

ÖPPNA ÖVERBYGGNADER OCH DRÄNERANDE BÄRLAGER



Provväg BORREBACKEVÄGEN MALMÖ 1991 - 1994



GATUKONTORET MALMÖ

Thomas Wahlman



Fredrik Stahle
NCC produktionsanläggningar

Titel

Öppen överbyggnad och dränerande bärlager.

Undertitel

Provväg Borrebackevägen 1991-1994 Malmö.

Författare

Thomas Wahlman

Fredrik Stahle

Referat

En öppen vägöverbyggnad som tillåter ytvatten att infiltrera i vägkroppen är lämpligt även för gator och vägar med trafik över 1000 fordon/ÅMD.

Syfte med denna studie har varit att i full skala anlägga och utvärdera den öppna vägkonstruktionens bärighet för att få underlag till dimensionering med hänsyn till trafik och klimat. Den öppna överbyggnaden består av dränerande asfalt både i slitlager och i det bundna bärlagret samt ett makadamlager med cirka 35-40 volymprocent hålrum.

Tre försöksträckor, varav en referens med vanlig tät vägöverbyggnad, har anlagts 1991 på Borrebackevägen i Malmö. Sträckorna har instrumenterats med temperatur-, töjnings och tryckgivare för utvärdering av halkkänslighet respektive bärighet.

I rapporten redovisas resultaten från denna uppföljning under åren 1991-1994 av försöksträckorna med bärighetsstudier, bedömning av halkkänslighet, produktionserfarenheter.

Anslagsgivare

SBUF projekt 0115. BFR experimentstöd 901035-0

Keywords

Porous pavement. Drainage asphalt. Bearing capacity. Long term pavement performance. Porous macadam. Back-calculation.

1995-03-15 59s

FÖRORD

I denna rapport redovisas ett projekt utfört av NCC Produktionsanläggningar och Malmö Gatukontor. Arbetet har delfinansierats av BFR och SBUF samt med bidrag av medverkande parter. Under projektets gång har vi fått värdefulla synpunkter från en referensgrupp bestående av Per Fagergren, Vägverket, Bertil Westerdahl vd Ballast Syd AB och Åke Sandin, Kommunförbundet. I projektet har engagerats de tekniska högskolorna både i Köpenhamn (DTU), tekn dr Per Ullidtz och i Lund (LTH).

Denna rapport är en sammanfattande huvudrapport för projektet. I ett antal delrapporter redovisas byggerfarenheter, bärighetsstudier och temperaturstudier. Dessa delstudier finns kommenterade och redovisade i korthet i denna rapport.

Vi ber att få tacka BFR och SBUF, finansiärer samt övriga medverkande för deras bidrag till denna studie.

Fredrik Stahle
NCC Produktionsanläggningar

Thomas Wahlman
Gatukontoret Malmö

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

SAMMANFATTNING	5
1. BAKGRUND	6
2. SYFTE	9
3. GENOMFÖRANDE	10
3.1 Uppläggning av försök och utförda studier	10
3.2 Beskrivning av vägobjekt och försökssträckor	10
3.3 Utprovning av makadam till den öppna överbyggnaden	13
3.4 Utprovning av asfaltbärlager av stenskelettyp	14
4. BYGGERFARENHETER	17
4.1 Byggrapport	17
4.2 Terrassen	17
4.3 Makadamlagret i sträcka III	17
4.5 Asfaltbärlager av stenskelettyp	20
4.6 Dränerande slitlager	21
4.7 Nedsmutsning	22
4.8 Övriga asfaltlager	23
4.9 Obundet bärlager i sträcka I och II	25
4.10 Förstärkningslager i sträcka I och sträcka II	25
5 KOMPLETTERANDE MÄTNINGAR	27
5.1 Skadekartering	27
5.2 Vatten i vägkroppen	27
5.3 Trafikmätningar	28
6 TEMPERATURSTUDIER	30

	4
7. VÄRDERING AV BÄRIGHET OCH FUNKTION	26
7.1 Uppläggnig av bärighetsstudier	26
7.2 Installerade mätagivare	27
7.3 Beräknade E-moduler	28
7.4 Spänningar och töjningar	33
7.5 Permanenta deformationer	38
7.6 Bedömd bärighet	39
8. SPÅR OCH JÄMNHETSMÄTNINGAR	42
8.1 Utförda mätningar	42
8.2 Sammanfattande resultat från spår- och ojämnhetsmätningar	42
8.3 Slutsatser från vägytemätningarna	45
9 SLUTSATSER	46
FORTSATTA STUDIER	47
REFERENSER	48

Sammanfattning

Denna studie har gjorts i syfte att bedöma lämpligheten av att använda sköppen överbyggnad även på gator och vägar med större trafikmängd. Den öppna överbyggnaden som studerats består av dränerande asfalt både i slitlager och i det bundna bärlaget samt ett makadamlager med cirka 35-40 volymprocent hålrum. Speciellt har i detta projekt studerats funktionen av ett dränerande asfaltbundet bärlager, kallat Viacobase. Den öppna överbyggnaden används främst för att låta dagvatten passera genom vägytan med vägkroppen bli som magasin för att på så vis förenkla omhändertagandet av dagvatten.

Projektet har omfattat anläggande av tre provsträckor på Borrebackevägen i Malmö för uppföljning av skador, halkkänslighet, bärighet och produktionserfarenheter. Sträcka I är referens med vanlig tät grusbitumenöverbyggnad enligt BYA84. Sträcka II är vanlig grusbitumenöverbyggnad men med Viacobase som bärlager och sträcka III är öppen överbyggnad. Sträckorna är cirka 150 meter långa och har instrumenterats med tryck- och töjningsgivare samt temperaturgivare.

Bärighetstudierna har utförts av Per Ullidtz vid Danmarks Tekniska Universitet. Dessa har bestått av körförsök med lastbil på de instrumenterade sträckorna med samtidig avläsning av resulterande påkänningar i vägkroppen. Vidare har fallviktsbelastningar utförts. Under projekttiden har 7 mätserier utförts vid olika säsonger. För de ingående materialen i respektive sträcka har E-moduler beräknats genom sk back-calculation med linjär-elastiska och non-linjära metoder.

Utifrån de beräknade E-modulerna har bärigheten, dvs livslängden, beräknats för respektive sträcka. Den öppna överbyggnaden har betydligt högre bärighet än referensöverbyggnaden. Detta innebär att den öppna vägöverbyggnaden kan göras tunnare utan att bärigheten försämras.

Makadambärlaget till den öppna överbyggnaden bör utföras i minst två lager med olika kornfördelning för att erhålla tillräcklig stabilitet och jämn yta. Detta visar erfarenheter från detta projekt. Sammansättningen av stenmaterialet till makadamen bör utprovas med fältförsök för att få rätt sammansättning.

Studierna av temperatur i vägkroppen och i vägytan antyder att den öppna vägkonstruktionen inte är mer halkbenägen än motsvarande täta vägtyp. Däremot skiljer sig avkylning och uppvärmning åt för de två vägtyperna vilket innebär att det kan vara halka på den ena vägtypen när det fortfarande är varmt på den andra. Skillnaden är dock liten.

Den öppna vägöverbyggnaden har visat sig lämplig även på gator och vägar med trafikvolym över 1000 fordon/ÅDT.

Den öppna vägtypen kan användas för sk lokalt omhändertagande av dagvatten. Andra studier visar att konstruktionen också har mycket goda bullerreducerande egenskaper. Denna vägtyp kan därför vara lämplig att använda där man eftersträvar en god trafikmiljö.

1. BAKGRUND

Vägar byggs normalt med diken eller brunnar för att ta hand om ytvatten och dränera vägkonstruktionen. Under senare år har alternativa sätt att avleda detta dagvatten använts framförallt i tätbebyggda områden. I en studie vid LTH har visats att kostnaden för dagvattenavledning är cirka 25-40% av totala anläggningskostnaden (1). Om man istället använder vägkroppen som magasin för dagvattnet kan byggkostnaden minska och även belastningen på dagvattenledningar och recipient minska. Denna typ av öppna vägkropp, här kallad öppen överbyggnad har hittills använts till parkeringsplaster, gc-banor och i bostadsområden. Endast i mindre omfattning har den öppna överbyggnaden använts till vägar och då enbart på lågtrafikerade vägar.

Iden bakom den öppna överbyggnaden är att låta dagvatten passera genom vägytan ner till ett magasin i vägkroppen. Detta magasin är samtidigt vägkonstruktionens bär- och förstärknings-lager. Magasinet i vägkroppen samlar nedträngt vatten och avleder detta till ett sekundärt dagvattensystem eller avrinner direkt ner till under- eller intilliggande mark. Det som varit dimensionerande för öppna överbyggnader har inte varit trafiklasten utan istället den vattenmängd som behöver omhändertas.

Den andra egenskapen som erhålles med en öppenöverbyggnad är en god bullerreduktion. Med ett slitlager av dränerande typ fås en dämpning av bullernivån på 2-3 dB(A) längs med en väg. I ett samnordiskt projekt har VTI visat på denna effekt (2). Erfarenheter från Frankrike visar att dämpningen blir ytterligare några decibel högre om beläggningen läggs i tjockare lager upp till 8 cm (3). Reduktionen av buller kan bli upp till 6-8 dB(A) om det finns öppna kommunicerade hålrum genom vägkroppen så att buller absorberas istället för att bilda resonans och förstärkas under fordonet enligt studier vid Universitetet i Karlsruhe (4). Överbyggnaden ska i så fall konstrueras med ökande hålrum på djupet för varje lager.

Denna typ av överbyggnad är därför intressant att använda även på gator och vägar med större trafik bl a för dess goda egenskaper vad gäller vattenavledning och bullerdämpning.

Den typ av konstruktion som tidigare använts till öppna överbyggnader, kallad *enhetsöverbyggnad*, har bestått av ett enhetligt lager av makadam och ett slitlager av dränasfalt. Kornkurvan för makadamen har varit jämnt fördelad över kornstorlekarna med mycket lite material under 2-4 mm. Den största stenstorleken har normalt varit från 80 upp till 120 mm. Hålrummet i det magasin som detta makadamlager bildar är normalt 35-40 volymprocent, dvs tillräckligt stort för att förhindra igensättning p.g.a. nedträngande partiklar (1).

Slitlagret, bestående av dränerande asfaltbetong, har normalt varit med tillsats av fibrer eller polymer för att erhålla en god sammanhållning av beläggningen och hög bindemedelshalt.

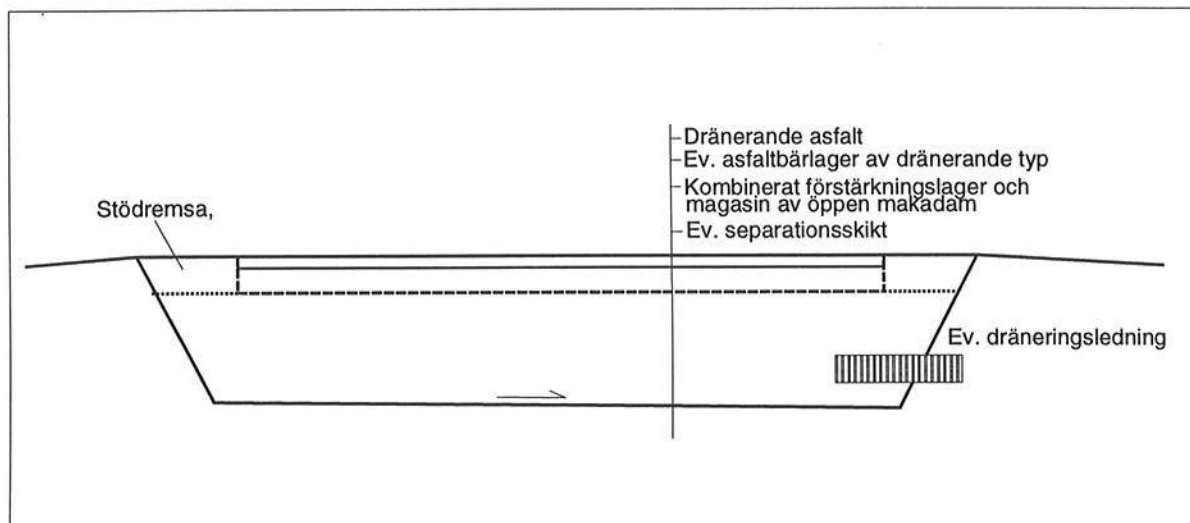
Hålrumshalten brukar vara mellan 15-25 volymprocent. Slitlagret har lagts i tjocklekar mellan 3-6 cm beroende på vilken trafik ytan ska bära.

I en tidigare studie vid Lunds Tekniska Högskola har speciellt risken för förorening av underliggande mark studerats (1). Denna visade att merparten av föroreningarna stannade i vägkroppen. Även en viss rening av påfört dagvatten kunde påvisas. Miljöeffekterna av den öppna vägkonstruktion avseende på dagvatten och nedsmutsning har därför bedömts som positiva. I en litteraturstudie från VTI nämns också denna renande förmåga hos ett makadammagasin att rena dagvatten som intressant för att minska miljöbelastningen (12).

När den öppna överbyggnaden ska användas på tyngre trafikerade gator och vägar behövs ett bundet bärlager av asfalt. I Sverige, som i andra länder, används normalt ett asfaltbundet bärlager som tar upp och fördelar det mesta av lasten på vägytan. Denna typ av bärlager är ej vattengenomsläppligt utan tvärtemot väldigt känsligt för vatten. Till den öppna överbyggnaden behövs därför ett asfaltbundet bärlager som är öppet och som tål att vatten passerar igenom det utan att skadas.

En typ av asfaltbundet bärlager som börjat användas som alternativ till vanlig AG är sk asfalt av stenskeletttyp med största stenstorlek 25 eller 32 mm. Denna typ har bl a tagits fram av NCC och används framförallt när man önskar ett bärlager som motstår deformation och formförändringar p.g.a. instabilitet som kan uppträda hos vanlig AG. I kommunerna används den t ex vid busshållplatser och i retardationsfälten framför signalreglerade korsningar. Fortfarande är denna typ av asfaltbundet bärlager under utveckling. I och med att stenskelettet bygger på i huvudsak en dominerande (grov) fraktion med mycket liten finmaterialhalt kan denna asfalt både göras tät och öppen. Vid vanliga täta vägöverbyggnader används t ex ett hålrum på 3 volymprocent. Om man den ska göras öppen kan hålrummet ökas till över 20% utan att bindemedelshalten behöver förändras. Det gör att ett sådant typ asfalt kan användas som bärlager i den öppna överbyggnaden.

I södra Sverige används vanligen överbyggnader med grusmaterial (t ex GBÖ) (5). Längre norrut i landet används mer frekvent vägar med bergkross som bärlager till sk bergbitumen-överbyggnad (BBÖ). Uppbyggnaden av BBÖ liknar den öppna överbyggnadens men är till skillnad mot denna tät och med vanlig AG som bärlager. VTI har gjort uppföljningsstudier av ett antal observationsträckor med BBÖ eftersom denna ofta fick tidiga bärighetsskador (6). Enligt VTI's studier skulle makadamen (bergkrosset) göras tätare och med ett tjockare AG-lager för att erhålla fullgod bärighet.



Figur 1.1 Principutformning av öppen överbyggnad.

Ett problem som varit vanligt med öppna vägkonstruktioner är svårigheten att få tillräcklig stabilitet i makadamlagret så att det kan trafikeras under utläggning av byggtrafik och vid asfaltarbetena (1). Ett annat är den igensättning som sker av de öppna porerna i slitlagret p.g.a. nedsmutsning från trafik och omgivning. Igensättning på lågtrafikerade ytor på öppet underlag är lättare att rensa än när dränasfalt ligger som slitlager på tätt underlag som på t ex motorvägar. På de sistnämnda beror igenkänningen i huvudsak p.g.a. slitage från däck och asfalt. Studier vid LTH har visat att det finns en självrensande förmåga hos den öppna överbyggnaden och att svårare igensättning kan rensas med högtryckspolning (1), (10).

Den typen av makadam som behövs till den öppna överbyggnaden ska istället vara mycket öppen och har hittills inte använts i väg. Erfarenheterna av hur väggroppen ska dimensioneras med hänsyn till trafiklasten är därför liten. Vad som är intressant är också hur den underliggande markens bärförmåga påverkas när vatten tillförs året om istället för som under tät väg med torrare och våtare säsongsvariationer.

Det projekt som redovisas i denna rapport har därför koncentrerats på den öppna överbyggnadens bärande egenskaper.

2. SYFTE

Syftet med denna studie har varit att studera bärighetsegenskaper hos en öppen vägöverbyggnad med asfaltbundet dränerande bärlager för att erhålla underlag till dimensionering av väggroppen m h t trafik och klimat

Vidare skulle erfarenheter insamlas från byggande av denna överbyggnadstyp framförallt avseende utförande och sammansättning av makadamlagret och funktionen hos det dränerande asfaltbundna bärlagret.

Utöver dessa huvudsyften har även speciella egenskaper som vattengenomsläpplighet och halkkänslighet studerats.

3. GENOMFÖRANDE

3.1 Uppläggning av försök och utförda studier

Projektet har bestått i byggande av en väg med öppen överbyggnad och med dränerande asfaltbärlager och som följts upp med studier under 3 års tid av bärighet, skador och vägytetemperatur.

Vid provvägsförsök av den här typen brukar man normalt följa skadeutveckling under minst 5 år för att bedöma vägens funktion. I detta projekt har istället en metod prövats för snabbare utvärdering. Denna metod innebär att vägkroppen instrumenteras med mätinstrument för avläsning av påkänningar, dvs hur lasten från vägytan fördelas, på olika nivåer i överbyggnaden. I metoden ingår också fallviktsmätningar för beräkning av materialens deformationsegenskaper, dvs E-värden. Dessa E-värden används sedan för beräkning av vägens livslängd.

Följande studier har gjorts under projektiden:

- uppföljning av själva byggandet av öppen överbyggnad
- utprovning av makadamsammansättning
- fullskalebelastning med lastbil och fallvikt och samtidigt mätning av påkänning i vägkropp
- teoretiska beräkningar av spänningar, töjningar, E-värden samt bärighet utifrån fullskalebelastningarna
- okulära besiktningar med skadekartering
- mätning av vattengenomsläpplighet
- försök med renspolning
- mätning av vägytetemperatur och vägkroppstemperatur
- mätning av vatteninnehåll i vägkropp och undergrund vid 2 tillfällen
- försök med renspolning
- laboratoriestudier av Viacobase
- jämnhets- och spårsmätning med laserbil

Detta fullskaleförsök har omfattat 3 olika försöksträckor med instrumentering för bärighet-, temperatur- och vattenmätningar. Avsikten med de tre sträckorna var att erhålla så lika förutsättningar som möjligt m h t trafikbelastning, lokalklimat och undergrundsförhållanden så att relevanta jämförelser kunde utföras. Sträckorna har valts så att en jämförelse också ska kunna göras med de långtidsuppföljning av provvägar som pågår inom det s k SHRP-programmet.

3.2 Beskrivning av vägobjekt och försökssträckor

Den aktuella vägsträckan har valts i samarbete med Malmö gatukontor. Vägprojektet innebar en delvis ombyggnad och breddning av befintlig väg samt byggande av en förbifart vid Käglinge strax söder om Malmö. Den öppna överbyggnaden är utförd i hela vägens längd, från sektion 0/000 -2/840. På en sträcka där en helt ny väg skulle byggas valdes tre delsträckor ut som skulle användas för uppföljning och försök inom denna studie.

De tre delsträckorna valdes så att de skulle utsättas för lika belastningar och med samma grundförhållanden. Längden på uppföljningssträckorna var cirka 150 meter. Tjockleken på överbyggnaderna i de tre delsträckorna är 800 mm, vilket motsvarar dimensionering enligt BYA-84 för aktuell trafik, klimat och undergrund. Enligt den geotekniska undersökningen består marken vid provsträckorna av sandig till siltig lermorän.

Den första sträckan (sträcka I sektion 3/000-3/160) utgjorde referens med en vanlig grusbitumenöverbyggnad enligt BYA-84 (7). Den andra sträckan (sträcka II, sektion 2/840-3/000) var också en grusbitumenöverbyggnad men med ett asfaltbundet bärlager av stenskelettyp, Viacobase, i samma tjocklek som AG-lagret i delsträcka I. Den tredje delsträckan (sträcka III, sektion 2/680-2/840) var den öppna överbyggnaden.

Vägen var ursprungligen projekterad som en grusbitumenöverbyggnad med normal avvattning via diken. Beslutet att ändra till öppen överbyggnad togs i ett sent skede strax innan upphandling vilken innebar att den ursprungliga tvärsektionen bibehölls trots att den inte skulle behövas med den öppna vägöverbyggnaden

Den öppna överbyggnaden dimensionerades med en sammansättning enligt tabell 3.1. Som framgår av tabellen valdes samma tjocklek som för referensen i sträcka I.

Sträcka I: Referens		
Grusbitumenöverbyggnad		
Lager	Material	Tjocklek
Slitlager	HAB12t	3.5 cm
Bundet bärlager	AG25	9.5 cm
Obundet bärlager	Makadam 0-40	12 cm
Förstärkningslager	Makadam 0-100	55 cm

Sträcka II:		
Grusbitumenöverbyggnad där Viacobase ersatt AG25		
Lager	Material	Tjocklek
Slitlager	HAB12t	3.5 cm
Bundet bärlager	Viacobase25	9.5 cm
Obundet bärlager	Makadam 0-40	12 cm
Förstärkningslager	Makadam 0-100	55 cm

Sträcka III:		
Öppen överbyggnad		
Lager	Material	Tjocklek
Slitlager	Viacodrån 12	3.5 cm
Bundet bärlager	Viacobase25	9.5 cm
Obundet bärlager	Makadam 18-80	27 cm
Förstärkningslager	Makadam 32-120	40 cm
Separationslager	Fiberduk, kl 2	

Utfördes med 4-120mm
Utfördes med 4-120mm

Tabell 3.1 Planerad sammansättning på vägöverbyggnad i delsträcka I, II och III. Värden enligt BYA84 för sträcka I.

