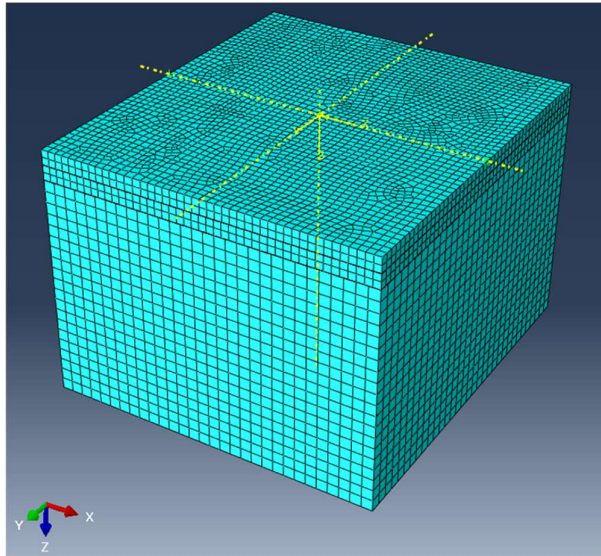




CHALMERS



Analys av beräknade och uppmätta påkänningar i betongbeläggning

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet maskinteknik

OSKAR SKOMMARGÅRD

INSTITUTIONEN FÖR
MEKANIK OCH MARITIMA VETENSKAPER

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sverige 2024
www.chalmers.se

Analys av beräknade och uppmätta påkänningar i betongbeläggning

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet maskinteknik

OSKAR SKOMMARGÅRD

Institutionen för Mekanik och maritima vetenskaper

Avdelningen för dynamik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, Sverige 2024

Analys av beräknade och uppmätta påkänningar i betongbeläggning

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet maskinteknik
OSKAR SKOMMARGÅRD

© OSKAR SKOMMARGÅRD, 2024

Institutionen för Mekanik och maritima vetenskaper
Avdelningen för dynamik
Chalmers tekniska högskola
SE-412 96 Göteborg
Sverige
Telefon: + 46 (0)31-772 1000

Omslag:
Mesh av vägmodell för projektets analyser

Tryckeri /Institutionen för Mekanik och maritima vetenskaper
Göteborg, Sverige 2024

Sammanfattning

Betongvägar är mer slitstarka och kräver mindre underhåll än asfaltsvägar men utgör idag endast en procent av Sveriges vägnätverk. Från ett tidigare projekt finns uppmätta förskjutningar och töjningar från en testsektion av en betongväg på väg E4 vid Uppsala. I denna rapport redovisas en förenklad tre-dimensionell finita elementmodell av testsektionen samt beräkningar av olika lastfall för jämförelser med uppmätta rörelser med avsikt att validera den svenska dimensioneringsmetoden av betongvägar. Inledningsvis genomfördes en litteraturstudie där den svenska dimensioneringsmetoden och olika modelleringsmetoder undersöktes för att ta fram en metod för projektet. Betongvägen består av tre lager: en betongbeläggning, ett asfaltsskikt samt en komprimerad undergrund. Vägmodellen för projektet skapades med FEM-programvaran Abaqus och analysen avgränsas till statisk analys av linjärelastiska material. Betong kan antas ha ett linjärelastiskt beteende upp till en tredjedel av den maximala tryckhållfastheten vid tryckbelastning och upp till en tiondel av den maximala tryckhållfastheten vid dragbelastning vilket prövades genomgående i projektet. De beräknade värdenas mätpunkter i modellen motsvarade sensorernas verkliga placeringar i testsektionen för att möjliggöra jämförelser. Nominella värden på elasticitetsmoduler och årstidsdata används för att simulera de verkliga förhållandena.

3D-modellen skapades enligt undersökt metod och vägsikten modellerades till en sammansatt vägkropp med så kallad tie-kontakt i Abaqus. Randvillkor applicerades på vägkroppen för att möjliggöra beräkningarna och en mesh skapades. Elasticitetsmodulerna har anpassats för att få modellen väl överensstämmande med verkligheten för samtliga lastfall. Modellen visar god överensstämmelse med de uppmätta förskjutningarna men sämre överensstämmelse för töjningsmätningarna och då olika lastfall jämförs. Temperaturlaster ger upphov till förhållandevis stora förskjutningar av betongbeläggningen. Eventuella mätfel och felkällor diskuteras, där främst avgränsningen till statisk analys anses ge felaktigt beräknade resultat. Förslag på förbättringar till modelleringen presenteras för att möjliggöra mer noggranna analyser.

Nyckelord:

FEM, statisk analys, linjärelastiskt material, betongbeläggning, elasticitetsmodul, förskjutning, töjning, spänning

Abstract

Concrete pavements are more durable and require less maintenance than asphalt pavements but constitute only one percent of Sweden's roads. To address this issue, a test section was constructed and tested under various combinations of traffic and temperature loads. The measured structural responses provided information on the mechanical behavior of the concrete pavement. In this project a simplified three-dimensional finite element model of the test section is presented with modelling of different load cases, which was used to compare measured and calculated structural responses. It is aimed that this would enhance and improve the existing Swedish concrete pavement design method. Initially a literature study was conducted where the Swedish concrete pavement design method and different modeling methods were studied to develop a method for the project. The model consists of three layers: a concrete pavement, an asphalt layer and a compacted subgrade. The model was created with the FEM-software Abaqus, and the analysis was limited to static analysis of linear elastic materials. Concrete can be assumed to have linear elastic behavior up to one third of the maximum compressive strength for compressive loading and up to one tenth of the maximum compressive strength for tensile loading, which was checked throughout the project. The points of measurement used for the calculated structural responses matched the actual placements of sensors in the test section to make the comparisons accurate. Nominal values and seasonal data of elastic moduli were used to simulate the weather conditions of the test section measurements.

The model was created, and the layers modelled into a solid with so-called Abaqus tie-contact. Boundary conditions were applied to the model and a mesh was created. The elastic moduli were adjusted to make the modelling accurate for each load case. The model conformed well with the measured displacements but showed poorer conformity for the strain measurements and when different load cases were compared. Temperature loads induce relatively large displacements of the concrete pavement. Possible errors in measurement were discussed, however the limitation of static analysis is seen as the main reason for incorrect calculated structural responses. Suggestions for improvements to the model were presented to enable more accurate analysis.

Keywords:

FEM, static analysis, linear elastic, concrete pavement, elastic modulus, deformation, elongation, stress

Förord

Rapporten är ett examensarbete på 15 högskolepoäng genomfört på Chalmers tekniska högskola på Institutionen av Mekanik och maritima vetenskaper, avdelningen för Dynamik. Examensarbetet utgör en del av ett projekt som Statens väg- och transportforskningsinstitut (VTI) arbetat med vid namn "BVFF Analys av beräknade och uppmätta påkänningar i betongbeläggning".

Jag vill tacka forskningschef Björn Kalman på VTI för möjligheten att få medverka i detta projekt samt tacka mina handledare på VTI Yared Dinegdae och Abubeker Ahmed för ett aktivt engagemang med handledningen. Jag vill även tacka min examinator Jens Nielsen på Chalmers för tydlig och konstruktiv respons samt hela avdelningen för Dynamik som med varmt välkomnande stöttat och hjälpt mig genomgående i projektet.

Göteborg, december 2023

Oskar Skommargård

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Precisering av frågeställningen	3
2. Litteraturstudie	4
2.1 Dimensionering av betongväg enligt svensk metod	4
2.2 Modelleringsmöjligheter för betongväg	8
2.2.1 Winkler fundament	8
2.2.2 Solidmodellering av vägsikt	9
3. Metod	10
3.1 Testsektion	10
3.2 Sensorer och mätningar	11
3.3 Lastfall och temperaturförhållanden	12
3.3.1 Modellering av lastfall och temperaturförhållanden	15
3.4 FEM-modellering	16
4. Resultat och diskussion	17
4.1 3D-förenklad modell av betongvägen	17
4.2 Fallviktsmätning FWD	22
4.2.1 Modellering av fallviktsmätning – 2006-07-04	22
4.2.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar för FWD	22
4.3 Tung fallviktsmätning HFWD	24
4.3.1 Tung fallviktsmodellering	24
4.3.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar för HFWD	24
4.3.3 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade töjningar för HFWD	30
4.4 Fordonstrafik	33
4.4.1 Fordonstrafikmodellering	33
4.4.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade töjningar för fordonstrafik	33
4.4.3 Belastningskoncentrationer från fordonstrafik	35
4.5 Justering av elasticitetsmodul för HFWD 2010 och fordonstrafik	36
4.6 Temperaturlast	40
4.6.1 Temperaturlastmodellering	40
4.6.2 Påverkan av temperaturgradient på betongbeläggning	40
4.7 Utvärdering av avgränsningar	43
5. Slutsats och vidareutveckling	45

Källförteckning47

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Betongvägar är mer slitstarka och har längre livslängd än asfaltsvägar men i Sverige utgör betongvägarna mindre än en procent av landets vägnätverk. Vilken av dessa vägtyper som har minst klimatavtryck är svårt att avgöra på grund av många parametrar som diskuteras av Santero m.fl. (2010) där flera livscykelanalyser av vägtyperna har utvärderats. Livscykelanalyserna påvisar generellt att asfaltsvägar förbrukar mer energi men mindre koldioxidutsläpp än många typer av betongvägar. Medan ett större koldioxidavtryck ej är garanterat för betongvägar än för asfaltsvägar så bör de miljömässiga aspekterna beaktas vid konstruktion. Betongvägar har dock hög hållfasthet och mindre underhåll krävs än för asfaltsvägar vilket har nyttjas i samhället vid vissa högtrafikerade vägar, exempelvis motorvägar.

Under år 2023 färdigställde två forskare på VTI (2023) i Linköping en rapport om analys av mätdata från töjnings- och spänningsgivare i betongbeläggningen för väg E4 vid Uppsala. Syftet med deras analys var att undersöka den uppmätta strukturella responsen för belastade betongbeläggningar under svenska temperaturförhållanden. Analysen de genomförde utökade kunskapen kring betongvägskonstruktion i Sverige och medförde möjlighet att förbättra befintliga konstruktionsmetoder. Deras analys av mätningarna önskades även numeriskt valideras med beräknade värden genom finita elementmetoden (FEM) men på grund av bristande finansiering blev det ej genomfört.

Frågeställningen för detta examenarbete är nästa steg i analysen av de uppmätta mätvärdena, det vill säga att med datormodellering i FEM-programvara simulera samma laster och temperaturgradienter som när mätningarna utfördes. De beräknade påkänningarna från FEM-analysen ska jämföras med de uppmätta påkänningarna för att ytterligare utvärdera befintliga konstruktionsmetoder i Sverige.

1.2 Syfte

Syftet med projektet är att visa hur påkänningarna i betongbeläggningen påverkas av trafikbelastning och temperaturgradient. I projektet ska en betongbeläggning modelleras och påkänningar beräknas för att sedan jämföras med respektive uppmätta värden. Denna kunskap gör det möjligt att utvärdera befintliga dimensioneringsmetoder för betongvägar. Projektet behandlar både FEM-beräknade och från vägen uppmätta påkänningar. Följande är förväntade resultat från detta projekt.

- En förenklad 3D-modell av en betongväg.
- Fördelningen av spänningar och töjningar inom betongvägen.
- Identifiering av punkter med högre spänning och belastningskoncentration i vägen.
- Jämförelser mellan uppmätta och beräknade spänningar, töjningar och nedböjningar.

1.3 Avgränsningar

För att examenarbetet ska vara genomförbart under den förbestämda tidsperioden behöver projektet avgränsas. Analys av betong som konstruktionsmaterial kräver vanligtvis komplex modellering då materialet ej är linjärelastiskt. Projektet kommer därför att avgränsas till linjärelastisk analys genom antagandet att de applicerade lasterna främst orsakar tryckspänningar i betongvägen och att inga sprickor uppstår på grund av dragspänningar.

