278.7	14	A	217.0	145.0	3.2	0.234
10000	45	45	2	180	640.6	178.5	5539.6	725.9	5460.3	5489.7	29	A	277.8	225.0	5.0	0.279
10000	45	45	2	240	685.9	198.2	6112.8	778.1	5753.0	5884.1	131	B	346.9	284.9	6.3	0.289
10000	45	45	2	300	758.9	279.8	8219.3	876.6	7132.6	7542.0	409	C	392.6	345.0	7.7	0.369
2930	45	45	2	360	857.1	391.9	10209.0	1480.2		10000.0	10000	C	417.5	404.9	9.0	0.457
	45	45	0	420							0	A		465.0	10.3	
10000	70	70	2	120	378.9	101.7	10351.9	1231.6	10362.9	10355.2	-8	A	311.2	190.0	2.7	0.268
10000	70	70	2	240	657.6	203.9	10478.6	1143.9	10430.1	10444.1	14	A	361.5	309.9	4.4	0.310
10000	70	70	2	320	773.9	241.9	10888.7	1128.4	10644.0	10728.3	84	B	410.8	390.0	5.6	0.313
10000	70	70	2	400	863.2	295.2	11800.6	1235.7	11365.7	11583.4	218	B	461.0	470.0	6.7	0.342
10000	70	70	2	480	984.9	376.4	15021.3	1847.5	12950.0	13673.3	723	C	485.3	550.0	7.9	0.382
230	70	70	2	560	1095.3	476.9	15352.0	2012.5		15000.0	15000	C	509.3	629.9	9.0	0.435
10000	100	100	2	200	495.1	64.5	15469.8	2090.3	15460.1	15461.7	2	A	400.1	300.0	3.0	0.130
10000	100	100	2	300	664.4	86.0	15622.5	2085.8	15539.8	15564.0	24	A	448.4	400.0	4.0	0.129
10000	100	100	2	400	806.9	110.8	16013.4	2092.9	15774.4	15847.9	73	B	493.1	500.0	5.0	0.137
10000	100	100	2	500	950.5	133.6	16802.9	2167.7	16349.3	16511.6	162	B	523.6	599.8	6.0	0.141
10000	100	100	2	600	1065.7	170.7	19436.6	2495.7	17855.6	18399.1	544	C	561.0	699.9	7.0	0.160
10000	150	150	2	200	413.8	1.9	19548.5	10433.3	19548.9	19545.8	-3	A	478.6	350.0	2.3	0.005
10000	150	150	2	300	598.4	2.5	19613.8	10433.5	19584.6	19596.0	11	A	497.8	449.9	3.0	0.004
10000	150	150	2	400	732.9	81.2	19818.5	10348.3	19702.8	19742.3	39	A	543.0	550.0	3.7	0.111
10000	150	150	2	500	846.2	98.0	20140.1	10346.5	19952.8	20011.7	59	B	588.2	649.9	4.3	0.116
10000	150	150	2	600	962.8	108.3	20698.0	10356.2	20346.3	20461.3	115	B	621.0	750.0	5.0	0.112

Appendix 4

UPPDRAG	:	Triaxialförsök för att bestämma resilientmodulen (M_r) samt för att utvärdera materialets förmåga att stå emot permanenta deformationer. Försöken har utförts enligt SS-EN 13286-7:2004 på till laboratoriet inkommet material.
UPPDRAGSGIVARE	:	Anders Huvstig, Vägverket Robert Angmyr, NCC
UPPDRAGET INKOM	:	2007-10-18
ENTREPRENÖR	:	PEAB
OBJEKT	:	E6 delen Fläskeberget - Håby
LEVERANTÖR	:	Egentillverkat, krossat berg i linjen.
PRODUKT	:	Bärlager enligt ATB VÄG
PROVTAGNINGSDATUM	:	-
PROVTAGNINGSPLATS/SEKTION:	:	-
PROVTAGARE	:	-
RESULTAT	:	Se omstående sidor samt bifogad CD.

Arbetsgång

Materialet levererades till laboratoriet lastat på en pall. För att erhålla representativa provkroppar delades materialet ner till mindre mängder med hjälp av en neddelare. Innan inpackning av triaxialprovkropparna påbörjades bestämdes materialets maximala densitet enligt VVMB 607 (vibroboard). Med utgångspunkt från maximal densitet och optimal vattenkvot bestämdes sedan mängd material och packningsinsats för respektive triaxialprovkropp. Instruktionerna i SS-EN 13286-7:2004 har följts noggrant men det är mycket svårt, för att inte säga omöjligt, att träffa exakt rätt när det gäller vattenkvot och packningsgrad. Med anledning av detta kan därför de verkliga värdena (uppmätta) avvika något från de förskrivna intervallen i metoden.

Triaxialprovkropparna ($\varnothing 150$ mm x 300 mm) packades med hjälp av ett vibroboard och en vibrohammare. Materialet lades ner i formen i omgångar och varje lager packades med vibrohammaren innan nästa lager lades på. I samband med packningen installerades även axiella givarhållare i materialet samt hållare/plattor avsedda för de radiella mätningarna, se Figur 1.



Figur 1 Triaxialprovkropp inklusive axiella och radiella givare

När packningen och förberedelserna var avslutade tilläts provkroppen vila ca 4 timmar innan försöken påbörjades. Temperaturen i klimatskåpet var 25°C. Varje provkropp utsattes för tre typer av försök, s.k. "multi-stage test", resilientmodulförsök samt ett monotoniskt tryckförsök till brott som avslutning. "Multi-stage" testet kördes alltid innan resilientmodulförsöket eftersom det senare testet förutsätter att provkroppen inte längre utvecklar några permanenta deformationer alternativt försumbara permanenta deformationer.

Syftet med "multi-stage" testet är att utvärdera materialets motståndskraft mot permanenta deformationer, från resilientmodulförsöket erhålls materialets resilientmodul (M_r) och från det monotoniska tryckförsöket erhålls data så att brottagenskaperna för materialet kan studeras.

För "multi-stage" testet användes spänningsnivåerna enligt Tabell 1 (hög spänningsnivå) för samtliga provkroppar utom provkropp 8. För denna provkropp användes spänningsnivåerna enligt Tabell 2 (låg spänningsnivå). Ett konstant omgivningstryck kring provkroppen alstrades med hjälp av luft.

Tabell 1 Spänningsnivåer för "multi-stage test" (hög spänningsnivå)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Tabell 2 Spänningsnivåer för "multi-stage test" (låg spänningsnivå)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	20	45	0	60	70		80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

Normalt körs sekvenserna 1 till 3 då motståndskraften mot permanenta deformationer utvärderas men för att få mer data kördes alla 5 sekvenserna för samtliga provkroppar. Det är normalt inte nödvändigt att köra alla sekvenserna eftersom de permanenta deformationerna nästan är försumbara för sekvens 5. Även för sekvens 4 blev de permanenta deformationerna relativt små för denna typ av material. I metoden rekommenderas att minst 3 sekvenser körs och att de övriga två bör köras om materialet kommer att utsättas för de aktuella spänningsnivåerna i fält.

För att förhindra att kolven lyfte från belastningsplattan under försökets gång användes en kontaktspänning lika med 2 kPa. Kontaktspänningen får enligt metoden inte överskrida 5 kPa.

För varje spänningsnivå kördes 10000 lastcykler innan nästa spänningsnivå lades på. Frekvensen var 5 Hz vid samtliga försök. Detta fortgick tills den permanenta axiella töjningen uppgick till 5000 μ strain eller tills alla spänningsnivåerna för den aktuella sekvensen hade körts klart. När något av föregående krav uppfyllts påbörjas nästa sekvens. Testet avslutas när alla önskade sekvenser har körts klart. Efter testet sparades data i en fil för senare analys och bearbetning.

Från ”multi-stage” testet erhålls resilientmodulen samt resilienta och permanenta axiella och radiella töjningar. Från dessa data är det möjligt att bestämma materialets s.k. ”*Plastic Shakedown Limit*” samt ”*Plastic Creep Limit*”. För detaljer hänvisas till SS-EN 13286-7:2004, Annex C.

I Tabell 3 och Tabell 4 redovisas de spänningsnivåer som användes vid konditionering respektive test då resilientmodulen (M_r) bestämdes för materialet. Dessa försök kördes efter ”multi-stage” testet. Eftersom resilientmodulen (M_r) bestämdes efter ”multi-stage” testet reducerades antalet konditioneringspulser till 1000 st.

Tabell 3 Spänningsnivåer vid konditionering (resilientmodulförsök)

	Confining stress, σ_3 kPa	Deviator stress, σ_d kPa	
	constant	min	max
High stress level	70	0	340
Low stress level	70	0	200

Tabell 4 Spänningsnivåer vid resilientmodulförsök (hög spänningsnivå)

High stress level		
Confining stress σ_3 kPa	Deviator stress σ_1 kPa	
constant	min	max
20	0	30
20	0	50
20	0	80
20	0	115
35	0	50
35	0	80
35	0	115
35	0	150
35	0	200
50	0	80
50	0	115
50	0	150
50	0	200
50	0	280
70	0	115
70	0	150
70	0	200
70	0	280
70	0	340
100	0	150
100	0	200
100	0	280
100	0	340
100	0	400
150	0	200
150	0	280
150	0	340
150	0	400
150	0	475

Resultat

Datamaterialet har endast grovanalyserats för att säkerställa kvaliteten och att resultaten är rimliga. Samtliga mätdata finns på den bifogade CD:n vilket gör det möjligt att i framtiden utföra mer avancerad modellering av exempelvis spårutveckling etc.

Packning av provkroppar:

Den maximala densiteten bestämdes med hjälp av vibrobord enligt VVMB 607. Max torr skrymdensitet för det aktuella materialet blev **2.266 g/cm³** vid optimal vattenkvot **6.2%**.

Syftet med ”multi-stage” testet är att utvärdera materialets känslighet för permanenta deformationer. Genom att variera packningsgrad och vattenkvot för de testade provkropparna går det att skapa sig en relativt god bild av hur materialet kommer att bete sig i fält.

I Tabell 5 redovisas laboratoriedata för de testade provkropparna. Vattenkvoten för materialet har bestämts efter avslutat test och är sannolikt något lägre än vid inpackningen av materialet eftersom testet är dränerat. Skillnaden mellan invägd vattenkvot och vattenkvot efter packning borde dock inte vara så stor som enligt data i Tabell 5. Någon bra förklaring till skillnaderna har inte hittats.

Vid inpackningen är det en svår balansgång mellan packningsenergi och vatteninnehåll i materialet för att erhålla en provkropp med så representativa egenskaper som möjligt. Om materialet är för torrt går det inte att packa tillfredställande vilket leder till låga packningsgrader, något som normalt inte är representativa för ett material i fält. Om materialet har hög vattenkvot fungerar packningen bra men de permanenta deformationerna blir oftast orimligt stora när provkroppen testas.

Tabell 5 Laboratoriedata för de testade provkropparna

Provkropp	Max. torr skrymdensitet (g/cm ³)	Invägd vatten (%)	Vattenkvot efter försöket (%)	Packningsgrad, R _d (%)
1	2.141	4.2	2.9	94.5
2	2.149	2.2	2.5	94.8
4	2.204	5.2	3.0	97.3
6	2.142	4.2	3.0	94.5
7	2.070	2.2	2.4	91.4
8	2.299	5.2	2.9	101.4

Resilientmodul:

Ett sätt att beskriva resilientmodulen (M_r) är med den välkända K - θ -modellen, se ekvation [1].

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad [1]$$

där

M_r = resilientmodul (MPa)

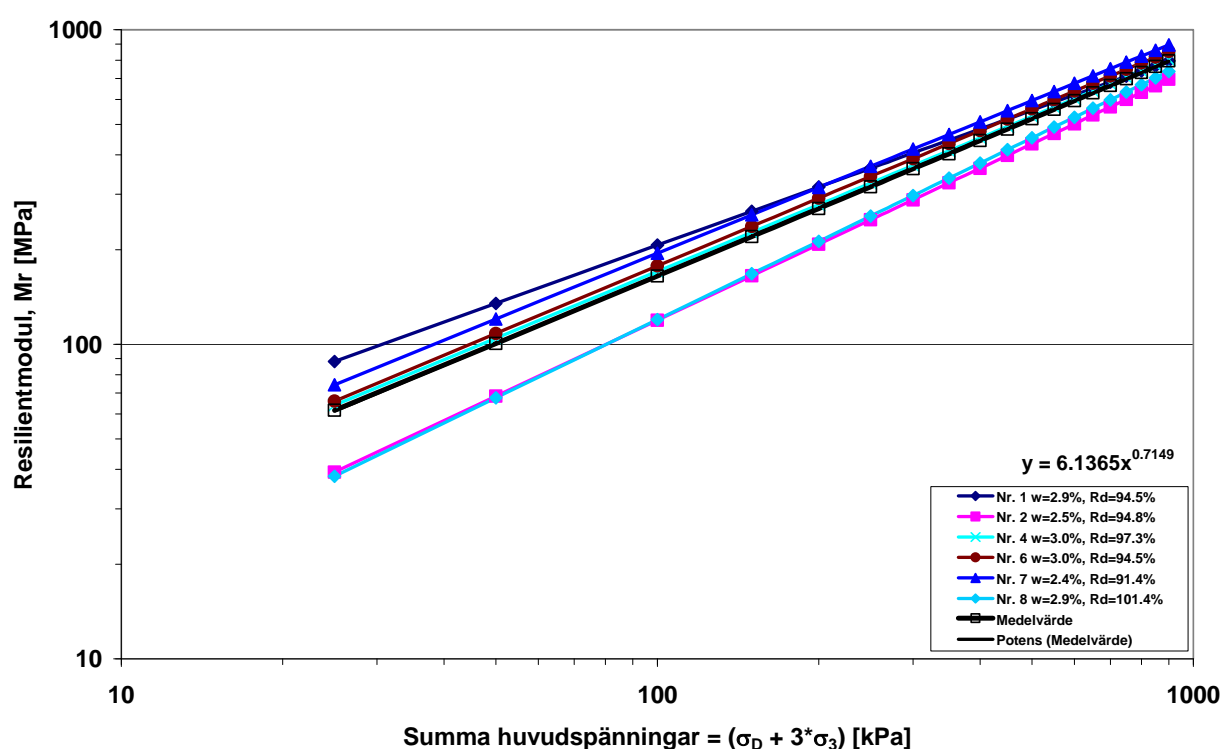
θ = summa huvudspänningar (bulkspänning) = $\sigma_D + 3 \cdot \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3$ (konst. omgivningstryck)

k_1, k_2 = regressionskonstanter

Regressionskonstanterna för de testade materialen redovisas i Tabell 6 och i Figur 2 redovisas samma resultat grafiskt.

Tabell 6 Regressionskonstanter för $K-\theta$ -modellen

Provkropp	k_1	k_2
1	12.223	0.6139
2	2.966	0.8022
4	6.6155	0.7056
6	6.6153	0.7143
7	7.9538	0.6944
8	2.6609	0.8267
Medelvärde	6.1365	0.7149

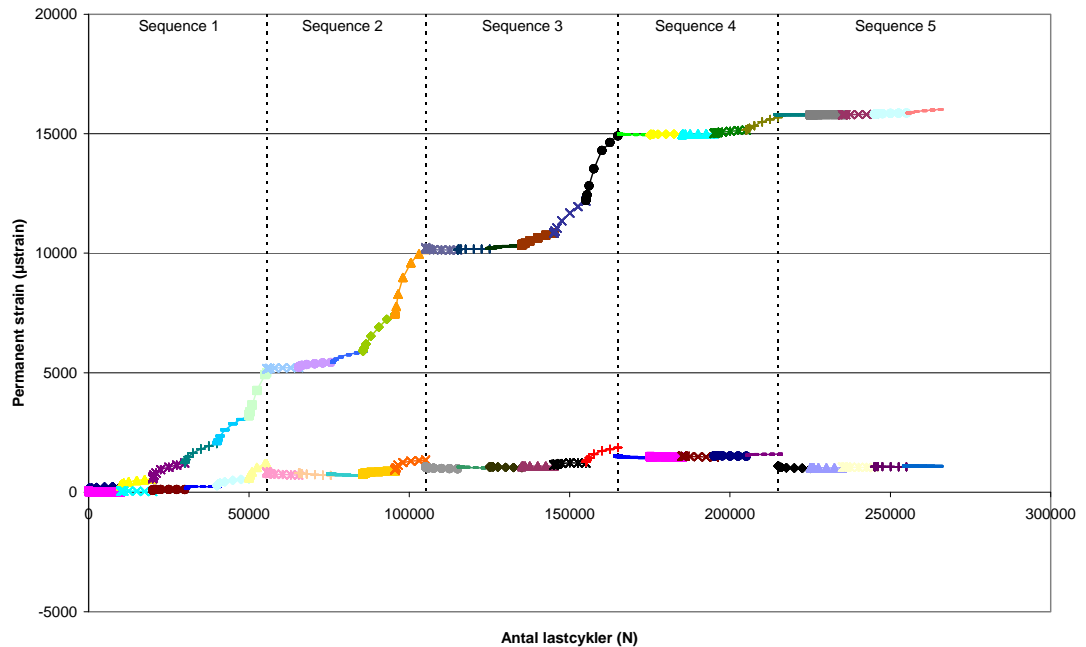


Figur 2 Resilientmodulen som funktion av summa huvudspänningar för de testade provkropparna

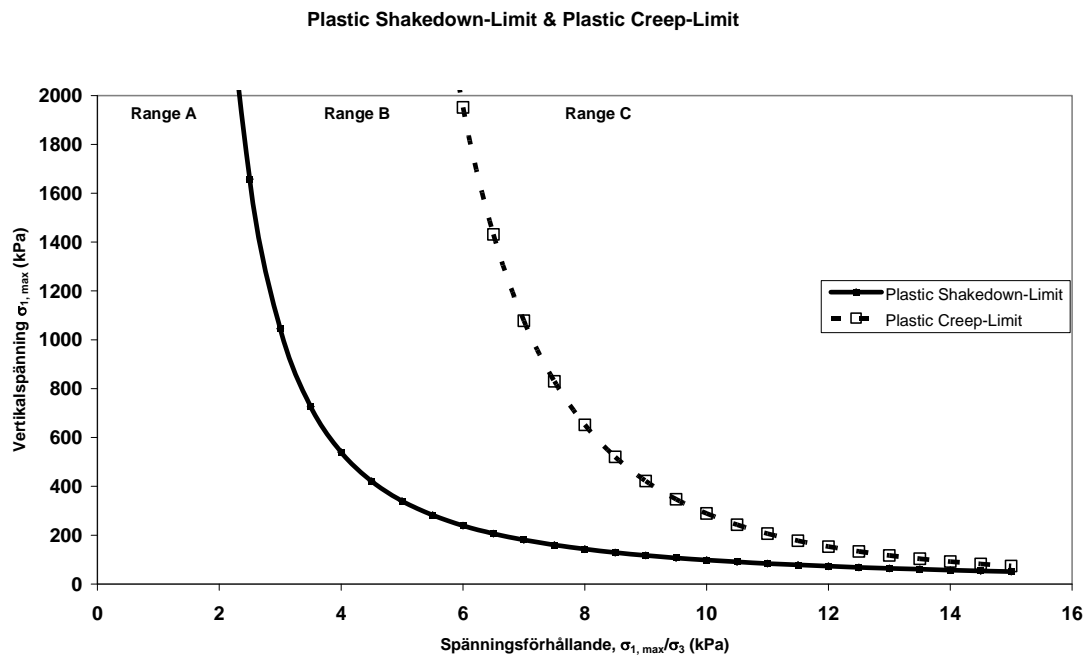
Ur Figur 2 framgår materialets spänningsberoenden egenskaper, dvs. materialets resilientmodul ökar med spänningen.

Permanent deformationer:

I Figur 3 redovisas ett typiskt exempel på resultat från ett "multi-stage" test. I Figur 4 redovisas materialets s.k. "Plastic Shakedown Limit" samt "Plastic Creep Limit" (medelvärde av sex provkroppar) utvärderat enligt Annex C i EU-metoden. Övriga resultat finns på den bifogade CD:n. I bilaga 1 redovisas data för samtliga testade provkroppar enligt instruktionerna i SS-EN 13286-7:2004, Annex D.



Figur 3 Exempel på resultat från ett "multi-stage" test



Figur 4 Plastic Shakedown Limit och Plastic Creep Limit för det testade materialet (medelvärde)

Poisson's tal:

I sammanställningen i Bilaga 1 redovisas även Poisson's tal för det testade materialet. Dessa uppgifter bör behandlas med viss försiktighet eftersom värdena i vissa fall inte är rimliga, särskilt för sekvenserna 4 och 5. Förklaringen är att mätningen av den resilienta radiella deformationen föll bort för vissa av provkropparna. Någon rimlig förklaring till varför det fungerar för vissa av provkropparna men inte för andra har inte funnits.

Sammanfattning

Testerna indikerar att materialet är mycket stabilt då det packats vid optimal vattenkvot. Även vid lägre packningsgrader uppnås en god stabilitet med kontrollerad utveckling av de permanenta deformationerna. Det är först vid de allra högsta spänningsnivåerna för varje sekvens som materialet övergår till område C (range C), vilket indikerar att shake-down limit har överskridits. Vid optimal packning befinner sig materialet i områdena A och B för samtliga spänningsnivåer.

Materialets resilientmodul (M_r) uppvisar ett logiskt beteende. Resilientmodulen ökar med ökande spänningsnivå. Även nivån för resilientmodulen är rimlig jämfört med andra studier på liknade material, se referenser.

Referenser

SS-EN 13286-7:2004 – “Obundna och hydrauliskt bundna vägmateriäl – Del 7: Treaxialtest för obundna vägmateriäl”, Fastställd 2004-02-13, Utgåva 1.

VVMB 607 – ”Bestämning av maximal densitet med vibrobord”, Metodbeskrivning 607:1998, Publikation 1998:70.

Hoff et al. – ”Round robin investigation on the cyclic triaxial test for unbound granular materials”, BCRA05, Trondheim, 2005.

Werkmeister, Sabine – “Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions”, Dissertation, Technischen Universität Dresden, 2003.

Arvidsson, Håkan – “Dynamiska treaxialförsök på VTI – Jämförelse mellan VTI-metoder och EN 13286-7”, VTI-notat 21-2006, Linköping, 2006.

Nilsson, B.R., “Obundna vägbyggnadsmateriäl - Materialegenskaper utvärderade enligt SS-EN 13286-7:2004 – Del 7: Treaxialtest för obundna vägbyggnadsmateriäl”, Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Teknik Väg & Asfalt, Box 9044, 200 39 Malmö, SBUF-projekt ID: 11580, september 2007 (på svenska).