Makadamlagret var ursprungligen delat i två lager: ett undre med grövre makadam och ett övre med finare makadam för att bli tillgodose behovet av att kunna köra på makadamlagret vid justering och vid asfaltutläggning samt underlätta packningsarbetet. Med ett mindre grovt material skulle ojämnheter i makadamens yta kunna justeras lättare. På makadamlagret brukar också en avgrusning av finare makadam, t ex 8-20 mm, utföras för att låsa de översta samt minska asfaltåtgången. En sådan avgrusning ska vara mycket tunt, högst ett stenlager.

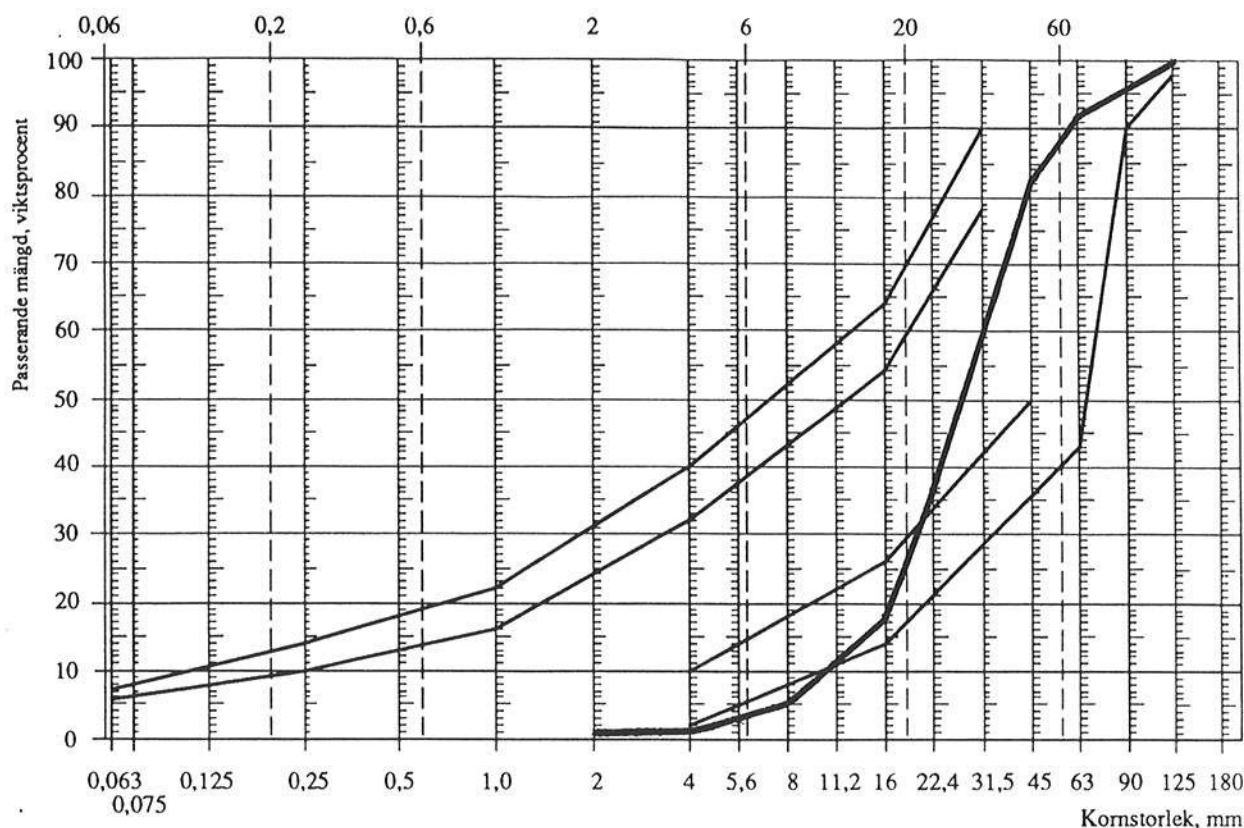
3.3 Utprovning av makadam till den öppna överbyggnaden

Det går inte att sätta några generella krav på sammansättningen av makadamen utan fördelningen över korngränserna måste göras för varje typ av stenmaterial för sig beroende på den krossade stenens form. I detta projekt ingick det i upphandlingen att entreprenören skulle ta fram lämplig sammansättning av de två makadamlagren med givna största- respektive minsta sten. Vidare angavs krav på att makadamens sammansättning skulle vara sådan att den bildade ett stabilt stenskelett som var körbar efter färdig justering och packning samt att hålrumshalten skulle vara minst 35 volymprocent.

Entreprenören som antogs för vägarbetet exklusive asfaltarbeten valde i samråd med makadam-leverantören och kommunen att utföra makadamlagret med samma kornfördelning i det undre och övre lagret istället. I stället för att göra två olika material prövades en bred fraktion från 4 till 120 mm till makadambärlagret.

Innan utläggning provades lämplig sammansättningen av makadamlagret av Sydsten i stenbrottet i Dalby. Stenmaterialet sammansattes av krossad och sorterad makadam från tillverkningen av vanlig bärlager. Ett antal olika sammansättningar provblandades och lades ut i samma tjocklek som för Borrebackevägen. Efter utläggning och packning av proven, provkördes med lastbil i makadamen och dess stabilitet bedömdes okulärt. Den fraktion som fanns vara lämpligast m h t körbarhet och tillverkning vid stenbrottet visas i tabell 3.2.

Kornkurvan är medelvärdet taget från tre provtagningar från utmatningen ur respektive silo. En riktigare benämning på kornfördelningen är 11-100. I figur 3.2 har denna fördelning ritats i samma diagram som för förstärkningsmaterial enligt VÄG94 (5).



Figur 3.2 Slutlig sammansättning av kornkurva till makadambärlagret för den öppna överbyggnaden på Borrebackevägen

3.4 Utprovning av asfaltbärlager av stenskelettyp

I en vägkropp med mycket styvt förstärkningslager, som i den öppna överbyggnaden, utsätts det asfaltbundna bärlagret för stora påkänningar som kan deformera lagret. Detta har bl a observerats på några observationssträckor för bergbitumen överbyggnad på E4 i Sverige som VTI följt upp (6). Därför behövs det en sammansättning av det asfaltbundna bärlagret som motstår deformation bättre. Detta kan uppnås t ex genom att använda styvare bindemedel eller genom att använda ett grövre stenskelett.

NCC hade sedan tidigare tagit fram en sammansättning av en massa med grovt stenskelett med låg fin- och mellanmaterialhalt. Massatypen liknar en vanlig stenskelettmassa (SMA) i sin sammansättning men med största stenfraktionen 16-25 eller 25-32 mm. Avsikten med denna massatyp är att erhålla ett asfaltbärlager som är mindre deformationskänslig, har högre stabilitet och som inte är separationsbenägen jämfört med ett traditionell svenskt asfaltbärlager, s k AG eller asfaltgrus. Denna nya bärlagertyp har utvecklats av några entreprenörer under senare år. Massatypen har med goda resultat använts på mycket hårt utsatta ytor som busshållplatser och i stoppfält vid signalreglerade korsningar.

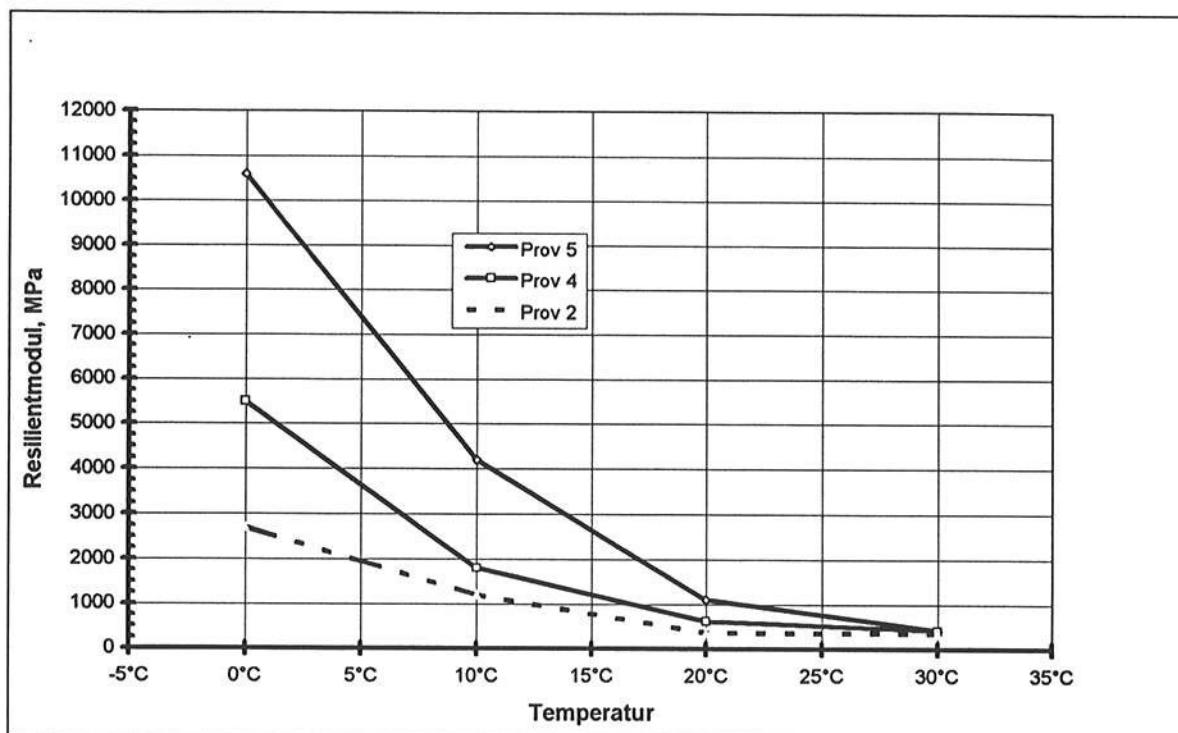
För den asfalt som skulle användas som bärlager i sträcka II och III gjordes ett antal prover på lämplig massasammansättning vid NCCs utvecklingslaboratorium i Barkaby (7). Fem olika sammansättningar provades, två med kubiserat stenmaterial och tre med okubiserat stenmaterial. Proverna blandades i laboratoriet med det stenmaterial som skulle användas på Borrebackevägen. Packningen av provkroppar gjordes med s k Kango-hammare med provdiametern 150 mm. Hålrums halten mättes enligt FAS-metod MBB48 varierade mellan 17 och 27 volymprocent för provmassorna. På provkropparna utfördes dynamisk kryptest vid 30°C och mättes resilientmodulen vid 0°C, 10°C, 20°C och 30°C. Utrustningen var i båda fallen Nottingham Asphalt Tester.

För samtliga blandningar var bindemedelshalten 5.0 viktprocent B85 med tillsats av cellulosafiber. Ett och samma stenmaterial med största sten 32 mm användes.

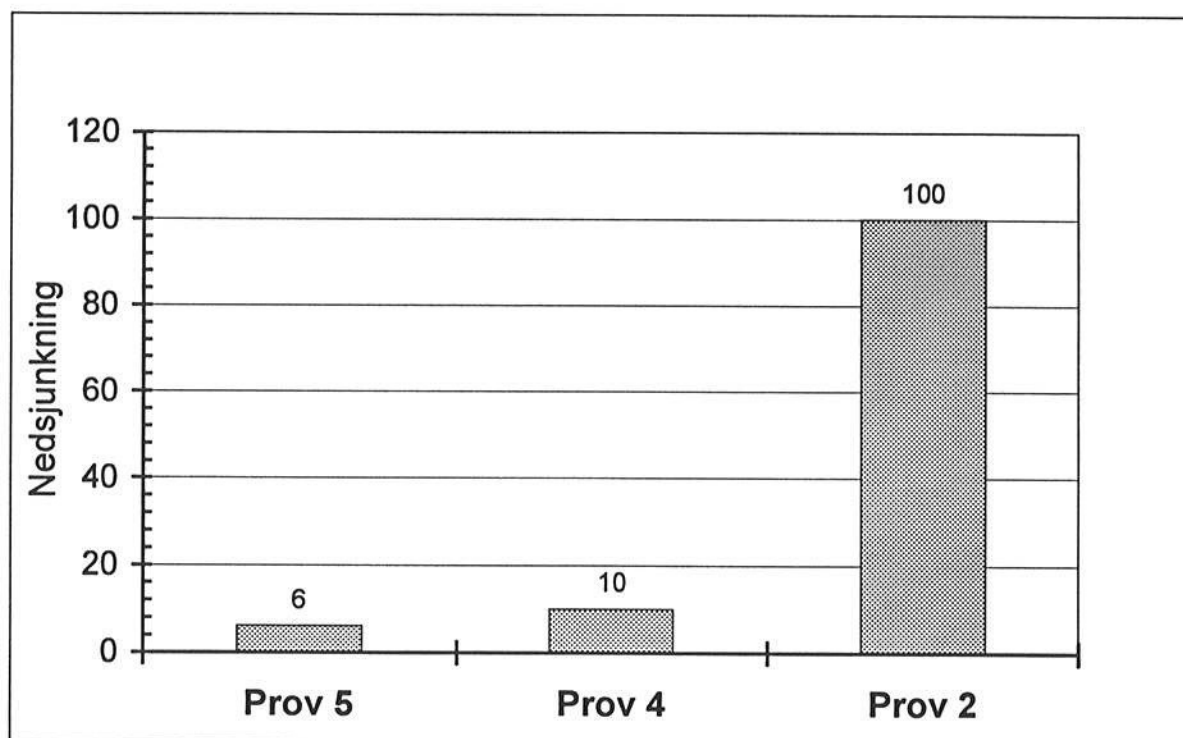
Den sammansättning som fanns vara lämpligast var med okubiserad sten och hade hålrums halt på 20 volymprocent (typ 5). Kornkurvan bestod av en sammansättning med cirka 70 viktprocent sten som var större än 16 mm och högst 6 viktprocent som passerade 0.075 mm.

Resilientmodulen framgår av diagram i figur 3.3. Resilientmodulen, som är ett mått på asfaltens styvhet eller lastfördelande förmåga, var cirka 10 600 MPa vid 0°C och 400 MPa vid 30°C. I figur 3.3 framgår också skillnaden mellan kubiserad och okubiserad sten. Massan i typ 2 och typ 4 i figuren hade samma kornkurva. Den kubiserade massan hade en resilientmodul som var ungefär hälften så stor som den okubiserade. Vid höga temperaturer har den öppna massan mycket god lastfördelande förmåga.

Krypstabiliteten för den valda massan var mycket god. Se figur 3.4. Här framgår också med tydlighet skillnaden mellan kubiserat och okubiserat stenmaterial. Den kubiserade var dessutom mer krypbenägen än den okubiserade.



Figur 3.3 Resultat från mätning av resilientmodul på provmassor till asfaltbärlagret i sträcka II och III. Mätt i Nottingham Asphalt Tester (NAT).



Figur 3.4 Resultat från mätning av krypstabilitet på provmassor till asfaltbärlagret i sträcka II och III. Mätt i Nottingham Asphalt Tester (NAT).

4. BYGGERFARENHETER

4.1 Byggrapport

I en delrapport från LTH redovisas uppföljningen produktionserfarenheter från vägens byggande (8). I det följande redovisas i korthet de viktigaste erfarenheterna.

Vägarbetena påbörjades våren 1991 med matjordsavtagning och terrassering. För delsträcka I och III gjordes en uppfyllning av marken. Innan vägöverbyggnaden påbörjades skulle terrassen instrumenteras för bärighets- och temperaturstudier. Denna instrumentering blev försenad eftersom terrassen var alltför blöt som följd en regnrik sommar.

Förstärknings- och bärlager utfördes under augusti-oktober 1991. Asfalbärlager och slitlager lades ut under oktober-november 1991. I december 1991 öppnades vägen för allmän trafik.

4.2 Terrassen

För varje försökssträcka utfördes bestämning av skrymdensitet och vattenkvot på uttagna prover i fält med isotopmätare Troxler 4211B. Dessutom gjordes Proctor-instampning för materialets naturliga vattenkvot för bedömning av packningsgrad.

	Sträcka I	Sträcka II	Sträcka III
Packningsgrad, medeltal i %	93.1	96.1	93.4
Vattenkvot mätt med Troxler, w %	8.7	11.0	7.8
Naturlig vattenkvot, w %	8.7	11.9	7.1

Tabell 4.1 Packningsgrad och vattenhalt i terrass före väggroppens påförande.

4.3 Makadamlagret i sträcka III

Eftersom entreprenören valde att utföra makadamlagret i ett lager av samma material innebar detta en enklare utläggning av materialet. Under utläggningen körde lastbil på den utlagda makadamen för tippning på fiberduken. Detta förfarande hade föreskrivits i upphandlingen för att undvika skador på terrassen. När nu makadamen lades med grövre makadam i ett enda lager upp till ytan innebar detta bl a att stenarna i makadamens yta omlagrades vid passage av lastbilsdäck.



Figur 4.1 Foto från utläggningen av makadam på Borrebackevägen.

Entreprenören hade svårt att uppnå de ställda kraven på jämnhet i makadamens yta. Stora avvikelser i höjd på ± 5 cm kunde uppmätas efter finjustering och packning. Dessa ojämnheter angav entreprenören som orsak av för stora stenar i makadamen samt att det var svårt att justera lagret när material packats med 1-2 överfarter. För själva packningsarbetet krävdes endast ett fåtal överfarter med statisk vält för att uppnå fullgod packning. Ytterligare packning innebar enbart att makadamen började krossas sönder.

Innan utläggningen av asfaltbärlagret påbörjades fick makadamen justeras dels genom upprivning i ytan och dels genom tillförsel av finare makadam. Makadamlagret trafikerades under byggtiden och detta rörde ytterligare upp dess yta. Denna byggtrafik var inte planerad. För att underlätta för byggtrafiken och utläggningen av asfaltbärlagret beslöts det att låsa stenarna i makadamens yta med indränkning av bitumenemulsion. Denna indränkning gjordes över hela sträckan med 0.4 kg/m^2 och med tunn avsandning av 0-16. Denna åtgärd har inte påverkat makadamlagrets genomsläpplighet för vatten.

Prov på det levererade makadam togs vid ett flertal tillfällen. Provberedning var dock svårt p.g.a. det grova stenmaterialet. De flesta prover låg med acceptabla avvikelser från avsedd kornkurva.

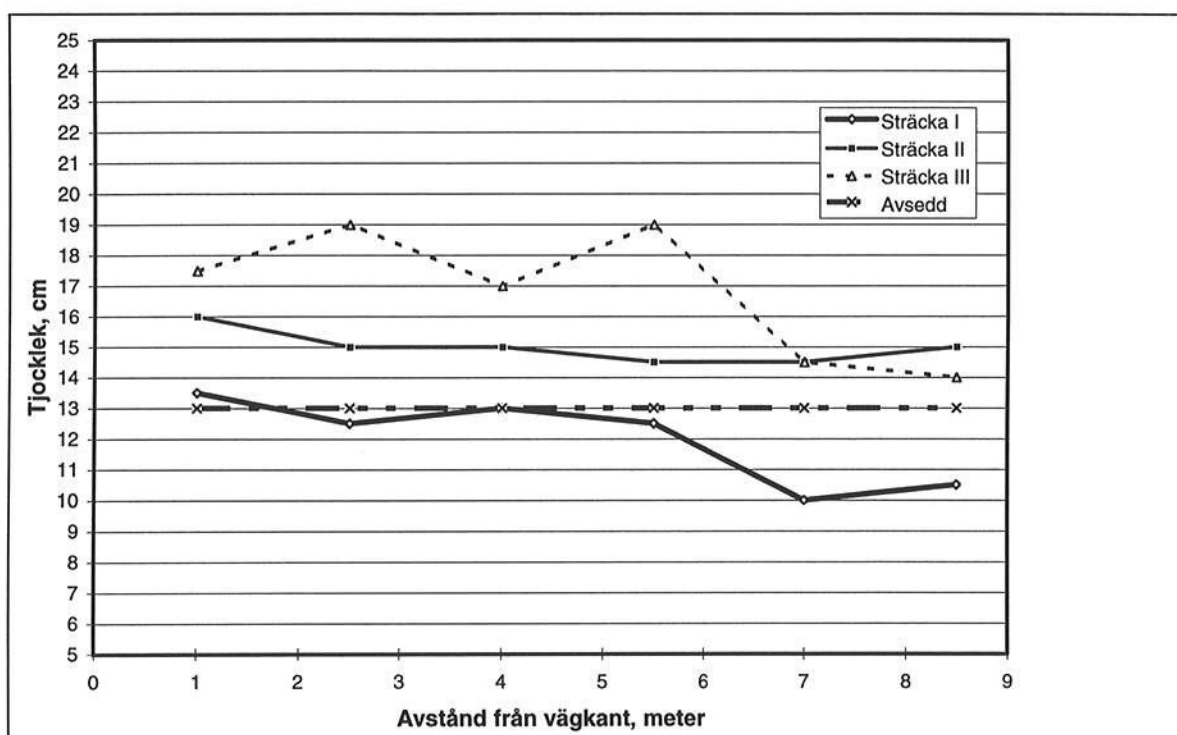
Ett försök med att mäta packningskontroll med isotopmätare Troxler misslyckades eftersom makadamen troligen var för grovt. Värden på packningsgrad mellan 98 till 113% erhöles vid en torr skrymdensitet på 1751 kg/m^3 .

Hålrums halten i makadamlagret bestämdes genom packningsprov och mätning av erhållen skrymdensitet. I medeltal erhöles en hålrums halt på 34 volymprocent i makadamlaget. Detta motsvarar ett vattenmagasin på 270 liter/m² om alla hålrums i lagret fylls.

4.4 Utförande av asfaltlager

Asfaltarbetena utfördes av NCC Anläggning. Asfaltmassorna av typen Viacobase och Viacodrän tillverkades av NCC produktionsanläggningar vid asfaltfabrikerna i Södra Sandby och i Hardeberga. Trots att en kompletterande justering med finmakadam gjordes på makadamlagret i sträcka III var ojämnheten så stor att åtgången av asfaltmassa blev betydligt större än beräknat.

Även i sträcka II blev asfaltåtgången större på grund av för stora ojämnheter i det justerade underlaget. Kontroll av asfalttjocklekar fick utföras på försökssträckorna för att få rätta ingångsvärden till bärighetsberäkningarna. I figur 4.2 visas resultat från tjockleksmätning vid en sektion på respektive sträcka. Tjockleken på asfaltlagren var för liten i sträcka I och för tjock i sträcka II och sträcka III.