Utöver den linjärelastiska betongbeläggningen kommer även asfaltskiktet och undergrunden att modelleras som linjärt elastiska. Testsektionen i verkligheten har vägsikt med varierande friktionstal i kontaktytor som kan separera vid belastningar vilket i detta projekt kommer att förenklas till tie-kontakt i Abaqus. Detta innebär att vägmodellen agerar som en solid och att inga relativa rörelser sker mellan materialen i respektive gränssnitt. Mellan vägsektionernas betongbeläggningar finns även förankringsjärn och dymlingar som ej kommer modelleras inom detta projekt. Anledningen till avgränsningen är att analys av dessa detaljer kräver komplex modellering.

Lasterna som verkar på betongvägen ska även modelleras. För de uppmätta värdena användes dynamiska laster i form av rullande fordon och fallvikt. För den förenklade 3D-modellen kommer lasterna appliceras och modelleras som statiska laster. Denna avgränsning görs eftersom dynamisk analys är betydligt mer komplex än statisk analys och bedöms därmed vara ogenomförbar för

studenten under detta arbete. Även modelleringen av fordonets varierande däckkontaktyta mot vägen kommer simplificeras till konstanta cirkulärytor.

1.4 Precisering av frågeställningen

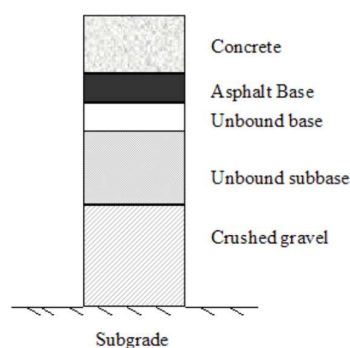
Följande frågor ska under projektets gång besvaras och redovisas i rapporten för att uppfylla syftet med examensarbetet och möjliggöra leveransen av de resultat som VTI önskar.

- Hur kan betongvägen som användes för E4 vägens mätningar modelleras?
- Hur ser spännings- och töjningsfördelningen ut i betongvägen?
- Var i betongvägen finns belastningskoncentrationer och risk för brott?
- Hur väl stämmer de beräknade påkänningarna överens med de uppmätta?

2. Litteraturstudie

2.1 Dimensionering av betongväg enligt svensk metod

I VTI rapporten av Yared och Abubeker (2023) sammanställdes och beskrevs flera dimensioneringsmetoder av betongvägar, däribland den svenska metoden som arbetet fokuserar på. Betongvägar i Sverige är vanligtvis uppbyggda med flera skikt (Figur 1). Dessa beskrivs i en rapport av Söderqvist och Silfwerbrand (2005) som jämför den svenska betongvägdesignmetoden med den amerikanska. Allmänt för betongvägsdimensionering är att ta hänsyn till både trafiklaster och temperaturlaster.



Figur 1. Uppbyggnad av typisk betongväg i Sverige (Söderqvist och Silfwerbrand, 2005)

För trafikbelastningsmodelleringen användes en standard 100 kN axellast i metoden där ett linjärelastiskt analysverktyg beräknade töjning- och spänningsfördelningen i vägsiktet. Verktöget kunde analysera vägar med upp till fem skikt utan bindningsstyrka mellan betongbeläggningen och de nedre skikten, se Silfwerbrand (2001). Metoden beräknade även utmattningsskador vilket denna rapport ej tar hänsyn till.

Den svenska metoden använde en balkekvation föreslagen av Eisenmann (1979) för att beräkna temperaturlaster. Denna balkekvation beräknade kritisk längd på balken utifrån varierande temperaturlaster och spänningar som uppstår av en temperaturgradient.

Vägarnas uppbyggnad och antal skikt varierar beroende på flera faktorer exempelvis trafikbelastning, lokalt klimat och grundmaterialet som marken har. Skikten har olika egenskaper utifrån olika årstider (Tabell 1) enligt svenska specifikationer från tidigare Vägverket, numera Trafikverket (SNRA, 2004).

Tabell 1. Materialegenskaper enligt svenska specifikationer (SNRA, 2004)

<i>Material</i>	<i>Climate period</i>							<i>Poisson's ratio</i>
	<i>Winter</i>	<i>Freeze-thaw</i>	<i>Spring thaw</i>	<i>Spring</i>	<i>Summer</i>	<i>Autumn</i>		
	<i>80 days</i>	<i>10 days</i>	<i>31days</i>	<i>15days</i>	<i>153 days</i>	<i>76 days</i>		
<i>Thick-ness [mm]</i>	<i>Modulus of elasticity [MPa]</i>							
Concrete	200	36 000	36 000	36 000	36 000	36 000	36 000	0.2
Asphalt base	100	11500	10000	9000	8500	2500	8000	0.4
Unbound base	80	1000	150	300	450	450	450	0.35
Unbound subbase	220	450	450	450	450	450	450	0.35
Crushed rock	850	1000	1000	70	85	100	100	0.35
Subgrade		1000	1000	10	20	45	45	0.35

Tabellen visar att betongbeläggningens elasticitetsmodul är konstant oberoende av årstid. Under årstiderna i tabellen visas antalet dagar av året som respektive årstid utgör. Det bitumenbundna bärlagret, asfaltsskiktet, har ungefär en femtedel så stor elasticitetsmodul på sommaren jämfört med vintern. För den komprimerade undergrunden visas elasticitetsmodulen allmänt ha en betydande variation mellan vintern och resten av året.

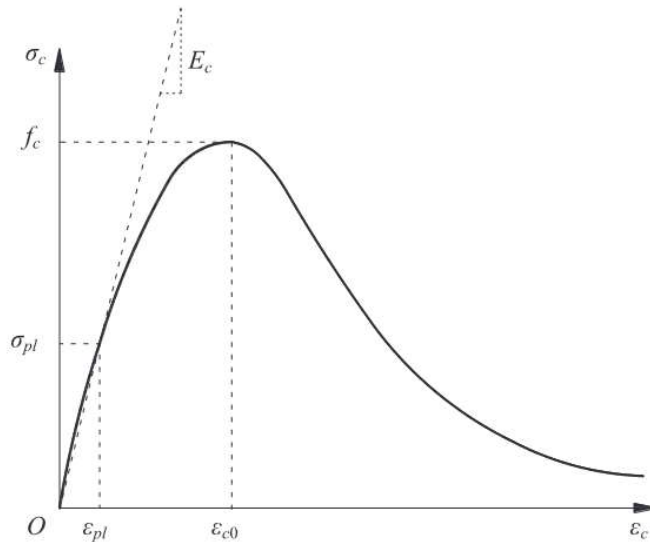
Elasticitetsmodulen som används påverkar de uppmätta töjningarna och spänningarna. Eftersom arbetet är avgränsat till linjärelastisk analys nyttjades Hookes lag, ekvation (1).

$$\sigma = \varepsilon \times E \quad (1)$$

Där σ är spänning, ε är töjning och E är elasticitetsmodul. Detta innebar att töjningsfördelningen var proportionell mot spänningsfördelningen för alla analyser inom projektet.

Användning av linjärelastisk materialmodellering av nordiska asfaltvägar för fallviktsanalys har utförts på VTI av Jansson (1992). Här modellerades vägsiktet i FEM-programmet ILLI-PAVE utifrån olika årstider och förskjutningar beräknades för jämförelse mot uppmätt data. Janssons analys indikerade att olika årstider medförde varians i påkänningarna för samtliga vägsiktet. Analysen påvisade även att linjärelastisk materialmodellering fungerade för vägsiktet då uppmätta och beräknade förskjutningar från fallviktsmätningar var mestadels överensstämmande.

Linjärelastisk analys av betongmaterial har även utförts av Sunghwan m.fl. (2014) där elasticitetsmodulen modellerades som linjär. I artikeln beskrevs även rådande temperaturgradient som väl överensstämmande med en linjärelastiskt modellerad fördelning och därmed även de temperaturlaster som uppstod. Deras analys använde Hookes lag med konstant elasticitetsmodul. För lasterna i detta projekt förväntas främst tryckspänningar uppstå och ett antagande om konstant elasticitetsmodul har gjorts utifrån betongs beteende vid tryckbelastning (Figur 2).



Figur 2. Spänning-töjnings kurva för tryckbelastad betong (RKL, S. 2014)

Figuren visar att det linjärelastiska sambandet stämmer väl för betong under sträckgränsen σ_{pl} men vid överbelastning stämmer sambandet ej. Samtliga laster i projektet ligger under sträckgränsen och därmed kan detta projekts analys förväntas leverera relevanta resultat utifrån antagandet.

Enligt en vetenskaplig artikel av Bidgar m.fl. (2015) gäller det linjärelastiska sambandet för betong vid tryckbelastning upp till en tredjedel av den maximala tryckhållfastheten σ_{tryck} . Den maximala tryckhållfastheten för betong är ungefär mellan 15–40 MPa och kan för projektet antas vara 20 MPa. För dragbelastning råder linjärelastiskt samband upp till maximala draghållfastheten som för betong är mellan 8–15% (Hind, 2016), alltså ungefär tio procent, av den maximala tryckhållfastheten.

För att senare i rapporten kunna utvärdera det linjärelastiska antagandet beräknades de maximala töjningarna i tryck och drag med Hookes lag då betongens elasticitetsmodul förväntades variera mellan $E_{min} = 20\,000$ och $E_{max} = 40\,000$ MPa.

$$\varepsilon_{tryck} = \frac{\sigma_{tryck}}{3 \times E_{max/min}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{drag} = \frac{\sigma_{tryck}}{10 \times E_{max/min}} \quad (3)$$

Med ekvation (2) och (3) beräknades följande maximala töjningar som varierar beroende på hur styvt betongmaterialet är under mätningarna.

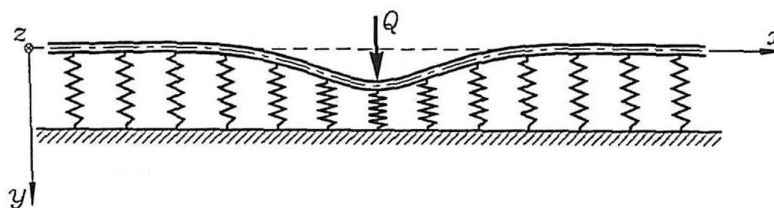
- Trycktöjning: 167–333 $\mu\text{m/m}$
- Dragtöjning: 50–100 $\mu\text{m/m}$

2.2 Modelleringsmöjligheter för betongväg

Modelleringen av betongvägen utfördes med programvaran Abaqus och var en förenklad 3D-modell som laster kunde appliceras på för att jämföra med de uppmätta påkänningarna. Innan modelleringen utfördes undersöktes även olika modelleringsmöjligheter för betongvägen. Dessa tillvägagångssätt beskrivs nedan och sammanställdes från vetenskapliga rapporter, artiklar och en licentiatavhandling.

2.2.1 Winkler fundament

Ett sätt att modellera betongvägen beskrivs i en licentiatavhandling av Söderqvist (2006) där vägsiktet under betongbeläggningen förenklas med ett Winkler fundament (Figur 3).