Malmö 2007-11-29

.....
Richard Nilsson
Teknologie doktor

Bilaga 1

Stress path & Sequence	N Antal cykler	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range [-]	Resilientmodul MPa M _r	Huvudspänning kPa σ ₁	Spänningsförhållande - σ ₁ /σ ₃	Poisson's tal Measured [-]
		σ ₃ kPa		σ _d kPa		μstrain		μstrain		μstrain							
		min	max	min	max	ε _{1r}	ε _{3r}	ε _{1p}	ε _{3p}	ε _{1p-3000}	ε _{1p-5000}	Diff.					
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	50	270.6	54.0	-85.8	-96.1	-118.1	-113.0	5	A	177.3	70.0	3.5	0.199
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	80	393.1	94.1	233.1	-104.8	146.1	178.4	32	A	198.2	100.0	5.0	0.239
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	110	490.5	143.4	709.3	-23.5	559.9	598.7	39	A	220.0	130.0	6.5	0.292
Stress path 4 Sequence 1.4	10000	20	20	2	140	607.8	205.6	1443.2	199.7	1154.1	1285.4	131	B	226.9	160.0	8.0	0.338
Stress path 5 Sequence 1.5	10000	20	20	2	170	612.6	257.8	2558.5	799.8	1997.0	2207.3	210	B	274.2	190.0	9.5	0.421
Stress path 6 Sequence 1.6	10000	20	20	2	200	640.3	342.9	3887.9	1489.2	3254.8	3552.5	298	B	309.1	219.9	11.0	0.536
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	100	298.8	91.6	3753.6	1268.1	3784.6	3768.8	-16	A	328.1	145.1	3.2	0.306
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	180	553.8	165.3	3849.4	1224.6	3801.3	3818.4	17	A	321.1	224.9	5.0	0.299
Stress path 9 Sequence 2.3	10000	45	45	2	240	681.2	211.5	4093.7	1222.5	3976.3	4018.1	42	A	349.4	284.9	6.3	0.310
Stress path 10 Sequence 2.4	10000	45	45	2	300	811.5	262.4	5091.4	1327.1	4591.0	4789.2	198	B	367.2	344.9	7.7	0.323
Stress path 11 Sequence 2.5	10000	45	45	2	360	902.4	310.8	7579.1	1838.1	6384.1	6857.1	473	C	396.6	405.0	9.0	0.344
Stress path 12 Sequence 2.6	1600	45	45	2	420	1100.7	418.6	8884.1	2243.9	10050.8	11689.6	1639	C	379.6	464.9	10.3	0.380
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	120	262.3	73.6	8827.2	2282.3	8847.4	8832.7	-15	A	450.2	190.1	2.7	0.281
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	240	586.9	113.5	8899.7	2233.4	8882.4	8885.7	3	A	405.5	310.0	4.4	0.193
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	320	773.6	137.0	9158.2	2192.5	9022.0	9089.0	67	B	411.0	389.9	5.6	0.177
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	400	907.9	175.7	9593.3	2160.3	9339.9	9418.4	79	B	438.4	470.1	6.7	0.193
Stress path 17 Sequence 3.5	10000	70	70	2	480	1026.6	228.8	10660.9	2241.2	10096.5	10303.1	207	B	465.4	549.8	7.9	0.223
Stress path 18 Sequence 3.6	10000	70	70	2	560	1163.8	273.6	13243.5	2615.1	11880.0	12413.7	534	C	479.1	629.7	9.0	0.235
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	200	391.1	82.5	13241.9	9338.6	13252.0	13246.2	-6	A	506.6	300.2	3.0	0.211
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	300	600.6	115.8	13268.2	9325.3	13262.4	13263.7	1	A	495.7	399.8	4.0	0.193
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	400	774.5	144.0	13353.9	9315.9	13318.1	13329.2	11	A	514.0	500.1	5.0	0.186
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	500	928.3	172.4	13584.9	9298.0	13444.5	13485.9	41	A	536.3	599.9	6.0	0.186
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	600	1058.9	233.1	14197.8	9292.8	13829.6	13940.3	111	B	564.7	700.0	7.0	0.220
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	200	290.0	-	14244.3	27405.3	14256.8	14250.6	-6	A	682.3	350.0	2.3	-
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	300	473.2	-	14244.9	27414.6	14252.5	14249.1	-3	A	629.6	450.0	3.0	-
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	400	620.9	-	14278.4	27409.9	14269.0	14270.3	1	A	640.4	549.8	3.7	-
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	500	751.1	-	14358.2	27424.5	14319.1	14330.4	11	A	662.6	649.9	4.3	-
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	600	876.5	-	14510.9	27436.5	14415.0	14429.6	15	A	682.6	750.3	5.0	-

Stress path & Sequence	N	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul	Huvudspänning	Spänningsförhållande	Poisson's tal
	Antal cykler	σ_3		σ_d		μ strain		μ strain		μ strain				MPa	kPa	-	Measured
		kPa		kPa										M_r	σ_1	σ_1/σ_3	[-]
		min	max	min	max	ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{1p}	ϵ_{3p}	$\epsilon_{1p-3000}$	$\epsilon_{1p-5000}$	Diff.		[-]			
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	50	304.4	46.2	102.7	-53.0	95.2	96.1	1	A	157.2	69.9	3.5	0.152
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	80	474.7	74.9	301.1	-44.1	272.5	282.8	10	A	164.5	100.1	5.0	0.158
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	110	629.5	121.4	751.2	11.8	579.0	643.8	65	B	171.6	130.1	6.5	0.193
Stress path 4 Sequence 1.4	10000	20	20	2	140	686.4	191.0	1314.8	222.0	1126.4	1196.6	70	B	201.1	160.1	8.0	0.278
Stress path 5 Sequence 1.5	10000	20	20	2	170	740.8	240.5	2423.3	763.5	2011.1	2223.2	212	B	226.7	190.0	9.5	0.325
Stress path 6 Sequence 1.6	10000	20	20	2	200	871.3	319.2	4507.8	1642.7	3534.4	3950.6	416	C	227.1	219.9	11.0	0.366
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	100	416.7	71.1	4582.0	1371.5	4589.1	4584.8	-4	A	234.9	144.9	3.2	0.171
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	180	650.1	138.1	4737.1	1306.3	4705.3	4713.8	9	A	273.9	225.0	5.0	0.212
Stress path 9 Sequence 2.3	10000	45	45	2	240	835.5	185.1	5055.4	1273.1	4909.8	4943.3	33	A	284.7	285.0	6.3	0.222
Stress path 10 Sequence 2.4	10000	45	45	2	300	981.5	211.8	6312.1	1397.6	5588.5	5846.0	258	B	303.3	344.8	7.7	0.216
Stress path 11 Sequence 2.5	10000	45	45	2	360	1136.3	270.6	9178.4	2003.7	7710.7	8282.7	572	C	315.2	405.2	9.0	0.238
Stress path 12 Sequence 2.6	490	45	45	2	420	1238.0	391.8	9547.2	2207.6	11469.8	13011.6	1542	C	337.5	464.9	10.3	0.316
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	120	419.9	62.4	9632.5	3509.6	9635.3	9631.9	-3	A	280.7	189.9	2.7	0.149
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	240	748.7	95.1	9833.4	3486.5	9778.8	9806.2	27	A	317.8	310.0	4.4	0.127
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	320	916.6	123.2	10146.4	3478.3	9978.2	10035.0	57	B	346.9	390.0	5.6	0.134
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	400	1043.0	156.4	10881.7	3508.4	10436.0	10579.4	143	B	381.2	469.7	6.7	0.150
Stress path 17 Sequence 3.5	10000	70	70	2	480	1084.8	216.8	12847.7	3747.6	11755.1	12150.3	395	B	440.5	549.9	7.9	0.200
Stress path 18 Sequence 3.6	2760	70	70	2	560	1131.7	285.2	14685.4	4140.1	14884.7	16250.5	1366	C	493.1	630.1	9.0	0.252
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	200	497.9	92.7	14842.2	12676.3	14821.5	14826.6	5	A	397.5	299.9	3.0	0.186
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	300	665.6	117.9	15011.3	12641.7	14934.1	14963.7	30	A	447.7	400.0	4.0	0.177
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	400	812.9	149.3	15306.4	12617.7	15139.9	15196.7	57	B	489.4	499.9	5.0	0.184
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	500	937.6	192.3	16036.9	12620.0	15639.2	15788.5	149	B	531.0	599.9	6.0	0.205
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	600	1024.0	240.4	17595.0	12792.3	16719.7	17036.8	317	B	583.9	700.0	7.0	0.235
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	200	383.9	-	17686.7	22044.3	17692.8	17690.2	-3	A	515.6	350.0	2.3	-
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	300	539.0	-	17718.1	22044.1	17708.1	17711.8	4	A	552.8	450.0	3.0	-
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	400	677.2	-	17799.1	22043.9	17756.5	17769.1	13	A	587.0	549.6	3.7	-
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	500	801.8	-	17967.5	22043.6	17871.1	17902.6	31	A	620.8	649.9	4.3	-
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	600	891.5	-	18319.5	22043.5	18111.3	18180.0	69	B	670.6	749.9	5.0	-

Stress path & Sequence	N Antal cykler	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range [-]	Resilientmodul MPa M _r	Huvudspänning kPa σ ₁	Spänningsförhållande - σ ₁ /σ ₃	Poisson's tal Measured [-]
		σ ₃ kPa		σ _d kPa		μstrain		μstrain		μstrain							
		min	max	min	max	ε _{1r}	ε _{3r}	ε _{1p}	ε _{3p}	ε _{1p-3000}	ε _{1p-5000}	Diff.					
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	50	456.9	82.4	679.2	-39.9	428.5	518.7	90	B	105.1	70.0	3.5	0.180
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	80	561.0	172.8	1738.1	524.0	1361.0	1505.9	145	B	139.1	100.0	5.0	0.308
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	110	671.6	265.6	4501.5	2075.7	3484.8	3930.7	446	C	160.8	130.0	6.5	0.395
Stress path 4 Sequence 1.4	290	20	20	2	140	770.9	422.1	5009.1	2569.2	9387.7	12624.9	3237	C	178.8	159.9	8.0	0.547
Stress path 5 Sequence 1.5		20	20	2	170												
Stress path 6 Sequence 1.6		20	20	2	200												
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	100	519.5	130.7	4908.5	1887.6	4871.0	4872.4	1	A	188.3	144.9	3.2	0.252
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	180	844.2	320.5	6921.4	2467.2	6117.1	6322.4	205	B	210.9	225.0	5.0	0.380
Stress path 9 Sequence 2.3	1520	45	45	2	240	900.0	646.4	10162.8	4668.3	13447.0	17682.0	4235	C	264.3	284.9	6.3	0.718
Stress path 10 Sequence 2.4		45	45	2	300												
Stress path 11 Sequence 2.5		45	45	2	360												
Stress path 12 Sequence 2.6		45	45	2	420												
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	120	373.6	39.8	10482.7	4755.9	10314.4	10386.0	72	B	315.9	190.0	2.7	0.107
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	240	669.2	64.3	10892.0	4675.9	10695.8	10758.9	63	B	355.0	309.7	4.4	0.096
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	320	818.7	82.3	11853.1	4703.8	11370.1	11553.2	183	B	388.3	389.9	5.6	0.100
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	400	910.0	111.8	13243.5	4776.8	12636.3	12848.3	212	B	437.4	470.1	6.7	0.123
Stress path 17 Sequence 3.5	8910	70	70	2	480	984.6	155.0	15196.8	5045.1	14305.8	14712.0	406	C	485.3	550.0	7.9	0.157
Stress path 18 Sequence 3.6		70	70	2	560												
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	200	433.8	30.1	15304.7	14614.5	15299.4	15298.5	-1	A	456.6	300.1	3.0	0.069
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	300	603.5	59.8	15382.6	14622.5	15348.0	15358.1	10	A	493.6	400.0	4.0	0.099
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	400	744.5	92.4	15486.5	14637.6	15450.4	15479.0	29	A	534.5	500.0	5.0	0.124
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	500	860.5	120.2	15848.6	14669.4	15608.0	15679.1	71	B	578.4	599.8	6.0	0.140
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	600	894.8	165.4	16958.4	14829.1	16282.2	16541.4	259	B	668.3	699.9	7.0	0.185
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	200	291.6	-	17066.0	23871.7	17061.1	17063.5	2	A	678.6	349.9	2.3	-
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	300	430.6	-	17093.5	23871.9	17080.9	17086.8	6	A	692.6	450.2	3.0	-
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	400	537.8	-	17151.2	23874.5	17121.9	17131.2	9	A	739.9	550.0	3.7	-
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	500	645.6	-	17260.1	23875.9	17199.6	17218.7	19	A	771.8	650.2	4.3	-
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	600	744.5	-	17459.5	23875.5	17340.9	17384.0	43	A	802.8	749.8	5.0	-

Stress path & Sequence	N Antal cykler	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range [-]	Resilientmodul MPa M _r	Huvudspänning kPa σ ₁	Spänningsförhållande - σ ₁ /σ ₃	Poisson's tal Measured [-]
		σ ₃ kPa		σ _d kPa		μstrain		μstrain		μstrain							
		min	max	min	max	ε _{1r}	ε _{3r}	ε _{1p}	ε _{3p}	ε _{1p-3000}	ε _{1p-5000}	Diff.					
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	50	339.5	48.0	246.4	-2.6	201.9	217.7	16	A	141.1	69.9	3.5	0.141
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	80	503.4	78.6	551.7	29.4	447.7	488.0	40	A	154.8	100.0	5.0	0.156
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	110	606.6	110.3	1214.0	109.1	964.2	1046.0	82	B	178.1	130.1	6.5	0.182
Stress path 4 Sequence 1.4	10000	20	20	2	140	667.8	161.7	2032.5	224.7	1672.6	1805.4	133	B	206.5	159.9	8.0	0.242
Stress path 5 Sequence 1.5	10000	20	20	2	170	811.6	223.5	3188.9	556.1	2655.1	2856.5	201	B	206.9	189.9	9.5	0.275
Stress path 6 Sequence 1.6	5530	20	20	2	200	853.7	314.7	5001.8	1190.1	4387.9	4918.6	531	C	232.0	220.0	11.0	0.369
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	100	439.6	83.0	5215.8	716.3	5199.1	5205.9	7	A	222.4	144.8	3.2	0.189
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	180	613.3	138.2	5427.7	701.0	5344.0	5374.6	31	A	290.2	225.1	5.0	0.225
Stress path 9 Sequence 2.3	10000	45	45	2	240	715.9	176.0	5891.7	688.6	5668.5	5744.3	76	B	332.2	284.8	6.3	0.246
Stress path 10 Sequence 2.4	10000	45	45	2	300	823.3	222.4	7457.9	878.5	6600.2	6905.0	305	B	361.8	344.8	7.7	0.270
Stress path 11 Sequence 2.5	9550	45	45	2	360	848.0	305.3	10154.3	1345.2	9106.0	9602.6	497	C	422.4	405.2	9.0	0.360
Stress path 12 Sequence 2.6		45	45	2	420												
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	120	335.1	91.5	10131.0	980.9	10147.0	10137.8	-9	A	351.4	189.8	2.7	0.273
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	240	578.5	156.8	10181.8	1006.7	10169.1	10170.6	1	A	411.5	310.0	4.4	0.271
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	320	725.3	197.3	10334.8	1029.2	10262.7	10280.1	17	A	438.3	389.9	5.6	0.272
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	400	830.1	250.1	10835.8	1084.2	10532.1	10635.6	104	B	479.0	469.6	6.7	0.301
Stress path 17 Sequence 3.5	10000	70	70	2	480	895.7	282.8	12185.9	1214.8	11419.3	11678.8	259	B	533.5	549.7	7.9	0.316
Stress path 18 Sequence 3.6	10000	70	70	2	560	933.5	384.5	14906.7	1868.6	13685.3	14299.4	614	C	597.5	629.8	9.0	0.412
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	200	385.5	143.7	14957.4	1436.7	14963.4	14958.9	-5	A	513.6	300.0	3.0	0.373
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	300	550.2	197.3	14964.5	1452.7	14971.6	14974.4	3	A	541.7	400.0	4.0	0.359
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	400	662.0	244.0	15006.1	1469.4	14984.4	14990.6	6	A	601.1	500.0	5.0	0.369
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	500	737.1	288.9	15152.2	1505.7	15073.9	15100.5	27	A	675.0	599.6	6.0	0.392
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	600	808.2	323.6	15683.2	1587.9	15370.5	15497.6	127	B	739.7	699.9	7.0	0.400
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	200	286.8	133.2	15789.7	993.6	15789.6	15788.0	-2	A	690.0	349.9	2.3	0.464
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	300	415.6	167.5	15796.7	1010.0	15793.7	15795.1	1	A	716.4	449.7	3.0	0.403
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	400	532.6	200.0	15809.7	1033.3	15800.0	15803.2	3	A	746.4	549.7	3.7	0.376
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	500	638.9	231.8	15868.5	1058.7	15837.2	15848.4	11	A	778.8	649.7	4.3	0.363
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	600	727.4	259.6	16014.0	1077.6	15927.4	15956.8	29	A	821.7	749.7	5.0	0.357

Stress path & Sequence	N Antal cykler	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range	Resilientmodul MPa M _r	Huvudspänning kPa σ ₁	Spänningsförhållande - σ ₁ /σ ₃	Poisson's tal Measured [-]
		σ ₃ kPa		σ _d kPa		μstrain		μstrain		μstrain							
		min	max	min	max	ε _{1r}	ε _{3r}	ε _{1p}	ε _{3p}	ε _{1p-3000}	ε _{1p-5000}	Diff.					
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	50	275.1	48.7	166.7	-50.1	160.4	161.3	1	A	174.1	69.9	3.5	0.177
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	80	384.3	89.4	223.9	-62.9	199.1	209.2	10	A	202.8	100.0	5.0	0.233
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	110	455.0	125.7	323.4	-64.7	275.9	294.0	18	A	237.5	130.0	6.5	0.276
Stress path 4 Sequence 1.4	10000	20	20	2	140	498.3	183.7	606.0	-21.0	445.0	506.9	62	B	276.9	160.0	8.0	0.369
Stress path 5 Sequence 1.5	10000	20	20	2	170	536.2	273.3	1250.4	169.2	930.1	1036.4	106	B	313.4	190.1	9.5	0.510
Stress path 6 Sequence 1.6	10000	20	20	2	200	579.5	370.3	2027.8	526.2	1771.3	1880.5	109	B	341.6	220.0	11.0	0.639
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	100	311.1	82.5	2081.2	355.0	2105.5	2094.3	-11	A	315.1	145.0	3.2	0.265
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	180	470.5	163.0	2124.4	320.6	2131.8	2133.8	2	A	378.2	224.9	5.0	0.346
Stress path 9 Sequence 2.3	10000	45	45	2	240	551.7	213.3	2335.3	330.4	2185.7	2231.7	46	B	431.1	284.9	6.3	0.387
Stress path 10 Sequence 2.4	10000	45	45	2	300	608.2	219.8	3194.3	456.1	2730.9	2906.2	175	B	490.0	345.1	7.7	0.361
Stress path 11 Sequence 2.5	10000	45	45	2	360	732.2	336.7	6121.7	974.6	4738.3	5301.4	563	C	488.8	404.9	9.0	0.460
Stress path 12 Sequence 2.6	920	45	45	2	420	815.8	552.5	7052.1	1294.1	9117.2	11108.4	1991	C	512.0	464.8	10.3	0.677
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	120	302.4	64.3	7132.2	1098.1	7141.3	7137.2	-4	A	1098.1	390.1	2.7	0.213
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	240	499.3	163.7	7273.2	1025.4	7213.7	7235.6	22	A	476.5	309.9	4.4	0.328
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	320	562.0	241.5	7471.3	993.7	7365.0	7404.2	39	A	565.6	389.9	5.6	0.430
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	400	660.6	264.5	8075.3	998.1	7752.9	7862.1	109	B	602.3	469.9	6.7	0.400
Stress path 17 Sequence 3.5	10000	70	70	2	480	732.8	334.8	9561.5	1365.3	8642.4	8886.7	244	B	651.8	549.6	7.9	0.457
Stress path 18 Sequence 3.6	2850	70	70	2	560	824.7	485.5	12160.5	2195.5	12404.2	14274.4	1870	C	676.4	630.0	9.0	0.589
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	200	297.4	88.3	12308.1	1997.3	12282.6	12292.0	9	A	666.4	300.2	3.0	0.297
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	300	426.5	168.5	12374.4	1943.7	12348.5	12358.9	10	A	698.0	399.8	4.0	0.395
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	400	548.3	240.1	12534.5	1912.1	12470.1	12503.1	33	A	725.8	500.0	5.0	0.438
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	500	684.6	242.6	12959.8	1946.2	12684.5	12768.9	84	B	727.2	599.8	6.0	0.354
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	599	752.0	314.8	14307.9	2077.2	13479.4	13769.3	290	B	794.4	699.3	7.0	0.419
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	200	220.3	77.7	14403.0	1902.8	14403.1	14405.9	3	A	898.1	350.0	2.3	0.353
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	300	360.9	127.4	14419.2	1877.3	14413.7	14413.7	0	A	825.2	450.0	3.0	0.353
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	400	470.0	174.6	14458.3	1858.1	14436.7	14440.4	4	A	846.5	549.9	3.7	0.371
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	500	573.8	197.8	14572.6	1843.9	14510.4	14532.2	22	A	867.7	649.9	4.3	0.345
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	600	702.9	214.9	14830.3	1825.9	14672.5	14721.3	49	B	850.7	749.9	5.0	0.306