Figur 4.2 Total asfalttjocklek på några utvalda sektioner i försökssträckorna.

4.5 Asfaltbärlager av stenskelettyp

För att klara justeringsbehovet lades asfaltbärlagret i två skikt. Den grova stenen i asfaltmassan, 32mm, innebar att den blev trögare att arbeta med och att slitaget i läggaren blev större. Att massan slet hårt på utrustningen märktes också vid asfaltfabriken där påfrestning på blandararmarna var hög.

I övrigt gick utläggning och packning enligt anvisningarna. Prover togs på massan vid asfaltverk, vid leverans samt genom uppborrade provkroppar. Under utläggning mättes temperaturen till cirka 150°C. Hållrumshalten var för Viacobase i medeltal 18.5 volymprocent.

4.6 Dränerande slitlager

Till slitlagret valdes en specialbeläggning från NCC kallad Viacodrän. Orsaken till detta var att denna hade önskad bindemedelshalt och tillräcklig hålrums. I massan är cellulosafibrer tillsatt vilket medför att bindemedelshalten kan vara hög utan risk för avrinning av bindemedlet.

Största stenstorlek var 12 mm och i massan var cirka 65% av stenmaterialet över 8 mm. Bindemedelshalten var 6.0%. Stenmaterialet var kvartsit från Hardeberga.

Utläggning och packning löpte utan problem. Prover togs på massan vid asfaltverk, vid leverans samt genom uppborrade provkroppar. Under utläggning mättes temperaturen till cirka 160°C. Hålrumshalten var för Viacodrän i medeltal 17.5 volymprocent, dvs lägre än den önskade på minst 20 volymprocent.



Figur 4.3 Färdig Viacobase på makadambärlager (med bodar).



Figur 4.4 Färdig Viacodrän före justering av vägslänter.

4.7 Nedsmutsning

Strax efter det dränerande slitlagret var färdigt skedde en kraftig nedsmutsning från arbetsfordon. Entreprenören valde att slutjustera slänterna efter det att alla andra arbeten var avslutade vilket innebar att alla extra schakt i vägslänter och transport av matjord och schakt skedde på den nylagda vägbanan. Se foto i figur 4.5.



Figur 4.5 Foto nedsmutsning vid justering av vägslänter

4.8 Övriga asfaltlager

Slitlagret i sträcka I och sträcka II var HAB12t med cirka 6.5 viktprocent bindemedel. Referensbärlagret var AG25 med cirka 4.5 viktprocent bindemedel.

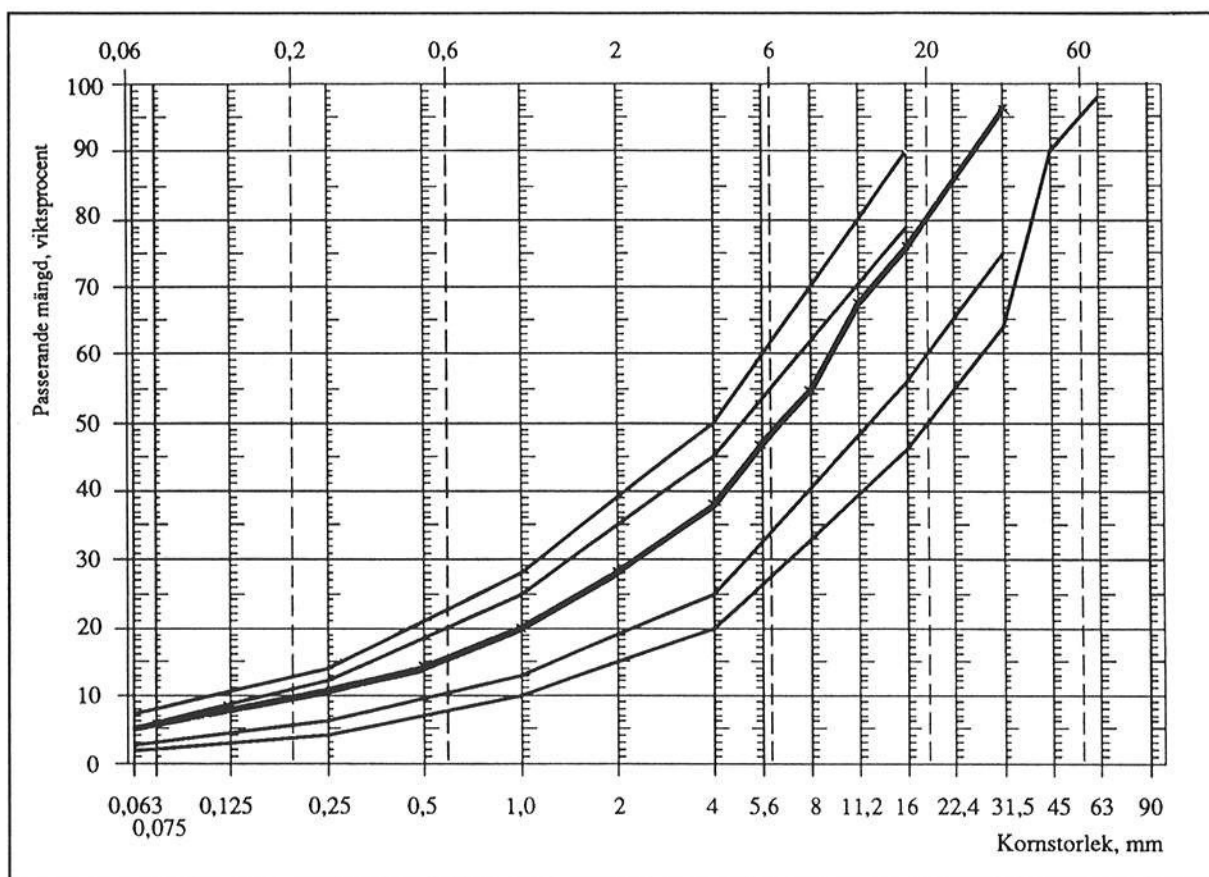


Figur 4.6 Vy över försökssträcka I och II tät asfalt. I bakgrunden ligger sträcka III med den öppna asfalten.

4.9 Obundet bärlager i sträcka I och II

Kontroll av bärlagermaterial 0-50 gjordes på sträckorna I och II både vid utleverans från krossen och i färdigt utlagt bärlager. Bärlagret skulle uppfylla de skärpta kraven enligt BYA84 med komplement 1/86 (9). För sträcka I, referensen, hade bärlagret efter utläggning och packning högre finmaterialhalt, mindre än 2mm, än vad som var tillåtet enligt BYA. Inga åtgärder vidtog för att rätta till bärlagerkurvan. Bärlagret i sträcka II låg inom godkända kornfördelning.

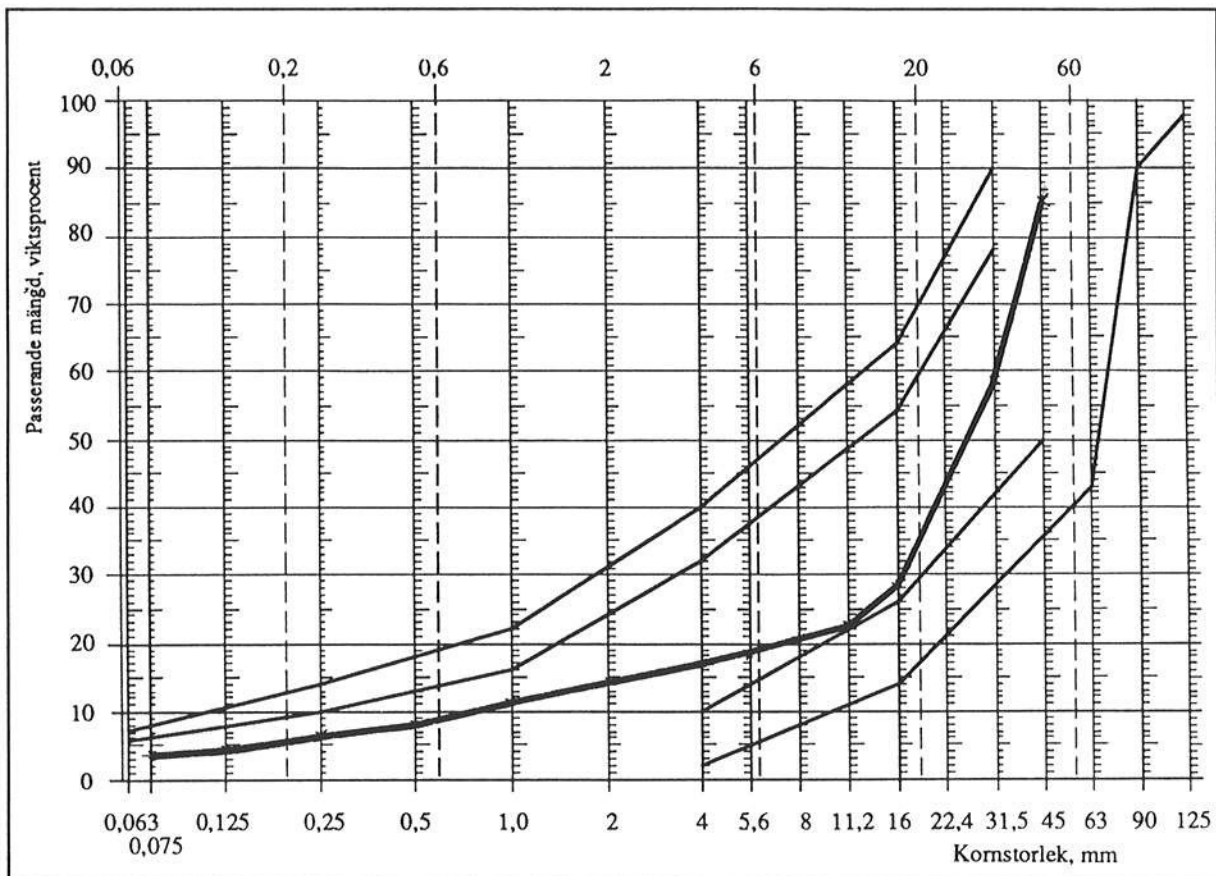
Packningsgraden bestämdes mellan 92-96 % för bägge sträckorna.



Figur 4.7 Kornkurva för bärlager 0-50 i sträcka I och sträcka II vid leverans.

4.10 Förstärkningslager i sträcka I och sträcka II

Förstärkningslager var av krossad makadam 0-100mm enligt BYA84 komplement 1/86. Inga prover togs på utlagd och packad förstärkningslager.



Figur 4.8 Kornkurva för förstärkningslager 0-100 i sträcka I och sträcka II vid leverans.

5 KOMPLETTERANDE MÄTNINGAR

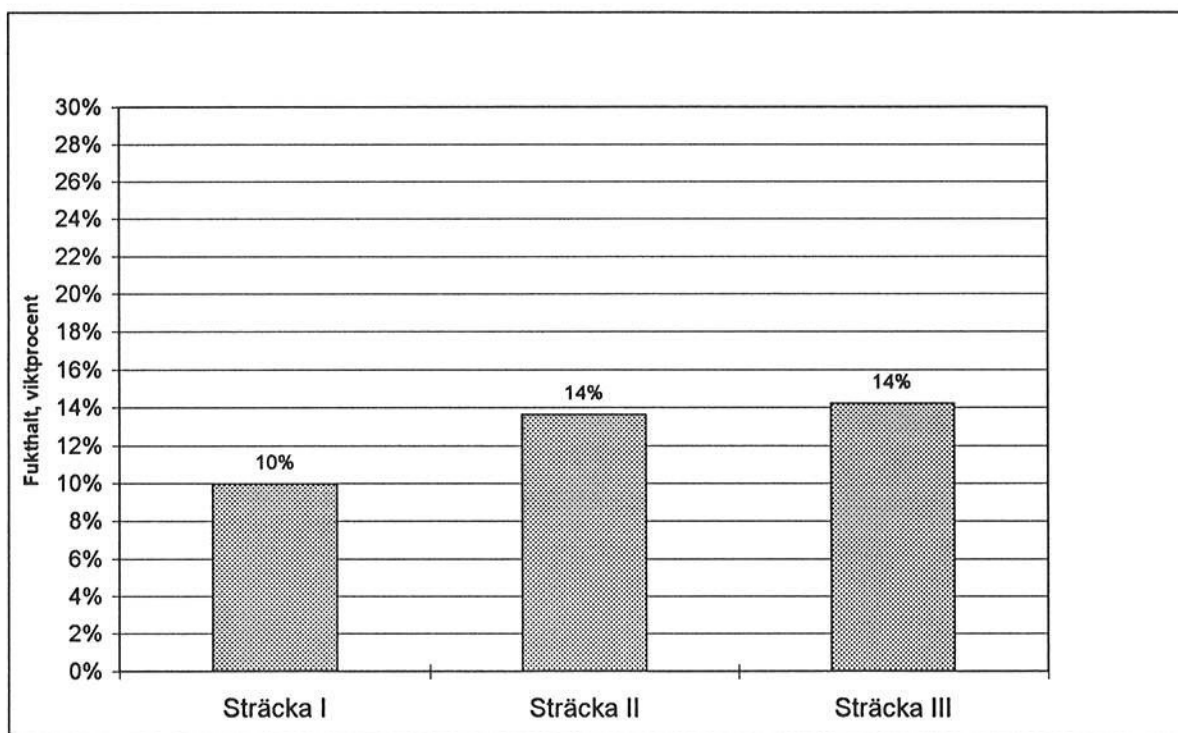
5.1 Skadekartering

Vid två tillfällen har okulär bedömning av eventuella skador i vägytan utförts. Inga synbara skador har kunnat observeras. Den sista bedömningen utfördes i oktober 1994.

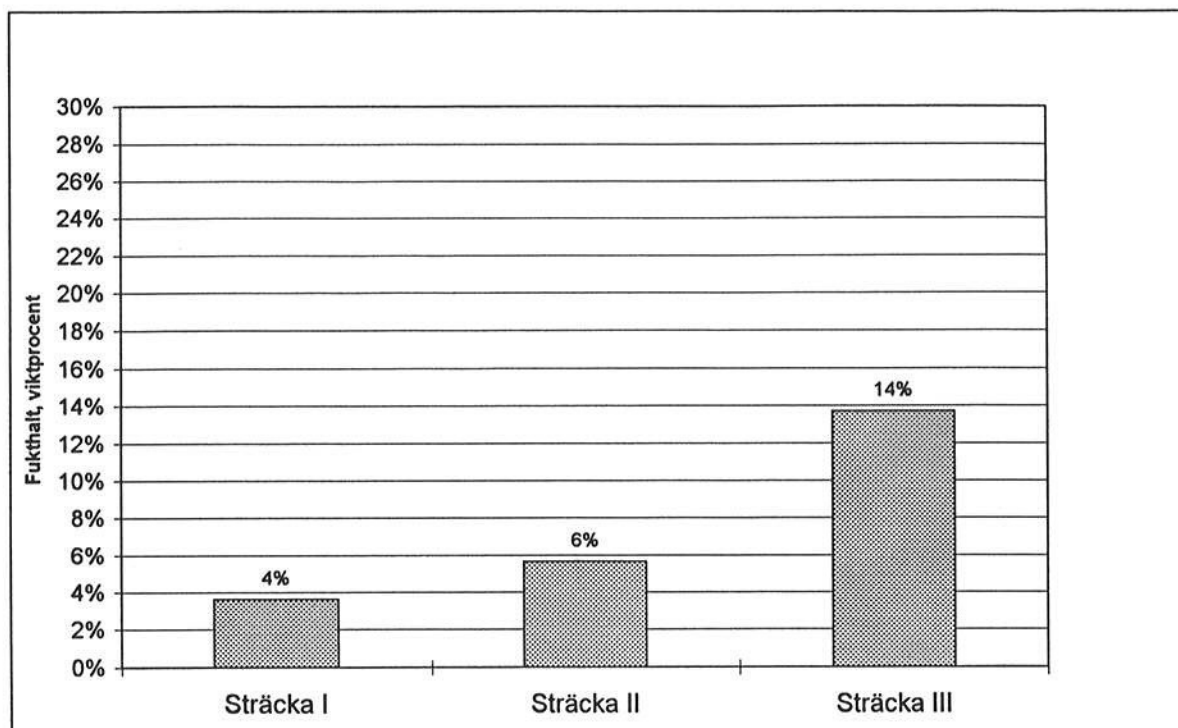
5.2 Vatten i vägkroppen

För att bedöma fukthalten i vägkonstruktionerna har vatteninnehållet i och under försöksträckorna mätts ett antal tillfällen i några utvalda punkter. Ett exempel på hur fukthalten kan variera mellan försöksträckorna visas i figur 5.1 och 5.2.

På ett djup av cirka 1.5 under vägytan är vatteninnehållet är ungefär lika stort för alla tre försöksträckor. Detta är rimligt med tanke på att marken på detta djup består av moränlera som normalt är mycket tät och svårpermeabelt. Däremot är vatteninnehållet olika i vägkroppen. För de två "täta" vägkropparna i sträcka I och II är fukthalten i medeltal 4 respektive 6%. För den öppna är fukthalten betydligt högre, cirka 14% eller ungefär lika mycket som i underliggande mark.



Figur 5.1 Fukthalt i botten av vägkroppen, cirka 0.80 m djup från vägytan. Mätt 930430. Medelvärde från tre mätpunkter tvärs över vägsektionen.



Figur 5.2 Fukthalt i marken på ett djup av cirka 1.5 m djup från vägytan. Mätt 930430. Medelvärde från tre mätpunkter tvärs över vägsektionen.

5.3 Trafikmätningar

Trafiken har mätts vid två tillfällen. Den planerade tillväxten av trafik har hittills uteblivit på grund av att utbyggnaden av nya bostadsområden intill vägen har avbrutits. Den uppmätta trafiken uppgår till 1330 fordon/ÅMD. Den tunga trafiken har uppgått till cirka 10.5%.

5.4 Försök med renspolning av dränerande asfalt

Som tidigare nämnts blev slitlagret i sträcka III kraftigt nedsmutsat under byggtiden. Denna nedsmutsningen försvann delvis genom avborstning av lösa sediment från ytan och troligen genom att partiklarna i slitlagrets porer sköljdes ur vid efterföljande regnväder. De ursköljda partiklarna försvann ner till underliggande makadamlager och fastnade ej i de asfaltbundna lagren. När vägen öppnades för trafik var genomsläppligheten sänkt till cirka 85% av den ursprungliga p.g.a denna nedsmutsning.

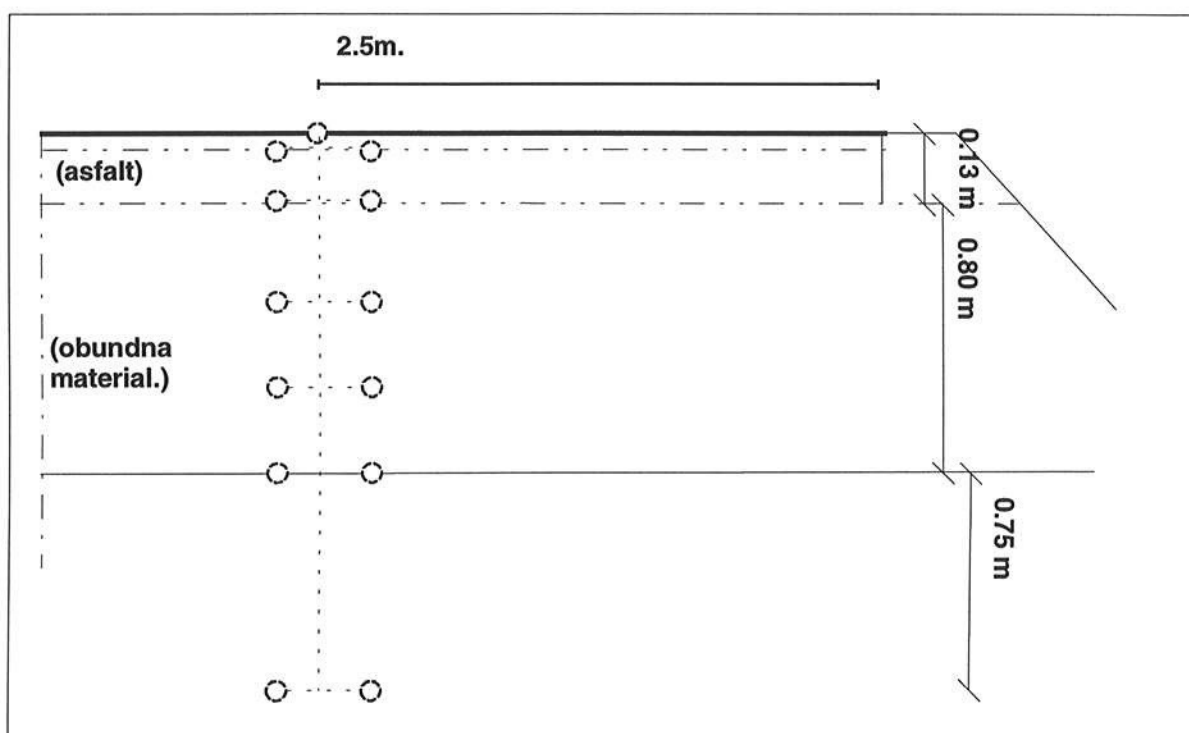
Försök med rensning av dränasfalt har utförts med maskinell utrustning från Schörling. Den använda maskintypen har utrustning för högtryckspolning och samtidig uppsugning av losspolade partiklar och överskottsvatten. Se figur 5.3. Ungefär 3 överfarter användes för att få ren asfalten. Eftersom mycket av vattnet från högtryckspolningen försvann ner i väggroppen var åtgången av vatten mycket hög vilket sänkte kapaciteten hos maskinen. Normalt används denna typ av utrustning på motorvägsnät med dränerande asfalt på tätt underlag med recirkulation och rening av vatten under maskinens gång.



Figur 5.3 Försök med rensning av igensatt dränerande asfalt på Borrebackevägen. Utrustning från Schörling.