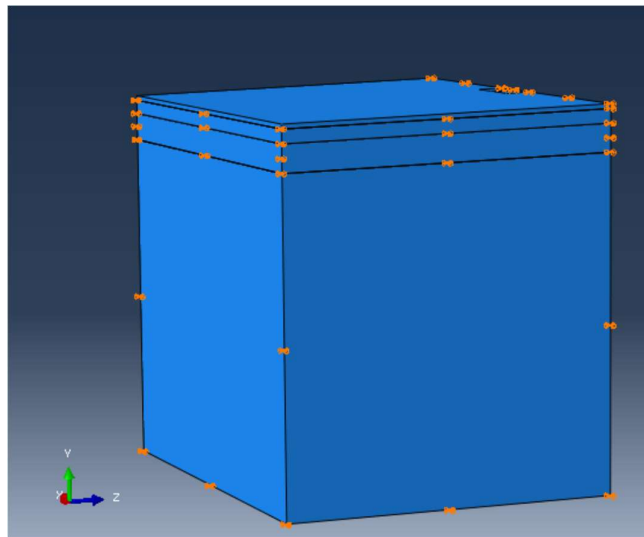


Figur 3. Illustration av ett Winkler fundament (Söderqvist, 2006)

Med denna metod simuleras de undre skikten som linjärt elastiska och icke-samverkande fjädrar vars fjäderkonstant beror på skiktets tjocklek och elasticitetsmodul. För detta projekt hade fjäderkonstanten beräknats från de uppmätta förskjutningarna från fallviktsmätningarna samt testsektionens obelastade vägtjocklek. Denna modelleringsmetod levererar dock ej de önskade resultaten i denna studie då VTI vill veta hur spännings- och töjningsfördelningen ser ut genom de olika vägsiktet. Metoden med Winkler fundament ger en alltför förenklad vägmodell där påkänningarna antas verka endast i vertikal riktning vilket inte uppfyller minimum kraven för detta projekt och metoden valdes därmed bort.

2.2.2 Solidmodellering av vägsikt

I en artikel av Khodary m.fl. (2020) undersöktes olika vägtyper under trafikbelastning genom FEM analys med Abaqus-programvaran. Metoden de använde för att modellera vägsikten var att bygga upp de enskilda skikten med olika materialegenskaper och sammanfoga dem (Figur 4). Deras vägmodell hade fler lager än vad detta projekts vägmodell skulle ha men utförandet och metoden kunde trots det nyttjas.



Figur 4. Modellering av vägsikten i Abaqus (Khodary, 2020)

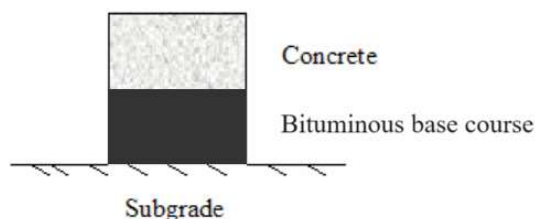
Tjockleken på skikten hade de även beskrivit i artikeln och modellerat skalenligt, där en 3,6 meter bred och 4,0 meter lång vägsektion modellerats. Trots att den komprimerade undergrunden beskrivs som oändligt tjock i verkligheten, då marken under är betydligt mycket tjockare än vägsikten ovanpå, så modellerades den ej med oändlig tjocklek. För att undvika möjliga modelleringsproblem med oändlig tjocklek valdes en godtycklig tjocklek som var mycket större än de andra skikten. Randvillkor på modellen gjordes därför för undergrundens bottenyta i form av noll vertikal och horisontell förskjutning för att simulera verkligheten där förskjutningar på långt avstånd från lasten kan antas vara försumbara. Randvillkor för de övre skikten och undergrundens sidor var noll horisontella förskjutningar.

3. Metod

Projektet hade som målsättning att leverera de resultat som VTI förväntade sig, beskrivet i syftedelen av rapporten. För att leverera de resultaten behövde studenten först förkunskaper om hur de verkliga mätningarna utfördes för att sedan kunna återskapa samma förhållanden i modellen. Inledningsvis genomfördes en kort litteraturstudie om hur betongvägen och dess skikt var uppbyggda där mätningarna utfördes. Som underlag för denna informationssökning användes främst VTI:s rapport ”*Analys av påkänningar i betongbeläggning*” av Yared Dinegdae och Abubeker Ahmed där mätningarna från E4 vägen hade sammanställts och analyserats, men även andra källor.

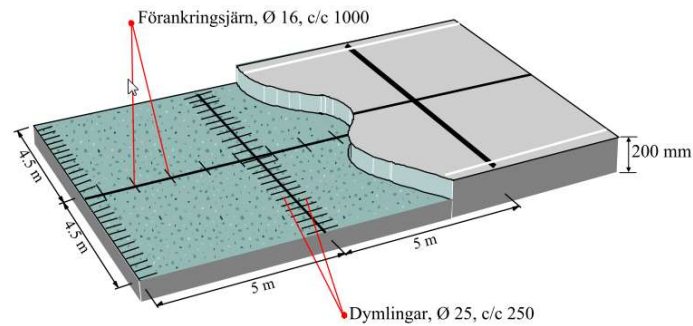
3.1 Testsektion

E4 Uppsala är en 23 kilometer lång testsektion som består av två vägbanor i både norr- och södergående riktning. Betongvägen för testsektionen vid E4 Uppsala består av tre skikt: betongbeläggning, bitumenbundet bärlager och komprimerad undergrund (Figur 5).



Figur 5. Uppbyggnad av testsektionen på E4 Uppsala

Betongbeläggningen för E4 Uppsalas testsektion består av sammanfogade oarmerade 200 mm tjocka sektioner av betongplattor (PJCP) med längd 5 meter och maximal bredd 4,5 meter. Kontaktytorna mellan betongplattorna är förstärkta och sammanhållna med förankringsjärn och dymlingar i mitten av plattorna enligt följande illustration (Figur 6).



Figur 6. Sammanfogade betongplattor för testsektionen på E4 Uppsala (VTI, 2023)

Under betongbeläggningen ligger ett 200 mm tjockt bitumenbundet bärlager, med andra ord ett asfaltsskikt. Det bitumenbundna bärlagret konstrueras på komprimerad undergrund vilket är den naturliga marken som komprimerats till en platt och stabil yta.

3.2 Sensorer och mätningar

I testsektionen placerades sensorer och mätare transversalt och i längsgående riktning av betongvägen. Den uppmätta data omfattade förskjutningar från betongbeläggningens och asfaltsskiktets ovansidor samt töjningar från betongbeläggningens ovan- och undersida. Sensorerna var placerade med jämna avstånd och utgjorde mätpunkter som kunde jämföras med beräknade värden längs modellerade banor.

Dessa banor varierade beroende på lastfallet, exempelvis för förskjutningsmätningen från fallvikten som släpptes i mitten av vägsektionen gick den uppmätta banan från lastens mittpunkt till kanten av vägsektionen. På grund av att lastens kontaktyta antas vara cirkulär och i mitten av vägen kunde symmetri utnyttjas och endast modellens ena halvas förskjutningar inkluderas i jämförelsen.

För den tunga fallviktsmätningen från 2010 specificerades punkter längs en bana som motsvarade avstånden där de verkliga sensorerna var placerade, och genom detta kunde responsanalys utföras för att validera modellen. Responsanalysen är en enkel metod där en determinationskoefficient (R^2) beräknas, vilket är ett värde mellan noll och ett för att se hur väl överensstämmande de uppmätta och beräknade påkänningarna är. Ett koefficientvärde nära noll innebär obefintlig korrelation mellan mätningar och analyser. Om koefficienten är lika med ett är de analyserade värdena helt överensstämmande med mätdata.

För töjningsmätningarna från den tunga fallvikten 2010 var sensorerna placerade transversalt och längsgående över hela testsektionen genom mittpunkten, både över och under betongbeläggningen. Sensorerna för fordonsmätningen var placerade längsgående och transversalt i mitten av hjulspåren och längs hjulspåren, både över och under betongbeläggningen.

3.3 Lastfall och temperaturförhållanden

På betongvägen appliceras olika laster som ska modelleras och sedan ska förskjutningar och töjningar beräknas. De lastfall som projektet ska simulera är en fallviktsmätning (FWD), flera tunga fallviktsmätningar (HFWD), tung fordonstrafik samt påverkan av lokala temperaturer.

Nominella värden på materialens elasticitetsmodul beräknades av handledarna med en så kallad backcalculation-metodik utifrån respektive mättnings uppmätta belastning. Därmed har de nominella elasticitetsmodulerna för projektets analys en approximerad förankring till de uppmätta förhållandena. Materialens elasticitetsmoduler ligger generellt inom följande intervall, jämför med Tabell 1.

- Betong: 20 000 – 40 000 MPa
- Asfalt: 1 000 – 10 000 MPa
- Undergrund: 50 – 300 MPa

För den verkliga FWD mätningen applicerades en 50 kN kraft på en cirkulär yta med 30 cm diameter i mitten på asfaltslagret där vertikala förskjutningar uppmättes av sensorer placerade med jämna avstånd på asfaltsytan från lastens mittpunkt. Temperatur på undersida respektive ovansida är 22,7 grader och 32,9 grader. Antagna materialegenskaper och temperaturförhållanden för mätningen beskrivs i Tabell 2.

Tabell 2. FWD materialegenskaper och uppmätt data från 2006-07-04

Skikt	Poissons tal	Tjocklek (cm)	E-modul (MPa)
Asfalt	0,35	20	1 300
Undergrund	0,35	300	285
Last specifikationer			
Last (kN)	50		
Last radie (cm)	15		
Temperatur, undersida (°C)	22,7		
Temperatur, ovansida (°C)	32,9		

HFWD mätningarna från 2006 bestod av en tyngre last på 134 kN som verkade på en större yta än för FWD mätningarna. Denna yta var också cirkulär fast med 45 cm diameter. Lasten för HFWD mätningarna placerades på betongbeläggningen och hade olika positioner på ytan under olika mätningar där sensorer mätte vertikala förskjutningar med regelbundna avstånd från lastens mittpunkt. Dessa mätningar upprepades följande år med annorlunda temperaturförhållanden vilket beskrivs i Tabell 3.

Tabell 3. HFWD materialegenskaper och uppmätt data från 2006-10-10 samt från 2007-04-24

Skikt	Poissons tal	Tjocklek (cm)	E-modul (MPa)
Betong	0,2	20	36 000
Asfalt	0,35	20	2000
Undergrund	0,35	300	100
Last specifikationer 2006-10-10		Last specifikationer 2007-04-24	
Last (kN)	134,0	Last (kN)	134,0
Last radie (cm)	22,5	Last radie (cm)	22,5
Temperatur, undersida (°C)	11,1	Temperatur, undersida (°C)	19,4
Temperatur, ovansida (°C)	10,2	Temperatur, ovansida (°C)	18,6

Ytterligare en HFWD mätning utfördes hösten 2010 varpå jämförelser av förskjutningar och töjningar genomfördes. För denna mätning var lastfallet annorlunda då en lägre last på 125 kN användes än för de tidigare tunga fallviktsmätningarna, se Tabell 4.

Tabell 4. HFWD materialegenskaper och uppmätt data från 2010-09-01

Skikt	Poissons tal	Tjocklek (cm)	E-modul (MPa)
Betong	0,2	20	37 000
Asfalt	0,35	20	10 000
Undergrund	0,35	300	155
Last specifikationer			
Last (kN)	125,0	Temperatur, undersida (°C)	15,8
Last radie (cm)	22,5	Temperatur, ovansida (°C)	18,9

För samtliga mätningar har elasticitetsmodulen beräknats av forskarna på VTI till ett approximativt värde. Vid modellering av dessa laster kommer elasticitetsmodulen för betongbeläggningen justeras för att bättre simulera de verkliga förhållanden som var under mätningarna.

Tabell 5. Lastspecifikationer och materialdata för fordonstrafik 2010-09-01

Axellast			Hjullast		
Axel -nr	(kN)	Antal hjul	(kN)	Radie (cm)	Avstånd mellan axlar (m)
5	99	4	24,75	9,9	240
6	86	4	21,5	9,2	140
7	103	4	25,75	10,1	380
Poissons			E-modul		
Skikt	tal	Tjocklek (cm)	(MPa)		
Betong	0,2	20	28 000		
Asfalt	0,35	20	2 000		
Undergrund	0,35	300	50		

Lasten från ett tungt fordon modellerades med endast ena sidans hjulpar på grund av symmetri med avseende på vägmodellens längsgående mittlinje. Fordonet i de verkliga mätningarna hade sju belastade hjulaxlar, men för denna analys undersöktes endast tre av dessa varav två utgjorde en tandemaxel. För den verkliga mätningen hade axlarna fyra hjul var, där dubbelhjul användes på båda ändarna av en axel. Dessa hjuls kontaktyta till vägen förenklades i modelleringen till konstanta cirkulära ytor med belastning enligt Tabell 5. Även elasticitetsmodulerna som var beräknade av VTI-forskarna justerades utifrån de uppmätta töjningarna.