Stress path & Sequence	N Antal cykler	Celltryck		Deviatorspänning		Average resilient strain		Acc. permanent strain		Accumulated permanent strain			Shakedown Range [-]	Resilientmodul MPa M _r	Huvudspänning kPa σ ₁	Spänningsförhållande - σ ₁ /σ ₃	Poisson's tal Measured [-]
		σ ₃ kPa		σ _d kPa		μstrain		μstrain		μstrain							
		min	max	min	max	ε _{1r}	ε _{3r}	ε _{1p}	ε _{3p}	ε _{1p-3000}	ε _{1p-5000}	Diff.					
Stress path 1 Sequence 1.1	10000	20	20	2	20	138.4	24.1	40.6	29.2	15.5	27.9	12	A	129.8	40.0	2.0	0.174
Stress path 2 Sequence 1.2	10000	20	20	2	40	255.2	47.8	328.2	59.0	275.7	301.3	26	A	148.7	60.0	3.0	0.187
Stress path 3 Sequence 1.3	10000	20	20	2	60	356.8	79.3	708.9	128.5	592.1	639.6	48	B	162.6	80.0	4.0	0.222
Stress path 4 Sequence 1.4	10000	20	20	2	80	462.8	112.9	1221.4	248.4	1039.1	1113.6	75	B	168.2	99.9	5.0	0.244
Stress path 5 Sequence 1.5	10000	20	20	2	100	511.7	138.5	1704.6	394.8	1505.6	1601.5	96	B	191.5	120.0	6.0	0.271
Stress path 6 Sequence 1.6	10000	20	20	2	120	575.3	181.4	2172.8	578.5	1935.2	2028.4	93	B	205.0	139.9	7.0	0.315
Stress path 7 Sequence 2.1	10000	45	45	2	60	242.5	39.6	2219.6	455.8	2214.3	2217.6	3	A	238.9	105.0	2.3	0.163
Stress path 8 Sequence 2.2	10000	45	45	2	90	335.0	56.9	2236.4	430.0	2230.4	2232.4	2	A	262.3	134.9	3.0	0.170
Stress path 9 Sequence 2.3	10000	45	45	2	120	418.4	73.1	2285.5	404.0	2266.1	2274.5	8	A	282.1	165.0	3.7	0.175
Stress path 10 Sequence 2.4	10000	45	45	2	150	510.6	90.5	2355.4	382.9	2323.4	2337.2	14	A	289.8	195.0	4.3	0.177
Stress path 11 Sequence 2.5	10000	45	45	2	180	604.6	109.3	2493.2	373.9	2418.8	2443.3	25	A	294.3	224.9	5.0	0.181
Stress path 12 Sequence 2.6	10000	45	45	2	210	683.8	135.0	2749.5	382.4	2590.9	2647.6	57	B	304.2	255.0	5.7	0.197
Stress path 13 Sequence 3.1	10000	70	70	2	80	256.5	31.9	2830.6	316.8	2828.9	2830.5	2	A	303.9	150.0	2.1	0.124
Stress path 14 Sequence 3.2	10000	70	70	2	120	355.4	47.1	2843.7	299.1	2841.9	2842.8	1	A	331.8	190.0	2.7	0.133
Stress path 15 Sequence 3.3	10000	70	70	2	160	443.7	63.0	2863.0	282.9	2856.9	2860.5	4	A	356.0	229.9	3.3	0.142
Stress path 16 Sequence 3.4	10000	70	70	2	200	528.3	77.6	2901.1	269.1	2883.2	2890.1	7	A	375.0	270.1	3.9	0.147
Stress path 17 Sequence 3.5	10000	70	70	2	240	613.7	95.0	2981.8	255.9	2929.8	2944.6	15	A	387.4	309.8	4.4	0.155
Stress path 18 Sequence 3.6	10000	70	70	2	280	693.4	116.2	3167.3	253.3	3057.6	3096.6	39	A	400.9	350.1	5.0	0.168
Stress path 19 Sequence 4.1	10000	100	100	2	100	256.2	29.8	3239.7	175.9	3239.7	3240.2	0	A	382.8	200.1	2.0	0.116
Stress path 20 Sequence 4.2	10000	100	100	2	150	354.3	45.2	3249.6	151.9	3248.0	3248.6	1	A	417.6	250.0	2.5	0.128
Stress path 21 Sequence 4.3	10000	100	100	2	200	442.7	60.4	3263.9	134.4	3259.0	3260.8	2	A	447.3	300.0	3.0	0.136
Stress path 22 Sequence 4.4	10000	100	100	2	250	525.7	74.8	3297.2	119.7	3279.2	3285.0	6	A	471.2	349.6	3.5	0.142
Stress path 23 Sequence 4.5	10000	100	100	2	300	601.0	89.3	3378.2	105.8	3329.2	3344.5	15	A	496.3	400.2	4.0	0.149
Stress path 24 Sequence 4.6	10000	100	100	2	350	687.8	104.2	3559.2	96.3	3445.1	3482.4	37	A	506.1	450.1	4.5	0.151
Stress path 24 Sequence 5.1	10000	150	150	2	100	186.1	20.4	3657.4	-44.7	3657.5	3656.6	-1	A	526.7	250.0	1.7	0.110
Stress path 25 Sequence 5.2	10000	150	150	2	200	343.8	42.6	3670.2	-78.7	3667.9	3668.0	0	A	575.7	349.9	2.3	0.124
Stress path 26 Sequence 5.3	10000	150	150	2	300	483.1	65.2	3703.3	-104.4	3691.8	3695.5	4	A	615.9	449.6	3.0	0.135
Stress path 27 Sequence 5.4	10000	150	150	2	400	626.1	88.6	3818.5	-126.8	3754.4	3772.9	19	A	635.3	549.8	3.7	0.142
Stress path 28 Sequence 5.5	10000	150	150	2	500	767.4	113.2	4320.9	-123.8	4046.2	4149.0	103	B	648.9	650.0	4.3	0.148
Stress path 30 Sequence 5.6	10000	150	150	2	600	883.1	144.3	4781.1	-89.5	4820.5	5145.3	325	B	677.3	749.9	5.0	0.163

Appendix 5

Beräkning av framtida spårbildning på E6 i Halland

1. Teoretisk bakgrund

Hela den teoretiska bakgrunden till alla beräkningar är beskriven i projektbeskrivningen för NordFoU projektet ”Pavement Performance Models; Project Level”. Ett utdrag ur denna beskrivning bifogas som Appendix 5. Nedan ges en kort beskrivning av de modeller som använts.

För att kunna beräkna permanenta deformationer, d.v.s. spår i en vägens yta, så är det viktigt att de elastiska spänningarna och töjningarna predikteras så korrekt som möjligt. Den idag största felkällan, för de beräkningssystem, som använder linjärelastiska flerskiktsmodeller, är att de obundna överbyggnadsmaterialen i en väggropp är kraftigt olinjärt elastiska, vilket inte kan simuleras i dessa modeller. Beräkningen av den elastiska responsen, spänningar och töjningar, har därför i denna utredning utförts med ett finit elementprogram, VägFEM. Indata till VägFEM kommer dels från vägens uppbyggnad (geometri) och dels från materialdata från laborietester, se punkt 2. Följande materialmodeller används för denna beräkning:

- Elasticitetsmodulen, eller resilientmodulen, för obundna material är olinjärt elastisk. För att beskriva detta används K- Θ modellen där resilientmodulen $M_r = k_1 \Theta^{k_2}$, och där $\Theta =$ summan av de tre huvudspänningarna.
- Elasticitetsmodulen, eller den dynamiska modulen, för de bitumenbundna lagren har beräknats för olika temperaturer, vilket kommer att ge olika elastisk respons i väggroppen, beroende på temperatur.

Beräkning av de permanenta deformationerna för bitumenbundna lager har gjorts med den modell, som används i ”Design Guide” (USA), som grund, se Appendix 6:

$$\epsilon_p = \epsilon_r \cdot a_1 \cdot T^{a_2} \cdot N^{a_3}$$

a_1 , a_2 och a_3 har beräknats genom utförda triaxialförsök på det verkliga materialet, se tabell i Appendix 6.

Beräkning av de permanenta deformationerna för de obundna lagren har gjorts med den modell som finns i ”Design Guide” eller M-E PDG.

Modellen, som bygger på Tseng och Lyttons modell, är beskriven i NCHRP (2004):

$$\delta_a(N) = \beta_{GB} \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \epsilon_v h$$

Där:

δ_a = permanent deformation för lager a

N = Antal lastcykler

β_{GB} = nationell korrektionsfaktor (USA) (= 1,673)

$\varepsilon_0, \beta, \rho$ = material parametrar

ε_r = resilient töjning från tester i laboratorium

h = lagertjocklek

ε_v = medelvärde för vertikal resilient töjning i det lager som spänningarna beräknats med responsmodellen (VägFEM).

Parametrarna i denna modell har bestämts i förväg genom statistik från ett stort antal uppföljningssträckor på befintliga vägar i USA, se nedan. Spänningar (σ_θ) och resilientmoduler (E_r) i olika delar av vägkroppen hämtas från responsmodellen, varför den enda parameter, som behöver anges här är fuktkvoten (W_c)

Överbyggnad

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = 0.80978 - 0.06626 \cdot W_c - 0.003077 \cdot \sigma_\theta + 0.000003 \cdot E_r$$

$$\log(\beta) = -0.9190 + 0.03105 \cdot W_c + 0.001806 \cdot \sigma_\theta - 0.0000015 \cdot E_r$$

$$\log(\rho) = -1.78667 + 1.45062 \cdot W_c + 0.0003784 \cdot \sigma_\theta^2 - 0.002074 \cdot W_c^2 \sigma_\theta - 0.0000105 \cdot E_r$$

Undergrund

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = -1.69867 + 0.09121 \cdot W_c - 0.11921 \cdot \sigma_d + 0.91219 \cdot \log E_r$$

$$\log(\beta) = -0.9730 - 0.0000278 \cdot W_c^2 \sigma_d + 0.017165 \cdot \sigma_d - 0.0000338 \cdot W_c^2 \sigma_\theta$$

$$\log(\rho) = 11.009 + 0.00068 \cdot W_c^2 \sigma_d - 0.40260 \cdot \sigma_d + 0.0000545 \cdot W_c^2 \sigma_\theta$$

I beräkningarna görs ett antal förenklingar, som kan innebära att vissa korrektionsfaktorer måste användas för att kunna prediktera den verkliga spårbildningen. En jämförelse mellan olika alternativa lösningar blir dock relevant, om uppmätta testresultat på materialegenskaperna används i beräkningarna.

Följande förenklingar är gjorda:

- De olika temperaturintervallen för 10 eller 20 år är sammanslagna till 1 år. Enligt projektet SAMARIS, så har detta ingen större påverkan på slutresultatet.
- Ingen korrigering görs med hänsyn till asfaltmaterialets åldring eller utmattning. Resultat från testväg E6 i Halland visar att asfaltmaterialets ökande elasticitetsmodul på grund av åldring är i samma storleksordning som elasticitetsmodulens minskning på grund av utmattning.
- Ingen korrigering görs i modellen på grund av hjulen inte går i samma spår, utan vandrar i sidled. Erfarenheter från LCPC, och slutsatser från projektet SAMARIS, är att detta ger en minskning av spårdjupet med en faktor 0.7 till 0.8. För motorväg, med en relativt

spårbunden trafik, bör faktorn 0,8 användas. Denna korrigering görs när beräkningarna är klara.

Några ytterligare faktorer, som är av betydelse för spårbildningen, är fukten i de obundna lagren, hur exponerad asfaltens yta är för direkt solstrålning, tidigare trafikering samt trafikens verkliga axellaster m.m. Dessa samband kommer att behandlas i projektet NordFoU: ”Pavement Performance Models; Part 2, Project Level”. En preliminär slutrapport från detta projekt presenteras vid årsskiftet 2009-10.

2. Beräkningar

Med resultaten från triaxialförsöken av bitumenbundna och obundna lager har den framtida spårbildningen beräknats för E6 i Halland. De indata, som har använts, är beskrivna nedan.

Vägen är uppbyggd som en GBÖ, där verkligt uppmätta tjocklekar använts, se tabell 1.

Tabell 1: Normalsektion för E6 i Halland, testsektion 12

Lager	Verklig tjocklek mm	Material	År
Slitlager (A)	40	HABS	1996
Bitumenbundet bärlager (B)	195	AG22 70/100	1996
Obundet bärlager (C)	90	Bergkross ATB VÄG	1995
Förstärkningslager (D)	710	Bergkross ATB VÄG	1995
Undergrund (E)		Sandig lera	

Temperaturen vid olika tidpunkter har mätts upp av VTI på ett antal platser i Sverige. Tabell 2 visar på en rimlig fördelning av temperaturen i en asfaltbeläggning under ett normalår i södra Sverige.

På testvägen E6 Halland, har speciella temperaturmätningar utförts. Dessa visar att de höga temperaturerna i beläggningen under sommaren har en två till tre gånger längre varaktighet, i jämförelse med de mätningar, som är gjorda i inre delarna av södra Sverige. Även medeldygnstemperaturen under året är ca 2°C högre på västkusten i jämförelse med de inre delarna av Sydsverige. I jämförelse med Rv 40 har därför temperaturen, för beräkning av den dynamiska modulen, höjts med 2 grader.

Tabell 2: Fördelning av temperatur under ett år i asfaltbundna lager

Djup mm	Temperatur °C											
	40 - 45	35 - 40	30 - 35	25 - 30	20 - 25	15 - 20	10 - 15	5 - 10	0 - 5	-5 - 0	-10 - 5	-15 - 10
20	7	37	150	355	625	1185	1140	1071	1720	1722	243	47
70	0	11	71	314	722	1384	1042	1026	1781	1708	214	29
120	0	2	27	230	783	1575	934	1036	1816	1713	174	12
% (20)	0.08	0.45	1.81	4.28	7.53	14.27	13.73	12.90	20.72	20.74	2.93	0.57
% (70)	0.00	0.13	0.86	3.78	8.70	16.67	12.55	12.36	21.45	20.57	2.58	0.35
% (120)	0.00	0.02	0.33	2.77	9.43	18.97	11.25	12.48	21.87	20.63	2.10	0.14

Belastningen från tunga trafiken (90 km/h) uppskattas ha en frekvens som motsvarar 14 Hz. Från tabell 4 och 5 i Appendix 7, har den dynamiska modulen för denna frekvens uppskattats för olika temperaturer, se tabell 3.

Den ackumulerade trafiklasten per körfält på 10 år är: $N_{ekv} = 10$ miljoner tunga axlar (10 ton). Det har visat sig att ett rimligt antagande är att denna trafik kan förläggas till ett år. Hela antalet belastningar fördelades i proportion till uppskattad temperatur, se tabell 3.

Tabell 3: Fördelning av tung trafik under ett år med hänsyn till temperatur (dynamisk modul).

Temp °C	Dyn modul ABS MPa	Dyn modul AG MPa	Fördelning %	Fördeln. antal N_{EKV}
40	500	800	0.4	4 000
35	1 000	1 200	1.4	140 000
30	1 800	2 100	4.1	410 000
25	2 800	3 200	8.1	810 000
20	4 200	4 600	15.5	1 550 000
15	6 400	6 400	13.0	1 300 000
10	8 700	8 400	12.5	1 250 000
5	11 100	10 600	21.0	2 100 000
0	13 200	12 700	12.0	1 200 000
- 5	15 600	15 200	12.0	1 200 000

De obundna lagren har inte testats med triaxialförsök. De elastiska egenskaperna har därför uppskattats med stöd av testningar från Rv 40, se huvudrapporten.

Tabell 4: Uppskattad resilientmodul, M_r , för de obundna bär- och förstärkningslagren vid olika värden på bärighet, E_{V2} , mätt med plattbelastning.

Plattbelastningsvärde E_{V2}	Konstant: k_1	Konstant: k_2
125 MPa	1.6	0.87
140 MPa	2.1	0.87
160 MPa	2.8	0.87
180 MPa	3.5	0.87

Resilientmodulen för undergrunden har uppskattats till 120 MPa.

Resilientmodulen för förstärkningslagret har uppskattats till värden enligt 160 MPa för förstärkningslagret och värden enligt 180 MPa för bärlagret.

Som grund för beräkningar av permanenta deformationer i de bitumenbundna lagren har parametrar i tabell 5 använts.

Regressionskonstanterna för E6 har utvärderats från triaxialprov på provkroppar, som tagit upp från den beläggning, som varit under trafik i ca 12 år, se Appendix 6.

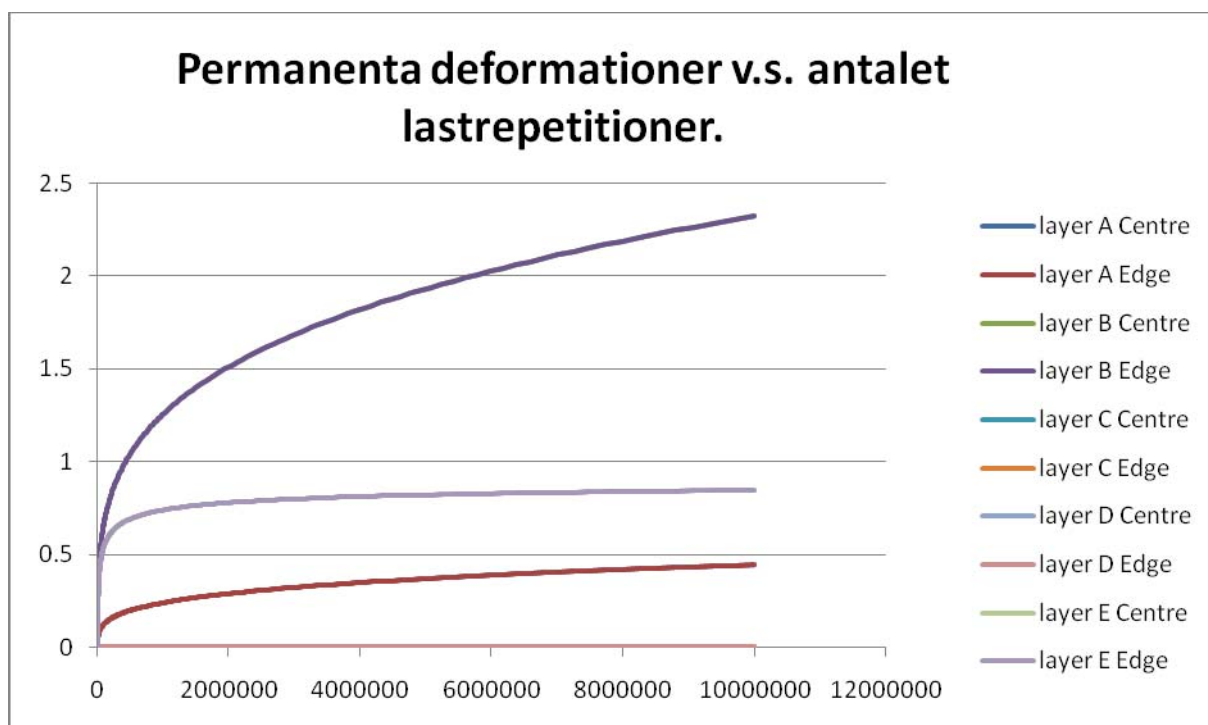
För att som jämförelse simulera hur en ny beläggning skulle kunna uppföra sig, har parametervärden från Rv 40 också använts, se huvudrapporten.

Tabell 5: Parametrar för beräkning av permanenta deformationer i bitumenbundna lager

Triaxialvärden	a_1	a_2	a_3
Väg E6	0.840	1.696	0.266
Rv 40	1,69	1,85	0,275

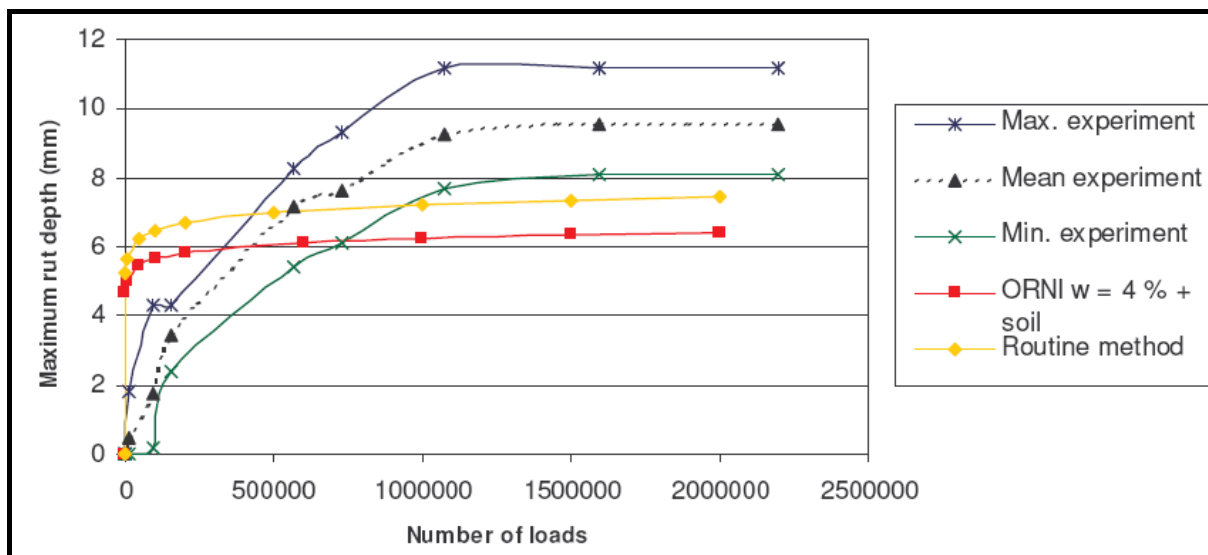
Som grund för beräkning av permanenta deformationer i modellen för obundna lager i M-E PDG behövs enbart fukthalt. För bärlager och förstärkningslager har fukthalten 4 % använts och för undergrunden 8 % fukthalt.

Beräkningskurvorna visar på en mycket brant uppgång av permanenta deformationer i början av ett prov, varefter deformationerna avtar snabbt. Detta är speciellt utmärkande för de obundna lagren, se "layer E" i figur 1. Vid tester i verkligheten, bl.a. vid provvägsmaskinen på LCPC i Frankrike, som använts i det stora SAMARIS projektet, är spårbildningen betydligt långsammare, se figur 2. Med anledning av detta förutsätts här att den slutliga beräknade spårbildningen fördelas proportionellt över tiden. Detta beräkningssätt har använts för obundna lager. För bitumenbundna lager har två modeller testats, dels med en proportionell fördelning av de permanenta deformationerna över tiden, och dels en förenklad modell från M-E PDG, se figur 4.

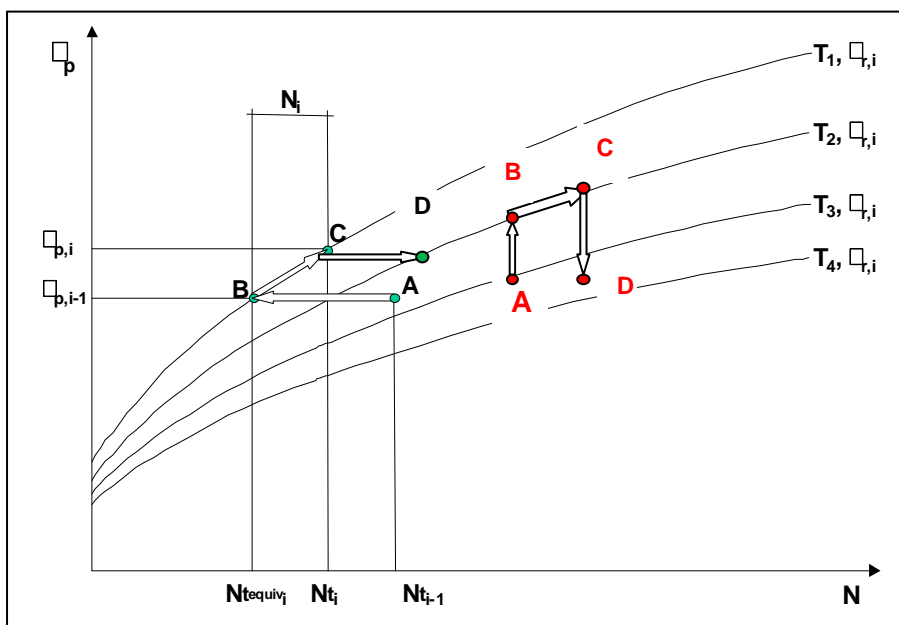


Figur 1: Beräkning av permanent deformation i spår vid temperatur +25 °C

Modellen i M-E PDG använder sig av en metodik där tidigare belastningshistoria påverkar den permanenta deformationen, på ett sätt som framgår av figur 3. M-E PDG går "framåt och bakåt" i antalet belastningar tills man finner en ekvivalent deformation för en högre eller lägre temperatur, alternativt fukthalt för obundna lager (svart färg). En möjlig alternativ metod är att beräkna de permanenta deformationerna i det korrekta intervallet för passerande axlar (röd färg).