6 TEMPERATURSTUDIER

I samtliga tre försökssträckor installerades givare för att mäta temperaturen på olika nivå i och under väggkroppen. Syftet med dessa mätningar var att bedöma om den öppna väggkonstruktionen medför ökad risk för kall vägg bana så att det bildas halka vid rimfrostbildning eller våt vägg bana. Givarna placerades i enlighet med figur 6.1. Vid två olika perioder har temperaturer mätts under en sammanhängande 3-veckors period. Mätningarna har utförts under jan-mars månad.



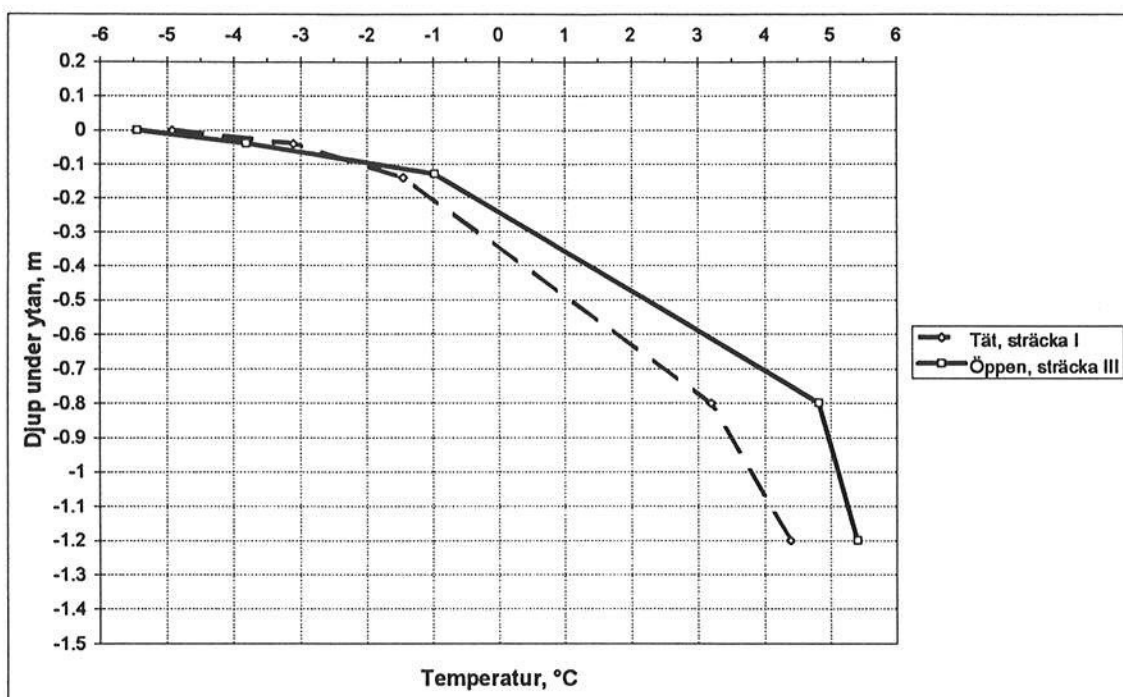
Figur 6.1 Placering av temperaturgivare i respektive försökssträcka.

Dessutom har yttemperaturen kunnat jämföras mellan den öppna väggkroppen i sträcka III och den täta i sträcka II med data från kommunens system för vinterbevakning (VVIS). I sträcka III och i sträcka II ligger givare i väggbanan som är inkopplade för automatisk avläsning en gång i halvtimmen under hela vinterperioden, 1 november till 15 april.

Vid denna rapportens skrivande pågår en avslutande mätning med datalogger samtidigt på sträcka I, II och III. Då temperaturstudien inte är helt avslutad och utvärderad kommenteras nedan endast några preliminära resultat.

Den första mätperioden med datalogger på sträcka I, II och III under januari-mars 1992 visade på en skillnad i såväl yt- som väggkroppstemperatur. Detta var att förvänta eftersom den öppna väggkonstruktionen p.g.a. sin öppenhet och därmed låg värmekapacitet avkyls snabbare och uppvärms långsammare än motsvarande täta väggkropp. I figur 6.2 visas ett exempel från en mättidpunkt (02.00) på den vertikala fördelningen av temperaturen genom den täta respektive öppna väggkroppen. Vädret under den aktuella natten var klart med kraftig utstrålning, dvs avkylning, från vägen. Detta innebar en kraftig nedkylning i ytan av den öppna dränasfalten som inte kan behålla lika mycket värme som tät asfalt. Däremot avkyldes hela väggkroppen mera för den täta på grund av att denna har bättre värmeledningsförmåga än den öppna. Eftersom värmeledningsförmåga beror bl a på

fukttinhåll och densitet ger den öppna väggkroppen med låg densitet (=stort hålrum) och litet fukttinhåll ett mycket lågt värmeledningstal.

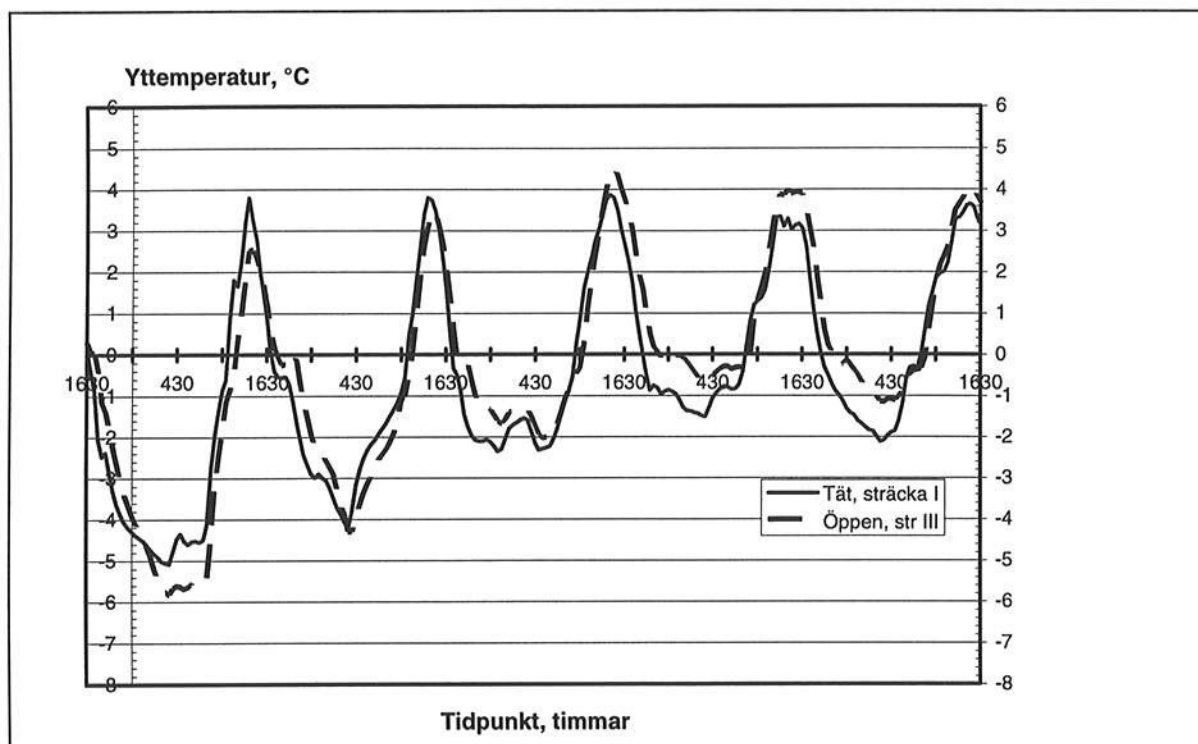


Figur 6.2 Exempel på hur temperaturen varierar i väggkroppen för sträcka I respektive sträcka III.

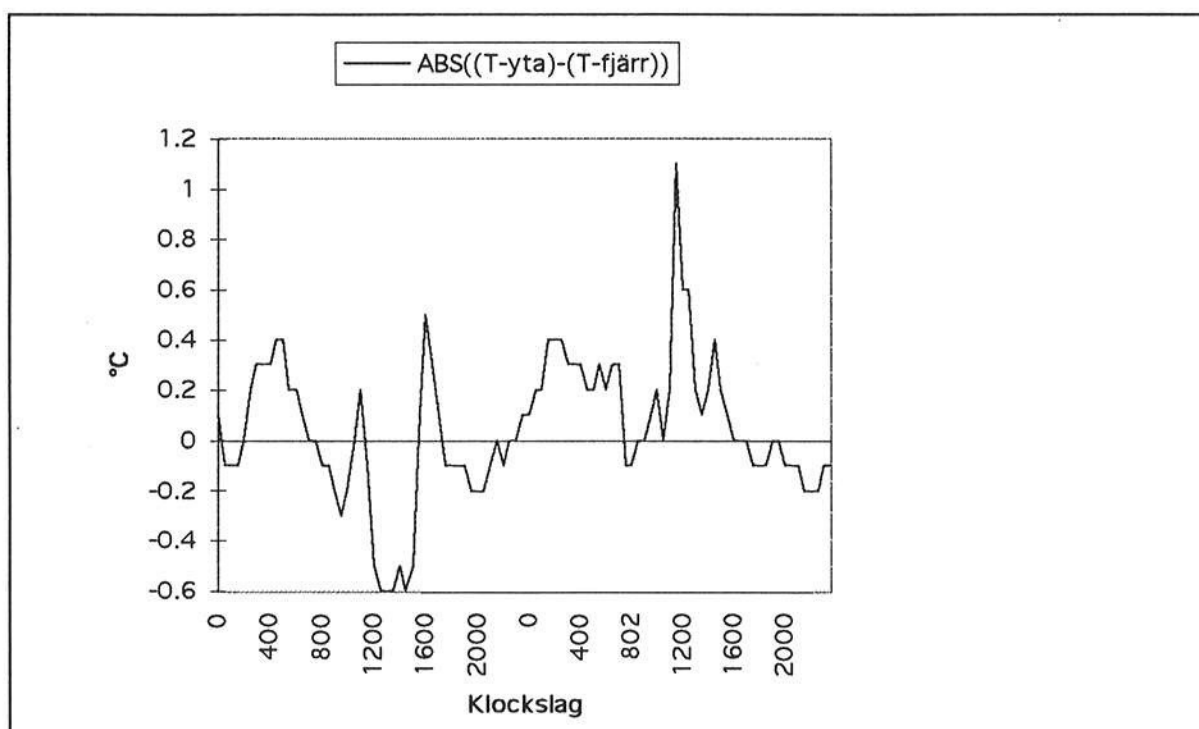
Att så var fallet kan även ses i figur 6.3 som visar temperaturen mätt varje halvtimme för sträcka III och sträcka I. Under det första dygnet avkyls den öppna snabbare efter skymningen ner till cirka 0.8°C lägre än den öppna. Under följande dag värms den täta väggkroppen i sträcka I till en temperatur cirka 1.2°C högre än den öppna.

Trots att den öppna respektive täta väggkroppen uppvärms och avkyls på olika sätt är den tid då vägbanan befinner sig vid 0°C och därunder, dvs då risk för att halka kan uppträda, densamma för bägge konstruktionerna. Summeras denna tid från mätningen i jan-mars 1992 är tiden med kall vägbana för den täta 84.5 timmar och för den öppna 80.0. Då mättiden totalt var 382 timmar innebär detta 22% respektive 21% för den täta respektive den öppna vägbanan. Detta skulle tyda på att den öppna väggkonstruktionen inte var mer halkbenägen än den täta. Detta gäller för de vädersituationer som förekom. I den kommande studien ska bl a den relativa halkfrekvensen analyseras, dvs om det är statistisk skillnad mellan de båda väggkonstruktionerna och i så fall hur stor den är.

Används data från enbart VVIS-mätning av vägytetemperaturerna i sträcka II respektive sträcka III kan en klar skillnad mellan den täta och den öppna väggkroppen urskiljas. I figur 6.4 visas en beräkning av differensen i temperatur för de två olika väggkonstruktionerna. Som framgår av figuren är differensen för den aktuella situationen mellan -0.6 till 1.0°C beroende på vädersituation. Det intressanta är att differensen är olika beroende på vädersituation och solinstrålning.



Figur 6.3 Exempel på dygnsvariationer i vägyttemperatur för försökssträcka I och III.



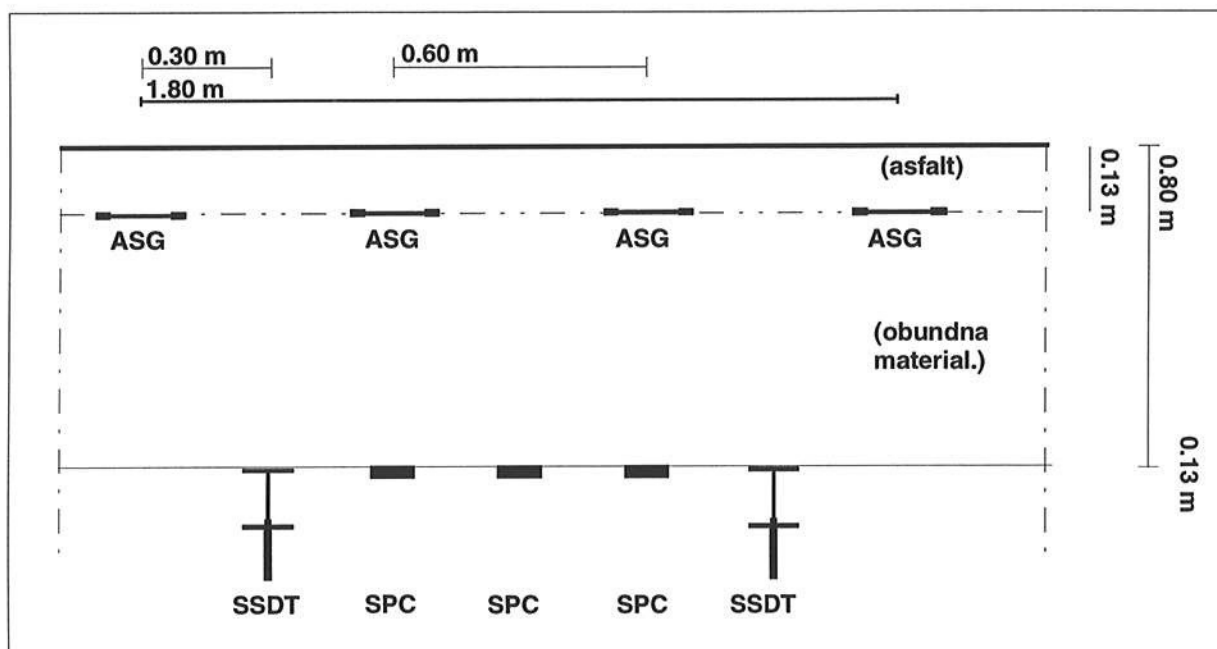
Figur 6.4 Exempel på differensen i vägyttemperatur för öppen jämfört med tät överbyggnad. Mätdata från VVIS.

7. VÄRDERING AV BÄRIGHET OCH FUNKTION

7.1 Upplägning av bärighetsstudier

I detta projekt har en metod för snabbare utvärdering av nya vägkonstruktioner prövats i samarbete med Danmarks Tekniska Universitet, DTU institution for veje, trafik og vejbygning. Metoden innebär att tryck- och töjningsgivare installeras i väggroppen för att mäta de spänningar som uppstår när vägen belastas. Med kännedom om belastningen på ytan kan sedan materialens deformationsegenskaper beräknas för en bedömning av konstruktionens bärighet. Metoden beskrivs i korthet i det följande.

I varje testsektion installerades givare för mätningar av påkänningar i väggroppen enligt figur 7.1. Givarna är placerade på de två nivåer som normalt användes vid dimensionering av väg: på terrassytan och i underkanten av det asfaltbundna bärlagret. På varje delsträcka användes 3 st töjningsgivare för asfalt (ASG), två vertikala töjningsgivare i terrassen (SSDT) och tre stycken tryckgivare (SPC). Givarna tillverkades av Dynatest. Den horisontella (drag-)töjningen i asfaltlagret används för bedömning av när sprickor börjar uppstå som går igenom lagret, normalt kallat strukturellt kriterium eller asfaltkriterium. På terrassytan är det den vertikala spänningen, här mätt med töjningsgivare och tryckgivare, som används för bedömning när deformation (=sättningar och ojämnheter) uppstår. Detta kallas för funktionellt kriterium.



Figur 7.1 Installerade givare på varje sträcka. ASG=ASphalt Strain Gauge (töjningsgivare), SPC= Soil Pressure Cell (tryckgivare), SSDT=Soil Strain and Deformation Transducer (töjningsgivare)

Mätningen i sträcka av tryck och töjningar har gjorts under ledning av Finn-Ole Sjölin på DTU. Vid varje belastning har det största värdet för varje givare registrerats. Mätförsöken har utförts under en mätvecka vid sju tillfällen med olika temperatur- och fuktförhållanden under de 3 åren studierna har pågått. Vid varje mättillfälle har följande utförts:

- belastning med fallviktsdeflektometer med 700 kPa och mätning av vägytans nedsjunkning (största värde) under belastning för beräkning av E-moduler enligt vanligt förfarande vid bärighetsmätningar.
- belastning med fallvikt och hydraulikkudde med en last och samtidig mätning av töjning- och tryck
- belastning med lastbil med 11.5 ton på bakaxel vid 6 överfarter i cirka 30, 50 respektive 70 km/h
- mätning av asfalttemperatur



Figur 7.2 Försök med fullskalebelastning med lastbil på sträcka II.

Utöver detta har DTU gjort mätningar med minifallvikt för egna utvärderingar. Vid det sista mätningstillfället gjordes dessutom två ytterligare mätstudier:

- registrering av hela tidsförloppet vid fallviktsbelastningar vid 500, 700 och 1000 kPa, för analys av vägkonstruktionens dynamiska egenskaper.
- täta mätpunkter med fallvikt och hydraulikkudde i flera punkter än tidigare för att kunna bestämma hela influenslinjen för spänningar och töjningar primärt avseende på en förbättrad kalibrering av tryckgivarna.

Resultaten från varje försöksvecka med mätvärden och beräkningar från finns redovisade i delrapporter från DTU (13), (14), (15), (16), (17) samt i rapport (18) redovisas installation av mätinstrument och mätning av terrassens bärighet före vägöverbyggnaden påfördes.

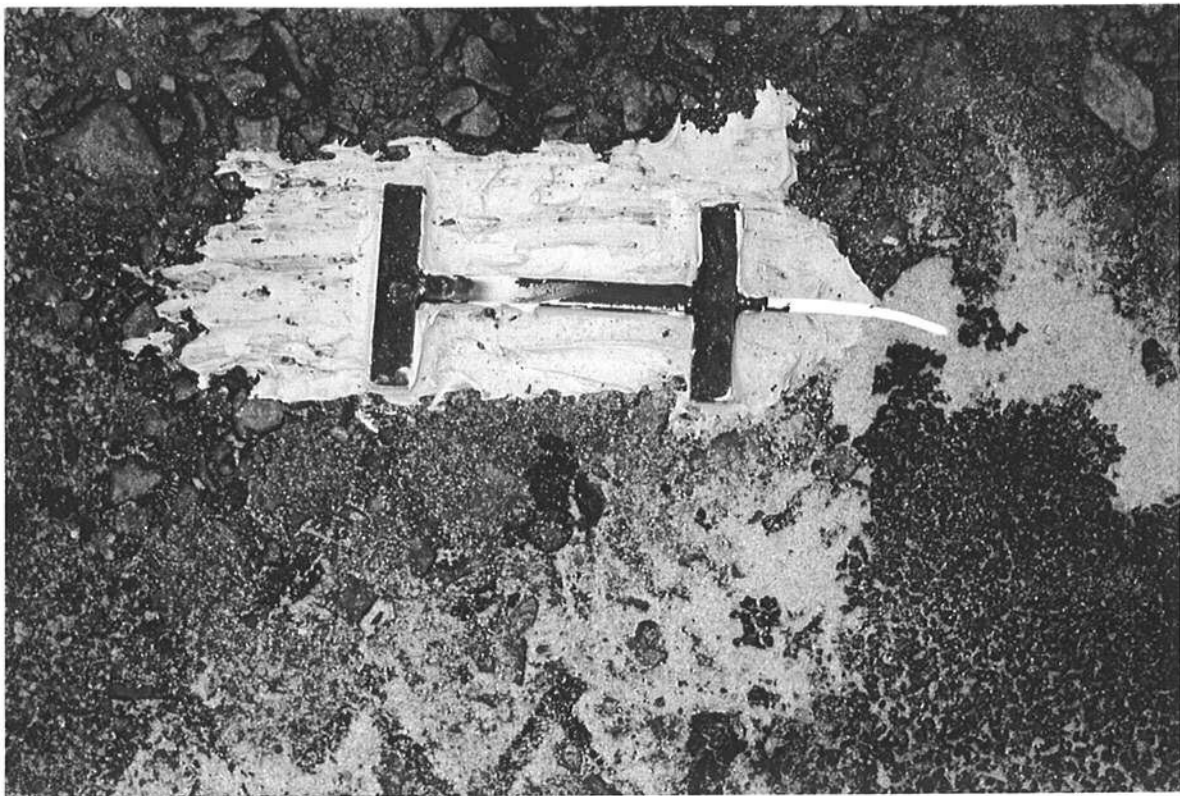
Den här använda beräkningsmetoden för bärighetsbedömningar är en förenklad modell av verkligheten. Det enda sättet som kan avgöra om den ena eller den andra modellen är bättre, är att jämföra modellernas värden med värden mätt på annat vis. E-värden kan vara

intressanta i sig men är ofta endast ett värde som behövs för att kunna räkna om vägytans nedsjunkning (=sammanlagda töjningar i väg och undergrund) till töjningar och spänningar på olika nivåer under vägytan. Det man egentligen önskar bestämma är de kritiska spänningar och töjningar i materialen. En jämförelse mellan mätta och beräknade spänningar och töjningar är därför den bästa metoden för att avgöra om en modell är användbar. Slutsatsen utifrån mätningar och försök på de tre sträckorna på Borrebackevägen är att den använda modellen, med beräkning av E-värden med ELMOD4 , är användbar till att bestämma kritiska påkänningar, med hänsyn taget till den osäkerhet som alltid finns med vägöverbyggnader.