Tabell 6. Temperatur- och materialspecifikationer för temperaturlast 2010-09-01

	Temperatur (°C)		
Mätning	Inner	Ovansida	Undersida
1	17,1	18,6	15,6
2	16,3	15,8	16,7
3	10,3	7,8	12,7
4	16,6	18,9	14,2
Poissons tal	Tjocklek (cm)	E-modul (MPa)	Längdutvidgningskoefficient (/C)
0,2	20	37 000	1,00E-05

Temperaturlasten uppstod då betongbeläggningen hade olika temperatur på ovansidan och undersidan som hade uppmätts från testsektionen. För betongen valdes även en innertemperatur till medelvärde av temperaturerna på ovansidan och undersidan för att simulera en möjlig temperaturgradient. För betongbeläggningen undersöktes förskjutningar från temperaturgradient utifrån data ur Tabell 6.

3.3.1 Modellering av lastfall och temperaturförhållanden

Modelleringen av fallviktsmätningarna utfördes med statisk analys, där en last applicerades över en yta som ett tryck. Denna metod är en förenklad analys av hur en fallviktsmätning fungerar i verkligheten där en dynamisk analys hade simulerat verkligheten mer korrekt. Kraften som applicerades på vägmodellen motsvarade den maximala påkänningen som uppstod i verkligheten. Detta innebär att analysen ej visade hur lasterna påverkade vägen över tid utan skildrade de verkliga mätningarna endast för de maximala belastningarna. Samma avgränsningar och metod användes för lastfallet fordonstrafik med respektive lastspecifikationer. Temperaturlastfallet undersöktes endast för betongbeläggningen där skiktet modellerades som en 2D fritt upplagd balk varpå temperaturdifferensen från toppen och botten gav upphov till förskjutningar.

3.4 FEM-modellering

Därefter skapades en förenklad 3D-modell av betongvägen i FEM programvaran Abaqus vars licens tillhandahölls av examinatorn på Chalmers. Ett av de viktigaste stegen i FEM-analys är skapa en bra mesh. En mesh är uppdelningen av modellen i separata element som datorn kan utföra hållfasthetsberäkningar på, alltså FEM-analys. För att skapa en bra mesh bör mängden element optimeras till ett lågt antal för att minimera beräkningskraften datorn skulle kräva. Samtidigt är en detaljerad mesh med mindre elementstorlek nödvändig i områden där gradienten till påkänningarna uppskattas vara som störst för att ge ett så noggrant resultat som möjligt.

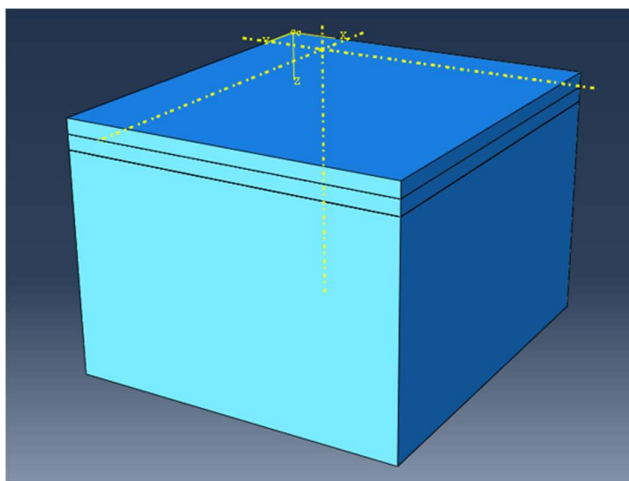
För att undersöka fördelningen av spänningar och töjningar inom betongvägen applicerades laster på vägmodellen. Eftersom projektets modellerade påkänningar skulle jämföras med de uppmätta påkänningarna modellerades de laster och temperaturförhållanden som verkade på vägen beskrivet i VTI-rapporten (2023). De verkliga lasterna och temperaturförhållandena var komplexa då många faktorer i verkligheten uppskattades påverka mätresultaten, och därför förenklades vissa aspekter för modelleringen enligt tidigare nämnda avgränsningar. Avgränsningarna som gjordes uppskattades ej medföra betydande modifiering av påkänningarna och därmed förväntades den simulerade modellen ge resultat jämförbara med mätdata. Lasterna som förenklades och modellerades var rullande last från ett tungt fordon, en fallvikt, en tung fallvikt samt den uppmätta temperaturgradienten i betongvägen.

När lasterna var modellerade utfördes analys av påkänningarna och kritiska belastningspunkter i betongvägen kunde identifieras. De beräknade påkänningarna för betongvägen var förskjutning och töjning som sedan kunde jämföras med de uppmätta påkänningarna. Slutligen utvärderades även modelleringen samt huruvida avgränsningarna som gjorts i projektet kunde förklara eventuella skillnader i beräknade och uppmätta påkänningar, och förslag presenterades på hur modellen kunde vidareutvecklas.

4. Resultat och diskussion

4.1 3D-förenklad modell av betongvägen

Den valda modelleringsmetoden utformades av studenten med inspiration av metoden beskriven i Khodary (2020) där en vägsektion med betongplatta undersöktes. Inledningsvis modellerades de olika skikten som separata parter i Abaqus som sedan sammansattes i en assembly (Figur 7).

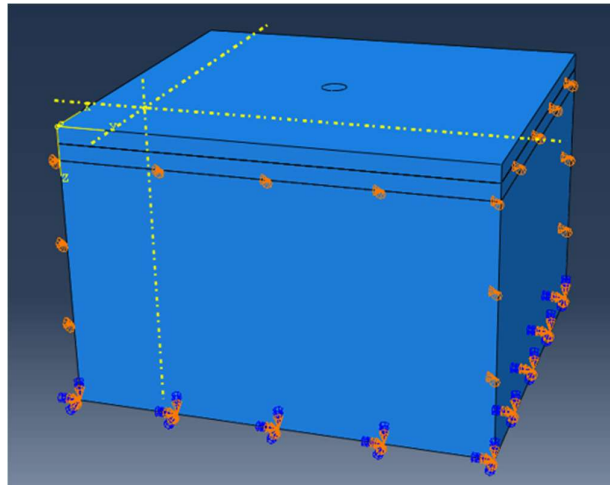


Figur 7. Assembly av vägmodell

Tjockleken på betongbeläggningen och asfaltsskiktet var båda 200 mm och tjockleken på den komprimerade undergrunden valdes till 3000 mm. Skikten tilldelades sedan materialdata enligt Tabell 1 med hänsyn till redovisade årstidsvariationer.

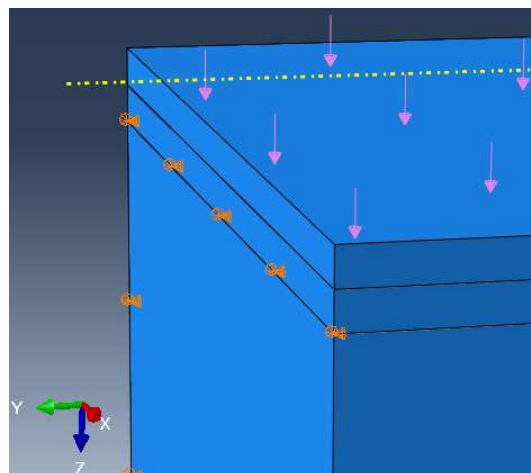
Nästa steg var att modellera kontakten mellan skikten. Kontaktmodellering innefattar vanligtvis tangentiellt beteende där friktionen mellan skikten bestäms samt även hur skikten agerar i normalriktningen. För denna förenklade modell valdes istället kontaktvillkor utifrån VTI:s rekommendation att modellera sammanfästa lager. Detta innebär att skikten sattes ihop som i Figur 7 med tie-kontakt i Abaqus där vägen agerar som en solidkropp med olika materialegenskaper i vertikalled.

Med kontaktvillkoren bestämda kunde sedan randvillkoren appliceras på vägmodellen (Figur 8). Botten av den komprimerade undergrundens noder låstes i alla tre frihetsgrader vilket innebar noll förskjutning i alla riktningar och ingen stelkroppsrotation av modellen runt koordinatsystemets axlar. För undergrundens vertikala sidoytor låstes förskjutningarna i det horisontella planet vilket innebar att endast vertikala förskjutningar tilläts. Eftersom betongbeläggnings var fäst till asfaltsskiktet och asfaltsskiktet fäst till undergrunden med tie-kontakt så agerade vägmodellen som en enda solid där förskjutningar i det horisontella planet endast tilläts för betongbeläggnings och asfaltsskiktet.



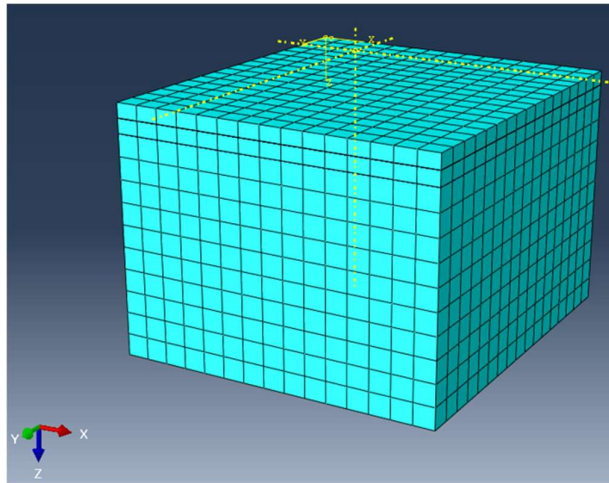
Figur 8. Randvillkor för vägmodellen

För att säkerställa modellens funktion applicerades en enkel last i form av ett jämnt tryck över hela betongbeläggning på modellen (Figur 9).



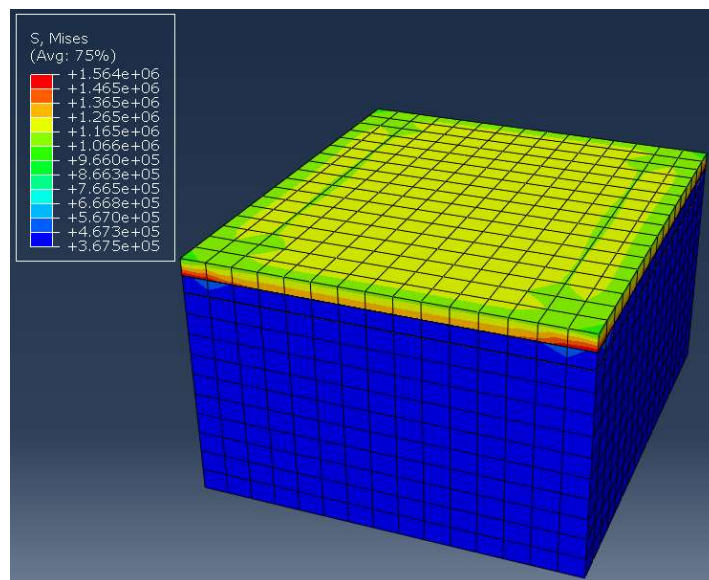
Figur 9. Trycklast verkande på betongbeläggnings för vägmodellen

På vägmodellen applicerades en enkel last i form av ett jämnt vertikalt tryck över hela toppytan vilket innebar att en simpel mesh med 30 cm elementstorlek för undergrunden och 20 cm elementstorlek för betongbeläggningen samt asfaltsskiktet var tillräckligt för rimlig analys (Figur 10). I de senare beräkningarna som skall jämföras med de uppmätta påkänningarna kommer mer komplexa laster appliceras och därmed meshen förfinas ytterligare.