Figur 2: Resultat från beräkning av spårdjup i jämförelse med verkligt spårdjup uppmätt i SAMARIS projektet på LCPC:s provbana i Nantes

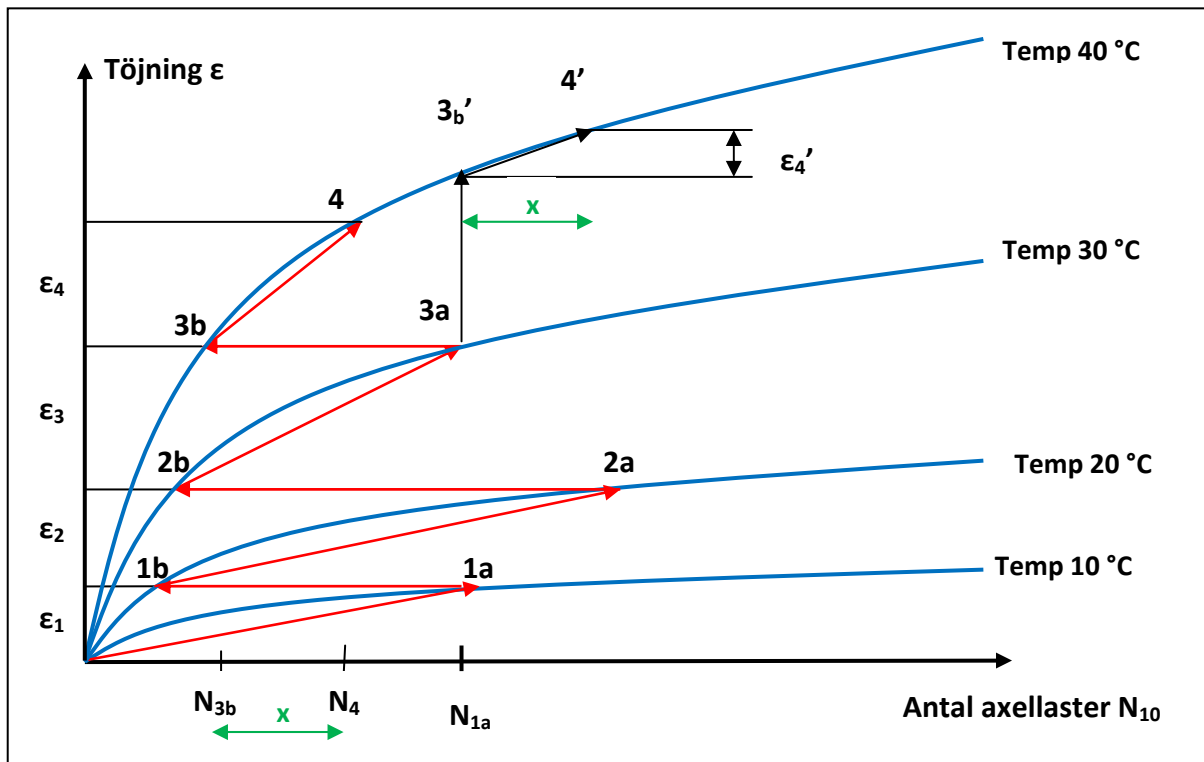


Figur 3: Kopplingen mellan tidigare belastningshistoria och permanent deformation.

I detta projekt har också förutsatts att det inte uppstår några permanenta deformationer när temperaturen är lägre än 0°C (vägen är frusen). Resultat från beräkningar framgår av tabellerna 6-1 till 6-6. I tabellerna nedan är:

- A = Slitlager,
- B = Bindlager + Bitumenstabiliserat bärlager,
- C = Obundet bärlager,
- D = Förstärkningslager och
- E = Undergrundsmaterial, se tabell 1.

Följande modellering har använts: Vid varje temperaturväxling påbörjar man beräkningen av de permanenta töjningarna vid den totala permanenta töjningsnivån, som uppnåtts vid tidigare belastning, se figur 4. Detta är också logiskt, eftersom packningen av ett bitumenbundet material går snabbare vid högre temperatur. Om man skulle gå uppåt eller nedåt i diagrammet vid samma antal överfarter, så innebär detta att materialets deformationsmotstånd förändras trots att den totala permanenta deformationen inte har förändrats, se t.ex. 3b' till 4', där ϵ_4' blir mycket mindre än ϵ_4 .



Figur 4: Lämpligaste ordning vid beräkning av permanenta deformationer i bitumenbundna lager. Trafikmängd fördelas i förhållande till verkliga temperaturintervall. En 20 års cykel betraktas som ett år. Första beräkningen, N_{1a} , görs för den kallaste cykeln.

En lämplig förenkling vid beräkningarna är att betrakta hela livslängden som ett år, och starta beräkningen med den kallaste perioden, för att sedan successivt göra beräkningarna för nästföljande högre temperaturintervall.

Beräkningarna har utförts i fyra steg:

- I första steget beräknades den elastiska responsen i väggkroppen, med stöd av parameter värden i tabell 1, 3 och 5. Denna beräkning görs för varje temperaturintervall, eftersom den dynamiska modulen hos de bitumenbundna lagren har stor betydelse för denna respons.
- I steg två beräknades den totala permanenta deformationen för varje temperaturintervall, under förutsättningen att all trafik gått på vägen under detta intervall.
- I steg tre reducerades den permanenta deformationen med hänsyn till verklig trafik i varje temperaturintervall.

- I steg 4 beräknades den permanenta deformationen i de bitumenbundna lagren med stöd av modellen ovan, se figur 4

Tabell 6-1a: Beräkning av elastisk respons. Här anges den maximala spänningen och töjningen i underkant av asfaltlagren för verklig konstruktion.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25°C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C
Töjn uk asfalt microstrain	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%
Spänn. uk asfalt σ kPa	289	391	540	652	745	822	887	943	989	1 034

Tabell 6-1b: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25 °C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C	S:a
	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%	88 %
A. 100%	7,50	2,82	1,15	0,53	0,25	0,10	0,05	0,02	0,01	(0,01)	
B. 100%	14,39	8,12	3,91	2,14	1,22	0,70	0,41	0,23	0,13	(0,11)	
C. 100%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
D. 100 %	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
E. 100%	0,84	0,83	0,83	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82	0,82	(0,02)	
S:a A-E 100 %	22,74	11,78	5,90	3,51	2,31	1,63	1,28	1,07	0,96		

Tabell 6-1c: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år, för verklig konstruktion. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25 °C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C	S:a
	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%	88 %
A. Beräkn.	0,03	0,04	0,05	0,04	0,04	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,22
B. Beräkn.	0,06	0,11	0,16	0,17	0,19	0,09	0,05	0,05	0,02	0,00	0,90
C. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E. Beräkn.	0,00	0,01	0,03	0,07	0,13	0,11	0,10	0,17	0,10	0,00	0,72
S:a A-E	0,09	0,16	0,24	0,28	0,36	0,21	0,16	0,22	0,12		1,84

De verkliga axellasterna på väg E6 har mätts genom WIM-mätningar. Av dessa framgår att axellasterna ofta är betydligt högre än 10 ton. En alternativ beräkning har därför utförts med axellasten 12 ton, se tabell 6-2.

Tabell 6-2a: Här anges den maximala spänningen och töjningen i underkant av asfaltlagren för verklig konstruktion vid 12 tons axeltryck.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25°C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C
Töjn uk asfalt microstrain	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%
Spänn. uk asfalt σ kPa	329	447	622	754	864	956	1 034	1 101	1 154	1 209

Tabell 6-2b: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall för verklig konstruktion vid 12 tons axeltryck.

Resultat mm	40 °C 0,4%	35 °C 1,4%	30 °C 4,1%	25 °C 8,1%	20 °C 15,5%	15 °C 13,0%	10 °C 12,5%	5°C 21,0%	0°C 12,0%	-5 °C 12%	S:a 88 %
A. 100%	7,11	2,60	1,01	0,45	0,19	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00	
B. 100%	15,55	8,80	4,24	2,33	1,33	0,76	0,45	0,26	0,14	(0,12)	
C. 100%	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
D. 100 %	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	(0,00)	
E. 100%	0,86	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	0,83	0,83	(0,83)	
S:a A-E 100 %	23,54	12,27	5,27	3,64	2,37	1,68	1,34	1,11	0,97		

Tabell 6-2c: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år, för verklig konstruktion vid 12 tons axeltryck. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat mm	40 °C 0,4%	35 °C 1,4%	30 °C 4,1%	25 °C 8,1%	20 °C 15,5%	15 °C 13,0%	10 °C 12,5%	5°C 21,0%	0°C 12,0%	-5 °C 12%	S:a 88 %
A. Beräkn.	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19
B. Beräkn.	0,06	0,12	0,17	0,19	0,21	0,10	0,06	0,05	0,02	0,00	0,98
C. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E. Beräkn.	0,00	0,01	0,03	0,07	0,13	0,11	0,10	0,17	0,10	0,00	0,72
S:a A-E	0,09	0,17	0,24	0,30	0,37	0,22	0,16	0,22	0,12		1,89

Värdena från triaxialförsöken på asfalten på E6 är utförda på en beläggning som varit under trafik i tolv år. Dessa värden borde rimligen ge en betydligt lägre spårbildning. Spårbildningen på E6, med triaxialvärden från Rv 40, har därför beräknats som en alternativ analys, se tabell 6-3 och 6-4. Spänning och töjning i underkant asfalt blir densamma som i tabell 6-1a, vid 10 tons axeltryck.

Tabell 6-3a: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall. Parametrar från Rv 40.

Resultat mm	40 °C 0,4%	35 °C 1,4%	30 °C 4,1%	25 °C 8,1%	20 °C 15,5%	15 °C 13,0%	10 °C 12,5%	5°C 21,0%	0°C 12,0%	-5 °C 12%	S:a 88 %
A. 100%	35,65	13,22	5,29	2,42	1,10	0,45	0,20	0,09	0,04	(0,03)	
B. 100%	68,45	38,06	18,05	9,71	5,43	3,05	1,74	0,97	0,51	(0,43)	
C. 100%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
D. 100 %	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
E. 100%	0,84	0,83	0,83	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82	0,82	(0,82)	
S:a A-E 100 %	104,95	52,12	24,18	12,97	7,37	4,33	2,76	1,88	1,37		

Tabell 6-3b: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 10 år. Parametrar från Rv 40. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat mm	40 °C 0,4%	35 °C 1,4%	30 °C 4,1%	25 °C 8,1%	20 °C 15,5%	15 °C 13,0%	10 °C 12,5%	5°C 21,0%	0°C 12,0%	-5 °C 12%	S:a 88 %
A. Beräkn.	0,14	0,19	0,22	0,20	0,17	0,06	0,03	0,02	0,00	0,00	1,03
B. Beräkn.	0,27	0,53	0,74	0,79	0,84	0,40	0,22	0,20	0,06	0,00	4,05
C. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E. Beräkn.	0,00	0,01	0,03	0,07	0,13	0,11	0,10	0,17	0,10	0,00	0,72
S:a A-E	0,41	0,73	0,99	1,06	1,14	0,57	0,35	0,39	0,16		5,80

Tabell 6-4a: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 20 år, om alla trafik gåt på vägen under samtliga temperaturintervall. Parametrar från Rv 40.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25 °C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C	S:a
	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%	88 %
A. 100%	43,14	16,00	6,40	2,93	1,33	0,54	0,24	0,11	0,05	(0,04)	
B. 100%	82,83	46,05	21,84	11,25	6,57	3,69	2,10	1,17	0,62	(0,53)	
C. 100%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
D. 100 %	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	(0,00)	
E. 100%	0,86	0,86	0,86	0,85	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	(0,84)	
S:a A-E 100 %	126,64	62,92	29,11	15,04	8,76	5,09	3,18	2,12	1,51		

Tabell 6-4: Beräkning av permanent deformation i mm för olika lager under 20 år. Parametrar från Rv 40. Alla deformationer fördelas över tiden på ett proportionellt sätt.

Resultat mm	40 °C	35 °C	30 °C	25 °C	20 °C	15 °C	10 °C	5°C	0°C	-5 °C	S:a
	0,4%	1,4%	4,1%	8,1%	15,5%	13,0%	12,5%	21,0%	12,0%	12%	88 %
A. Beräkn.	0,17	0,22	0,26	0,24	0,21	0,07	0,03	0,02	0,01	0,00	1,23
B. Beräkn.	0,33	0,64	0,90	0,91	1,02	0,48	0,26	0,25	0,07	0,00	4,86
C. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D. Beräkn.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E. Beräkn.	0,00	0,01	0,04	0,07	0,13	0,11	0,11	0,18	0,10	0,00	0,75
S:a A-E	0,50	0,87	1,20	1,22	1,36	0,66	0,40	0,45	0,18		6,84

I M-E PDG beräknas den permanenta deformationen i bitumenbundna lager genom att den permanenta deformationen vid ett visst antal passager används som utgångspunkt för beräkning av den permanenta deformationen för ett visst antal passager inom nästföljande temperaturintervall.

I tabell 7-1, 7-2 och 7-3 startar det totala antalet passager i temperaturintervallet 0°C. Sedan beräknas den permanenta deformationen stegvis vid ökande temperatur, se figur 4. Detta ger en något låg permanent deformation. En ordning med start vid högre temperaturer ger en större permanent deformation.

För att kunna jämföra resultatet av kalkylen med verklig spårbildning, som den har mätts på platsen, så reduceras spårbildningen med de beräknade deformationerna under november till mars.

Tabell 7-1: Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna lagren under 10 år för verklig konstruktion. Parametrar från Rv E6.

Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. mm			Perm. deform. per intervall. mm			
		HABS	AG	S:a	HABS	AG	Ob l.	S:a
0 °C	0 – 1 200 000	0,01	0,07	0,08	0,01	0,07		0,08
5 °C	120 000 – 2 220 000	0,02	0,15	0,17	0,01	0,08		0,09
10 °C	250 000 – 1 500 000	0,03	0,24	0,27	0,01	0,09		0,10
15 °C	170 000 – 1 470 000	0,06	0,42	0,48	0,03	0,18		0,21
20 °C	150 000 – 1 700 000	0,14	0,77	0,91	0,08	0,35		0,43
25 °C	180 000 – 990 000	0,28	1,16	1,44	0,14	0,39		0,53
30 °C	90 000 – 500 000	0,52	1,76	2,28	0,24	0,60		0,84
35 °C	30 000 – 170 000	0,82	2,76	3,58	0,30	1,00		1,30
40 °C	20 000 – 60 000	1,92	3,69	5,61	1,10	0,93		2,03
Summa asf.								5,61
Ob. Lager	0 – 10 000 000						0,72	
Tot summa								6,33
Reduktion	Hjulvandring *0,8							(5,06)
Nov-Mars	0 °C och 5 °C			0,17			0,27	-0,44
April-Okt				5,44			0,45	5,89
April-Okt	Hjulvandring *0,8			4,35			0,36	4,71

Tabell 7-2: Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna lagren under 10 år för verklig konstruktion. Parametrar från Rv 40.

Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. mm			Perm. deform. per intervall. mm			
		HABS	AG	S:a	HABS	AG	Ob l.	S:a
0 °C	0 – 1 200 000	0,02	0,29	0,31	0,02	0,29		0,31
5 °C	120 000 – 2 220 000	0,06	0,64	0,70	0,04	0,35		0,39
10 °C	250 000 – 1 500 000	0,10	1,05	1,15	0,04	0,41		0,45
15 °C	180 000 – 1 480 000	0,22	1,85	2,07	0,12	0,80		0,92
20 °C	150 000 – 1 700 000	0,55	3,46	4,01	0,33	1,61		1,94
25 °C	180 000 – 990 000	1,04	5,38	6,42	0,49	1,92		2,41
30 °C	90 000 – 500 000	1,91	8,36	10,27	0,87	2,98		3,85
35 °C	30 000 – 170 000	3,42	13,16	16,58	1,51	4,80		6,31
40 °C	20 000 – 60 000	5,70	17,53	23,23	2,28	4,37		6,65
Summa asf.								23,23
Ob. Lager	0 – 10 000 000						0,72	
Tot. summa								23,95
Reduktion	Hjulvandring *0,8							(19,16)
Nov-Mars	0 °C och 5 °C			0,70			0,27	-0,97
April-Okt				22,53			0,45	22,98
April-Okt	Hjulvandring *0,8			18,02			0,36	18,38

På en väg under byggnation trafikeras AG-lagret av en stor mängd byggtrafik. För det mesta får också den normala trafiken gå på bindlagret eller det stabiliserade bärlagret, AG. Byggtrafik, ofta med överlast, trafikerade också E6 i Halland under de varma sommarmånaderna, innan toppbeläggningen lades. En kalkyl med ett års trafik, 1 miljon axlar, under ett helt år på AG-lagret, ger en betydligt lägre permanent deformation, se tabell 7-3. Som jämförelse och information kan nämnas att all beläggning utfördes på objektet E6 Åskloster – Frillesås, varefter trafiken släpptes direkt på dessa nylagda beläggningsytor. Detta ledde till en mycket snabb spårbildning och ny beläggning efter ett par år.

Tabell 7-3: Beräkning av permanent deformation i mm i de bitumenbundna lagren under 10 år för verklig konstruktion. Parametrar från Rv 40. AG-lagret har trafikerats under ett år.

Temperatur	Antal axlar; Intervall	Perm. deform. tot. mm			Perm. deform. per intervall. mm			
		HABS	AG	S:a	HABS	AG	Ob lager	S:a
0 °C	0 – 1 200 000 1 000 000 – 2 200 000	0,02		0,09	0,02	0,06		0,09
5 °C	120 000 – 2 220 000 1 120 000 – 3 220 000	0,06	0,24	0,30	0,04	0,18		0,22
10 °C	250 000 – 1 500 000 1 250 000 – 2 500 000	0,10	0,44	0,54	0,04	0,20		0,24
15 °C	180 000 – 1 480 000 1 180 000 – 2 480 000	0,22	0,82	2,07	0,12	0,38		0,50
20 °C	150 000 – 1 700 000 1 150 000 – 2 700 000	0,55	1,60	2,15	0,33	0,78		1,11
25 °C	180 000 – 990 000 1 180 000 – 1 990 000	1,04	2,44	3,48	0,49	0,84		1,33
30 °C	90 000 – 500 000 1 090 000 – 1 500 000	1,91	3,34	5,25	0,87	0,90		1,77
35 °C	30 000 – 170 000 1 030 000 – 1 170 000	3,42	4,07	7,49	1,51	0,73		2,24
40 °C	20 000 – 60 000 1 020 000 – 1 060 000	5,70	4,56	10,26	2,28	0,39		2,67
Summa asf.								10,26
Ob. Lager	1000 000 – 10 000 000						0,65	
Tot. summa								10,91
Reduktion	Hjulvandring *0,8							(8,73)
Nov-Mars	0 °C och 5 °C	0,08	0,30	0,38			0,27	-0,65
April-Okt		5,62	4,26	9,88			0,38	10,26
April-Okt	Hjulvandring *0,8			7,91			0,30	8,21

Kommentarer till indata och beräkningsbakgrund i tabellerna:

- Tabell 6-1a är beräknad med VägFEM. Tabell 6-1b och 6-1c är beräknade med de två modellerna i M-E PDG för asfaltlager och obundna lager. I båda modellerna har de genomsnittliga värdena för permanent deformation använts. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggningen kommer från triaxialprov på den verkliga beläggningen.
- Tabell 6-2a är beräknad med VägFEM. Tabell 6-2b och 6-2c är beräknade med de två modellerna i M-E PDG för asfaltlager och obundna lager. I båda modellerna har de genomsnittliga värdena för permanent deformation använts. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 12 ton. Parametrarna för asfaltbeläggningen kommer från triaxialprov på den verkliga beläggningen.
- Tabell 6-3a och 6-3b är beräknade med de två modellerna i M-E PDG för asfaltlager och obundna lager. I båda modellerna har de genomsnittliga värdena för permanent deformation använts. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggningen kommer från triaxialprov på en ny beläggning från Rv 40.
- Tabell 6-4a och 6-4b är beräknade med de två modellerna i M-E PDG för asfaltlager och obundna lager. I båda modellerna har de genomsnittliga värdena för permanent

deformation använts. Trafikmängden är beräknad efter 20 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggnings kommer från triaxialprov på en ny beläggning från Rv 40.

- Tabell 7-1 är beräknad med modellen i M-E PDG för asfaltlager. I denna modell har deformationen beräknats med hänsyn till tidigare deformation och aktuell deformationskurva med hänsyn till aktuell temperatur, se figur 4. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggnings kommer från triaxialprov på den verkliga beläggnings.
- Tabell 7-2 är beräknad med modellen i M-E PDG för asfaltlager. I denna modell har deformationen beräknats med hänsyn till tidigare deformation och aktuell deformationskurva med hänsyn till aktuell temperatur, se figur 4. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggnings kommer från triaxialprov på en ny beläggning från Rv 40.
- Tabell 7-3 är beräknad med modellen i M-E PDG för asfaltlager. I denna modell har deformationen beräknats med hänsyn till tidigare deformation och aktuell deformationskurva med hänsyn till aktuell temperatur, se figur 4. I denna beräkning har även medtagits att AG lagret trafikerats med 1 miljon tunga axlar innan slitlagret lades. Trafikmängden är beräknad efter 10 års trafik. Axellasten i beräkningarna är 10 ton. Parametrarna för asfaltbeläggnings kommer från triaxialprov på en ny beläggning från Rv 40.

3. Verklig spårbildning

För Rv E6 har det verkliga spårdjupet mätts upp med PRIMAL, vilket innebär att spårdjupet har mätts på hela bredden av farbanan med hjälp av en s.k. ”Laserbalk”, se VTI, rapport N25-2005. Mätningarna har utförts i slutet av oktober och början av april under merparten av tioårsperioden.

- Den spårbildning, som skett under vinterperioden, har i uppföljningen betraktats som dubbdäcksslitage. En viss del av denna spårbildning kan vara orsakat av permanenta deformationer i bitumenbundna och obundna lager.
- Den spårbildning, som skett under sommarperioden, har betraktats som permanenta deformationer i väggroppen.

Resultatet av mätningarna av permanenta deformationer framgår av tabell 8.