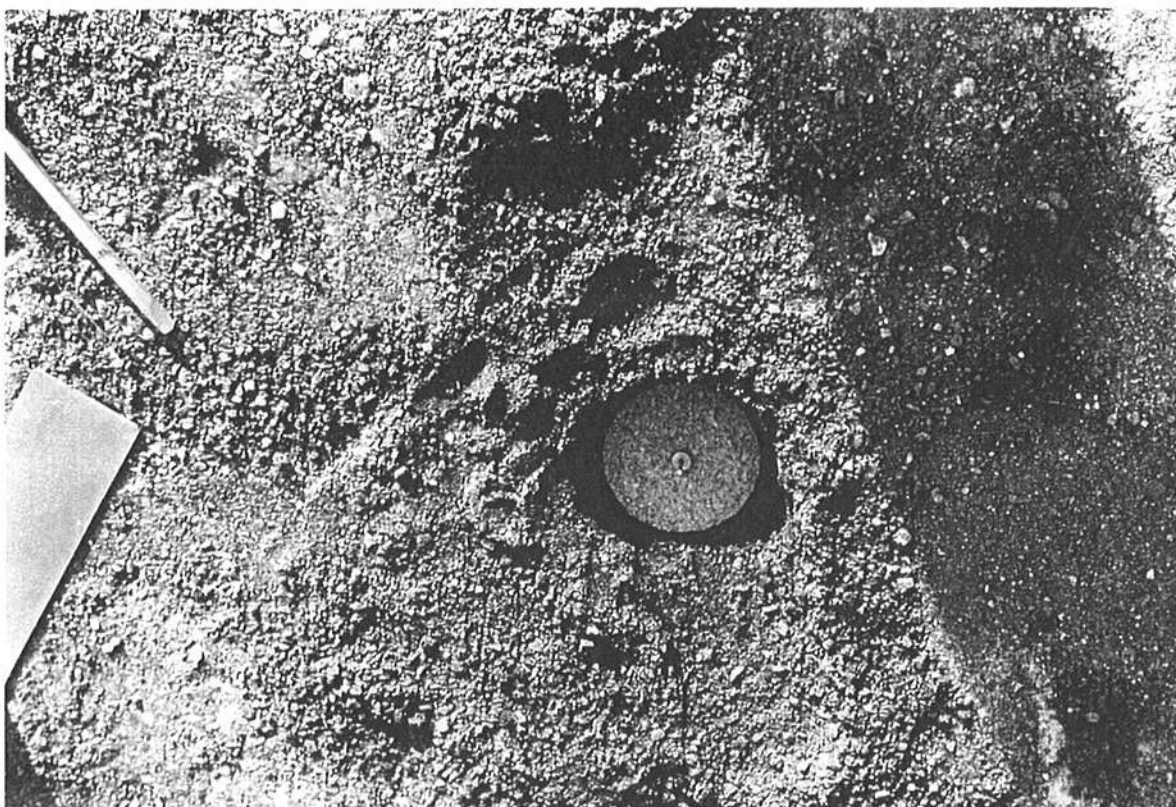
7.2 Installerade mätagivare

Två asfalt töjningsgivare, ASG1 och ASG2 i sträcka I, förlorades under installeringen då de fick ledningarna kapade av asfaltutläggaren. En asfaltgivare ASG10 i sträcka III fick delvis ledningen genomborrad under installationen, men fungerade t o m den 6:e mätveckan. I den sjunde mätveckan fungerande den inte.

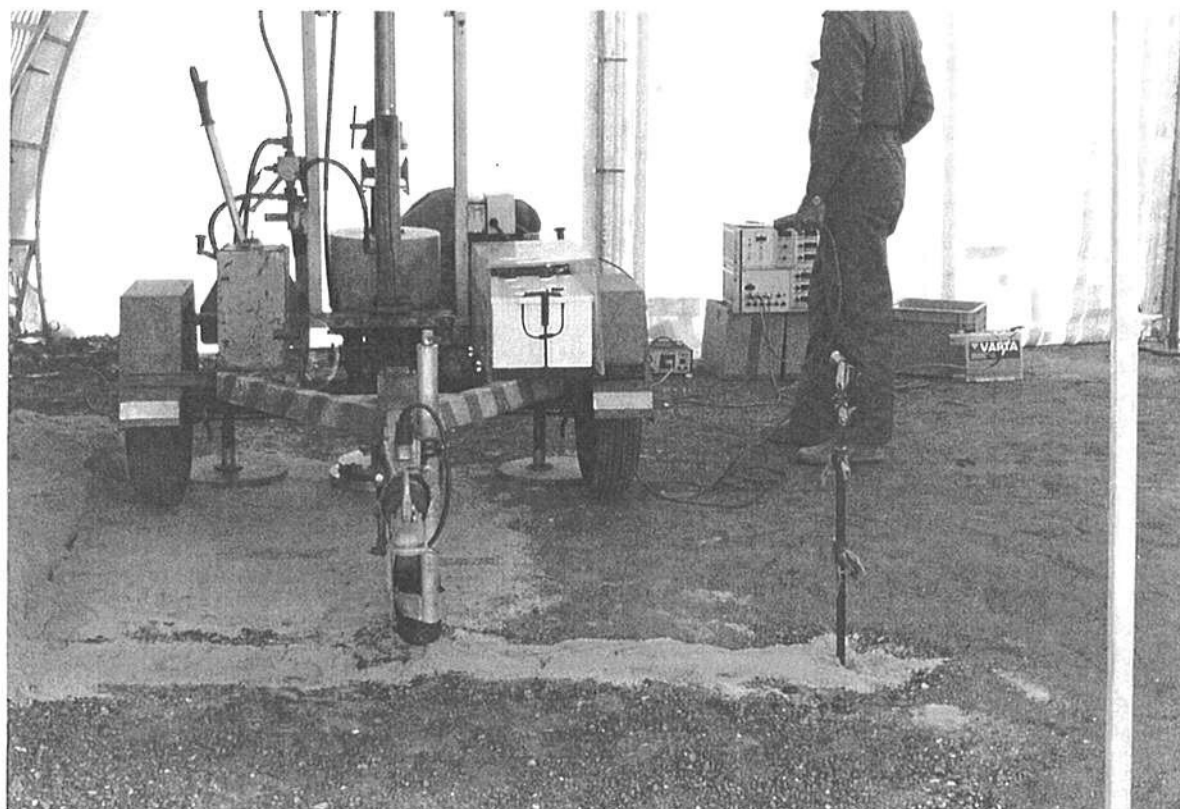
Alla övriga givare har fungerat utan problem under samtliga mätveckor. Förlusten av givarna berodde enbart på problem under installeringen.



Figur 7.3 Asfalttöjningsgivare (ASG) placerad på makadam i sträcka III strax före utläggning av asfaltbärlager.



Figur 7.4 Installerad töjningsgivare i terrassen (SSDT) på sträcka III.



Figur 7.5 Försök med provbelastning på töjningsgivare (SSDT) och tryckcell (SPC) i sträcka III med fallvikt.

7.3 Beräknade E-moduler

Efter installationen av mätgivarna i terrassen gjordes en första mätning av undergrundens bärighet genom belastning med fallvikt direkt över instrumenten. Dessa mätningar finns redovisade i (9). Mätgivarna fungerade mycket tillfredsställande med utmärkt överensstämmande mellan uppmätt påkänning och överförd påkänning från fallvikten via en lastfördelande hydraulikkudde. Vid den första mätserien ovanpå den färdiga väggkroppen, cirka konstaterades en ökning av undergrundens bärighet, dvs höjning av dess E-värde med cirka 40-70%. Detta kan förklaras med en uttorkning av undergrunden efter det att vägen har byggts.

Ett antal olika beräkningssätt har använts för att bestämma de ingående materiallagrens E-värden, eller mera korrekt tillsynes varande E-värde. Alla lagrens egenskaper avviker mycket från de förutsättningar som elasticitetsteorin bygger på. Lagren består av partikulära material och för några lager ger begreppet E-värde enbart mening under vissa spänningsförhållanden. Elasticitets-teorin har ändå använts eftersom det hittills inte finns något alternativ för beräkning av lastöverföring och deformation.

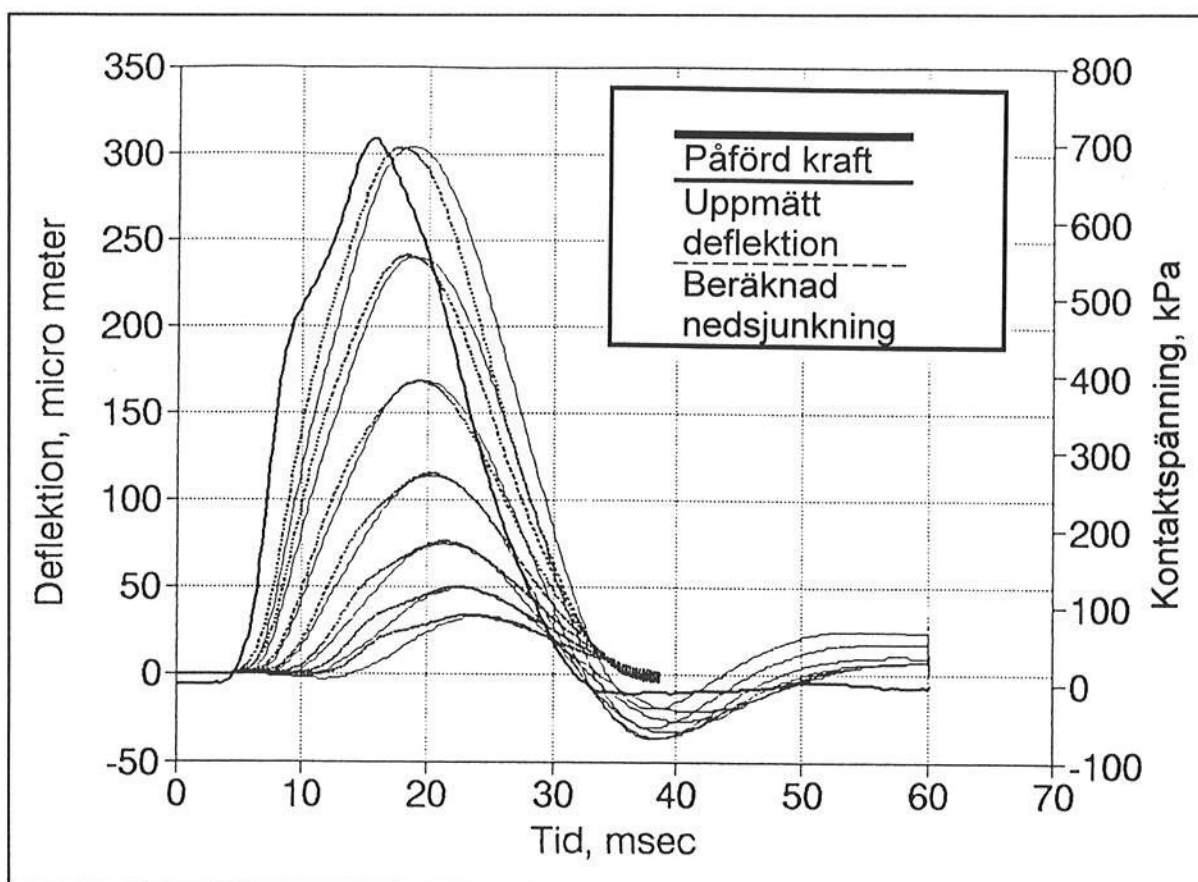
I de sex första mättillfällena gjordes enbart statisk mätningar. I den sjunde användes hela tidsförloppet vid fallviktsbelastningar för dynamiska beräkningar. I figur 7.6 visas beräknade och mätta förlopp med vägytans nedsjunkning som beroende av tiden. Skillnaden mellan beräknat och mätt är mindre än 2 mikrometer vilket kan jämföras med fallviktens mätnoggrannhet på ± 2 mikrometer.

Med hjälp av den dynamiska analysen av vägytans nedsjunkning vid fallviktsbelastning kunde en antydning om att den översta delen av undergrunden var väsentligt mjukare än djupare liggande lager. Detta stämmer väl med bedömningar från kommunens geotekniker med ett lager på 2-4 meters djup med överkonsoliderad och mycket styv moränlera som kan vara lika hård som underliggande kalkberg, som ligger på 8-10 meters djup. Närmare marknivå finns en mjukare moränlera.

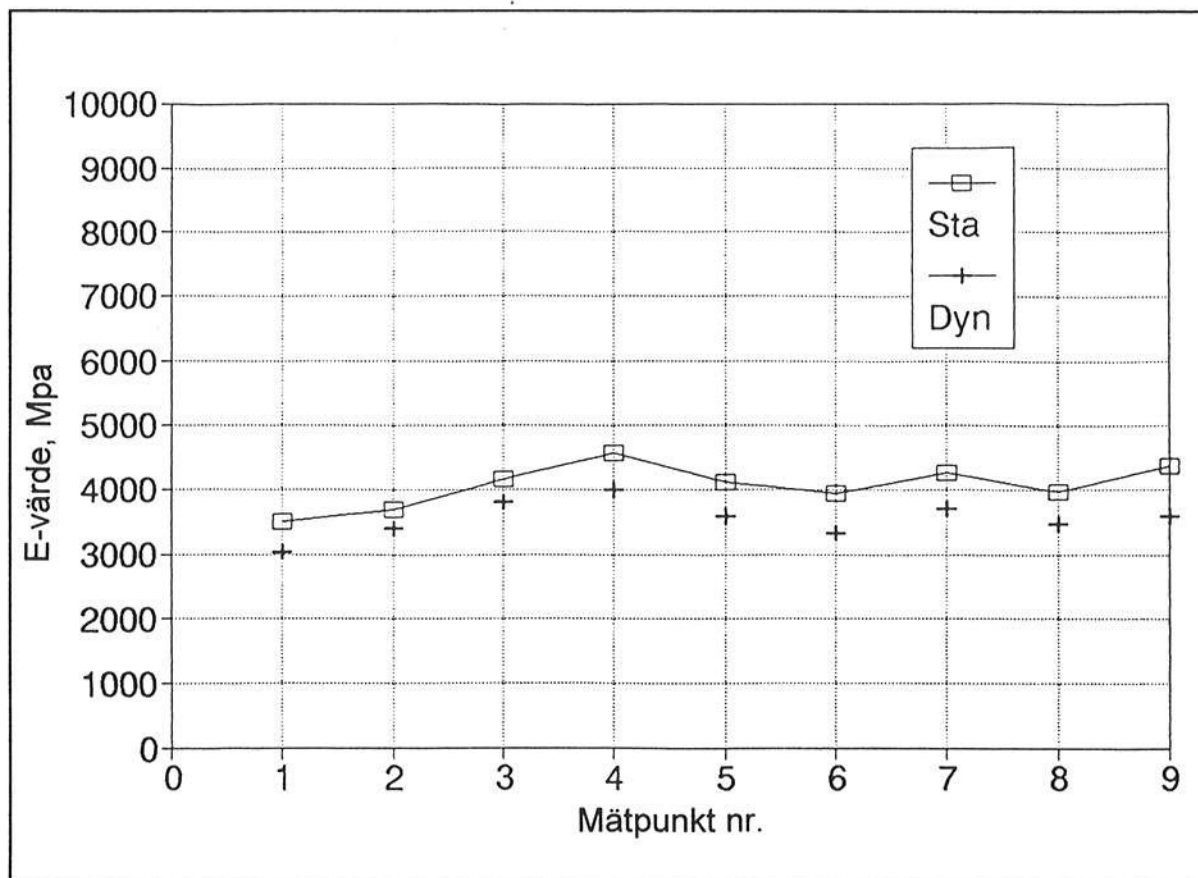
En statisk analys med ELMOD4 där undergrunden har indelats i två lager och väggkroppen i tre lager enligt tabell 7.1 gav E-värden med någorlunda god överensstämmelse med dynamiska analyser. Både med de statiska och dynamiska analyserna uppnåddes en mycket god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade nedsjunkning av vägytan (=nedsjunkningsbassänger). Se figur 7.7. Avvikelsen mellan mätta och teoretiska värden är mindre än fallviktens mätnoggrannhet.

Lag	Sträcka I	Sträcka II	Sträcka III	Typ av lager
1	135	160	190	Asfalt
2	120	120	300	Obundet bärlager
3	560	540	300	Förstärkningslager
4	2500	1500	3000	Övre del av undergrund
5	oändligt	oändligt	oändligt	Undergrund

Tabell 7.1 Indelning av vägröpp och undergrund i olika lager för beräkning med ELMOD4.



Figur 7.6 Exempel på dynamisk analys av vägytans nedsjunkning. Jämförelse mellan mätt och beräknad nedsjunkning (=deflektion).



Figur 7.7 Exempel på jämförelse mellan beräknad E-värden med statisk (Sta) respektive dynamisk (Dyn) beräkningsmetod. Sträcka III mätning i samliga punkter november 1994. E-värde för asfalt (E1).

E-värden för detta 5-lagers system har beräknats med ELMOD4 för en kontaktspänning på cirka 700 kPa och med ett tvärkontraktionstal på 0.35 för samtliga lager. I tabell 7.2a-c redovisas E-värden för respektive sträcka från varje mätvecka omräknade med dessa nya förutsättningar.

Sträcka I	Dagar (ack.)	Temp, °C	E1 MPa	E2 MPa	E3 MPa	E4 MPa	E5 MPa
Dec 91	0	1	17037	968	124	132	405
Mai 92	140	15	3867	142	96	176	203
Jun 92	197	28	1371	136	117	167	204
Sep 92	280	16	3361	314	90	177	196
Dec 92	371	8	5570	611	84	161	194
Anr 93	497	13	3920	485	103	167	247
Anr 93	497	18	2661	323	110	165	270
Aug 93	612	22	2611	286	111	167	279
Anr 94	862	16	3917	368	104	147	263
Nov 94	1077	7	5521	796	91	153	211

Tabell 7.2a Beräknade E-värden med ELMOD4. Sträcka I, referens grusbitumenöverbyggnad

Sträcka II	Dagar (ack.)	Temp, °C	E1 MPa	E2 MPa	E3 MPa	E4 MPa	E5 MPa
Dec 91	0	1	15157	432	88	151	325
Mai 92	140	15	3059	157	74	97	323
Jun 92	197	26	1328	122	99	148	276
Sep 92	280	16	3184	257	87	171	303
Dec 92	371	8	6683	402	63	136	267
Anr 93	497	13	4062	367	72	153	286
Anr 93	497	18	2976	223	76	146	294
Aug 93	612	22	2534	256	97	177	366
Anr 94	862	16	4340	364	62	132	288
Nov 94	1077	7	7031	966	74	132	347

Tabell 7.2b Beräknade E-värden med ELMOD4. Sträcka II, grusbitumenöverbyggnad med Viacobase.

Sträcka III	Dagar (ack.)	Temp, °C	E1 MPa	E2 MPa	E3 MPa	E4 MPa	E5 MPa
Dec 91	0	1	11586	192	117	115	660
Mai 92	140	15	3146	215	74	126	493
Jun 92	197	26	1233	177	122	132	504
Sep 92	280	16	3056	237	69	138	475
Dec 92	371	8	5432	302	82	115	647
Anr 93	497	13	3327	310	87	126	727
Anr 93	497	18	2404	269	92	125	706
Aug 93	612	22	1998	224	94	136	723
Anr 94	862	16	2832	261	91	125	582
Nov 94	1077	7	4083	362	85	118	720

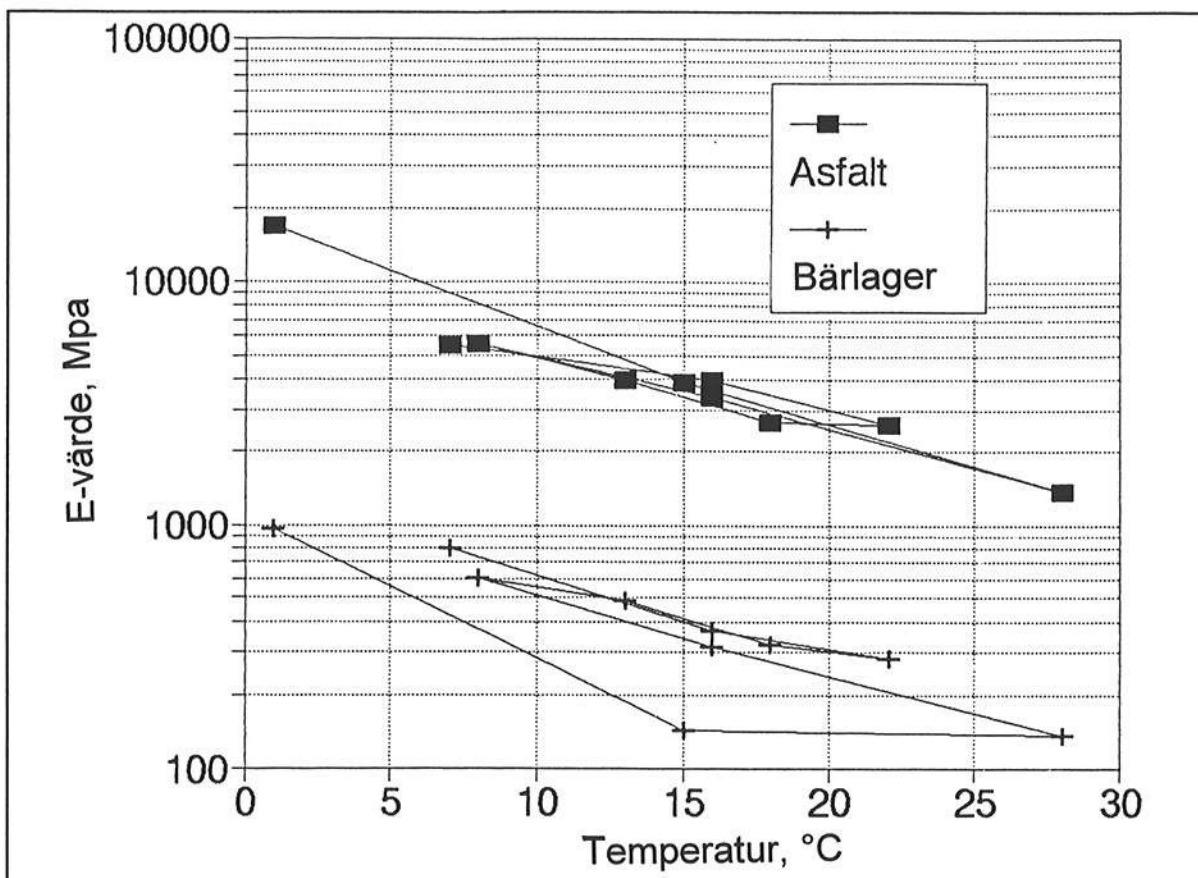
Tabell 7.2c Beräknade E-värden med ELMOD4. Sträcka III, öppen överbyggnad.