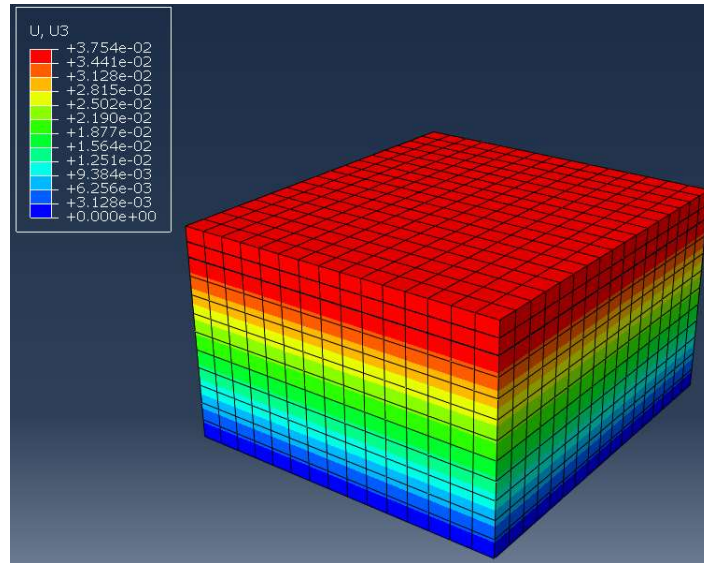


Figur 10. Sempel mesh av vägmodell

En analys utförs på vägmodellen med den enkla lasten för att säkerställa att modellen fungerar där spänningar och förskjutningar undersöks (Figurer 11–12).



Figur 11. Spänningar för testbelastad vägmodell



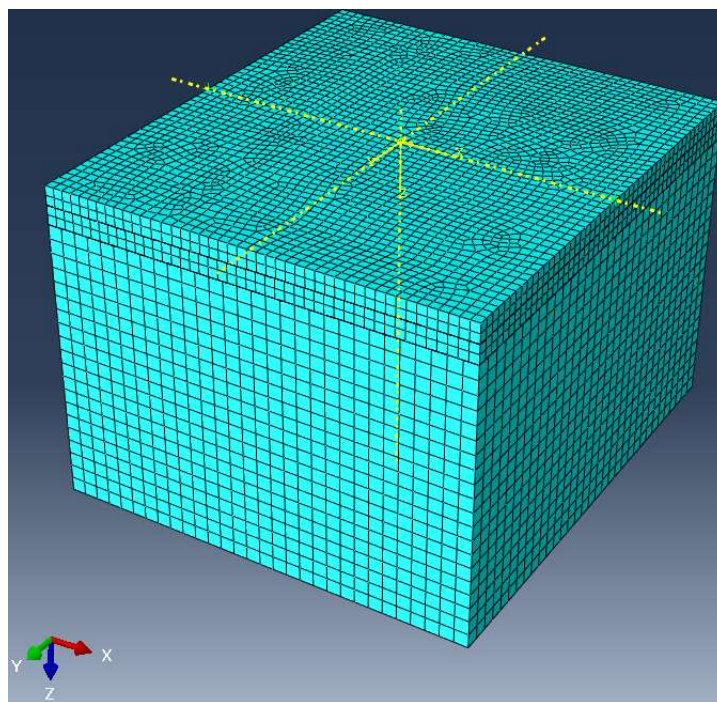
Figur 12. Vertikala förskjutningar för testbelastad vägmodell

I Figur 11 observeras att det är främst betongbeläggningen som tar upp spänningarna från belastningen på ovansidan vägmodellen. Detta resultat speglar verkligheten väl då samma observation har gjorts i analysen av de uppmätta värdena hos företaget. Denna tydliga skillnad på belastningsgrad skikten emellan kunde förutses vid jämförelse av vägmaterialens elasticitetsmodul då betongen hade betydligt högre elasticitetsmodul än de andra materialen.

Även spänningskoncentrationer observeras vid vägmodellens sidor vilket är till följd av de valda randvillkoren. Detta speglar ej verkligheten då sammanfogning av betongplattor innebär en längre och bredare vägsektion där belastningar på vägkanten ej brukar uppstå. För samtliga analyser i projektet kommer laster appliceras på mindre ytor med avstånd från vägmodellens sidor. Utifrån sensorernas placeringar förväntas randvillkoren ej påverka de beräknade belastningarna.

Gällande de beräknade förskjutningarna i testbelastningsfallet (Figur 12) observeras randvillkoren vara korrekt valda. För botten av vägmodellen råder noll förskjutning då den är fäst och förskjutningarna blir större högre upp i vägsikten. Även detta speglar verkligheten och företags mätningar eftersom de uppmätta påkänningarna är störst närmast belastningspunkten. Genom denna analys av testbelastning anses den modellerade betongvägen fungera som den ska och vara redo för analys med mer komplicerade laster.

Därefter uppdaterades den skapade meshen tillhörande vägmodellen (Figur 13) genom en konvergensstudie för att lämpas till analyser av projektets planerade laster. Meshen som var bestående av linjära hexaeder-element förfinades stegvis tills de beräknade förskjutningarna och töjningarna konvergerade.



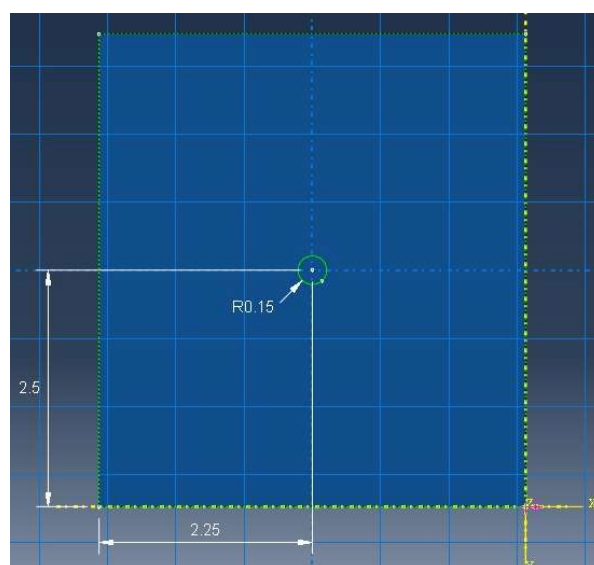
Figur 13. Mesh av vägmodell för projektets analyser

Vägmodellens mesh valdes mer detaljerad för de övre skikten där mest påkänningar förväntades. Betongbeläggningen och asfaltsskiktet meshades med 10 centimeters elementstorlek för att möjliggöra noggranna beräkningar vid sensorernas placeringar. Undergrunden krävde ej samma noggrannhet och meshades därför med 15 centimeters elementstorlek.

4.2 Fallviktsmätning FWD

4.2.1 Modellering av fallviktsmätning – 2006-07-04

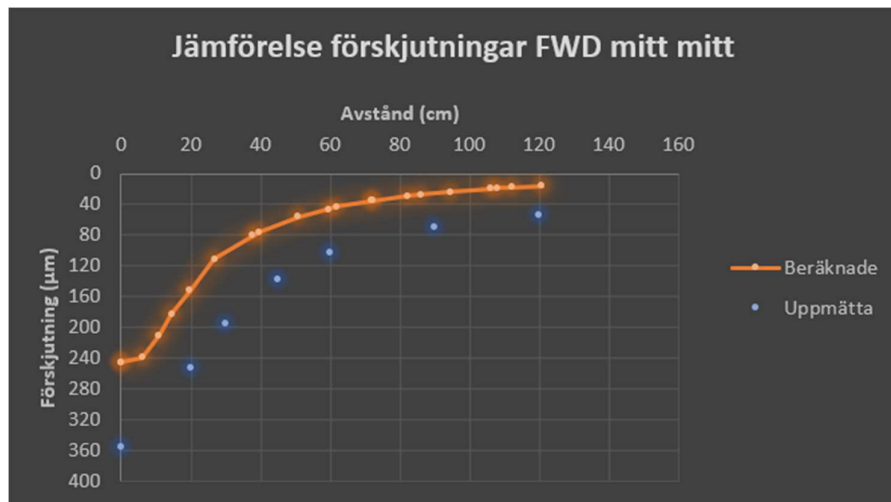
För fallviktsmätningen FWD modellerades lasten i Abaqus som ett jämnt tryck över en yta med specifikationer enligt Tabell 2. Lasten placerades i mitten av vägmodellen ovanpå asfaltslagret (Figur 14) eftersom de verkliga mätningarna utfördes på detta sätt.



Figur 14. Fallviktsmätningens last-placering i Abaqus (vy från ovan)

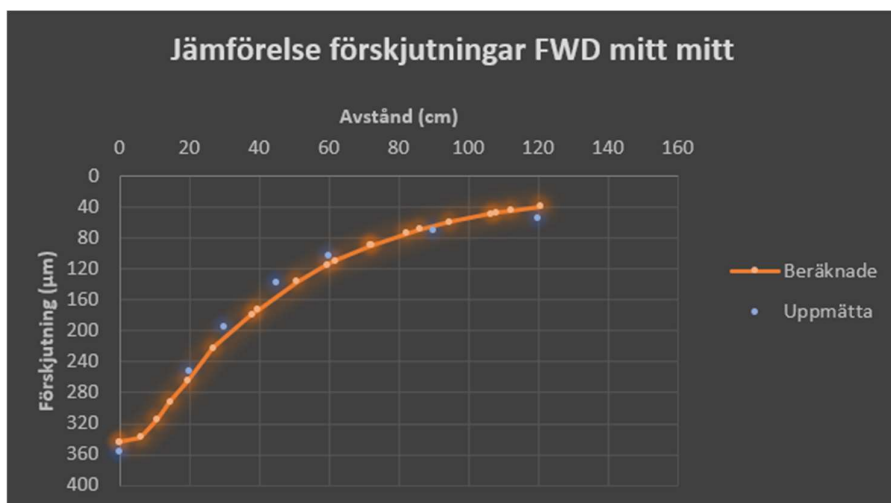
4.2.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar för FWD

Då vägmodellen och lastfallet var modellerade var nästa steg att beräkna förskjutningar för att sedan jämföra dessa med de uppmätta värdena. För fallviktsmätningen beräknades den vertikala förskjutningen från ovansidan av vägen med de approximerade värdena på elasticitetsmodulerna ur Tabell 2 vilket var 1300 MPa för asfaltsskiktet och 285 MPa för undergrunden. Jämförelsen visas i en graf med de uppmätta värdena (Figur 15) där avståndet i centimeter anger avståndet från lastens mittpunkt.



Figur 15. Fallviktsmätning. Jämförelse av uppmätta förskjutningar från vägens ovansida med approximativa elasticitetsmoduler (Asfalt 1 300, Undergrund 285) [MPa]

För att kunna utvärdera befintliga dimensioneringsmetoder behöver elasticitetsmodulen för materialen justeras för att stämma överens med de verkliga förhållandena under mätningarna. Materialegenskaperna varierar beroende på årstid och väder och därmed användes värdena från Tabell 1 samt de nominella värdena från VTI som riktlinjer för att ta fram överensstämmande elasticitetsmoduler. Beräkningar utfördes flera gånger i Abaqus där 2000 MPa för asfaltsskiktet och 120 MPa för undergrunden användes för att slutligen bäst simulera de verkliga mätningarna (Figur 16). Elasticitetsmodulen för asfalt var överensstämmande med en varm sommardag enligt Tabell 1 medan undergrunden var mindre överensstämmande men inom rimligt intervall, se kapitel 3.3.