Tabell 8: Spårbildning, beroende på deformation, i mm på två testsektioner, 12 och 13

Sektion	1996-97	1996-98	1996-99	1996-00	1996-01	1996-02	1996-03	1996-04	1996-05	1996-06
12 Referens	2.2	2.4	4.1	4.6	5.4	6.2	6.5	6.5	6.6	7.3
13 FAS	0.9	1.8	2.4	3.0	3.5	3.9	4.7	4.1	4.0	4.2

4. Resultat och diagram

Följande justering har gjorts i tabell 7 – 1 till 7 – 3 p.g.a. förenklingarna. Detta kommer att ge en något annan predikterad spårbildning.

- Trafiken på en motorväg är ganska spårbunden, vilket gör att faktorn för ”hjulvandring” kan sätta till 0,8. Detta gör att det beräknade spårdjupet minskar med 20 %.

Följande frågeställning behöver utredas ytterligare:

- Den tunga trafikmängden är omräknad från verkligt uppmätta axelöverfarter på ca 8 ton till ett motsvarande antal ekvivalenta 10-tonns axlar, genom att multiplicera antalet uppmätta axlar med ca 0,35. Denna faktor är framtagen med hänsyn till utmattningssambandet, d.v.s. sprickkriteriet. En omräkningsfaktor med hänsyn till spårbildning torde ligga på ca 0,95, se mellanskillnad mellan tabell 6-1c och 6-2c. Detta ger dock inte dubbelt så stor spårbildning, eftersom största delen av spårbildningen sker i början av en vägs trafikering.
- Skillnaden i töjningar och spänningar, i underkant av asfaltlagren, vid belastningen 10 respektive 12 tons axellast är ca 15 %, se tabell 6 – 1 och 6 – 2. Utmattningskriteriet är kopplat till fjärdepotensen av töjningen i denna underkant. En ökning av belastningen med 20 % ger således en ökad nedbrytning med $(1,15)^4 = \text{ca } 1,75$, eller 75 % fler fordon med axellast 10 ton. Detta värde kan jämföras med reduktionsfaktorn från 8 till 10 tons axeltryck, som är ca 3,5?

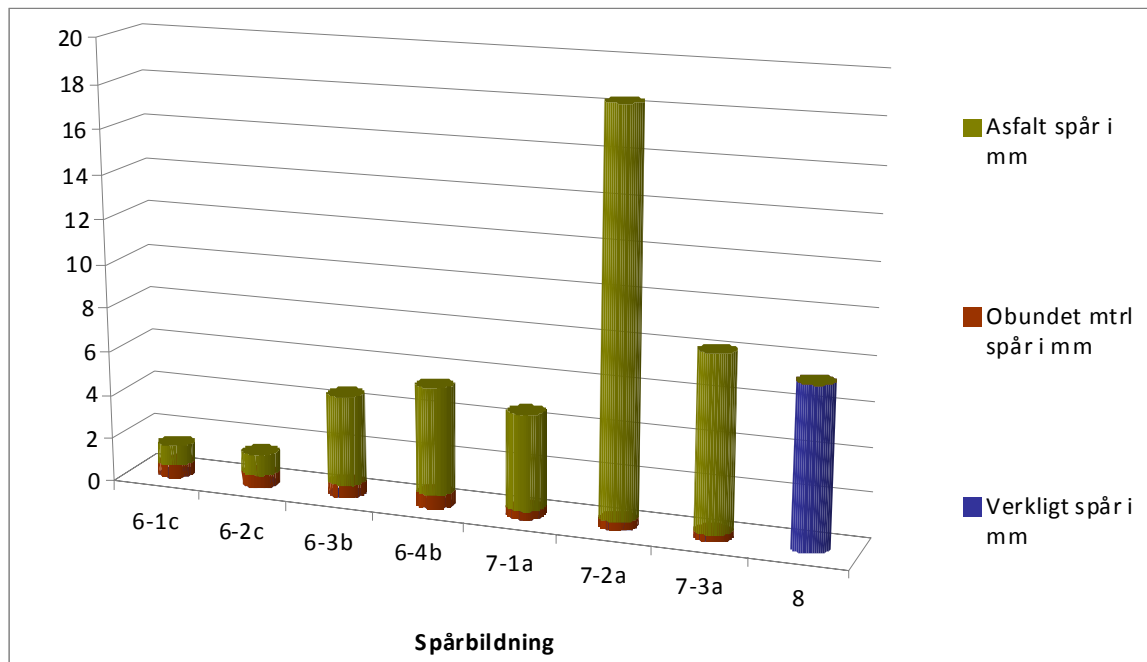


Diagram 1: Beräknade permanenta deformationer i mm i de olika lagren, samt den verkligt uppmätta spårbildningen beroende på permanenta deformationer.

I diagram 1 visas de olika resultaten från beräkningarna i tabell 6-1c, 6-2c, 6-3b och 6-4b samt 7-1 till 7-3. Här visas den verkligt uppmätta spårbildningen, som summan av spår i bitumenbundna och obundna lager. Tabell 6-4b visar spårbildningen efter 20 år, varför denna

inte tas med i kommentarerna. Värdena från tabell 7-1 till 7-3 har anpassats, så att de predikterar spårbildningen för samma period, som uppmätningarna på plats har skett.

Tabell 7 – 3 visar bäst överensstämmelse med verkligheten (tabell 8). I denna tabell har flest yttre faktorer medtagits. Skillnaden mellan verklig spårbildning, 7,3 mm och predikerad spårbildning, 8,2 mm, får anses som mycket god, speciellt med en sådan förutsättning som att det inte finns några testresultat från den nybyggda vägen.

Diagram 2 och 3 visar spårbildningens känslighet för höga temperaturer. Enbart en lite större mängd trafik, när asfalten är varm, ger ett mycket stort tillskott till spårbildningen. Även mätningar på motorvägen, E6, visar att spårbildningen, p.g.a. permanenta deformationer är betydligt större under varma somrar, figur 5. Ytterligare ett exempel är objektet E6 Åskloster – Frillesås från slutet av 1980-talet. Eftersom den gamla BBÖ-beläggningen sprack, måste en ny, och tjockare beläggning utföras mycket snabbt, varefter trafiken släpptes direkt på dessa nylagda beläggningsytor. Detta ledde till en mycket snabb spårbildning och ny toppbeläggning efter endast ett par år.

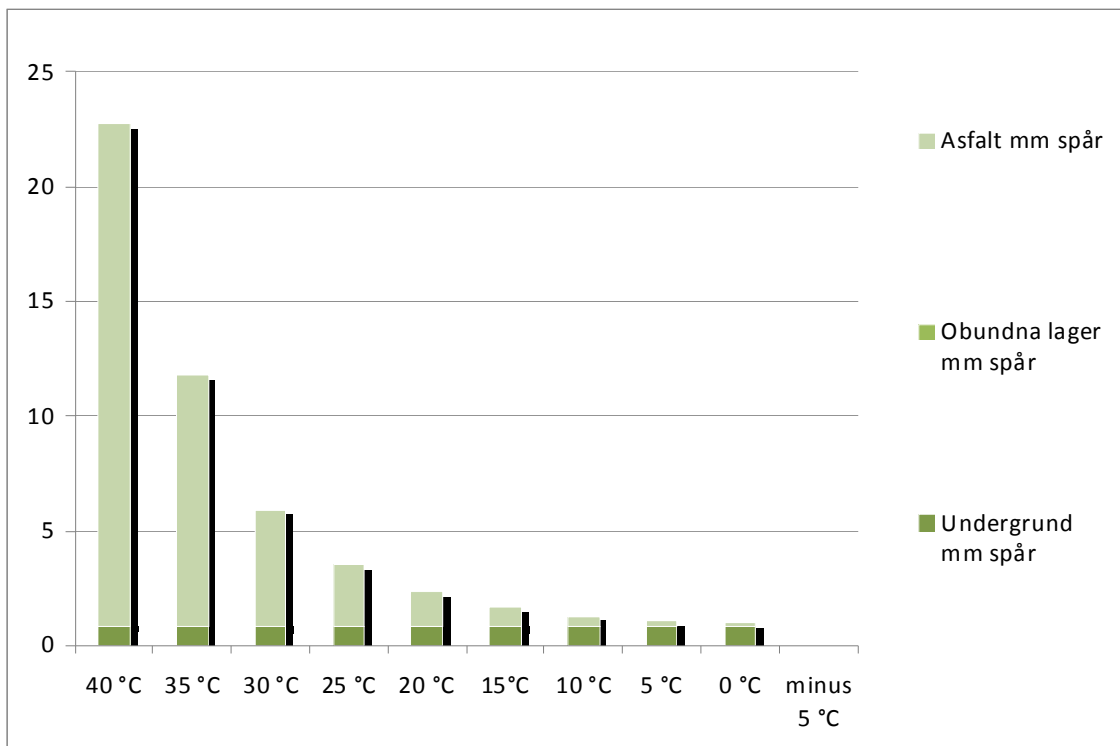


Diagram 2: Spårbildningens känslighet för temperatur. Permanenta deformationer i mm om den totala trafikmängden (10 miljoner axlar) passerar vid samma temperatur. Parametrar från den tolv år gamla beläggningen på Rv E6, tabell 6-1b.

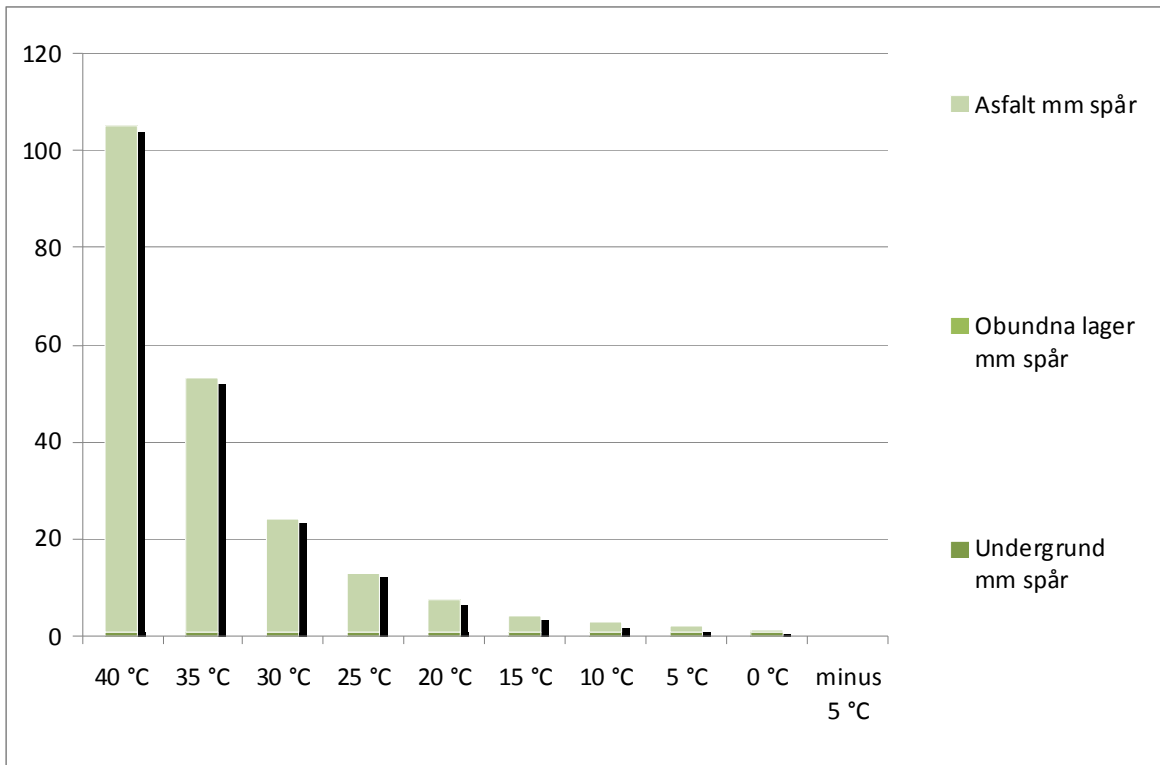
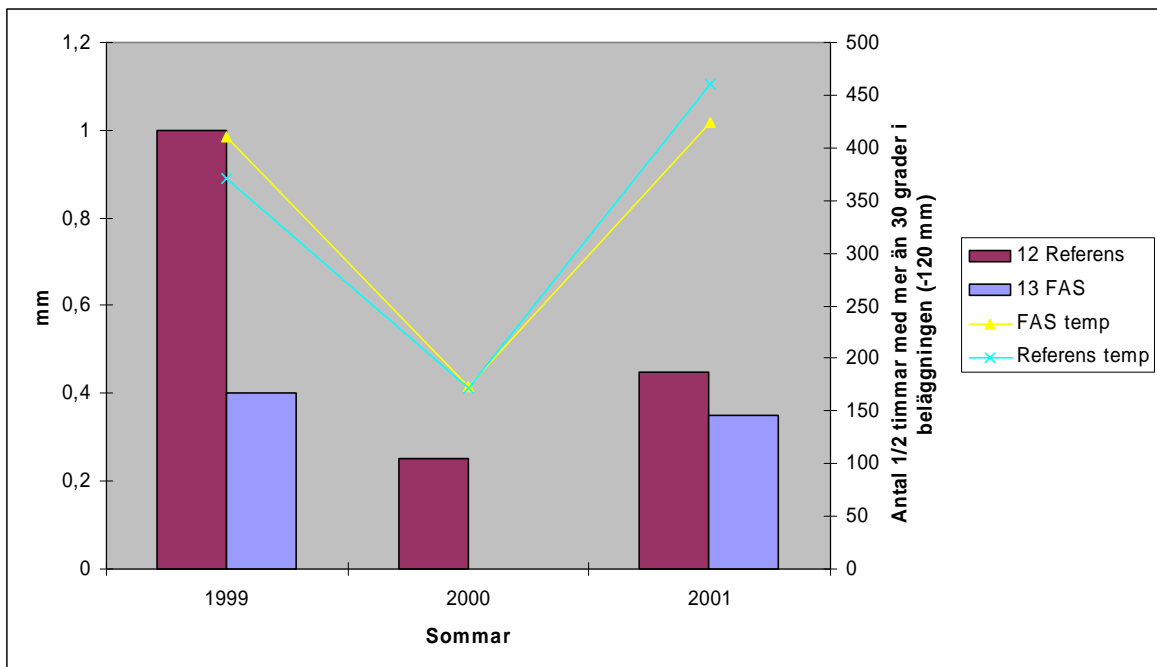


Diagram 3: Spårbildningens känslighet för temperatur. Permanenta deformationer i mm om den totala trafikmängden (10 miljoner axlar) passerar vid samma temperatur. Parametrar från den nya beläggningen på Rv 40, tabell 6-3a.



Figur 5: Spår djupstillväxt och temperatur i två av provsträckorna på E6

5. Analyser, kommentarer och rekommendationer

Resultatet från dessa beräkningar, grundade på laboratorieprovning av material, visar på ett antal intressanta resultat och möjligheter. Några delar kan börja införas omedelbart, och andra delar behöver ytterligare utredningar

Prediktion av spårbildning i bitumenbundna lager

- Det är troligen fullt möjligt att prediktera framtida permanenta deformationer (spår i vägens yta) i de bitumenbundna lagren med utgångspunkt från de uppmätta materialegenskaperna. Det krävs dock en ytterligare validering av resultaten mot verkliga vägar. Detta kommer i viss mån att ske i NordFoU projektet ”*Pavement Performance Models*”, där valideringen främst sker av modeller för beräkning av spårbildning i de obundna lagren.
- Det går redan idag att jämföra olika ”asfaltrecept” beträffande motståndskraft mot permanenta deformationer vid olika temperaturer.

Analyser

- En förändring i axellasterna har inte lika stor betydelse för spårbildningen, som den har för sprickbildning. Den analys, som är gjord här, gäller enbart för relativt tjocka beläggningar. Vid tunnare beläggningar finns det en risk för att ”Shake down” lasten hos de obundna lagren överskrider, vilket innebär en kraftigt ökad spårbildning.
- Belastningens inverkan på utmattningslasten hos en beläggning bör utredas ytterligare.

Rekommendationer

- Bindlagret på en nybyggd väg bör trafikeras under minst ett år, innan man lägger slitlagret.

Appendix 6

Beräkningsmodeller och materialmodeller

1 Responsmodellen

För att kunna beräkna permanenta deformationer, spår, i en väggkropp, så är det viktigt att de elastiska spänningarna och töjningarna predikteras så korrekt som möjligt. Den idag största felkällan, för de beräkningssystem, som använder linjärelastiska flerskiktmodeller, är att de obundna överbyggnadsmaterialen i en väggkropp är kraftigt olinjärt elastiska, vilket inte kan simuleras i dessa modeller. Beräkningen av den elastiska responsen, spänningar och töjningar, har därför i denna utredning utförts med ett finit elementprogram, VägFEM. Indata till VägFEM kommer dels från vägens uppbyggnad (geometri) och dels från materialdata från laborietester. Följande materialmodeller används för denna beräkning:

- Elasticitetsmodulen, eller resilientmodulen, för obundna material är olinjärt elastisk. För att beskriva detta används K- Θ modellen där resilientmodulen $M_r = k_1\Theta^{k_2}$, och där $\Theta =$ summan av de tre huvudspänningarna.
- Elasticitetsmodulen, eller den dynamiska modulen, för de bitumenbundna lagren har beräknats för olika temperaturer, vilket kommer att ge olika elastisk respons i väggkroppen, beroende på temperatur, se bilaga.

VägFEM

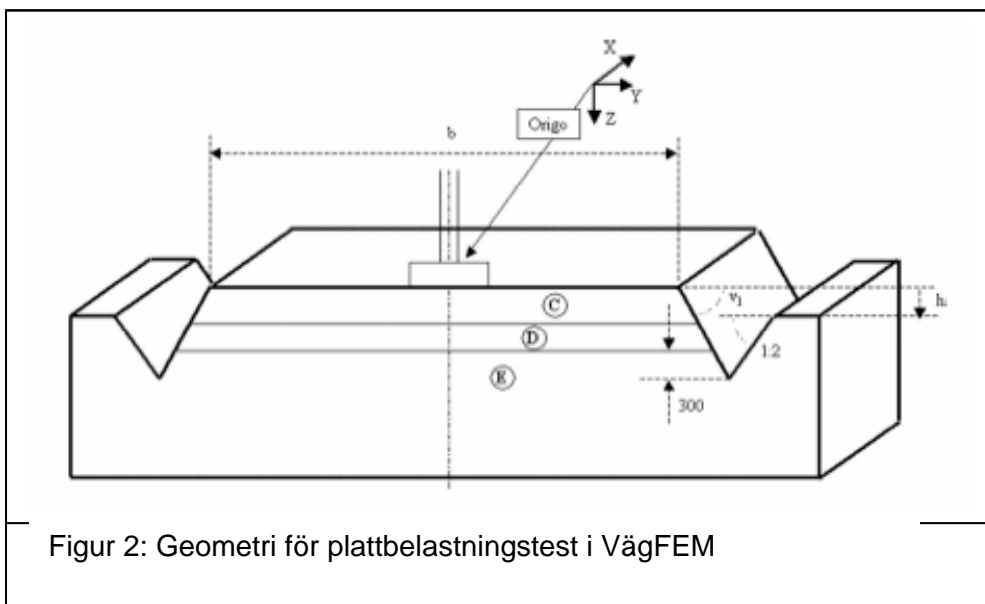
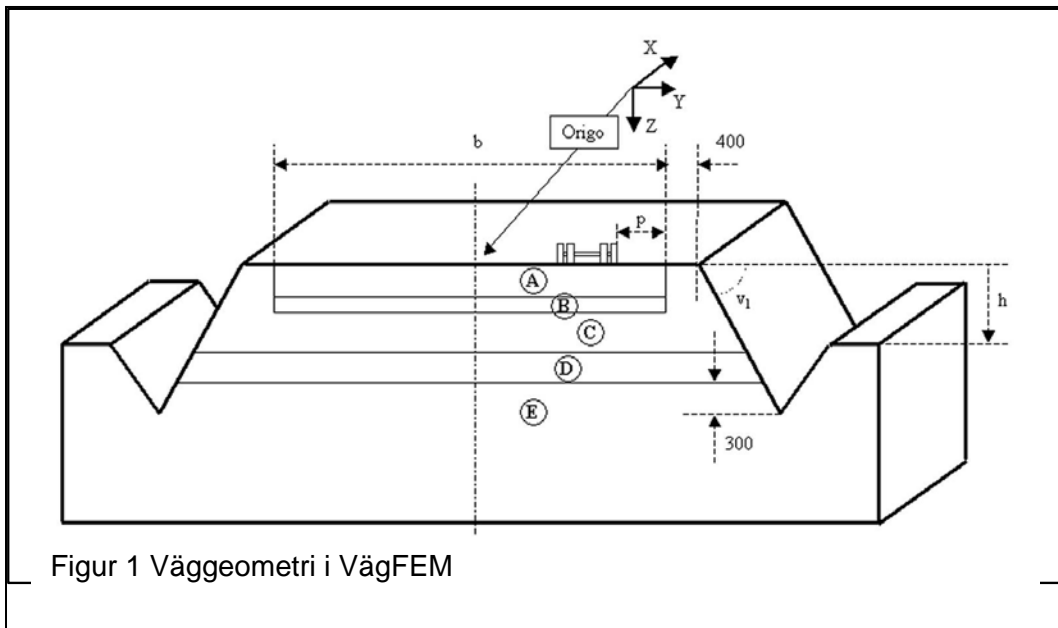
För att beräkna den elastiska responsen behövs ett finit elementprogram, som är enkelt och snabbt att använda. Med stöd av utdata från detta program, i form av elastiska töjningar och spänningar, samt resilientmoduler, kan man med relativt enkla programvaror (Excel) beräkna den framtida funktionen.

Programmet VägFEM är ett finit elementprogram, som endast behöver enkla och grundläggande indata, samt som utför beräkningar av den elastiska responsen på en kort tid (mindre än tjugo minuter). Direkt till VägFEM finns det också kopplat ett antal Excel-program för beräkning av framtida spårbildning.

VägFEM kan kortfattat beskrivas på följande sätt (i programmet finns en mer noggrann beskrivning). Indata består av vägens geometri i genomskärning (typsektion), tjocklek på ingående lager, var på vägens yta som belastningen sker, se figur 1, materialens egenvikter, elasticitetsmoduler för de bitumenbundna lagren och linjärt elastiska eller olinjärt elastiska resilientmoduler ($M_r = K_1\Theta^{K_2}$) för de obundna bär- och förstärkningslagren samt terrassmaterialet. Materialens egenvikt finns inkluderat i programmet. VägFEM är uppbyggt på moduler från ABAQUS, vilket också är det program, som utför beräkningarna.

ABAQUS används av de flesta universitet och högskolor, varför detta program har använts till den allra mesta forskningen inom vägteknikområdet. Flera av de nya modellerna för beräkning av framtida funktion är därför framtagna med ABAQUS som grundmodell.

Utdata från VägFEM består av diagram som visar deformationer, töjningar och spänningar i olika delar av väggkroppen.