Dessutom gjordes beräkningar av E-värden under förutsättning att undergrunden var icke-linjärt elastiskt dvs E-värden varierade med spänningsnivån. Undergrunden antogs då som ett sammanhängande lager. Försöken med olika belastningar med fallvikt visar att undergrundens E-värde inte är spänningsberoende, och att den ändring i E-värde som kan observeras med ökande avstånd från belastningscentrum, utan beror på andra omständigheter. En närliggande förklaring är att elasticitetsteorin som tidigare nämnts, inte är tillräcklig för att beskriva materialen verkliga egenskaper.

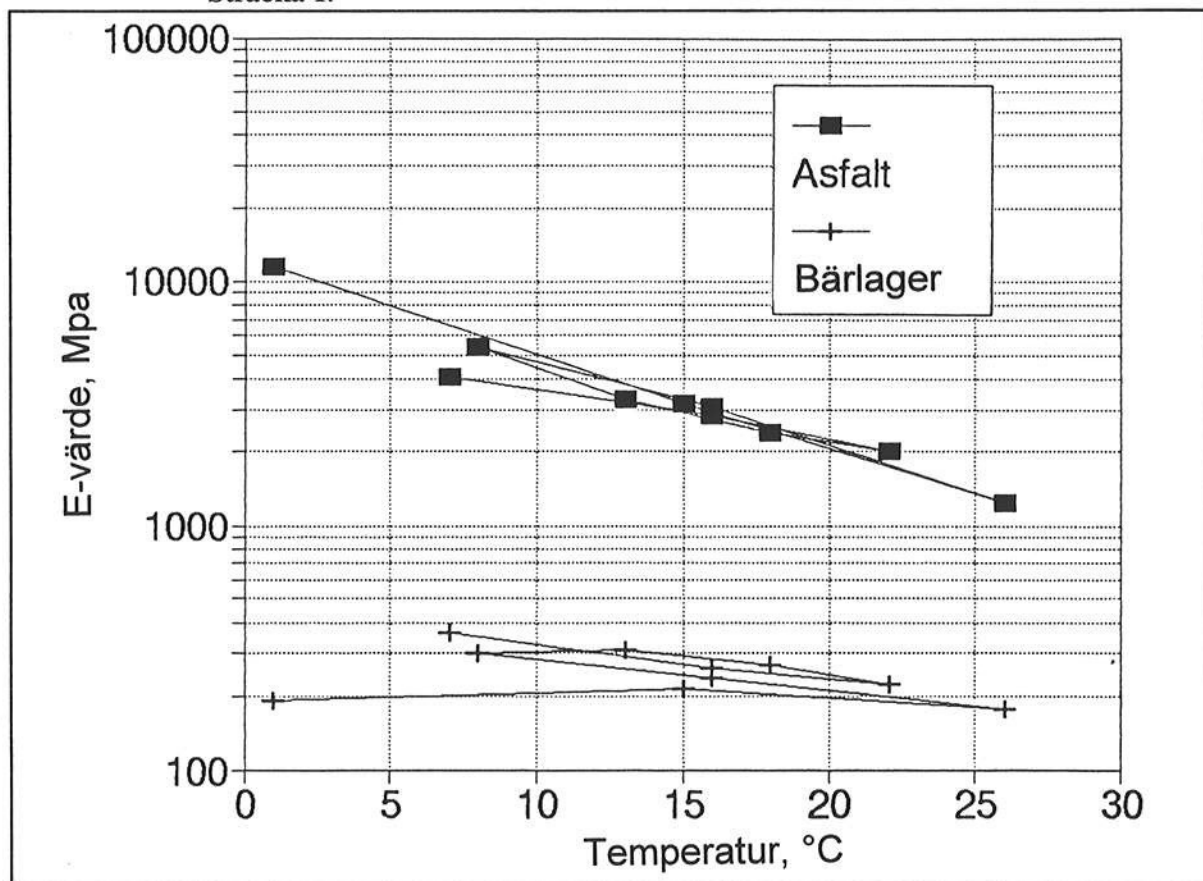
Jämförelser mellan mätta och beräknade töjningar visar att en beräkning med icke-linjär undergrund ger bättre överensstämmelse med de mätta värdena, än motsvarande med ett 5-lagers linjär-elastiskt system. Det verkar därför troligare att en modell med en icke-linjär undergrund ger en bättre approximation av de verkliga förhållandena.

7.3 Jämförelse mellan beräknade E-moduler

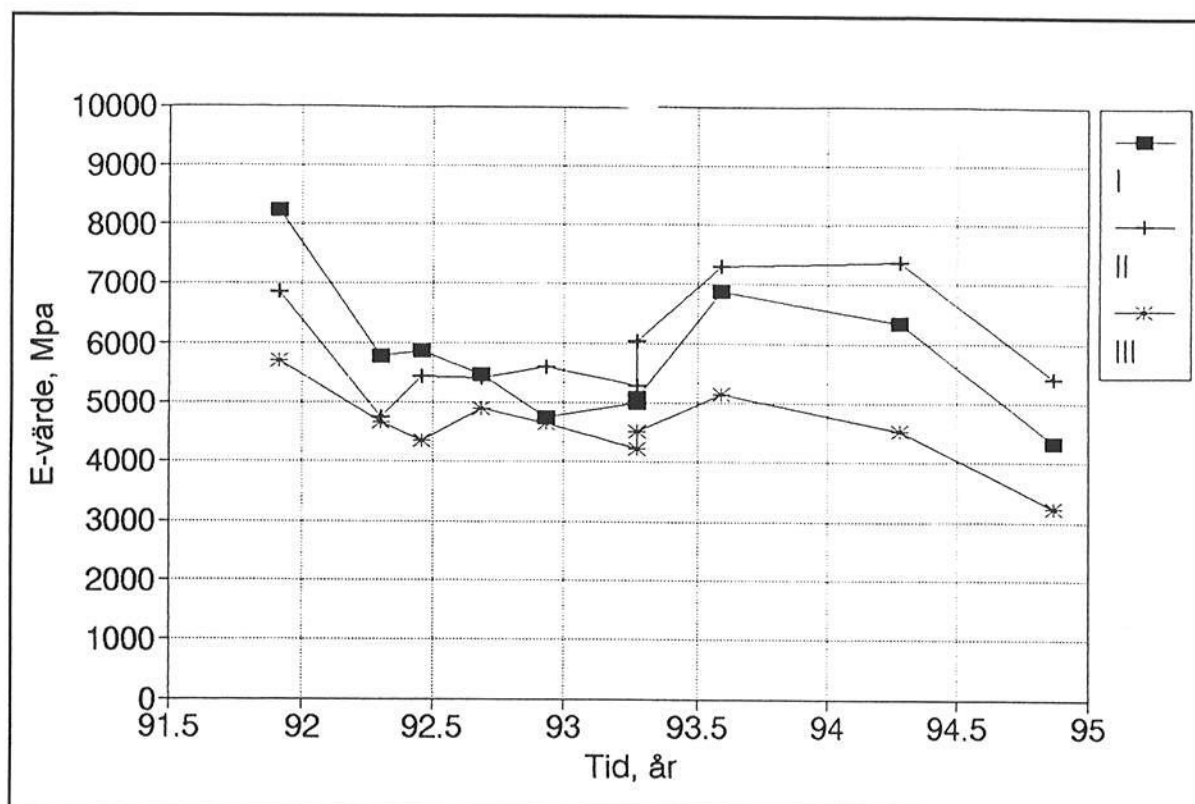
Det beräknade E-värdet för asfaltlagren är ungefär densamma för referenssträckan (sträcka I) och för sträckan med Viacobase (sträcka II). För den öppna överbyggnaden (sträcka III) har asfalten en något lägre E-modul. Makadamlagrets E-värde ändrar sig med temperaturen, troligen som en indirekt effekt av asfaltlagrens styvhet (som varierar med temperaturen). Se figur 7.8/a-b/. Ändringen är minst för beräkningar med icke-linjär undergrund. Makadamens E-värde är relativt lågt jämfört med de värden som normalt användes för dessa material vid dimensionering av vägöverbyggnader i t ex VÄG94 (8). Det bör dock påminnas om att de normalt använda värdena bygger på grova antaganden. De här beräknade E-värdena kan därför anses vara mer korrekta. I figur 7.9 visas exempel på korrigerade E-värden från respektive mättillfälle.



Figur 7.8a Beräknade E-värden som funktion av temperaturen för asfalt och bärlager. Sträcka I.



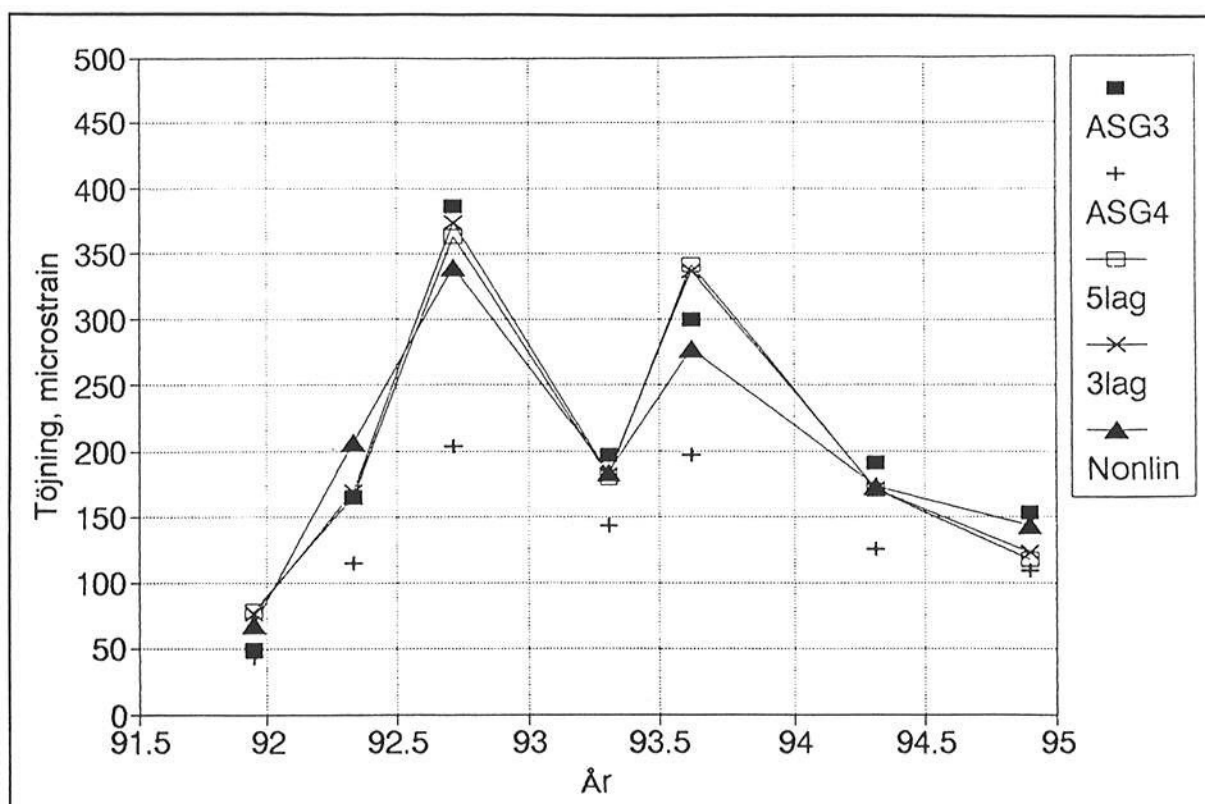
Figur 7.8b Beräknade E-värden som funktion av temperaturen för asfalt och bärlager. Sträcka III.



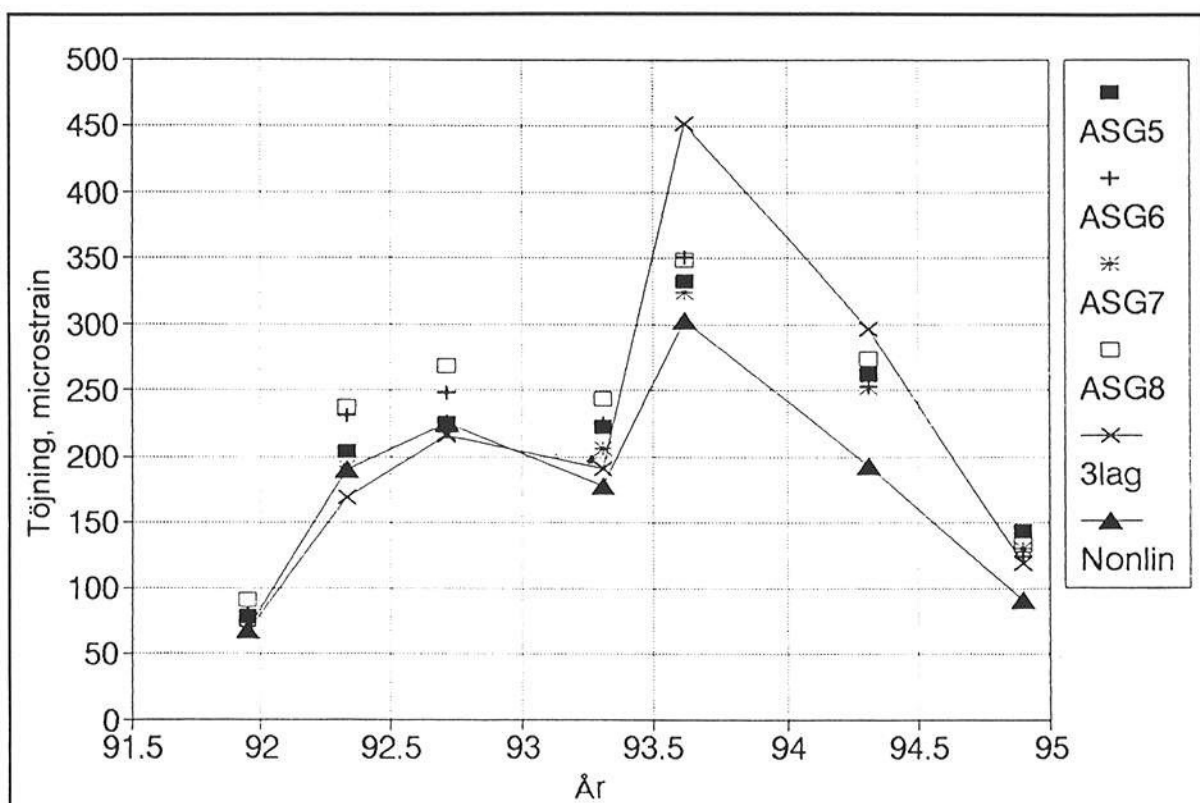
Figur 7.9 E-värden för asfaltlagren korrigerade för temperaturens inverkan. Värden från samtliga mätningar på respektive sträcka.

7.4 Spänningar och töjningar

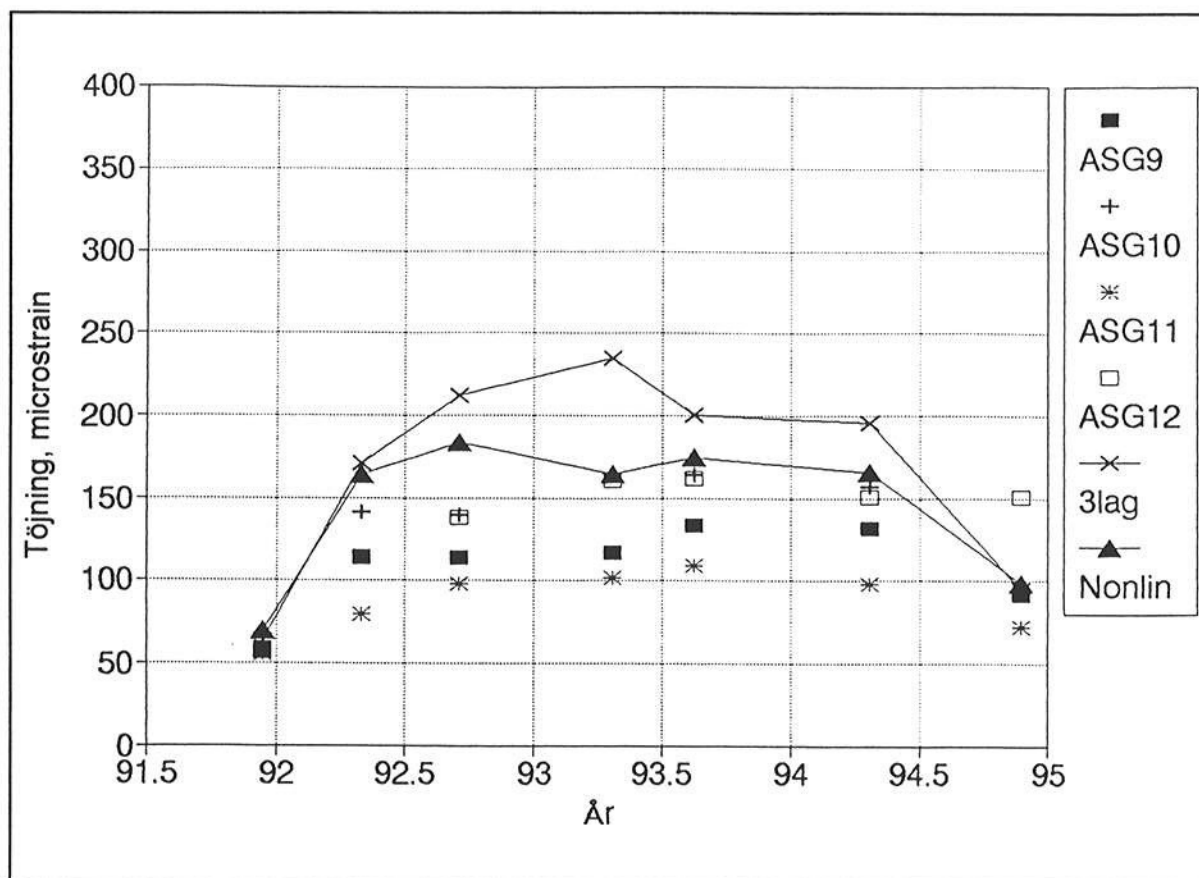
Spänningar och töjningar har mätts både under belastning med lastbil och med fallvikt. I figur 7.10a-c visas töjningen för varje sträcka som medelvärde av värden från alla givare. Dessutom visas det beräknade värdet av töjning för ett 5-lagers linjär-elastiskt system, motsvarande med 3-lager samt en beräkning med icke-linjär undergrund.



Figur 7.10b Medelvärden av mätt respektive beräknad töjning i asfaltlagrets underkant. Sträcka II. ASG5-8 är mätta värden. 3-lag och nonlinjärt är beräknade värden.



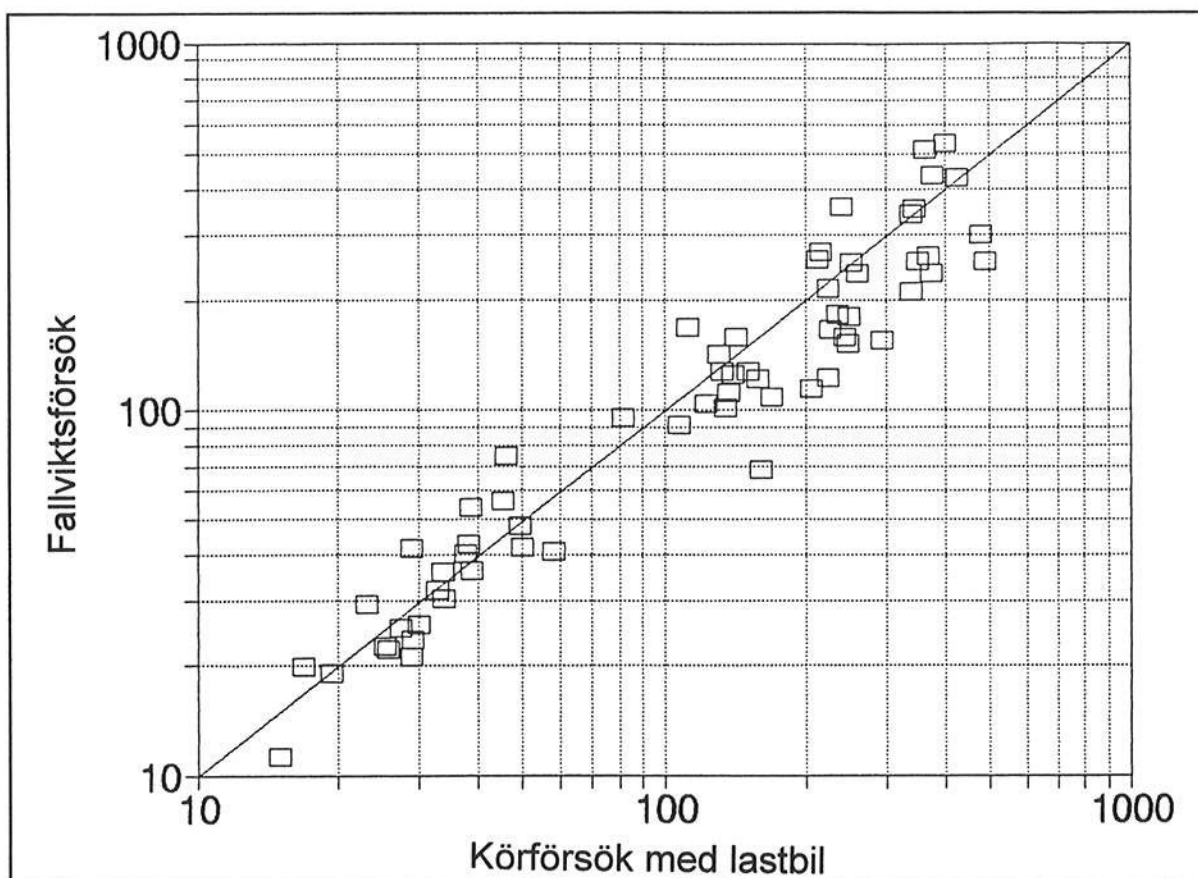
Figur 7.10c Medelvärden av mätt respektive beräknad töjning i asfaltlagrets underkant. Sträcka III. ASG9-12 är mätta värden. 3-lag och nonlinjärt är beräknade värden.