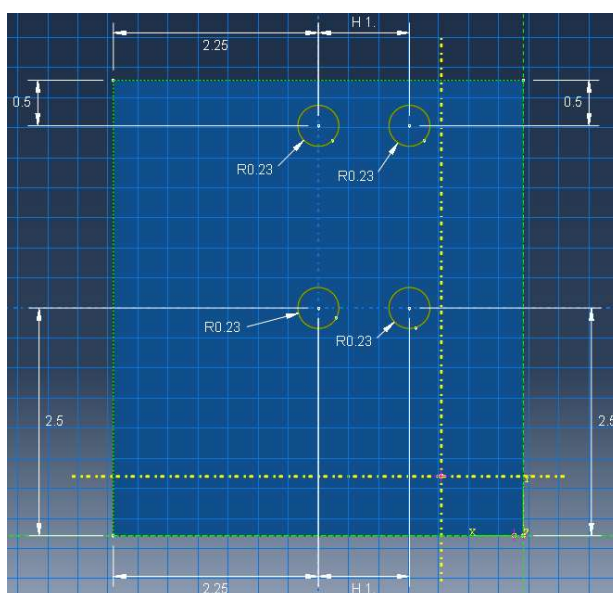


Figur 16. Fallviktsmätning. Jämförelse av uppmätta förskjutningar från vägens ovansida med justerade elasticitetsmoduler (Asfalt 2 000, Undergrund 120) [MPa]

4.3 Tung fallviktsmätning HFWD

4.3.1 Tung fallviktsmodellering

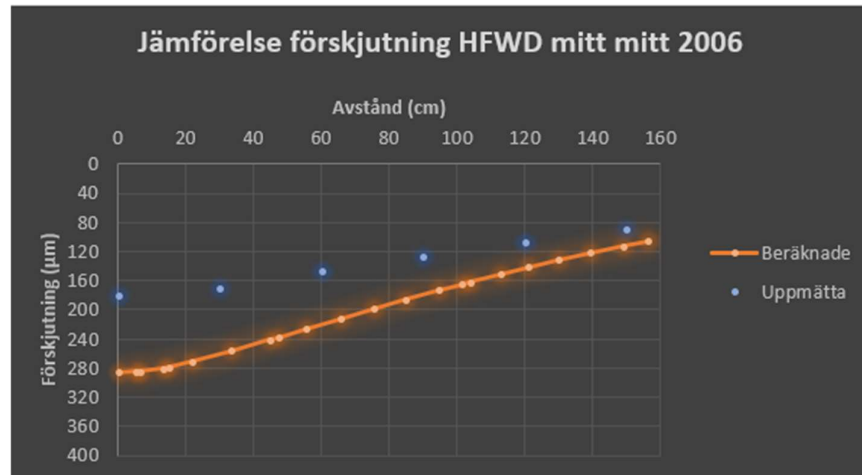
För HFWD mätningarna fanns fyra olika belastningspunkter där fallvikten släpptes (Figur 17). För jämförelse av påkänningar användes främst lastfall då lasten placeras i mitten av vägen för analys. Den tunga fallvikts last placerades ovanpå betongbeläggningen för att simulera hur de verkliga mätningarna utfördes.



Figur 17. Tunga fallviktsmätningens placering av belastade ytor (vy från ovan)

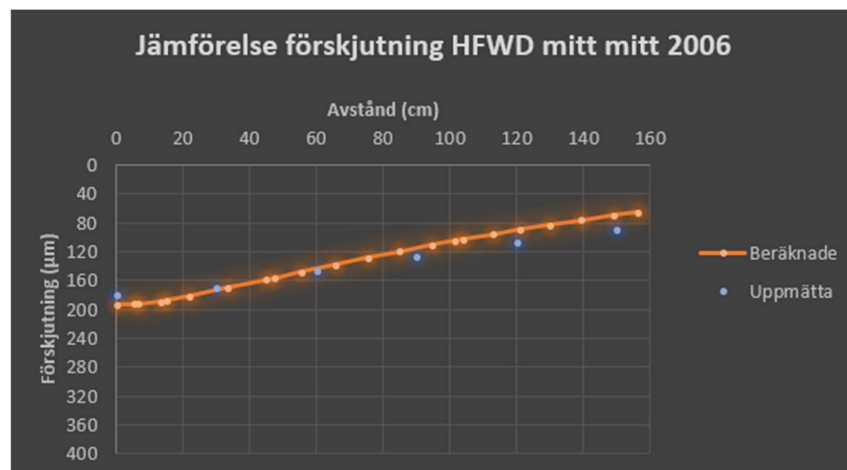
4.3.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar för HFWD

HFWD mätningarna utfördes 2006-10-10, 2007-04-24 och 2010-09-01 under olika tider på året med olika väderförhållanden. Inledningsvis beräknas värden som skulle jämföras med FWD mätningarna från 2006-07-04. Likt den vanliga fallviktsmätningen FWD uppskattades elasticitetsmodulen initialt utifrån handledarens data där betongen hade 36 000 MPa, asfalten 2000 MPa och undergrunden 100 MPa. Därefter skapades en graf där de beräknade och uppmätta vertikala förskjutningarna jämfördes (Figur 18).



Figur 18. HFWD 2006-10-10 jämförelse av förskjutning från vägens ovansida med approximativa elasticitetsmoduler (Betong 36 000, Asfalt 2 000, Undergrund 100) [MPa]

De verkliga mätningarna utfördes på hösten och flera elasticitetsmodulvärden testades med det i åtanke, där Tabell 1 återigen användes som referens. Utifrån detta bestämdes betongens elasticitetsmodul vara oförändrad medan asfaltens elasticitetsmodul blev 4000 MPa samt undergrundens blev 160 MPa. En ny graf skapades med de nya beräknade vertikala förskjutningarna (Figur 19). Dessa värden är högre än den tidigare FWD mätningen vilket kan bero på att denna mätning utfördes på hösten då temperaturen var lägre än FWD mätningen vilket innebar att materialen blev styvare. Elasticitetsmodulen för undergrunden var inom rimligt intervall för årstidsdata enligt Tabell 1 medan asfalten ej stämde överens då asfalten bör vara styvare enligt årstidsdata.

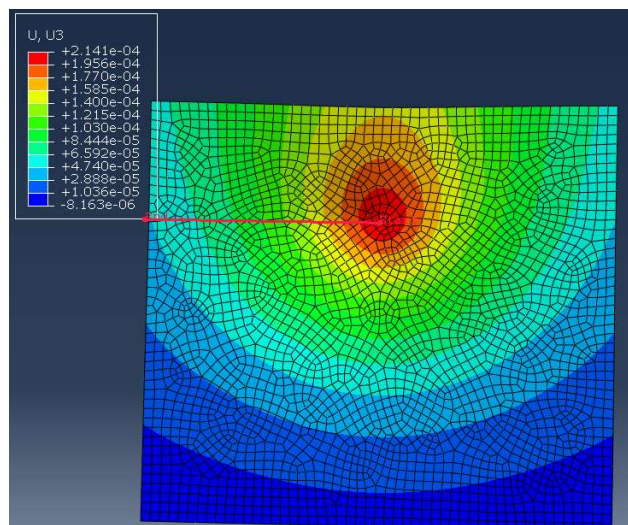


Figur 19. HFWD 2006-10-10 jämförelse av förskjutningar från vägens ovansida med justerade elasticitetsmoduler (Betong 36 000, Asfalt 4 000, Undergrund 160) [MPa]

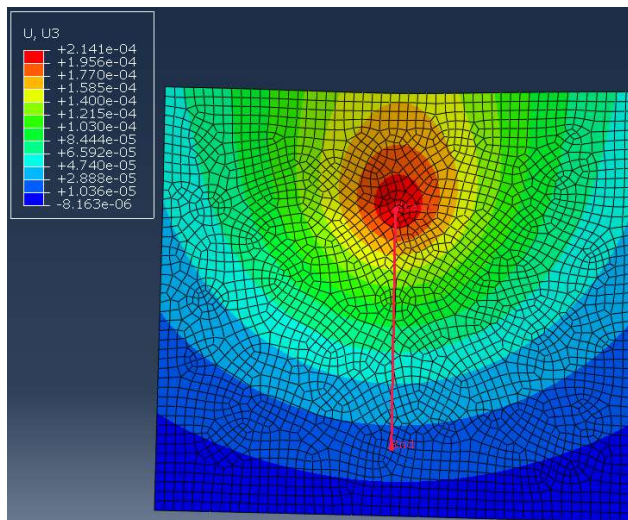
Den nya grafen visade att de beräknade värdena stämde väl överens med de uppmätta. Eftersom lasten var cirkulär och för dessa mätningar var placerad i mitten så råde symmetri runt mittpunkten.

För mätningarna med en annan placering av lasten som utfördes samma dag med samma elasticitetsmoduler där lasten var placerad närmare kanten råde inte samma symmetri, vilket innebar att placeringen av sensorerna var kritisk för korrekt modellering. Korrekt placering innebär att samma placering råder för sensorerna i testsektionen som för sensorerna i Abaqus-modellen.

Figuren nedan belyser ett mätfel som kan ske vid felaktig modellering av sensorerna där mätpunkterna är inkorrekt placerade jämfört med hur sensorerna var placerade i testsektionen.

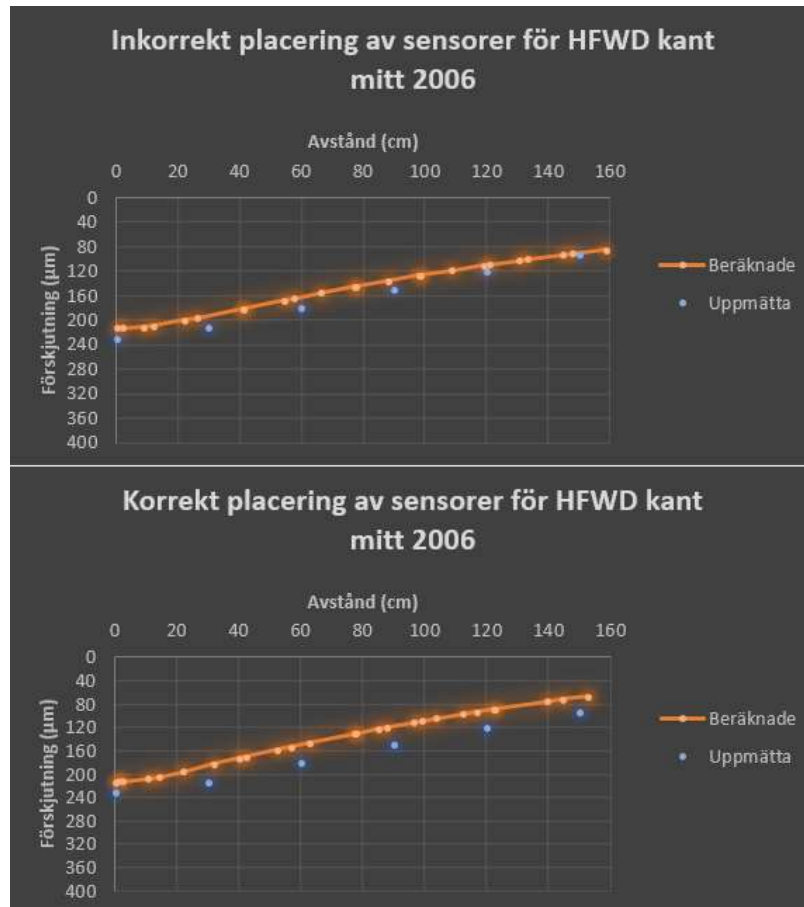


Figur 20. Inkorrekt placering av sensorer (rosa linje) i Abaqus (vy från ovan)



Figur 21. Korrekt placering av sensorer (rosa linje) i Abaqus (vy från ovan)

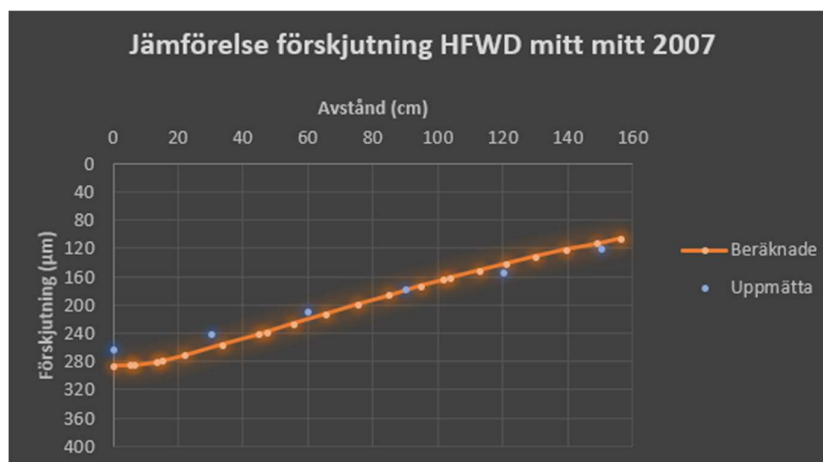
Figur 20 och Figur 21 visar samma fördelning av vertikal förskjutning från betongbeläggningens yta men beroende på vilken linje som sensorerna placerades på avlästes olika värden (Figur 22).