VägFEM innehåller också en modul för beräkning av nedsjunkningen av plattan, laststeg för laststeg, vid plattbelastningsförsök, se figur 2 och 3. Dessa beräknade nedsjunkningar kan jämföras med de verkliga nedsjunkningarna under plattbelastningen. I en enkel form av bakåträkning, där parametrarna K_1 och K_2 ändras i ett eller två steg, så att de beräknade nedsjunkningarna bli ungefär lika med de verkliga nedsjunkningarna för samtliga laststeg.

Ändamålet med denna beräkning är att ta fram en realistisk resilientmodul för de obundna överbyggnadsmaterialen och terrassmaterialet.

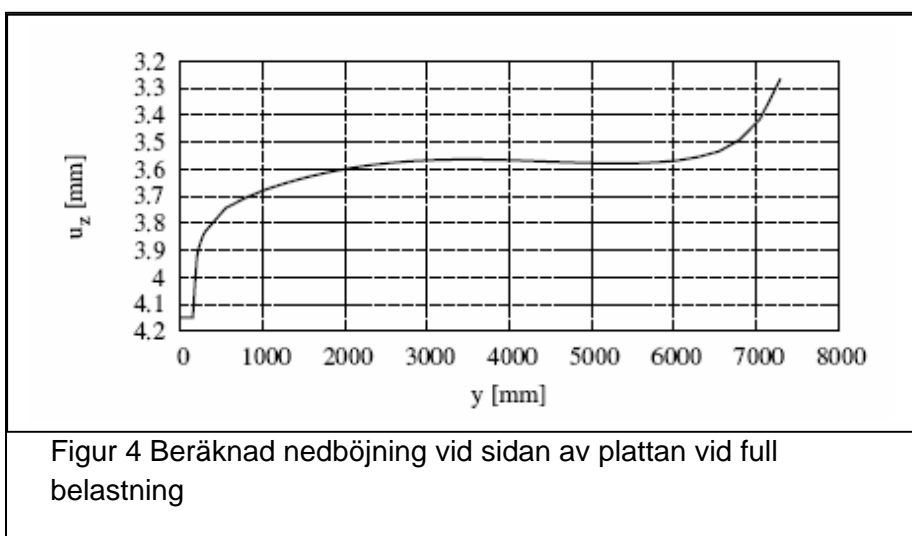
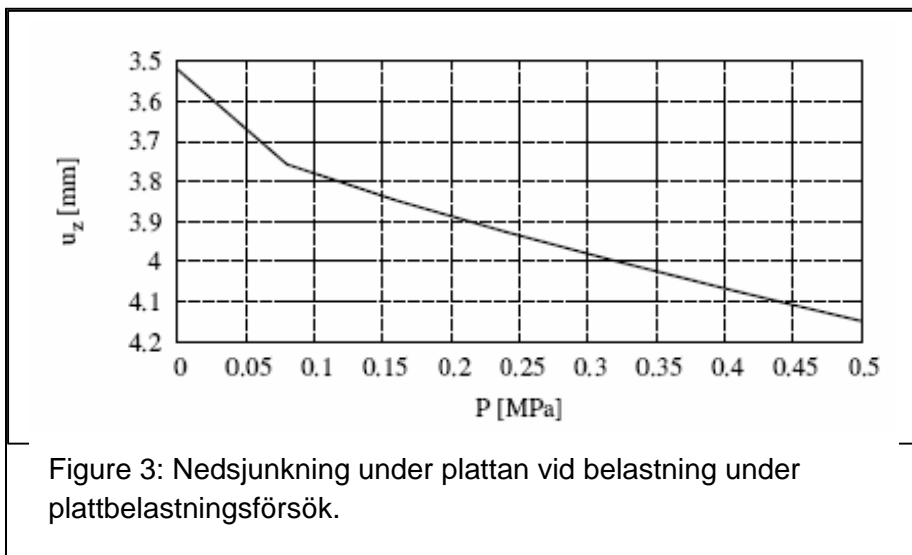
För att detta skall vara möjligt krävs också att överytan av terrass mäts med plattbelastning och utvärderas med avseende på vilken resilientmodul terrassmaterialet har.

I ett nästa steg kan man också beräkna effekterna av skjuvpåkänningen på resilientmodulen. Denna effekt kan uppskattas genom formeln $M_r = K_1 \Theta^{K^2} (\tau + 1)^{K^3} = K_1 \Theta^{K^2}$ där K^3 kan uppskattas till $-0,2$, och där $K^2 > K^3$.

I ett tredje steg bör man jämföra dessa värden med de värden på resilientmodulen som man får vid triaxialförsök. Dessa senare värden beskriver snarast ett material, där all efterpackning redan har skett.

Terrassmateriallets resilientmodul är sedan indata vid beräkning av de obundna överbyggnadsmaterialens resilientmodul.

Utdata från denna modul (plattbelastning) innehåller också ett diagram som visar den beräknade nedsjunkningen vid sidan av plattan, se figur 4. En möjlig användning av detta diagram är att jämföra de beräknade nedsjunkningarna med resultaten från fallviktsmätningar (FWD), för att på detta sätt kunna beräkna den dynamiska resilientmodulen i de obundna överbyggnadslagren.



2 Materialmodeller för beräkning av permanent deformation

Design Guide för bitumenbundna lager

Beräkning av de permanenta deformationerna för bitumenbundna lager har gjorts med den modell, som används i "Design Guide" (USA), som grund.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_r \cdot a_1 \cdot T^{a_2} \cdot N^{a_3}$$

Där ε_p = Permanent töjning.

ε_r = Resilient (elastisk) töjning.

T = Temperatur i asfalten.

N = Antal passerande axlar med 10 ton.

a_1 , a_2 och a_3 = Parametrar, som betecknar egenskaper hos den aktuella beläggningen.

a_1 , a_2 och a_3 har i USA bestämts genom statistiska metoder, där man studerat spårbildningen på verkliga vägar. Detta ger ett genomsnittligt värde för alla asfaltrecept. Dessa värden valideras sedan i varje delstat. Parametrarna a_1 , a_2 och a_3 kan också bestämmas genom utvärdering av utförda triaxialförsök på det verkliga materialet.

Design Guide för obundna lager

Modellen, som bygger på Tseng och Lyttens modell, är beskriven i NCHRP (2004):

$$\delta_a(N) = \beta_{GB} \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v h$$

Där:

δ_a = permanent deformation för lager a

N = Antal lastcykler

β_{GB} = nationell korrektionsfaktor (USA) (= 1,673)

ε_0 , β , ρ = material parametrar

ε_r = resilient töjning från tester i laboratorium

h = lagertjocklek

ε_v = medelvärde för vertikal resilient töjning i det lager som spänningarna beräknats med responsmodellen (VägFEM).

Parametrarna i denna modell har bestämts i förväg genom statistik från ett stort antal uppföljningssträckor på befintliga vägar i USA, se nedan. Spänningar (σ_θ) och resilientmoduler (E_r) i olika delar av vägkroppen hämtas från responsmodellen, varför den enda parameter, som behöver anges här är fuktkvoten (W_c)

Överbyggnad

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = 0.80978 - 0.06626 \cdot W_c - 0.003077 \cdot \sigma_\theta + 0.000003 \cdot E_r$$

$$\log(\beta) = -0.9190 + 0.03105 \cdot W_c + 0.001806 \cdot \sigma_\theta - 0.0000015 \cdot E_r$$

$$\log(\rho) = -1.78667 + 1.45062 \cdot W_c + 0.0003784 \cdot \sigma_\theta^2 - 0.002074 \cdot W_c^2 \sigma_\theta - 0.0000105 \cdot E_r$$

Undergrund

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = -1.69867 + 0.09121 \cdot W_c - 0.11921 \cdot \sigma_d + 0.91219 \cdot \log E_r$$

$$\log(\beta) = -0.9730 - 0.0000278 \cdot W_c^2 \sigma_d + 0.017165 \cdot \sigma_d - 0.0000338 \cdot W_c^2 \sigma_\theta$$

$$\log(\rho) = 11.009 + 0.00068 \cdot W_c^2 \sigma_d - 0.40260 \cdot \sigma_d + 0.0000545 \cdot W_c^2 \sigma_\theta$$

SAMARIS modellen (Gidel eller LCLC)

Gidel modellen bygger på följande samband, där $\varepsilon_1^p(N)$ är den permanenta töjningen efter N överfarter med tunga axlar (10 ton):

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_{10}^p \left(1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^{-B}\right) \cdot \left(\frac{L_{max}}{p_a}\right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}}}$$

Där:
$$L_{max} = \sqrt{p_{max}^2 + q_{max}^2}$$

N = Antal passerande axlar med 10 ton.

N_0 = Referenslast (används ibland).

p_a = 100 kPa.

ε_{10}^p , B, n, m och s är parametrar, som bestäms med hjälp av laborietester.

I analyserna är spänningarna beskrivna genom termerna genomsnittsspänning, p , och deviatorspänning, q , som definieras på följande sätt:

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_2)/3 \quad \text{och} \quad q = \sigma_1 - \sigma_2$$

Appendix 7

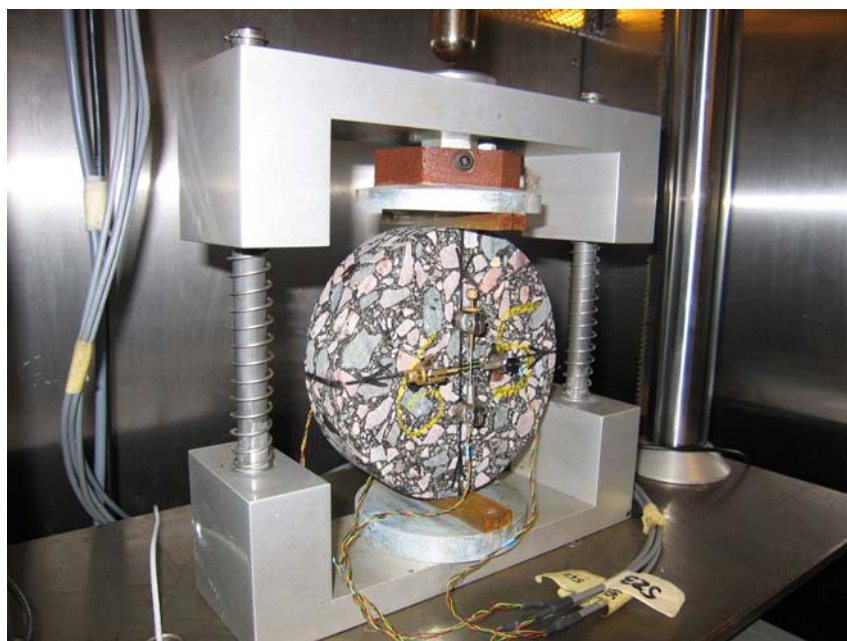
UPPDRAG	:	Bestämning av masterkurvor samt motståndskraft mot permanenta deformationer på uppborrade provkroppar (i hjulspår och mellan hjulspår) på till laboratoriet inkommet material.
UPPDRAGSGIVARE	:	Anders Huvstig, Vägverket
UPPDRAGET INKOM	:	vecka 24 - 2008
ENTREPRENÖR	:	-
OBJEKT	:	E6 Halland
LEVERANTÖR	:	-
PRODUKT	:	AG22 och HABS16
PROVTAGNINGSDATUM	:	-
PROVTAGNINGSPLATS/SEKTION:	:	-
PROVTAGARE	:	-
RESULTAT	:	Se omstående sidor.

Arbetsgång vid bestämning av masterkurva med Indirect Tensile Test (IDT)

1. Provkroppar (\varnothing 150 mm) borras upp från befintliga beläggningar i fält. Borrningen har i detta fall skett både i hjulspår (HJ) och mellan hjulspår (M).
2. När provkropparna anländer till laboratoriet parallellkas de så att höjden blir ca 40 mm.
3. Efter kapning bestäms skrymdensitet för provkroppen genom vägning i luft och vatten (FAS 427-98).
4. När provkropparna är torra bestäms höjd och diameter genom mätning med skjutmått.
5. Avslutningsvis limmas givarhållare fast på ytan så att deformationerna kan registreras under försökets gång. Både horisontella och vertikala deformationer registreras.
6. Efter temperering är provkroppen klar för test. Totalt används fyra temperaturer (-10, 5, 20 och 35°C) och tio frekvenser (25, 20, 10, 5, 2, 1, 0.5, 0.2, 0.1 och 0.01 Hz). Vid höga temperaturer och/eller låga frekvenser, dvs. vid mycket låga moduler, kan det ibland vara nödvändigt att utesluta de lägsta frekvenserna p.g.a. att bruset i data blir för stort.

Beskrivning av metod

Vid bestämningen av masterkurvorna har Indirect Tensile Test (IDT), även kallad pressdragprovning använts, se Figur 1. Den största fördelen med metoden är att provkroppar uppborrade från beläggningar i fält kan testas. En metodik för att bestämma den dynamiska modulen, fasvinkeln och Poisson's tal från denna typ av försök har utvecklats vid NCSU (North Carolina State University) (Kim et al., 2004). För detaljer hänvisas till den angivna referensen.



Figur 1 Ett exempel på försöksuppställning som används för biaxiella försök (IDT)

Masterkurvorna har konstruerats med hjälp av skiftfaktorer. Skiftfaktorerna används för att skifta den dynamiska modulen, $|E^*|$, och fasvinkeln, ϕ , längs frekvensaxeln tills en jämn masterkurva vid en godtyckligt vald referenstemperatur uppnås. I detta fall har den välkända WLF (Williams, Landel, Ferry) ekvationen använts för att beskriva skiftfaktorerna. För att beskriva masterkurvan har en Sigmoidal-funktion använts. Metodiken som används för att konstruera masterkurvor är välkänd och finns beskriven i detalj på ett flertal ställen (se referenser), med anledning av detta redovisas inga detaljer i denna rapport.

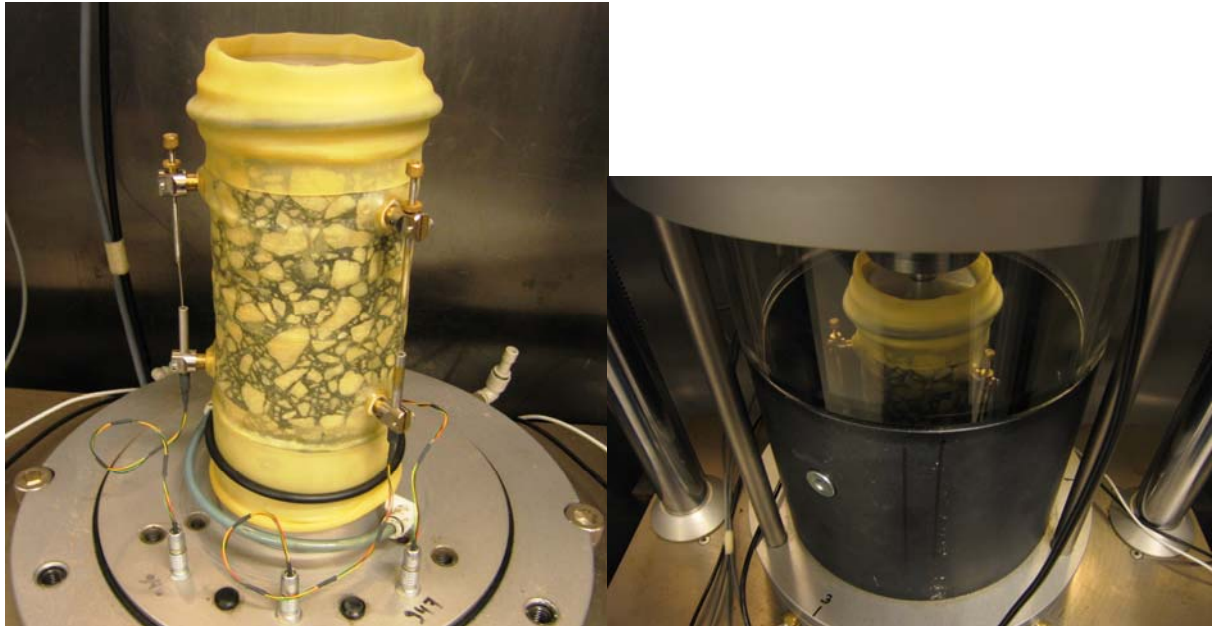
Arbetsgång vid bestämning av permanenta deformationer med Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT)

1. Provkroppar (\varnothing 100 mm) borrar upp från befintliga beläggningar i fält.
2. När provkropparna anländer till laboratoriet parallellkapas de så att höjden blir 150 mm.
3. Efter kapning bestäms skrymdensitet för provkroppen genom vägning i luft och vatten (FAS 427-98).
4. När provkropparna är torra bestäms höjd och diameter genom mätning med skjutmått.
5. Avslutningsvis limmas givarhållare fast på ytan så att deformationerna kan registreras under försökets gång. Tre axiella givarhållare limmas fast. Mätlängden är 100 mm och avståndet mellan givarna är 120° .
6. Efter temperering är provkroppen klar för test. Totalt används tre temperaturer (10, 25 och 40°C). Normalt används endast en temperatur (40 eller 50°C) men vid dessa försök bestämdes att även lägre temperaturer skulle användas.

Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), testmetod B enligt SS-EN 12697-25:2005

Med testmetoden utvärderas en asfaltbeläggnings motståndskraft mot permanenta deformationer genom att en cylindrisk provkropp testas vid höga testtemperaturer. Testmetoden är en standardiserad EU-metod och finns beskriven i *SS-EN 12697-25:2005*.

Provkroppen (\varnothing 100 mm x 150 mm i detta fall) placeras mellan två belastningsplattor, se Figur 2, och utsätts sedan för ett konstant omgivningstryck samtidigt som en pulserande vertikal last appliceras. Det är viktigt att friktionen mellan belastningsplattorna och provkroppens ändtyor minimeras genom att använda ett membran med fett mellan glidytorna. En fyrkantspuls (1 s belastning/1 s vila) eller en sinusformad last (3 Hz utan viloperioder) ska användas. I detta projekt har en sinusformad last använts. Frekvensen var 3 Hz, omgivningstrycket 50 kPa och den axiella belastningen 200 kPa (de angivna lasterna gäller för bärlager- och bindlagerbeläggningar). Den föreskrivna testtemperaturen är 40°C , i detta projekt utfördes tester även vid 25°C resp. 10°C . För slitlagerbeläggningar används ett omgivningstryck lika med 150 kPa, den axiella cykliska belastningen ska vara 300 kPa och testtemperaturen är 50°C . Nivåerna för lasterna har hämtats från EU-metoden *SS-EN 13108-20:2006: Typprovning*.



Figur 2 Försöksuppställning, Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), (Foto B.R. Nilsson)

Under försökets gång mättes deformationerna i centrum av provkroppen med tre axiella deformationsgivare. Även temperatur, omgivningstryck, axiell belastning etc. registrerades. Totalt applicerades 10000 lastcykler per provkropp men om den axiella töjningen överskred 6 % avbröts försöket för att undvika skador på givare och testutrustning.

Resultat

I projektet bestämdes masterkurvor för följande material:

- AG22, i hjulspår, lager 2
- AG22, i hjulspår, lager 3
- HABS16, i hjulspår, lager 4
- AG22, mellan hjulspår, lager 2
- HABS16, mellan hjulspår, lager 4

I projektet bestämdes permanenta deformationer med Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT) för följande material:

- AG22 (inga uppgifter om provkropparna borrats upp i eller mellan hjulspår)

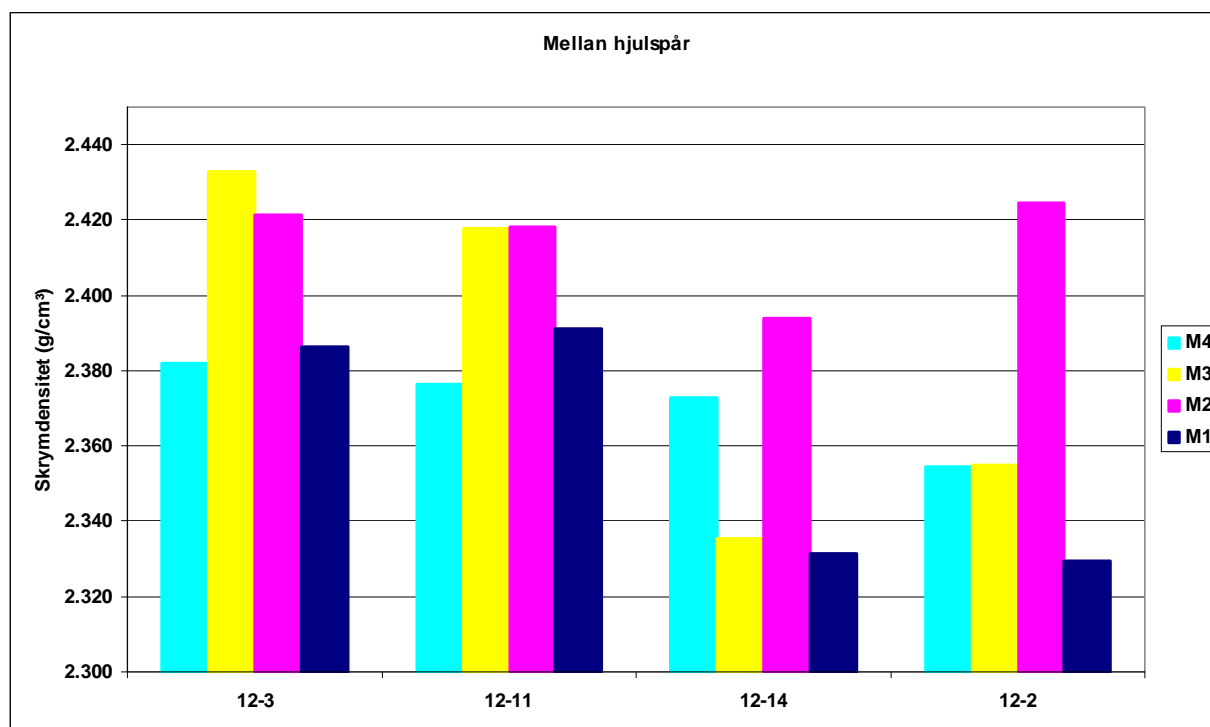
I Tabell 1 och Tabell 2 redovisas tjocklekarna och diametrarna för de testade provkropparna. I Figur 3 till Figur 5 redovisas skrymdensiteterna för provkropparna.