Figur 7.10c Medelvärden av mätt respektive beräknad töjning i asfaltlagrets underkant. Sträcka III. ASG9-12 är mätta värden. 3-lag och nonlinjärt är beräknade värden.

Den mätta spänningen på terrassytan skiljer sig mellan de tre olika sträckorna. Denna skillnad kan delvis förklaras i variationer i undergrundsförhållande och olika profillägen.

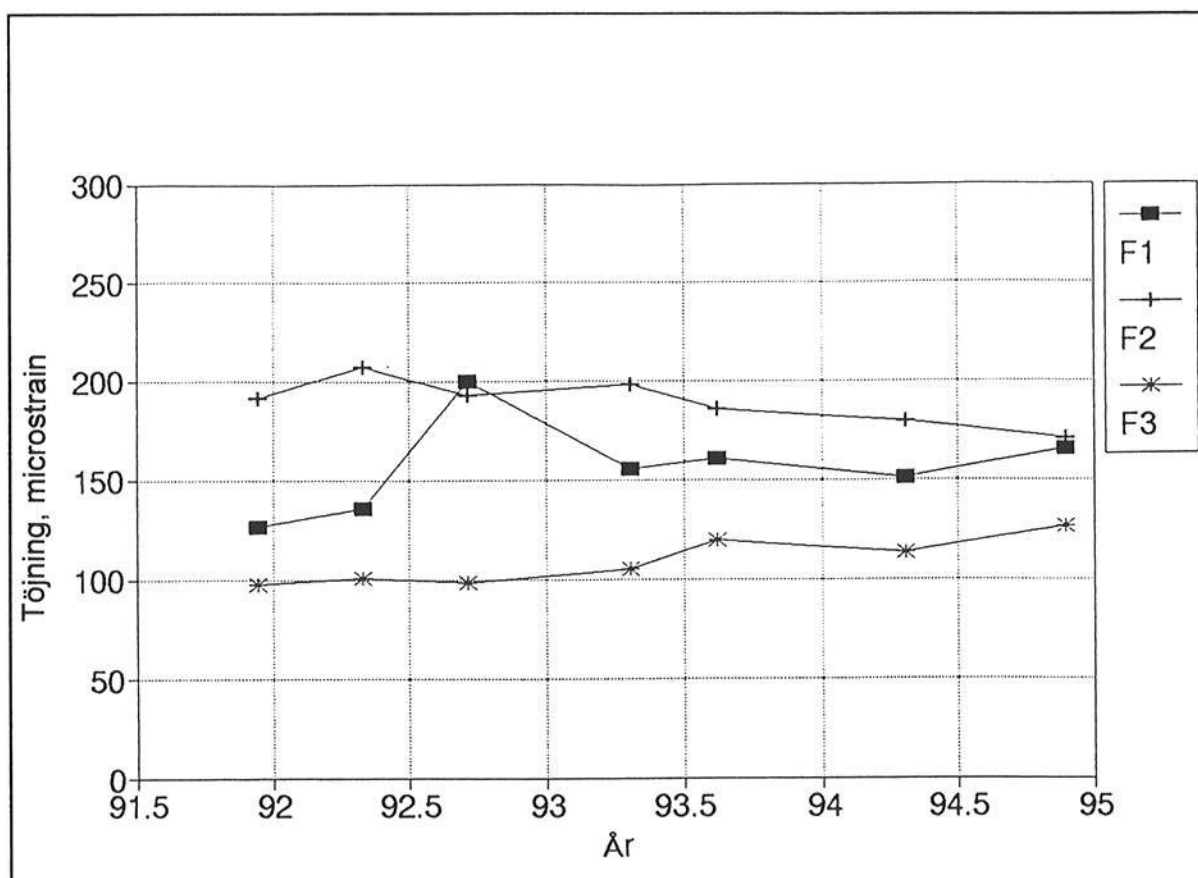
I figur 7.11 visas medelvärden av mätta påkänningar i väggroppen från fallviktsförsöken som en funktion av motsvarande värden från lastbilsförsöken. Värdena har omräknats till att gälla vid samma belastningssituation (samma hastighet och överförd last).



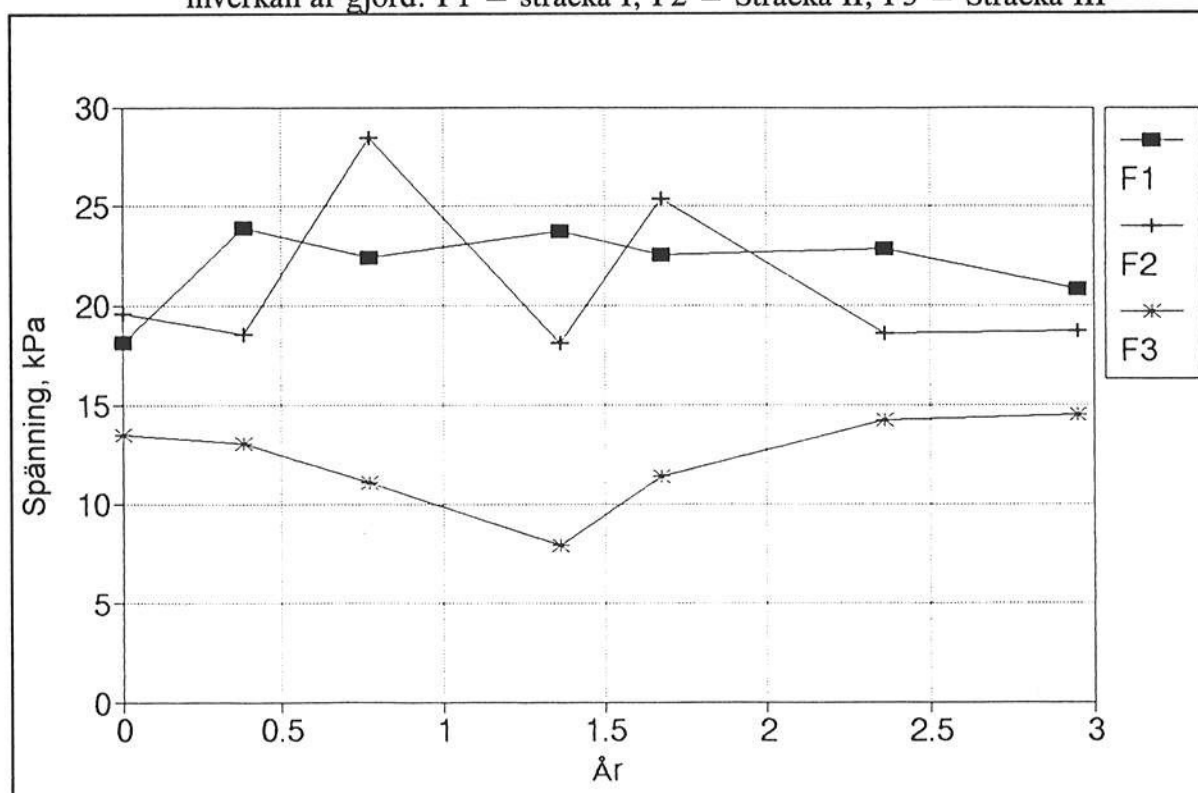
Figur 7.11 Jämförelse mellan mätta spänningar och töjningar i samtliga sträckor vid fallviktsbelastning respektive belastning vid körförsök med lastbil.

Som framgår av figur 7.11 finns en proportionalitet mellan de två olika belastningsförsöken. Något av spridningen av värdena kan skylla att de två försökstyperna är utfört med viss tidsförskjutning, så att det t ex kan vara tal om temperaturskillnader. En korrelationsanalys av logaritmerna på märvärdena ger en lutning på 0.974 och en korrelation $R^2 = 0.915$, dvs mycket god samstämmighet mellan värdena från de två belastningstyperna.

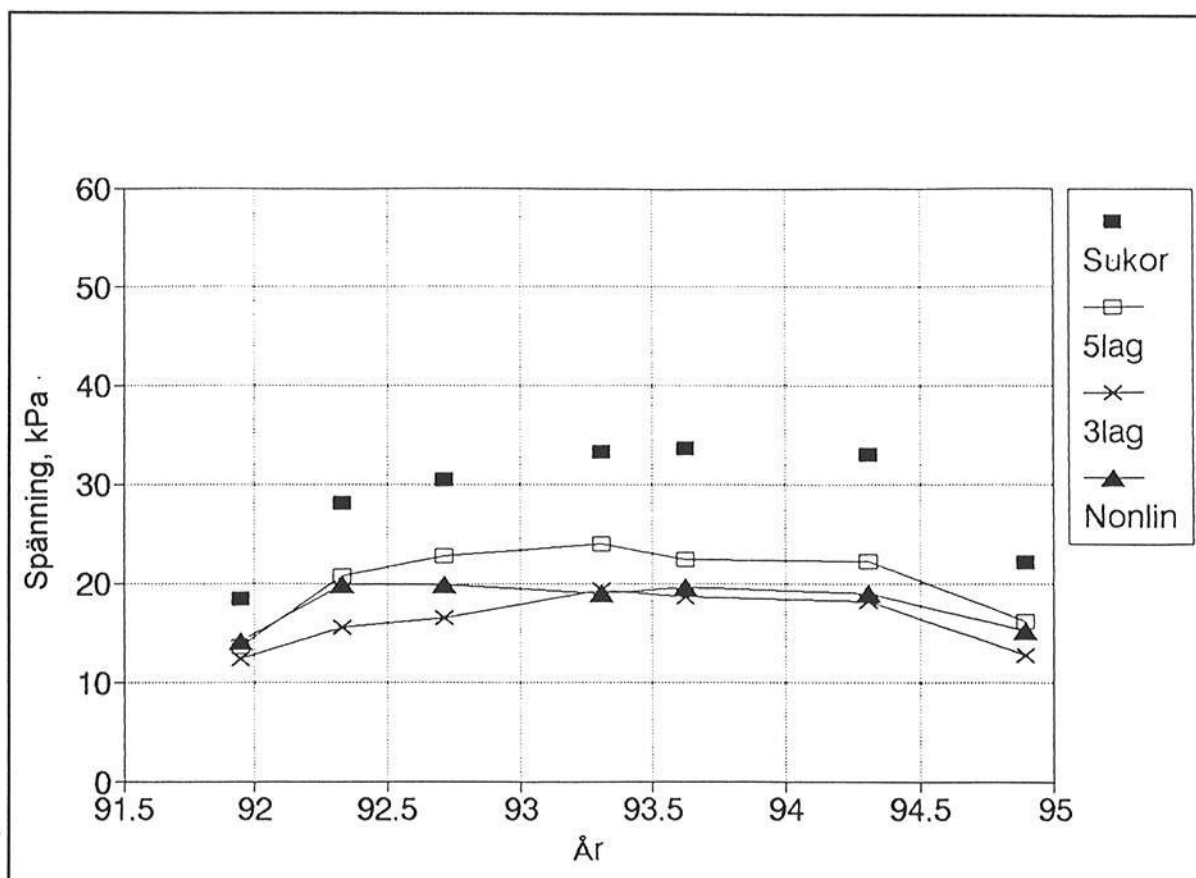
Det finns en stor spridning i värdena på uppmätta spänningar och töjningar, vilket också kunde förväntas. Därför är det en del osäkerhet i beräkningen av medelvärden, speciellt för töjningen i undergrunden som enbart har mätts med två givare per mätsträcka. Med korrigering för temperatur kan ändå en tendens framskönjas i hur töjningar och spänningar har förändrats under 3 år. Töjningen i asfaltlagrets underkant förefaller öka för sträcka I och sträcka III men däremot för sträcka II vara fallande. Töjningarna i sträcka I och II är nu ungefär lika stora medan däremot töjningen för sträcka III är klart lägre i samtliga mätförsök. Se figur 7.12. Även för sträcka III är den mätta spänningen på undergrunden lägst. Se figur 7.13.



Figur 7.12 Uppmätta töjningar i underkant av asfalt. Korrigering för temperaturens inverkan är gjord. F1 = sträcka I, F2 = Sträcka II, F3 = Sträcka III



Figur 7.13 Uppmätta spänningar på terrass. Korrigering för temperaturens inverkan är gjord. F1 = sträcka I, F2 = Sträcka II, F3 = Sträcka III



Figur 7.14 Korrigerade värden på mätta respektive beräknade spänningar på terrassytan. Sukor=mätta spänningar på terrassen. Övriga är beräknade.

De mätta spänningar och töjningar stämmer rimligt bra med de teoretiskt beräknat utifrån fallviktsmätningar och med en antagen icke-linjär undergrund. Dock är den mätta spänningen på undergrunden ibland högre i än vad elasticitetsteorin ger för samtliga sträckor. Ett exempel på mätt och beräknad spänning ges i figur 7.14.

7.5 Permanenta deformationer

Med de installerade givarna kan även permanenta deformationer mätas. Intressant är de permanenta deformationerna i undergrunden (dvs, på terrassytan) är störst under de traditionella grusbitumenöverbyggnaderna men lägst för den öppna makadamkonstruktionen i sträcka III. Se tabell 7.4.

	Sträcka I		Sträcka II		Sträcka III	
	SSDT1	SSDT2	SSDT3	SSDT4	SSDT5	SSDT6
Maj 92	8.0	7.2	3.0	1.8	1.3	1.1
Nov 94	8.4	7.2	3.1	1.8	1.3	1.1

Tabell 7.4 Uppmätta permanenta deformationer i undergrund. Mått i mm.

7.6 Bedömd bärighet

Bärigheten, dvs ett mått på vägkonstruktionernas tekniska livslängd, har beräknats utifrån de uppmätta spänningar och töjningar, korrigerat till 10°C, vid samtliga belastningsförsök. För värdering av bärigheten har tre vanligen använda kriterier använts. Det finns en viss säkerhet i om dessa kriterier är lämpligast för aktuella material, framförallt för det stenrika asfaltbärlagret (Viacobase) i sträcka 2 och 3 är det inte nödvändigtvis ett kriterium för sprickbildning som är avgörande för detta materials bärighet.

Beräkningarna har för asfaltlagren gjorts med ett strukturellt kriterium för sprickor i asfalten enligt Asphalt Institute:

$$N = \left(\frac{240 \mu m / m}{T_a} \times \left(\frac{E - asphalt}{3000 MPa} \right)^{-0.258} \right)^{3.29}$$

N = antal belastningar av en standardaxel som vägen kan bära
 T_a = töjningen i asfaltlagrets underkant

E-värdet för asfalten har satts till 6272 MPa, 6102 MPa och 4453 MPa för sträckan I, II och III, utifrån beräkningar av E-värden med non-linjär undergrund.

För belastningen på undergrunden har två funktionella kriterier använts:

- minskning i jämnhet enligt Kirk (dPSI=2):

$$N = \left(\frac{120 kPa}{S_u} \times \left(\frac{E_m}{160 MPa} \right)^{1.16} \right)^{3.26}$$

S_u = spänningen på undergrunden

- Spårbildning på cirka 10 mm enligt Nottingham University:

$$N = \left(\frac{451 \mu m / m}{T_u} \right)^{3.57}$$

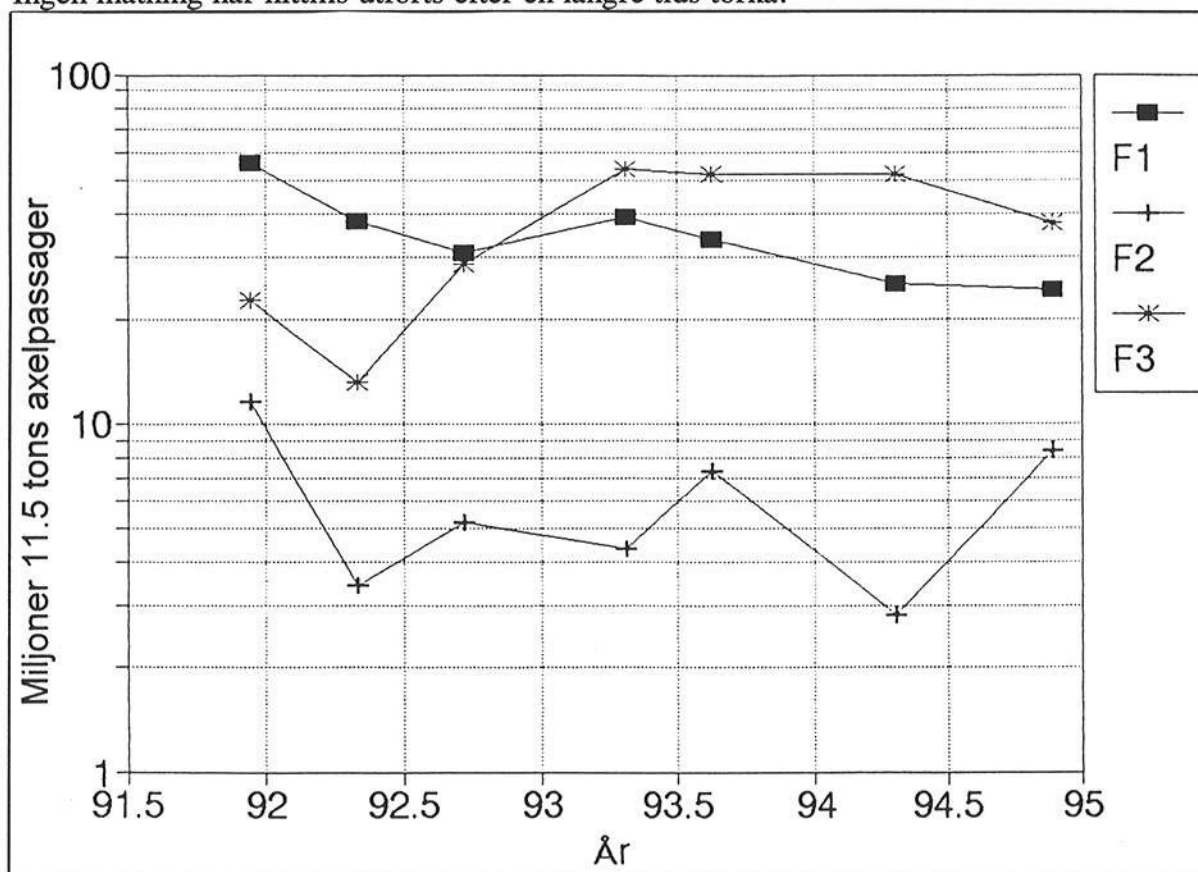
Det kritiska värdet visade sig vara den vertikala töjningen i makadamlagret enligt kriteriet från Nottingham. Som inte har mätts vid försöken eftersom det inte skulle gå att installera töjningsgivare i detta grova material. Det är också tveksamt om detta kriterium är giltigt för ett material som makadam. Men, till en jämförelse av bärigheten mellan de tre försökssträckorna är det fullt användbart.

Livslängden bestämt utifrån fallviktsförsöken tyder på att det har skett en förbättring i bärigheten från våren 1992 fram till sommaren 1993. Efter denna har bärigheten stabiliserats med en tendens till nedgång i den sista mätserien. Beräknat med Kirk's kriterium hade sträcka 1 (referenssträckan) i november 1994 den lägsta bärigheten med 140 000 standardaxlar. Sträcka 2 med Viacobase hade den näst högsta med 610 000 standardaxlar. Sträcka 3 med öppen överbyggnad hade den högsta bärigheten med 820 000 standardaxlar. Se figur 7.15 och 7.16.

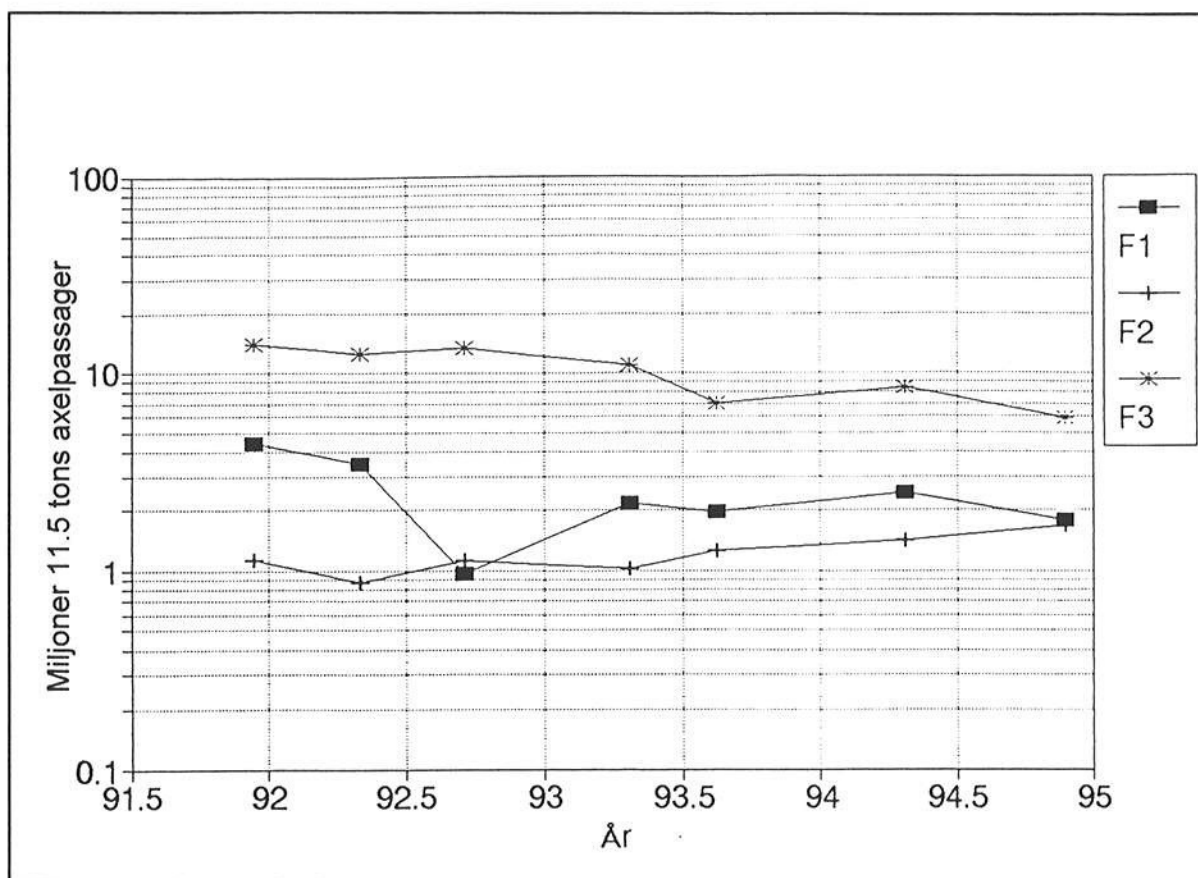
De tre kriterierna har också använts till att beräkna livslängder utifrån de uppmätta värdena på spänningar och töjningar efter korrigering för temperaturen. Detta visar att asfaltlagret kan tåla ungefär samma belastning på sträcka I och II och på sträcka III cirka 3 gånger så många belastningar (förutsatt att samma kriterium kan användas för de två olika typerna av asfaltbärlager). Sedan sommaren 1993 har sträcka III med den öppna överbyggnaden haft den längsta livslängden med hänsyn till de två terrasskriterierna. Eftersom undergrunden har sämst bärighet på sträcka II kan detta påverka töjningen i asfaltlagrets underkant med följd att Viacobasens bärighet underskattas.