Figur 22. Skillnad i beräknade förskjutningar för olika placeringar av sensorer

I den övre grafen visas de beräknade förskjutningarna för den felaktiga placeringen av sensorerna och i den nedre grafen för den korrekta placeringen. För de olika lastfallen rådde olika placeringar av sensorerna som avläste förskjutningar, men för de resterande analyserna beräknades påkänningar för lastfallet där lasten var placerad i mitten av vägen. Randvillkoren på vägmodellens sidor påverkade troligen den uppmätta förskjutningen då lasten var placerad närmare kanten vilket kan förklara varför de anpassade elasticitetsmodulerna gav sämre överensstämmelse i jämförelse med lastfallet då fallvikten applicerades på mitten av vägen, även om resultatet fortfarande är bra.

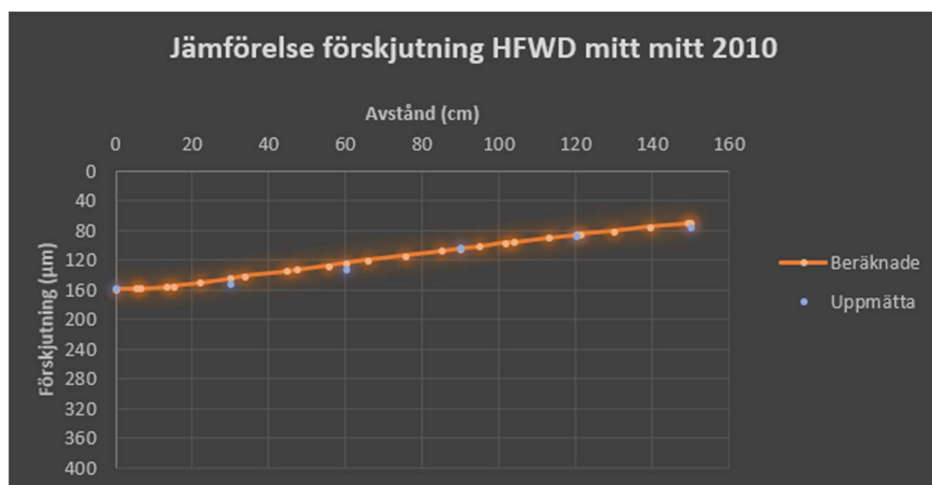
För HFWD mätningarna som gjordes på våren 2007 rådde andra materialegenskaper. För denna jämförelse användes inledningsvis samma elasticitetsmodul som för den första mätningen 2006-10-10 alltså 36 000 MPa för betong, 2000 MPa för asfalt och 100 MPa för undergrunden. Trots att dessa värden ej stämde överens med värdena i Tabell 1 blev de beräknade förskjutningarna någorlunda överensstämmande med de uppmätta (Figur 23).



Figur 23. HFWD 2007-04-24 jämförelse av förskjutningar från vägens ovansida med approximativa elasticitetsmoduler (Betong 36 000, Asfalt 2 000, Undergrund 100) [MPa]

En anledning till att samma värden på elasticitetsmodul gav bättre överensstämmande resultat för de uppmätta värdena våren 2007 än hösten 2006 kan vara på grund av de olika temperaturförhållandena. Det var ungefär åtta grader Celsius varmare på våren än på hösten mellan mätningarna vilket innebär att marken var styvare på hösten och därmed de uppmätta förskjutningarna lägre. Trots att de beräknade och uppmätta värdena stämmer någorlunda bra överens ser vi i Figur 23 att den uppmätta förskjutningen är allmänt lägre än den beräknade inom en halvmeter från lasten. Både asfalt och undergrundsmaterialet har lägre styvhet då det är varmt och samma last bör då ge större upphov till större förskjutningar. En möjlig anledning till skillnaden i resultat kan vara skuggor som sänkte marktemperaturen i delar av den verkliga testsektionen.

HFWD mätningarna från hösten 2010 hade också olika materialegenskaper beräknade från handledaren på VTI (Tabell 4). Dessa materialegenskaper specificerades för respektive skikt och med den applicerade lasten ser vi att de beräknade värdena stämmer väl överens med de uppmätta (Figur 24).



Figur 24. HFWD 2010-09-01 jämförelse av förskjutningar från vägens ovansida med approximativa elasticitetsmoduler (Betong 37 000, Asfalt 10 000, Undergrund 155) [MPa]

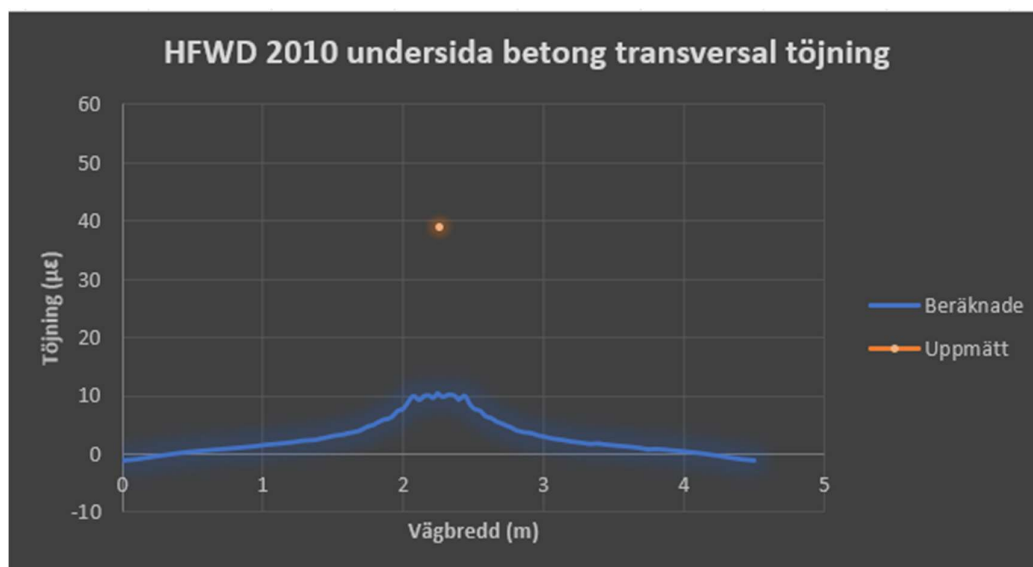
För att ytterligare validera överensstämmandet mellan mätvärdena utfördes en responsanalys där en determinationskoefficient beräknades (Tabell 7). "Skillnad" är skillnaden mellan uppmätt och beräknad förskjutning i kvadrat. "Skillnad genomsnitt uppmätta" är skillnaden mellan de uppmätta förskjutningarna i enskilda punkter till den genomsnittliga uppmätta förskjutningen, i kvadrat. Determinationskoefficienten beräknas som ett minus kvoten av "Skillnad" och "Skillnad genomsnitt uppmätta". Koefficientens värde beräknades till 0,98 vilket innebär att det råder 98% överensstämmande mellan uppmätta och beräknade vertikala förskjutningar.

Tabell 7. Uppmätta och beräknade förskjutningar (μm) samt beräkningsschema av determinationskoefficient R^2

Avstånd (cm)	Uppmätta	Beräknade		Skillnad	Skillnad genomsnitt uppmätta
0	157,0	158,6		2,7	1549,5
30	151,0	144,2		46,1	1113,1
60	131,3	124,2		50,6	186,0
90	103,4	104,2		0,6	203,7
120	87,8	86,0		3,3	889,1
150	75,4	70,3		25,9	1787,0
Genomsnitt	117,64		Summa	129,2	5728,4
				R^2	0,98

4.3.3 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade töjningar för HFWD

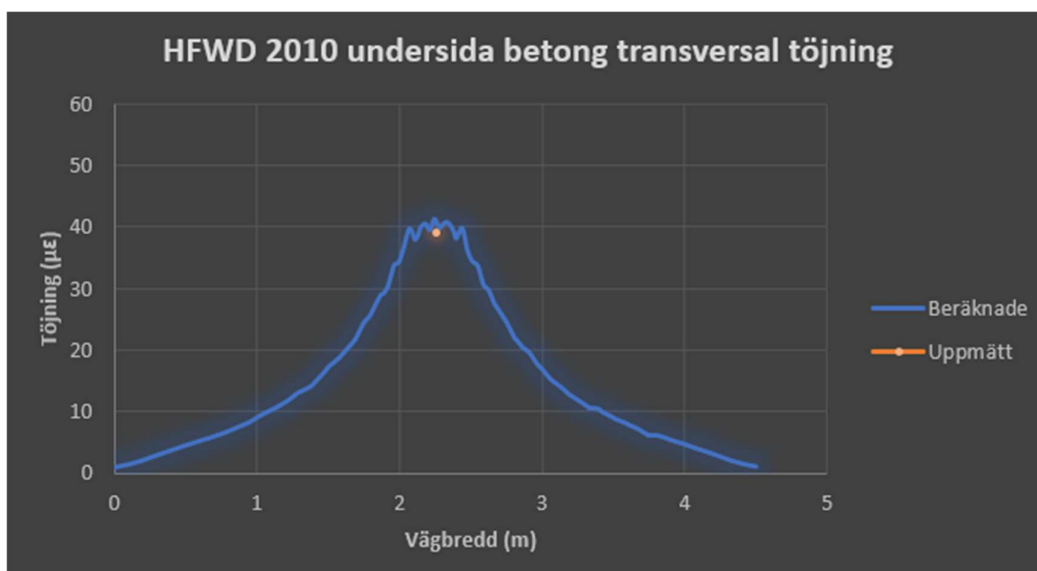
Töjningsmätningar utfördes i samband med förskjutningsmätningen hösten 2010 där töjningar uppmättes under en tresekundersperiod vid släpp av fallvikten. Eftersom töjning uppmättes under en tidsperiod och projektet endast omfattar statisk analys så undersöktes den maximala töjningen. Mätningarna uppmättes längs fyra banor: i transversal riktning ovan och under betongbeläggningen, samt i längsgående riktning ovan och under betongbeläggningen. Töjningarna som beräknades uppmättes längs samma banor med samma materialegenskaper som användes i förskjutningsmätningen. Vid justering av materialegenskaper användes beräknade töjningar från undersidan för att matcha med maximal uppmätt töjning. Målsättningen för denna analys var att vara inom fem mikrotöjnings felmarginal för undersidans transversala och längsgående mätningar enligt önskemål från VTI.



Figur 25. HFWD 2010-09-01 jämförelse av maximal töjning transversal riktning med approximerade elasticitetsmoduler (Betong 37 000, Asfalt 10 000, Undergrund 155) [MPa].