Tabell 1 Tjocklekar och diametrar för provkroppar som använts för att bestämma masterkurvorna

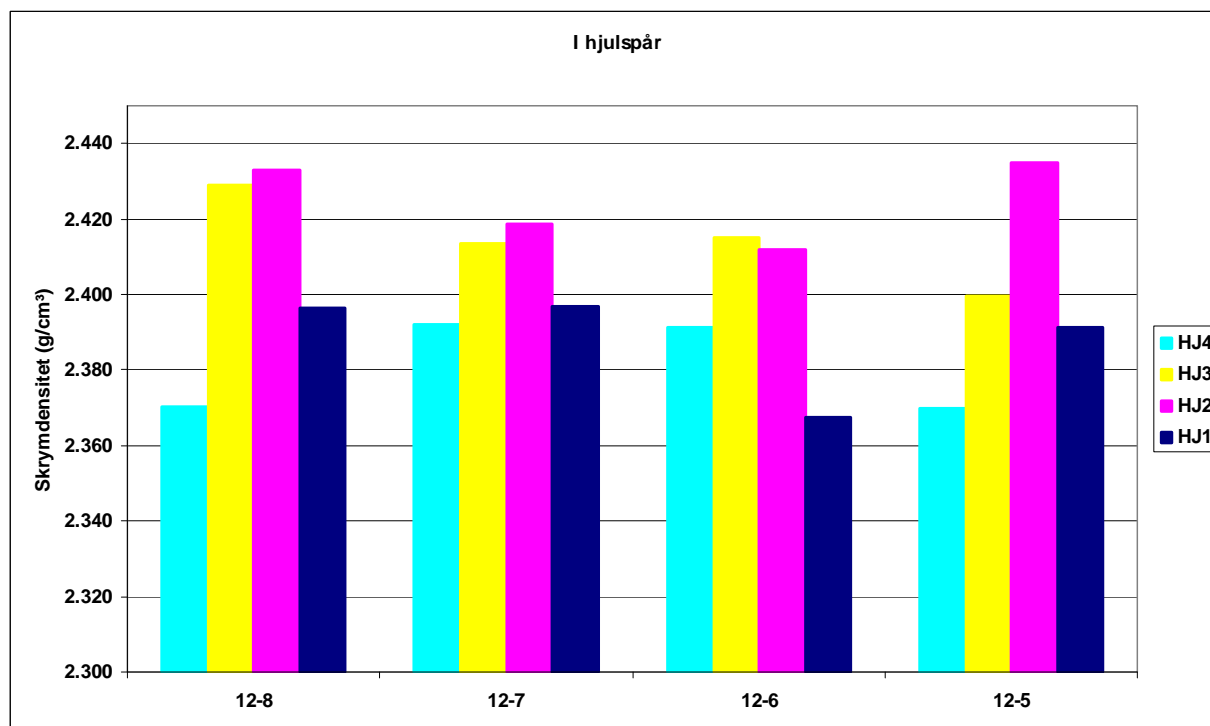
Märkning	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T4 (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	T-medel (mm)	D-medel (mm)
12-8_HJ-2	40.37	40.55	40.11	40.18	149.88	149.70	40.3	149.8
12-7_HJ-2	39.92	39.99	39.88	40.40	149.72	149.73	40.0	149.7
12-5_HJ-2	40.47	41.01	40.54	40.22	149.76	149.62	40.6	149.7
12-8_HJ-3	40.34	40.56	39.97	40.03	149.82	149.95	40.2	149.9
12-7_HJ-3	40.00	40.25	39.96	40.22	150.06	149.96	40.1	150.0
12-5_HJ-3	40.44	40.05	39.92	40.02	149.73	149.73	40.1	149.7
12-8_HJ-4	41.81	40.49	41.00	42.00	149.69	149.61	41.3	149.7
12-7_HJ-4	40.95	41.91	40.86	40.34	149.66	149.80	41.0	149.7
12-5_HJ-4	40.83	41.27	40.35	40.57	149.60	149.50	40.8	149.6
12-3_M-2	41.26	41.25	40.08	40.63	149.81	149.69	40.8	149.8
12-11_M-2	41.08	40.32	41.16	41.24	149.46	149.70	41.0	149.6
12-14_M-2	41.12	41.14	40.90	40.03	149.62	149.80	40.8	149.7
12-11_M-4	41.08	40.32	41.16	41.24	149.46	149.70	41.0	149.6
12-14_M-4	41.12	41.14	40.90	40.03	149.62	149.80	40.8	149.7
12-2_M-4	40.85	41.36	40.38	40.50	149.59	149.81	40.8	149.7

Tabell 2 Tjocklekar och diametrar för provkroppar som använts för att bestämma motståndskraften mot permanenta deformationer

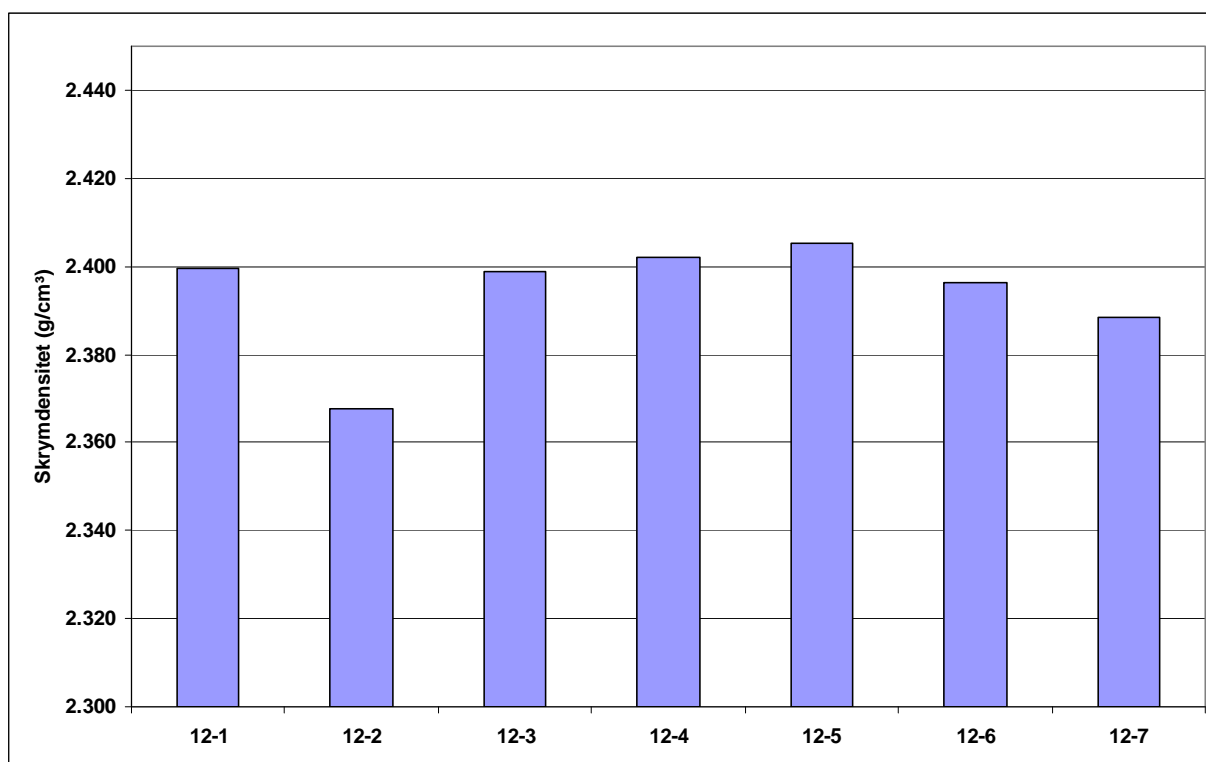
Märkning	T1 (mm)	T2 (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	T-medel (mm)	D-medel (mm)
12-1	149.67	149.33	98.91	99.10	99.35	98.98	98.97	98.83	149.5	99.0
12-2	148.87	148.88	99.15	99.01	99.10	99.22	99.17	99.18	148.9	99.1
12-3	148.91	149.36	99.10	98.99	99.24	99.14	99.30	99.11	149.1	99.1
12-4	150.28	150.45	99.10	99.06	99.15	99.14	99.05	99.11	150.4	99.1
12-5	149.08	149.19	98.83	99.05	98.88	98.87	98.70	98.85	149.1	98.9
12-6	148.85	149.10	98.87	98.83	98.78	99.14	99.08	99.31	149.0	99.0
12-7	148.76	148.81	98.93	98.85	98.91	98.85	99.28	99.14	148.8	99.0



Figur 3 Skrymdensiteter för provkroppar (Ø 150 mm x 40 mm) uppborrade mellan hjulspår.



Figur 4 Skrymdensiteter för provkroppar (Ø 150 mm x 40 mm) uppborrade i hjulspår



Figur 5 Skrymdensiteter för provkroppar (Ø 100 mm x 150 mm) använda för bestämning av motståndskraft mot permanenta deformationer.

I Tabell 3 till Tabell 7 redovisas dynamisk modul, fasvinkel och Poisson's tal för de testade beläggningarna. Värdena för Poisson's tal är i vissa fall inte rimliga och värdena bör därför användas med stor försiktighet. Värden över 0.50 bör förkastas helt.

Tabell 3 Dynamisk modul, fäsvinkel och Poisson´s tal för AG 22 i hjulspår lager 2 (HJ2) vid -10, 5, 20 och 35°C

Temp. (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fäsvinkel, ϕ (grader)		Poisson´s tal (-)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	20661	2316	7.7	0.99	0.30	0.07
	20	20426	2281	8.0	1.09	0.31	0.07
	10	19585	2173	8.8	1.19	0.31	0.07
	5	18747	2159	9.7	1.18	0.32	0.07
	2	17542	2109	11.1	1.38	0.33	0.07
	1	16547	2070	12.2	1.42	0.34	0.07
	0.5	15495	2050	13.3	1.50	0.34	0.08
	0.2	14105	1999	14.8	1.58	0.36	0.09
	0.1	13049	1930	16.0	1.67	0.37	0.09
5	0.01	9592	1563	20.0	1.76	0.41	0.10
	25	12364	1941	16.9	1.50	0.31	0.16
	20	12089	1935	17.6	1.56	0.33	0.16
	10	10960	1839	19.3	1.50	0.35	0.17
	5	9859	1752	21.0	1.48	0.37	0.18
	2	8385	1609	23.5	1.53	0.38	0.19
	1	7325	1476	25.3	1.59	0.39	0.20
	0.5	6278	1338	26.9	1.66	0.40	0.21
	0.2	4940	1180	29.0	1.88	0.41	0.23
20	0.1	3991	1000	30.4	1.92	0.39	0.23
	0.01	2120	588	33.1	2.64	0.46	0.33
	25	5304	1525	29.7	1.64	0.39	0.23
	20	5101	1640	30.3	2.05	0.39	0.26
	10	4219	1454	31.6	2.03	0.40	0.28
	5	3453	1196	32.7	1.93	0.41	0.29
	2	2574	889	34.1	1.93	0.43	0.31
	1	2040	682	34.4	2.07	0.44	0.33
	0.5	1610	506	35.2	2.38	0.46	0.33
35	0.2	1174	335	35.1	2.88	0.48	0.35
	0.1	946	256	34.1	3.37	0.50	0.36
	0.01	521	139	31.7	3.44	0.59	0.45
	25	1527	218	37.2	2.84	0.38	0.16
	20	1394	177	37.4	2.96	0.40	0.16
	10	1089	89	37.1	2.97	0.43	0.16
	5	860	43	36.7	2.94	0.46	0.16
	2	636	7	36.1	2.77	0.48	0.14
	1	519	31	35.3	2.72	0.49	0.12
35	0.5	433	39	34.4	2.12	0.51	0.09
	0.2	358	57	32.8	2.29	0.54	0.04
	0.1	341	78	31.7	2.44	0.61	0.01
	0.01	-	-	-	-	-	-

Tabell 4 Dynamisk modul, fasvinkel och Poisson´s tal för AG 22 i hjulspår lager 3 (HJ3) vid -10, 5, 20 och 35°C

Temp. (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)		Poisson´s tal (-)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	18429	1060	7.9	2.04	0.20	0.07
	20	18227	1067	7.8	1.93	0.20	0.06
	10	17610	1101	8.5	2.07	0.21	0.06
	5	16907	1091	9.4	2.10	0.21	0.06
	2	15878	1105	10.7	2.32	0.21	0.06
	1	14934	1019	11.8	2.35	0.21	0.06
	0.5	13936	925	12.8	2.37	0.21	0.06
	0.2	12522	834	14.1	2.39	0.19	0.04
	0.1	11462	964	15.2	2.40	0.18	0.03
5	0.01	8051	1438	19.6	2.48	0.16	0.06
	25	10991	2122	16.1	1.66	0.22	0.07
	20	10340	1856	16.7	1.62	0.21	0.08
	10	9174	1718	18.3	1.59	0.20	0.09
	5	8270	1610	20.0	1.59	0.21	0.10
	2	7272	1710	22.4	1.56	0.23	0.12
	1	6454	1603	24.1	1.47	0.25	0.11
	0.5	5633	1455	25.9	1.44	0.26	0.11
	0.2	4573	1217	28.0	1.28	0.27	0.10
20	0.1	3856	1057	29.5	1.27	0.28	0.10
	0.01	1919	750	33.6	1.84	0.30	0.10
	25	5001	1260	28.6	1.40	0.28	0.10
	20	4851	1489	29.4	1.26	0.29	0.13
	10	4172	1420	30.8	1.19	0.31	0.15
	5	3489	1285	32.4	1.23	0.32	0.16
	2	2646	1053	34.2	1.44	0.34	0.17
	1	2113	891	35.3	1.52	0.35	0.19
	0.5	1667	759	36.2	1.92	0.35	0.21
35	0.2	1223	623	36.5	2.43	0.37	0.25
	0.1	984	541	36.2	3.23	0.38	0.29
	0.01	577	439	33.7	4.43	0.49	0.51
	25	1570	316	38.4	2.15	0.32	0.03
	20	1405	320	38.5	2.35	0.33	0.03
	10	1092	301	38.2	2.52	0.34	0.01
	5	856	287	37.9	2.95	0.35	0.03
	2	634	266	37.3	3.16	0.35	0.09
	1	522	257	36.3	3.18	0.36	0.16
0.5	443	257	35.3	3.10	0.38	0.25	
0.2	378	270	33.2	3.35	0.40	0.40	
0.1	365	316	31.6	3.87	0.49	0.62	
0.01	-	-	-	-	-	-	

Tabell 5 Dynamisk modul, fasvinkel och Poisson´s tal för HABS 16 i hjulspår lager 4 (HJ4) vid -10, 5, 20 och 35°C

Temp. (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)		Poisson´s tal (-)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	18538	20	8.4	3.17	0.24	0.07
	20	18135	207	8.3	2.98	0.24	0.06
	10	17374	324	9.1	2.94	0.24	0.06
	5	16693	228	9.9	3.02	0.24	0.07
	2	15685	224	11.4	3.14	0.25	0.07
	1	14741	41	12.8	4.13	0.24	0.07
	0.5	14094	336	13.4	3.06	0.26	0.05
	0.2	12852	175	14.9	3.72	0.25	0.10
	0.1	11989	355	16.0	3.87	0.25	0.12
5	0.01	9031	485	21.0	4.42	0.27	0.13
	25	11976	72	16.9	3.17	0.31	0.05
	20	11599	122	17.5	3.60	0.30	0.05
	10	10557	6	19.2	3.88	0.31	0.06
	5	9603	25	21.1	4.33	0.33	0.07
	2	8383	372	23.6	4.46	0.35	0.04
	1	7261	449	25.6	4.67	0.35	0.02
	0.5	6281	346	27.4	5.17	0.36	0.03
	0.2	5093	175	29.8	5.31	0.37	0.04
20	0.1	4297	16	31.7	7.17	0.38	0.06
	0.01	2206	274	37.1	4.32	0.39	0.14
	25	5160	1016	31.2	6.02	0.28	0.24
	20	4747	960	32.0	6.76	0.24	0.25
	10	3950	850	33.9	7.05	0.24	0.27
	5	3254	791	35.6	7.10	0.24	0.29
	2	2442	691	37.8	6.56	0.24	0.31
	1	1956	635	39.1	5.46	0.25	0.35
	0.5	1600	515	39.9	4.70	0.26	0.35
35	0.2	1229	406	39.8	3.43	0.31	0.35
	0.1	992	418	39.4	2.42	0.31	0.42
	0.01	-	-	-	-	-	-
	25	1469	318	42.7	5.50	0.36	0.14
	20	1337	377	43.1	5.86	0.33	0.26
	10	1024	387	41.8	5.75	0.28	0.36
	5	791	359	40.0	4.13	0.26	0.44
	2	584	304	37.5	3.97	0.22	0.52
	1	473	238	35.6	6.59	0.21	0.58
0.5	392	199	36.5	2.43	0.24	0.65	
0.2	306	159	36.7	2.89	0.26	0.69	
0.1	261	138	38.1	3.18	0.30	0.73	
0.01	-	-	-	-	-	-	

Tabell 6 Dynamisk modul, fäsvinkel och Poisson´s tal för AG 22 mellan hjulspår lager 2 (M2) vid -10, 5, 20 och 35°C

Temp. (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fäsvinkel, ϕ (grader)		Poisson´s tal (-)	
		Medelvärde	Standardavvikelse	Medelvärde	Standardavvikelse	Medelvärde	Standardavvikelse
-10	25	19105	1251	8.1	1.54	0.23	0.02
	20	18867	1249	8.2	1.48	0.23	0.02
	10	18104	1274	8.9	1.38	0.23	0.02
	5	17378	1309	9.8	1.34	0.24	0.02
	2	16258	1356	11.1	1.49	0.25	0.02
	1	15325	1397	12.2	1.59	0.25	0.01
	0.5	14367	1414	13.3	1.67	0.25	0.01
	0.2	13150	1272	15.0	1.67	0.27	0.03
	0.1	12027	1425	15.7	1.56	0.27	0.02
5	0.01	8886	1445	19.7	1.63	0.28	0.02
	25	11579	899	16.3	1.16	0.27	0.02
	20	11341	854	16.9	1.23	0.27	0.03
	10	10405	864	18.5	1.23	0.29	0.03
	5	9414	864	20.0	1.24	0.30	0.04
	2	8054	846	22.2	1.27	0.31	0.05
	1	7189	837	23.9	1.38	0.33	0.05
	0.5	6263	818	25.6	1.43	0.34	0.05
	0.2	5026	777	27.8	1.75	0.31	0.10
20	0.1	4210	744	29.3	1.88	0.30	0.11
	0.01	2202	677	33.5	2.87	0.29	0.11
	25	5354	392	27.8	1.67	0.32	0.08
	20	5167	518	28.5	1.78	0.32	0.07
	10	4387	587	29.9	1.83	0.33	0.07
	5	3579	505	31.4	1.70	0.29	0.02
	2	2558	266	33.2	1.94	0.25	0.07
	1	2062	226	34.2	2.13	0.26	0.08
	0.5	1639	235	35.0	2.21	0.27	0.08
35	0.2	1189	222	35.7	2.32	0.27	0.10
	0.1	933	212	36.1	2.28	0.28	0.12
	0.01	459	131	35.6	5.65	0.29	0.13
	25	1625	391	36.2	1.44	0.39	0.04
	20	1458	557	36.5	1.47	0.35	0.04
	10	1117	507	36.8	1.35	0.33	0.07
	5	879	412	37.4	1.52	0.34	0.07
	2	652	298	38.0	2.22	0.37	0.07
	1	531	242	38.4	2.80	0.38	0.08
35	0.5	445	215	38.3	3.60	0.39	0.14
	0.2	362	182	37.2	3.91	0.39	0.20
	0.1	323	173	36.5	4.44	0.38	0.29
	0.01	-	-	-	-	-	-

Tabell 7 Dynamisk modul, fasvinkel och Poisson's tal för HABS 16 mellan hjulspår lager 4 (M4) vid -10, 5, 20 och 35°C

Temp. (°C)	Frekvens (Hz)	Dynamisk modul, E* (MPa)		Fasvinkel, ϕ (grader)		Poisson's tal (-)	
		Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse	Medelvärde	Standard- avvikelse
-10	25	19579	2599	8.6	1.52	0.17	0.12
	20	19331	2716	8.6	1.54	0.18	0.12
	10	18752	2663	9.3	1.68	0.19	0.13
	5	18048	2587	10.2	1.78	0.19	0.13
	2	17045	2534	11.7	1.94	0.20	0.14
	1	16170	2394	12.9	2.07	0.20	0.14
	0.5	15257	2283	14.1	2.13	0.21	0.14
	0.2	13954	2127	15.7	2.20	0.22	0.15
	0.1	12902	2006	17.0	2.22	0.23	0.15
	0.01	9433	1383	22.0	2.40	0.26	0.17
5	25	12111	1586	17.4	1.89	0.23	0.16
	20	11883	1552	17.9	1.92	0.23	0.16
	10	10865	1391	19.7	1.94	0.25	0.17
	5	9816	1214	21.6	2.03	0.26	0.17
	2	8377	981	24.5	2.18	0.28	0.18
	1	7318	858	26.7	2.28	0.29	0.18
	0.5	5798	1390	28.7	2.34	0.29	0.19
	0.2	4285	848	31.6	2.41	0.28	0.16
	0.1	3225	210	33.8	2.52	0.26	0.12
	0.01	1449	10	40.7	3.46	0.31	0.17
20	25	4722	351	31.7	3.24	0.36	0.09
	20	4526	355	32.4	3.44	0.38	0.07
	10	3661	345	34.6	3.48	0.36	0.12
	5	2953	354	36.8	3.70	0.32	0.10
	2	2035	214	39.7	4.17	0.30	0.10
	1	1542	145	41.3	4.14	0.29	0.10
	0.5	1173	76	42.3	4.30	0.30	0.09
	0.2	811	36	43.2	4.23	0.31	0.11
	0.1	629	21	43.0	4.10	0.31	0.11
	0.01	319	51	40.6	5.04	0.32	0.19
35	25	1067	106	43.0	1.57	0.43	0.10
	20	946	82	43.9	2.21	0.44	0.09
	10	711	40	43.8	2.59	0.45	0.09
	5	540	25	43.6	3.15	0.45	0.10
	2	386	25	42.7	3.77	0.45	0.13
	1	303	33	41.4	4.17	0.44	0.11
	0.5	250	52	40.6	3.92	0.41	0.07
	0.2	209	73	40.2	4.21	0.39	0.09
	0.1	193	73	38.4	5.46	0.44	0.09
	0.01	-	-	-	-	-	-

Regressionskonstanterna för Sigmoidal-funktionen samt skiftfunktionen (WLF) redovisas i Tabell 8. Med hjälp av dessa värden är det möjligt att beskriva masterkurvan matematiskt med en Sigmoidal-funktion.

Tabell 8 Regressionskonstanter för Sigmoidal-funktionen samt skiftfunktionen (WLF), ref. temp. 10°C

Beläggningstyp	δ	α	β	γ	C_1	C_2
AG22, HJ, lager 2	1.9009	2.5072	-0.9124	0.5034	-28.05	196.85
AG22, HJ, lager 3	1.5135	2.9011	-1.0291	0.4206	-26.03	183.80
HABS16, HJ, lager 4	1.5602	2.7718	-1.2114	0.5085	-27.21	190.55
AG22, M, lager 2	1.7192	2.6505	-1.0676	0.4858	-27.58	194.70
HABS16, M, lager 4	1.8537	2.4927	-0.9280	0.6277	-29.23	211.75

För att underlätta eventuella beräkningar med Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG) har även de dynamiska modulerna redovisats i enheten psi i Tabell 9 till Tabell 13. Anges dessa värden som indata i dimensioneringsprogrammet (M-E PDG) beräknas masterkurvan automatiskt för de aktuella beläggningstyperna.