Den öppna överbyggnaden i sträcka I har högst bärighet (vad gäller motstånd mot deformation). Undergrundens bärighet förefaller vara stabilare under den öppna överbyggnaden jämfört med de två täta vägkropparna. Normalt finns en variation i undergrunden som följer årstiderna p.g.a. olika vatteninnehåll. Denna variation är mycket liten för den öppna överbyggnaden som släpper ner ytvatten genom vägkroppen till underliggande mark. Det förefaller utifrån bärighetsstudierna som om marken under den öppna överbyggnaden håller en jämn nivå under året.

Under de 3 år som västräckorna har följts upp har klimatet varit regnigt och med milda vintrar. När vägen anlades var terrassen mycket blöt. Under sommaren 1993 föll mer regn än normalt vilket kan förklara nedgången i bärighet vid mätningen i april och augusti 1993. Ingen mätning har hittills utförts efter en längre tids torka.



Figur 7.15 Beräknad livslängd med hänsyn till belastning på undergrund. Korrigerad till en temperatur vid 10°C. F1 = sträcka I, F2 = Sträcka II, F3 = Sträcka III.



Figur 7.16 Beräknad livslängd med hänsyn till belastning i underkant av asfaltlagren. Korrigerad till en temperatur vid 10°C.
F1 = sträcka I, F2 = Sträcka II, F3 = Sträcka III.

8. SPÅR OCH JÄMNHETSMÄTNINGAR

8.1 Utförda mätningar

En vägs funktion kan bedömas genom att mäta de ytförändringar som uppstår med tiden p.g.a. av klimat och trafikens påverkan. Vanliga mått är spår och längsgående ojämnheter mätt med olika mätfordon. I detta projekt har spår- och JÄMNHETSMÄTNINGAR använts för att tidigt kunna se skillnader i funktion mellan de tre olika försökssträckorna.

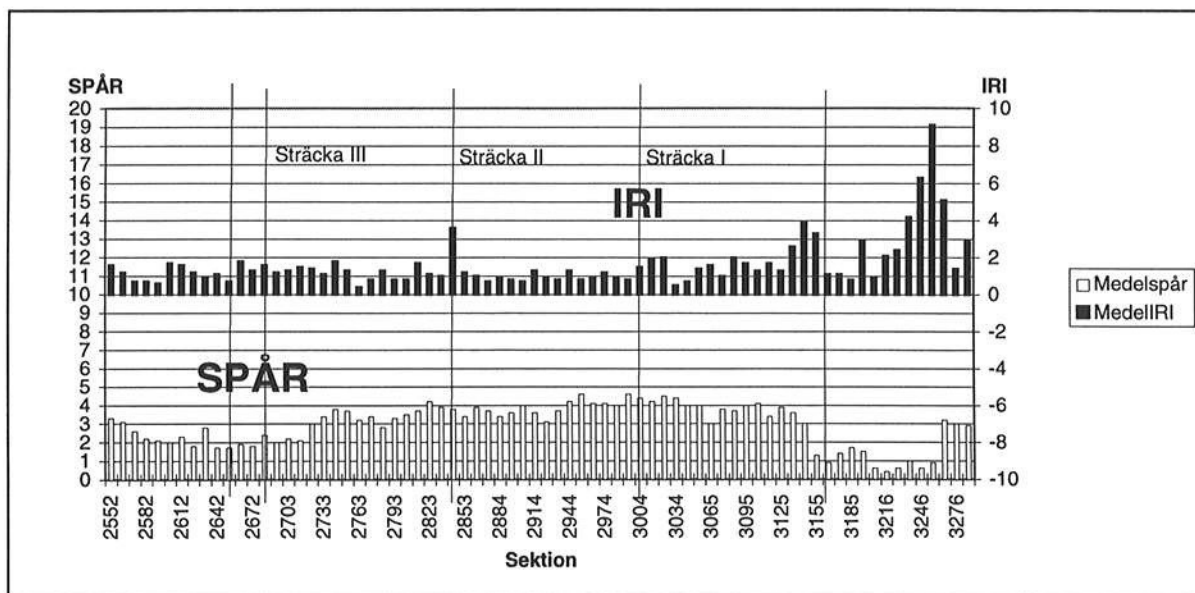
Vägytemätningen har utförts med laserbil från Dynatest. De parametrar som mätts är största spår djup tvärs över körbanan med trådprincipen och den längsgående ojämnheten uttryckt i IRI-värde. För varje parameter har medelvärde och största respektive minsta värde registrerats var 20:e meter. Mätning har gjorts december 1992, dvs cirka ett år efter vägens öppnande och i december 1994.

Mätningarna finns redovisade i en separat rapport från Scandiaconsult som utvärderat mätningarna (19). I det följande sammanfattas resultaten.

8.2 Sammanfattande resultat från spår- och ojämnhetsmätningar

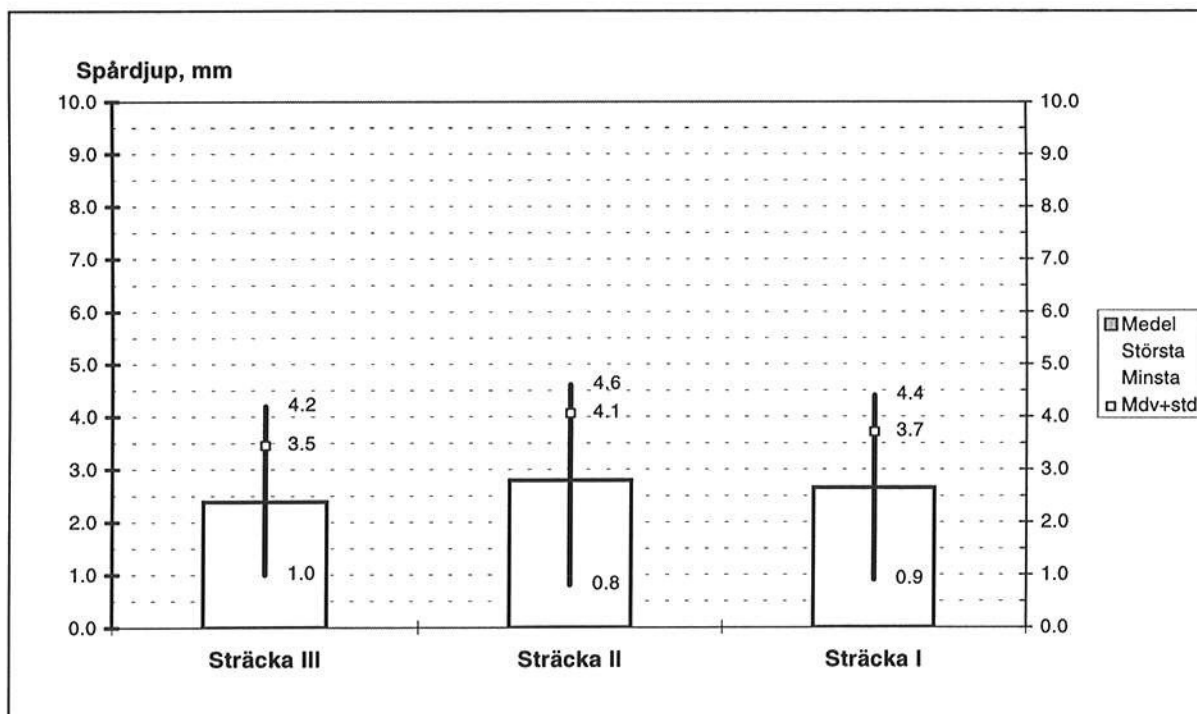
Det totala spårslitaget har varit liten under de 3 år vägen har trafikerats. Normalt brukar det på vägar ske en efterpackning av beläggning och väggropp av trafiken mellan 4-5 mm. De spår som uppmätts hittills på Borrebackevägen ligger under denna nivå. Eftersom trafikmängden är liten på vägen och dubbdäcksfrekvensen i Malmö är under 10% kan de uppmätta spåren troligen hänföras till efterpackning av lagren i väggroppen. Resultaten från spår- och ojämnhetsmätningarna antyder att efterpackningen är lägre för den öppna vägkonstruktionen jämfört med referenssträckan.

Ett exempel på resultaten från vägytemätning i december 1992 visas i figur 8.1. Såväl uppmätt spår som vägens ojämnhet är i den storleksordning som kunde förväntas. Låga värden på IRI innebär liten ojämnhet. Nybyggda vägar har IRI-värden normalt mellan 0.5-1.5.

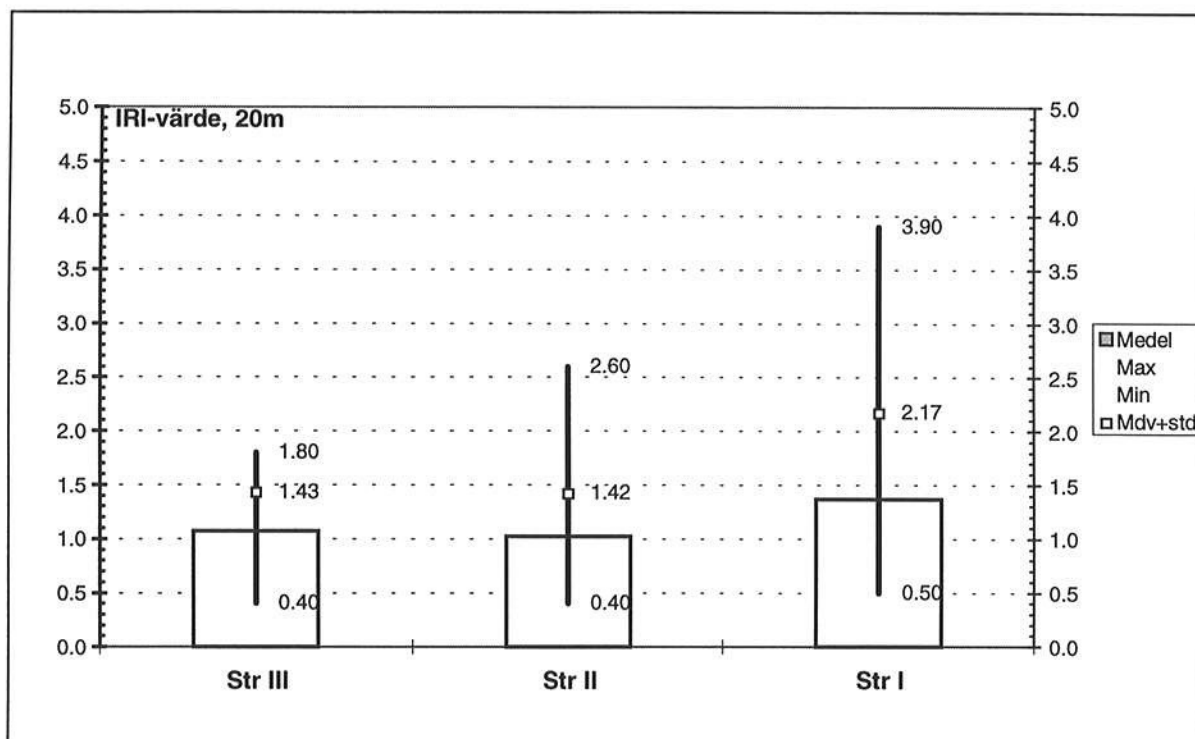


Figur 8.1 Spår- och IRI-mätning med laserbil på Borrebackevägen. Medelvärden på spår och IRI för var 20:e meter. (stapeldiagram med inritade sektioner)

I figur 8.2 visas medelvärden för varje försökssträcka på uppmätt spår efter ett år (dec-92). Här framgår att spårerna är ungefär lika stora för alla sträckor. Den öppna överbyggnaden har något mindre spår. I mätningen från december 1994 har spår djupet ökat endast marginellt för sträcka II och III. För sträcka I, referensen, har däremot spåret ökat med cirka 2 mm. Spår djupet i referensen är därmed cirka 50% större än spåret i den öppna väggroppen. Värdena är fortfarande mycket låga men en tendens finns till att spåret är lägre i de bågiga överbyggnaderna med Viacobase som bärlager.



Figur 8.2 Spår- och IRI-mätning med laserbil på Borrebackevägen. Medelvärden för respektive försökssträcka samt största respektive minsta värde. Mätning i december 1992.



Figur 8.3 IRI-värden från mätning med laserbil i december 1992. Medelvärden för respektive försökssträcka samt största respektive minsta värde.

Värdena på den uppmätta ojämnheten är låga för samtliga sträckor. Det kan dock urskiljas en viss skillnad i ojämnhet mellan sträckorna II och III jämfört med sträcka I. Ojämnheten är cirka 40% större i referenssträckan jämfört med den öppna överbyggnaden. Även jämfört med sträcka II med Viacobase är ojämnheten i referenssträckan cirka 40% större. Ungefär samma skillnad mellan sträckorna framgår av mätningarna i december 1994. Vid den sista mätningen har ojämnheten ökat något (cirka 15%) för sträcka I och sträcka II. Den öppna vägkroppen i sträcka III uppvisar däremot ingen ökning i ojämnhet.

8.3 Slutsatser från vägytemätningarna

Den sträcka som hittills uppvisar lägst ojämnhet och lägst spår är sträcka III med den öppna vägkroppen.

Detta kan förklaras i att ojämnhet och spår på vägytan är ett "mått" på hur vägkonstruktionen och den underliggande marken förmår att motstå deformationer. Det stabila stenskelettet i makadamlagret och i asfaltlagren i den öppna vägkroppen är inte deformationsbenägen.

9 SLUTSATSER

Huduvsyftet med detta projekt var att få fram kunskap om hur en öppen vägöverbyggnad ska dimensioneras med hänsyn till trafik och klimat. Studierna på Borrebackevägen visar att en öppen konstruktion har högre bärighet än motsvarande grus-bitumenöverbyggnad. Viss försiktighet ska iakttas eftersom resultaten från provvägen enbart gäller för den aktuella undergrunden (moränlera) och klimatzon.

Lastspridningen i makadambärlagret är mycket god med följd att belastningen på terrassen blir betydligt lägre än för en grus-bitumenöverbyggnad. Även det asfaltbundna och dränerande bärlagret av stenskelettyp (Viacobase) som provats har visat på god bärighet.

Detta innebär att den totala tjockleken på överbyggnaden, dvs det kombinerade bär- och förstärkningslagret av grov makadam, kan minskas med bibehållen bärighet.

Produktionen av de i vägen ingående komponenterna visade följande:

- Det dränerande asfaltbärlagret av stenskelettyp (Viacobase) medförde ökade produktionskostnader p.g.a. det höga slitaget i blandarenheten samt att kapaciteten vid asfaltfabriken minskade.
- Entreprenören valde att lägga ett enhetligt lager av makadam på 420 mm för den öppna överbyggnaden. Detta medförde att ojämnheten lokalt var mycket stor och att entreprenören drabbades av förseningar och extra kostnader. Det är bättre med minst två lager med ett grovt lager i botten och ett finare övre delen av makadambärlagret för att underlätta utläggning och justering.
- Om makadamen skall trafikeras innan utläggning bör den "låsas" genom indränkning med bitumen p.g.a. stabilitetsskäl.
- Släntjusteringar bör göras innan slutbeläggning för att minska igensättning av porerna i dränbeläggningen.

Erfarenheterna från Borrebackevägen visar att sammansättningen av stenmaterialet till makadambärlagret är avgörande för att ej försvåra utförande och att önskad bärighet uppnås. Erfarenheten från anläggandet av liknande projekt är att detta bärlager ofta blir instabilt under utläggningen så att ingen låsning mellan de enskilda stenarna erhålls. När makadam ska användas till denna typ av konstruktion måste därför utprovning av lämplig sammansättning göras innan utläggning sker. Bärigheten och stabiliteten i bärlagret beror i hög grad på stenens hållfasthet och dess kornform.

Totalkostnaden för denna väg överstiger ej en väg med traditionell konstruktion. Tvärtom kan anläggningskostnaden i framtiden förväntas bli lägre om dikeskonstruktionen görs enklare och överbyggnaden dimensioneras tunnare. Tas dessutom hänsyn till eventuella avgifter för grusmaterial kan en makadamkonstruktion bli billigare.

Igensättning av porerna i dränbeläggning är ett klassiskt problem. Beläggningen på Borrebackevägen har spolats med specialutrustning från Schörling. Igensättning av

beläggningen är än så länge liten. Även om den skulle öka och genomsläpligheten därmed minska kan ytvatten komma ner i makadambädden via sidoytor som t ex stödremorna eller icke trafikerade vägrenar.

Studierna av vägtemperaturer antyder att halkrisken inte är större med en öppen överbyggnad jämfört med motsvarande tät sådan.

10 FORTSATTA STUDIER

Den öppna överbyggnaden har i detta projekt och i andra studier som refererats visat på goda egenskaper vad gäller bärighet, bullerreduktion och dagvattenhantering. För att få större kunskap om konstruktionens bulleregenskaper är det intressant att utföra bullermätningar på liknande provvägar som Borrebackevägen.

Instrumenteringen i Borrebackevägens tre olika sträckor är möjlig att använda för ytterligare bärighetsstudier. Det bör göras några kompletterande mätförsök med fallvikt och körförsök med lastbil för att få en långtidsuppföljning på konstruktionen.

De enstaka stenarna i makadamen och i skelettasfalten till slitlager och bärlager utsätts för stora påfrestningar. Det finns en risk för att utmattning av detta stenmaterial kan vara stort om inte rätt typ av sten och kornform användes. Det är därför intressant att studera utmattningsegenskaper för stenmaterial av olika typer och form i en sammansättning som kan användas till öppet makadambärlager.

För att få kunskap om åldringen hos asfaltbärlager av stenskelett typ Viacobase bör accelererade försök göras i laboratorium avseende bindemedelshinnans förhårdning, stabiliteten i materialet och stenmaterialets hållfasthet.

Försöken med att rutinmässigt tvätta beläggningen och därmed bibehålla dess dränerande effekt bör fortsätta.

REFERENSER

1. **Thomas Wahlman och William Hogland.** Enhetsöverbyggnad. Hydrologiska och vägtekniska egenskaper. Byggforskningsrådet R90:1990. (190s)
2. **Ulf Sandberg m fl.** Lågbullerbeläggningar. Ett samnordiskt projekt under NKTF. VTI-rapport 388-1993. (115s)
3. **Alain Santon et al.** Chaussées poreuses urbaines RN6 à Dardilly. Revue générale des routes et des aerodromes nr706 april 1993. (10s)
4. **E U Hiersche och H J Freund, Karlsruhe Universität.** Technology and in-situ trial of a noise absorbing pavement structure. Proceedings 7th international conference on asphalt pavements. Nottingham 1992. (9s)
5. **VAG94.** Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner. Vägverket publikation 1994:25.
6. **Krister Ydrevik.** Observationsstrackor med BBÖ på väg E4 vid Norsholm. VTI-meddelande nr 741-1994. (25s).
7. **Nils Ulmgren.** Viacobase -undersökning av massor avsedda för provväg i Malmö 1991. ATU Rapport 91-2. 1991. (6s)
8. **Ebrahim Parhamifar.** Öppen överbyggnad på Borrebackevägen i Malmö. Erfarenheter från byggande och materialstudier. (65s)
9. **BYA-84 med komplement 1/86.** Byggnadstekniska föreskrifter och allmänna råd. Vägverket 1984 och 1986.
10. **Peter Persson och Peter Jönsson.** Öppen överbyggnad på Borrebackevägen i Malmö Klimatstudier och bedömning av halkbenagenhet. (95s)
11. **Peter Flyhammar.** Framtagning av rengoringsutrustning för dränerande belagningar. Lunds tekniska högskola. Internrapport 1991:6. Rapport 3149. (109s)
12. **Lennart Folkesson.** Miljöeffekter av dagvatten. Litteraturöversikt. VTI rapport nr 391-1994. (61s)
13. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Borrebackevägen I. Förste måleserie. December 1991. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniska Universitet. (113s)
14. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Borrebackevägen II. Andre och tredje måleserie. Maj och september 1992. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniska Universitet. (88s)

15. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Borrebackevägen III. Fjerde och femte måleserie. April och augusti 1993. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniske Universitet. (99s)
16. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Borrebackevägen IV. Sjette måleserie. April 1994. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniske Universitet. (54s)
17. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Borrebackevägen V. Syvende måleserie. November 1994. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniske Universitet. (168s)
18. **Per Ullidtz och Finn-Ole Sjölin.** Installation av transducere et faldlodsforsøg på underbund. Institutet for Veje, Trafik och Byplan. Danmarks Tekniske Universitet. (47s)
19. Spår- och ojämnhetsmätningar på Borrebackevägen. **ScandiaConsult SYD.** 1992 och 1994.