Tabell 9 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), AG22 i hjulspår lager 2 (HJ2).

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	1892611	2247430	2400012	2718952	2840608	2996575
	40	578829	910593	1062339	1429971	1589639	1793179
	70	137186	233538	295881	500752	611943	769233
	100	49403	62754	75203	124733	157906	221449
	130	20340	25014	27845	37424	43407	53840

Tabell 10 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), AG22 i hjulspår lager 3 (HJ3).

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	1662430	2021246	2166060	2452092	2554175	2672839
	40	559277	817044	936126	1199482	1330516	1594038
	70	142667	241717	306441	506006	605155	725330
	100	52913	64295	75737	124159	158325	227644
	130	15314	20923	24344	35951	43176	55670

Tabell 11 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), HABS16 i hjulspår lager 4 (HJ4).

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	1738894	2044143	2137991	2421182	2519921	2688711
	40	623275	911007	1053137	1392861	1531205	1737018
	70	143857	232028	283730	472011	572866	748372
	100	37814	56830	68603	114757	148585	213123
	130	11747	15604	18038	26687	32337	42521

Tabell 12 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), AG22 mellan hjulspår lager 2 (M2).

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	1744350	2083826	2222655	2520536	2625755	2770959
	40	610586	908299	1042616	1365435	1509067	1679447
	70	135284	237672	299116	519059	636322	776585
	100	46892	64596	77082	127441	162077	235641
	130	16423	21279	24266	34540	41045	52483

Tabell 13 Dynamiska moduler (psi) för användning i Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-E PDG), HABS16 mellan hjulspår lager 4 (M4).

		Frekvens (Hz)					
		0.1	0.5	1	5	10	25
Temperatur (°F)	14	1871310	2212893	2345323	2617633	2719772	2839762
	40	467815	840945	1061335	1423683	1575894	1756508
	70	91284	170171	223634	428234	530912	684925
	100	28044	36277	43989	78304	103159	154726
	130	13906	16153	17568	22594	25895	31918

För att underlätta dimensionering med PMS Objekt eller annat likvärdigt linjärelastiskt program har även styvhetsmodulerna för beläggningstemperaturerna enligt ATB VÄG 2005 beräknats, se Tabell 14 till Tabell 18. Styvhetsmodulerna har beräknats med utgångspunkt från masterkurvan. För att relatera till FAS 454 (bestämning av styvhetsmodul) har frekvensen 10 Hz använts. Frekvens motsvarar en belastningstid på 0.1 sekunder, vilket också är den belastningstid som används i FAS 454. Styvhetsmodulerna har ej ålderskorrigerats eftersom beläggningen som testats har borrats upp ifrån en ca 12 år gammal väg.

Tabell 14 Styvhetsmoduler (MPa) för AG22 i hjulspår lager 2 (HJ2) vid beläggningstemperaturer enligt ATB VÄG

Styvhetsmodul (ej ålderskorrigerad)	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	15300	15300	16300	17100	18100
Tjällossningsvinter	13600	13600			
Tjällossning	13600	12800	11500	10300	9700
Senvår	11800	12400			
Sommar	4000	4300	4900	4600	5200
Höst	10000	11900	11900	11900	12200

Tabell 15 Styvhetsmoduler (MPa) för AG22 i hjulspår lager 3 (HJ3) vid beläggningstemperaturer enligt ATB VÄG

Styvhetsmodul (ej ålderskorrigerad)	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	13400	13400	14300	15100	16100
Tjällossningsvinter	11800	11800			
Tjällossning	11800	11100	10000	9000	8500
Senvår	10200	10800			
Sommar	3700	4000	4500	4200	4800
Höst	8800	10300	10300	10300	10600

Tabell 16 Styvhetsmoduler (MPa) för HABS16 i hjulspår lager 4 (HJ4) vid beläggningstemperaturer enligt ATB VÄG

Styvhetsmodul (ej ålderskorrigerad)	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	14100	14100	14800	15400	16200
Tjällossningsvinter	12700	12700			
Tjällossning	12700	12000	10900	9900	9400
Senvår	11200	11700			
Sommar	4100	4400	5000	4700	5300
Höst	9700	11300	11300	11300	11600

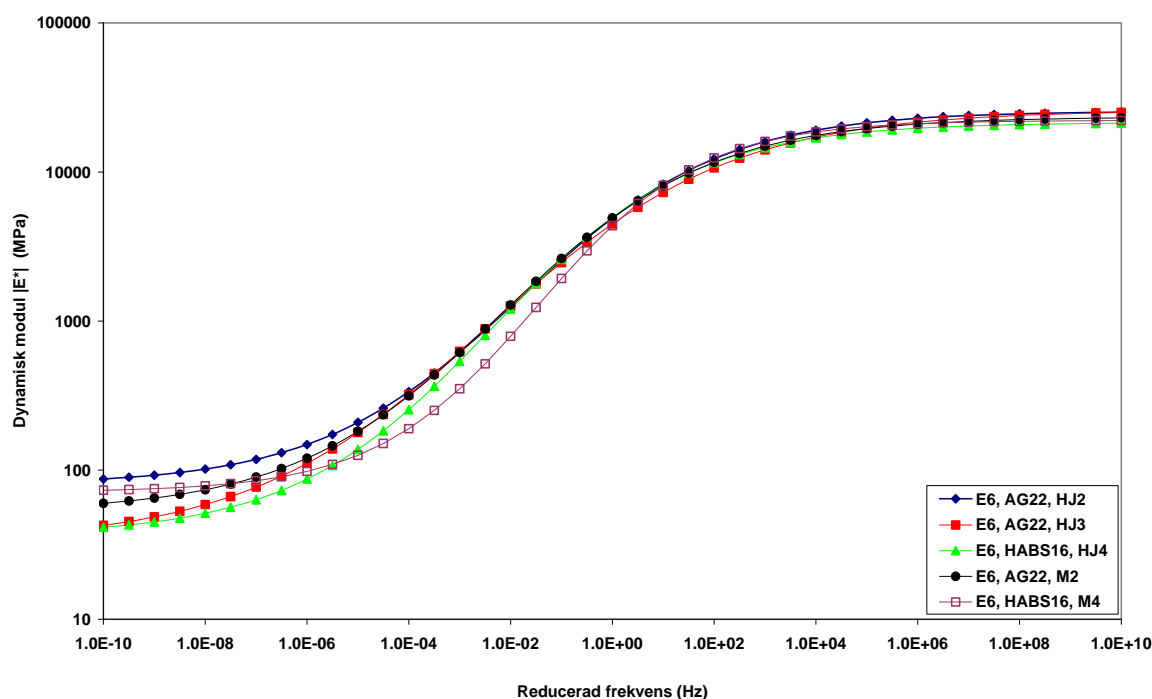
Tabell 17 Styvhetsmoduler (MPa) för AG22 mellan hjulspår lager 2 (M2) vid beläggningstemperaturer enligt ATB VÄG

Styvhetsmodul (ej ålderskorrigerad)	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	14300	14300	15100	15800	16700
Tjällossningsvinter	12800	12800			
Tjällossning	12800	12100	10900	9800	9300
Senvår	11200	11700			
Sommar	4100	4400	5000	4600	5300
Höst	9600	11300	11300	11300	11600

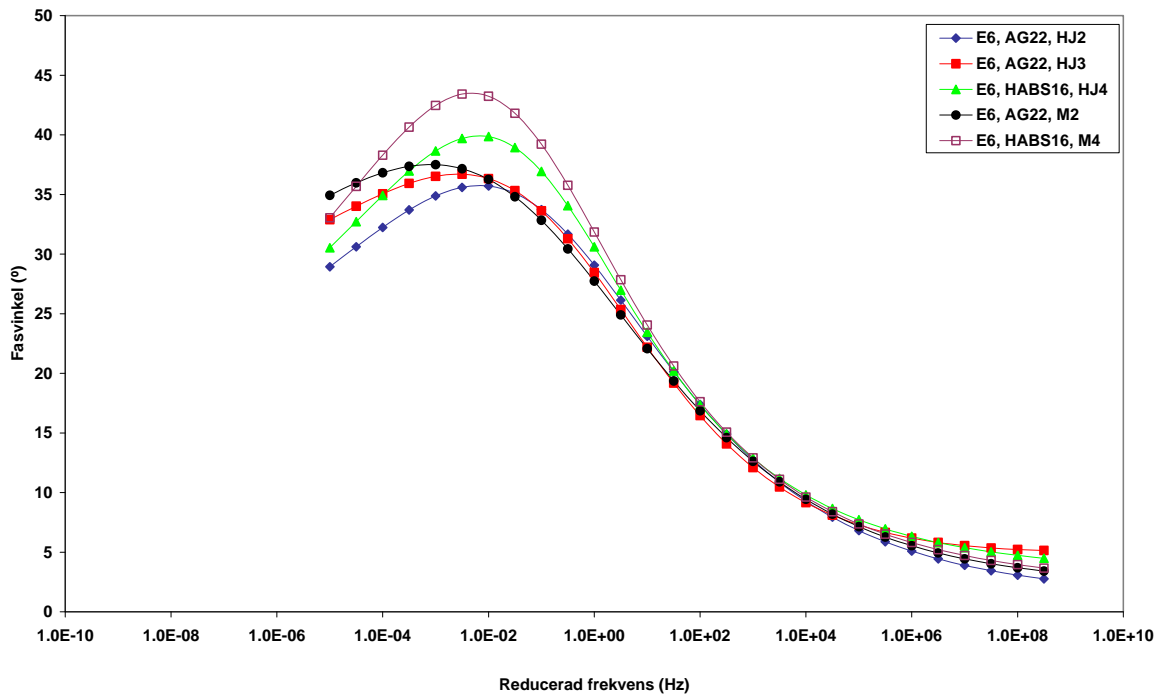
Tabell 18 Styvhetsmoduler (MPa) för HABS16 mellan hjulspår lager 4 (M4) vid beläggningstemperaturer enligt ATB VÄG

Styvhetsmodul (ej ålderskorrigerad)	Klimatzon				
	1	2	3	4	5
Vinter	15200	15200	16100	16700	17600
Tjällossningsvinter	13600	13600			
Tjällossning	13600	12800	11500	10300	9700
Senvår	11800	12400			
Sommar	3500	3900	4500	4100	4800
Höst	10000	11900	11900	11900	12300

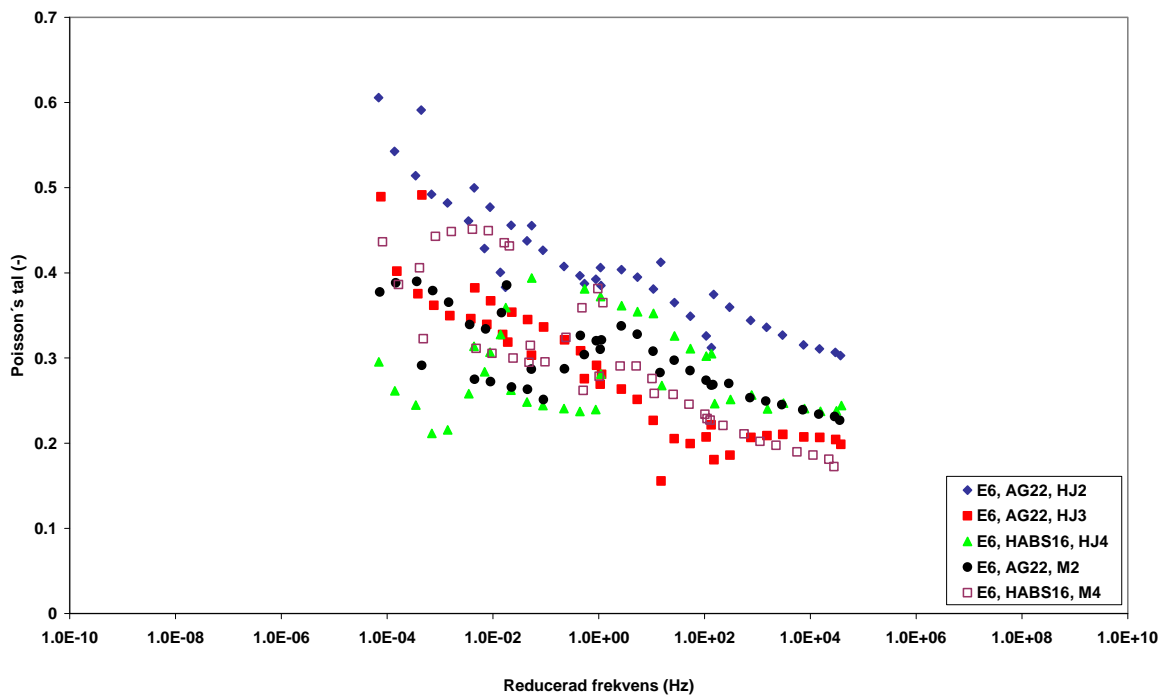
I Figur 6 till Figur 8 redovisas data grafiskt. Från graferna framgår det att skillnaden mellan masterkurvorna är marginell. Endast slitlagerbeläggningen uppborrad mellan hjulspår (E6, HABS16, M4) avviker något från de övriga masterkurvorna. Data för Poisson's tal uppvisar relativt stora spridningar och bör därför användas med försiktighet. Någon bra förklaring till de stora spridningarna i resultaten har inte hittats.



Figur 6 Masterkurvor för dynamisk modul $|E^*|$ (referenstemperatur 10°C)



Figur 7 Masterkurvor för fasvinkeln ϕ (referenstemperatur 10°C)



Figur 8 Masterkurvor för Poisson's tal (referenstemperatur 10°C)

Triaxial Cyclic Compression Test (TCCT), testmetod B enligt SS-EN 12697-25:2005

För att utvärdera beläggningarnas motståndskraft mot permanenta deformationer kördes cykliska triaxialförsök (TCCT) vid tre temperaturer (10°C, 25°C och 40°C). Normalt brukar endast en temperatur, 40°C, användas men i detta projekt efterfrågade även data för lägre temperaturer. Resultaten från försöken redovisas i Figur 9 och Figur 10.

Vid varje temperatur testades minst två provkroppar. Data utvärderades genom att anpassa ekvation (1) till mätdata från samtliga temperaturer. Modellen kan beskrivas enligt ekvation (1).

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = a_1 T^{a_2} N^{a_3} \quad (1)$$

där:

ε_p = ackumulerad plastisk töjning vid N lastrepetitioner (μ strain)

ε_r = resilient töjning i asfaltbeläggningen som funktion av sammansättning, temperatur, belastningstid etc. (μ strain)

T = temperatur (°C)

N = antal lastrepetitioner

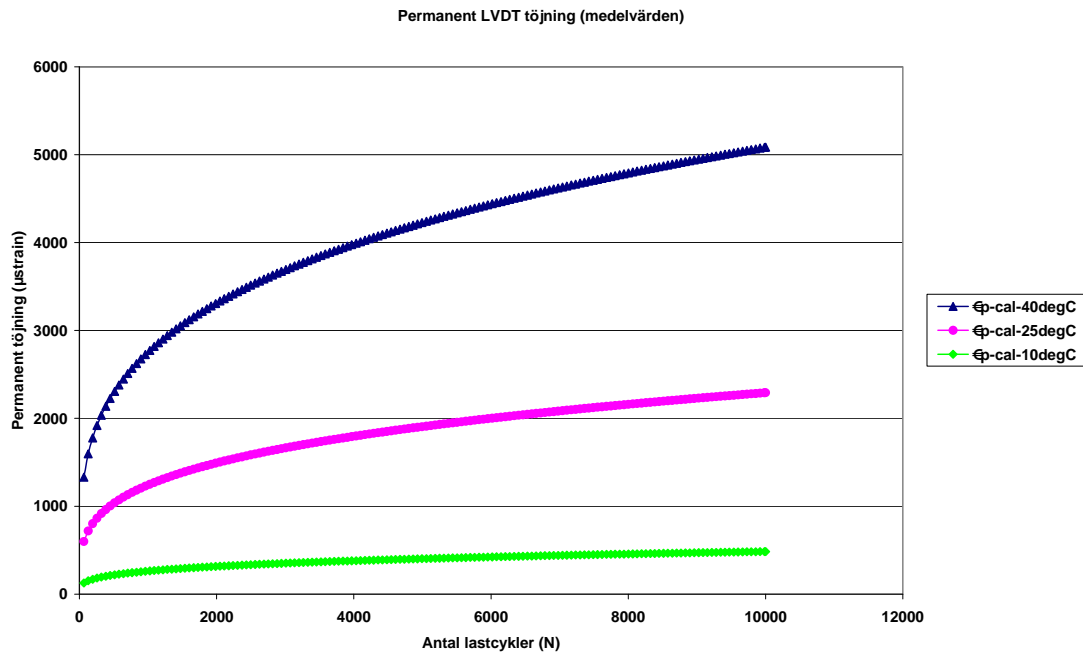
a_1 a_2 a_3 = regressionskonstanter

Med hjälp av SOLVER-funktionen i EXCEL minimerade felet mellan uppmätta och beräknade permanenta töjningar genom att variera regressionskonstanterna a_1 , a_2 och a_3 tills god passning erhöles. De beräknade regressionskonstanterna redovisas i Tabell 19.

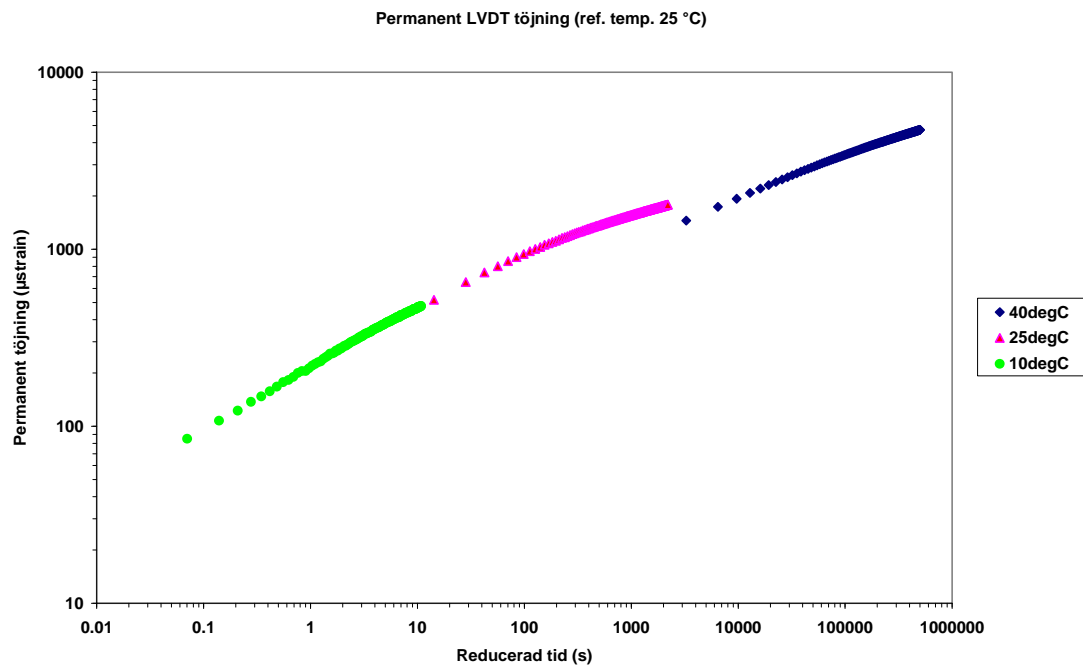
Som en extra kontroll plottades även permanent töjning mot reducerad tid. Genom att använda samma skiffunktion som användes för att skapa masterkurvan är det även möjligt att skifta data från TCCT-försöken utförda vid olika temperaturer så att en ”masterkurva” erhålls.

Tabell 19 Regressionskonstanter för modellering av permanenta deformationer med M-E PDG-modellen

Beläggningstyp	a_1	a_2	a_3
E6, AG22	0.840	1.696	0.266



Figur 9 Permanent deformation som funktion av temperatur och antal lastcykler för AG22 (medelvärden av 2 provkroppar)



Figur 10 Permanent deformation som funktion av reducerad tid för AG22 (medelvärden av 2 provkroppar, ref. temp. 25°C)

Referenser

ATB-VÄG 2005 – “Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktion – ATB VÄG 2005”, Vägverkets publikation 2005:112.

FAS - FAS Metoder, - “Metodbeskrivningar för provning av stenmaterial, bituminösa bindemedel, asfaltbeläggningar och massa”, Föreningen för asfaltbeläggningar i Sverige (FAS), 1998.

Huang (1993) - Huang, Yang H., “Pavement Analysis and Design”, University of Kentucky, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993, ISBN 0-13-655275-7.

Kim. et al. (2004) ”Dynamic Modulus Testing of Asphalt Concrete in Indirect Tension Mode”, Submitted for presentation at the 2004 TRB Annual Meeting and Publication in the Research Record: Journal of the Transportation Research Board.

ME-PDG (2007) – “NCHRP Mechanistic Empirical Pavement Design Guide Software - Release 1.0, 24 Maj 2007”.

Nilsson, B.R. (2003) – ”Fatigue of Asphalt Mixes – Theory of Viscoelasticity and Continuum Damage Mechanics Applied to Uniaxial Fatigue Data from Laboratory Tests”, Doctoral Thesis, Lund University, Department of Technology and Society, Lund Institute of Technology, Box 112, 222 00 Lund Sweden, 2003.

Nilsson, B.R. (2005) – “Applicering av en viskoelastoplastisk materialmodell på svenska beläggningstyper”, Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Teknik Väg & Asfalt, Box 9044, 200 39 Malmö, SBUF-projekt ID: 11485, juli 2005 (på svenska).

SS-EN 12697-26:2004 – ”Vägmateriel – Asfaltmassor – Provningsmetoder för varmblandad asfalt – Del 26: Styvhet”, Utgåva 1, Fastställd 2004-08-13.

SS-EN 13108-20:2006 – ”Vägmateriel – Asfaltmassor – Materialspecifikationer – Del 20: Typprovning”, Utgåva 1, Fastställd 2006-01-27.

SS-EN 12697-25:2005 – ”Vägmateriel – Asfaltmassor – Provningsmetoder för varmblandad asfalt – Del 25: Pulserande kryptest”, Utgåva 1, Fastställd 2005-04-29.

Ullidtz (1998) – “Modelling Flexible Pavement Response and Performance”, Polyteknisk Forlag, Copenhagen, 1998.

Malmö 2008-10-10

.....
Katarina Ekblad
Laboratoriechef

.....
Richard Nilsson
Teknologie doktor

Skanska Sverige AB
Skanska Teknik
Väg och Asfalt – VTC Syd, Malmö
Box 9044

200 39 MALMÖ

Tel. 040 - 14 40 00

Fax. 040 - 14 49 95