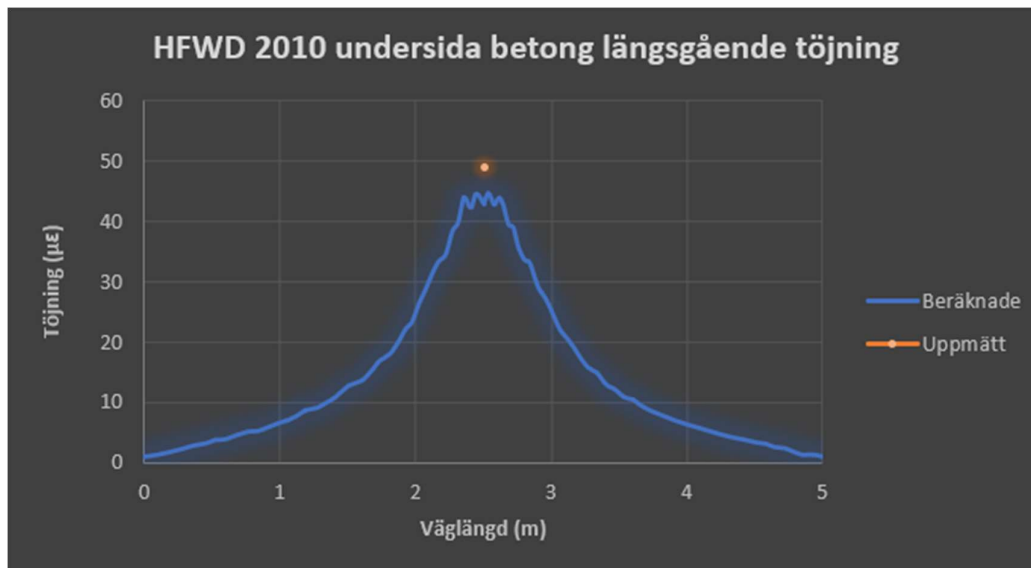
Då materialegenskaperna från förskjutningsmätningen 2010, se kapitel 4.3.2, användes för töjningsanalysen blev den beräknade maximala töjningen 10,3 mikrotöjning, jämfört med den uppmätta maximala töjningen som var 39,2 mikrotöjning (Figur 25).

Materialegenskaperna justerades därmed flera gånger för mätningarna i både transversal- och längsgående riktning för att få modellen inom den tillåtna töjningsdeviationen. Justeringen av materialegenskaperna innebar nya värden på elasticitetsmodul för betongen till 25 000 MPa, asfalten till 1 700 MPa och undergrunden till 80 MPa. Detta var en betydlig sänkning av styvhet för alla skikt i vägmodellen. Störst justering skedde för asfaltmaterialet till under en femtedel av elasticitetsmodulen bestämd från förskjutningsjämförelsen. Elasticitetsmodulerna för samtliga mätningar hade valts i enlighet med årstidsdata ur Tabell 1 men för att få överensstämmande uppmätta och beräknade värden valdes här värden för betong och asfalt utanför omfattningen av årstidsdata. Denna diskrepans utreds senare i kapitel 4.5 av rapporten.



Figur 26. HFWD 2010-09-01 jämförelse av maximal töjning transversal riktning med justerade elasticitetsmoduler (Betong 25 000, Asfalt 1 700, Undergrund 80) [MPa]

Den maximala töjningen i den transversala riktningen blev beräknad till 41,2 mikrotöjning (Figur 26) vilket var under fem mikrotöjnings överskridning av den uppmätta maximala töjningen som då var inom felmarginalen.



Figur 27. HFWD 2010-09-01 jämförelse av maximal töjning längsgående riktning med justerade elasticitetsmoduler (Betong 25 000, Asfalt 1 700, Undergrund 80) [MPa]

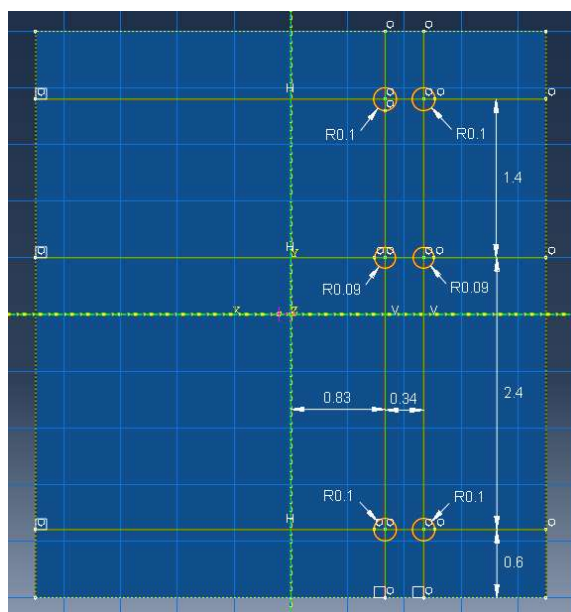
Den uppmätta maximala töjningen i den längsgående riktningen var 48,9 mikrotöjning och den beräknade maximala töjningen med de justerade materialegenskaperna var 44,6 mikrotöjning (Figur 27). Töjningen som beräknades underskred den uppmätta med 4,3 mikrotöjning vilket också var inom felmarginalen. Eftersom mätningen längs ena banan överskred och mätningen längs den andra banan underskred sina respektive uppmätta töjningar krävdes en iterativ anpassning av elasticitetsmodulerna för att ge bra överensstämmande mellan båda mätningarna.

Vägmodellen var tryckbelastad av fallvikten men spänningarna och töjningarna i väggroppen kunde bestå av både drag och tryck. För att säkerställa jämförelsens relevans nyttjades de tidigare beräknade maximala töjningarna för att uppskatta om linjärelastisk materialmodellering var lämplig. Eftersom de uppmätta värdena var under den beräknade 50 mikrotöjning gränsen, se kapitel 2.1, antogs det linjärelastiska antagandet fortfarande gälla för töjningsberäkningarna från HFWD 2010 lastfallet.

4.4 Fordonstrafik

4.4.1 Fordonstrafiksmodellering

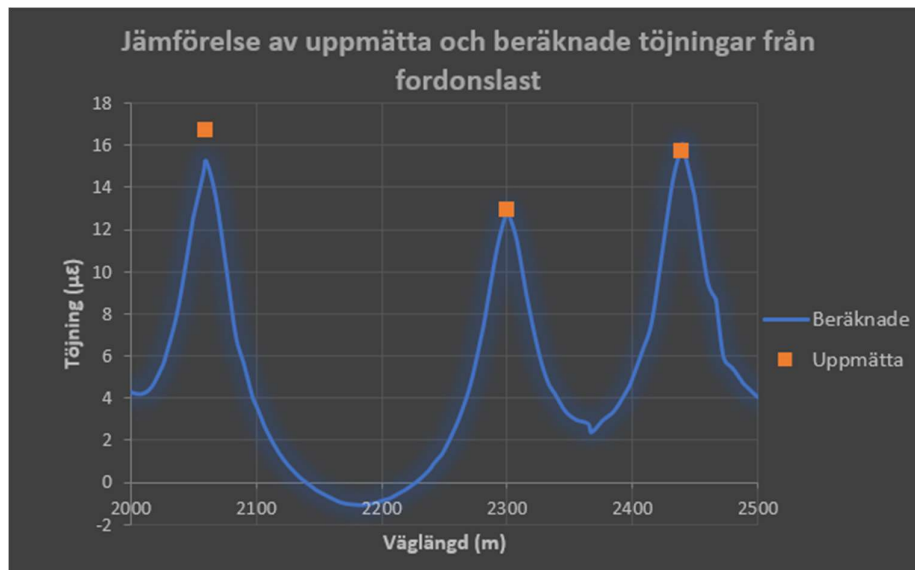
Fordonstrafiken modellerades enligt specifikationer i tabell 5 där endast ena sidan av fordonets hjul inkluderades. Fordonet hade dubbla hjul vilket motsvarade ett par med cirkulära ytor för kontaktytan (Figur 28). Dessa ytor belastades med jämnt fördelade tryck motsvarande den verkliga uppmätta hjulbelastningen.



Figur 28. Placering av belastade ytor för fordonstrafikmodelleringen (vy från ovan)

4.4.2 Jämförelse mellan uppmätta och beräknade töjningar för fordonstrafik

Liknande metod för jämförelse av maximala töjningar för fordonstrafiken användes som för den tunga fallviktsmätningen. På grund av att de uppmätta värdena är dynamiska så jämförs endast de maximala värdena med de beräknade för modellen. Banan där töjningarna beräknades var placerad i mitten av hjulspåren under betongbeläggningsen vilket motsvarade en fem meter lång mätsträcka. För den uppmätta töjningen motsvarade de orangea kvadraterna i grafen de uppmätta maximala töjningarna under 500 millisekunder för axel- och hjulbelastningarna (Figur 29).



Figur 29. Jämförelse av maximala töjningar för fordonstrafik med justerade elasticitetsmoduler (Betong 20 000, Asfalt 1 300, Undergrund 50) [MPa]

Figuren visar resultatet efter justering av elasticitetsmodul där betong hade 20 000 MPa, asfalt 1 300 MPa och undergrunden 50 MPa. Dessa materialegenskaper skiljer sig från de som var under den tunga fallvikten från samma dag. Skillnaden kan bero på att materialegenskaperna varierar beroende på vilken typ av last de utsätts för, då de uppmätta dynamiska lasternas hastighet och frekvens varierade. Resultatet diskuteras vidare i kapitel 4.5 av rapporten. Töjningarna som var uppmätta i september 2010 i längsgående riktning och som beräknades i Abaqus presenteras i Tabell 8.

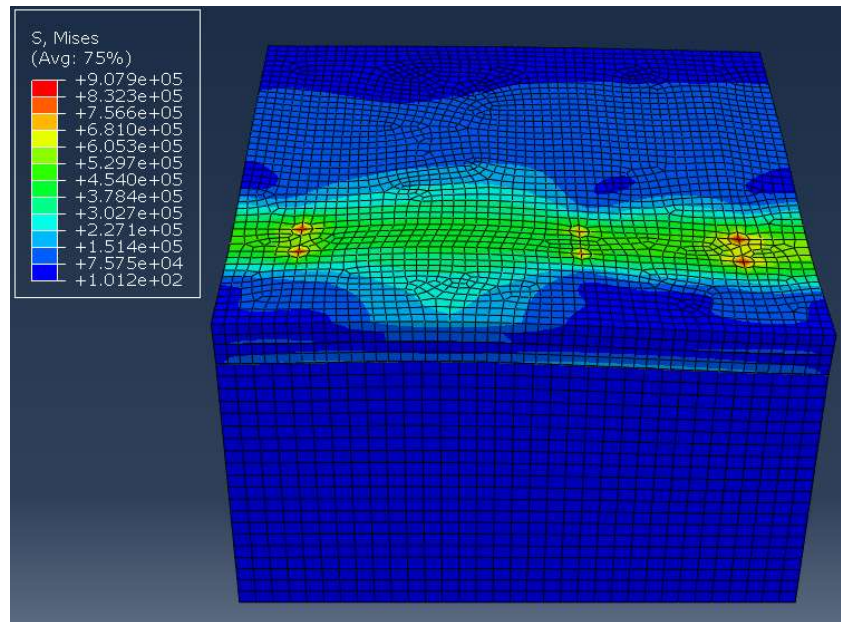
Tabell 8. Maximala töjningar i mikrotöjning från lastfall fordonstrafik

Topp i Figur 27	Uppmätt	Beräknad
Första	16,7	15,3
Andra	12,9	12,9
Tredje	15,7	16,1

Vid jämförelse av de exakta värdena i Tabell 7 och den visuella jämförelsen i Figur 29 ser vi att de uppmätta töjningarna stämmer bra överens med de beräknade. Störst skillnad är för den första toppen, motsvarande den ensamma axeln som ej var del av tandemaxeln. Eftersom den beräknade töjningen är mindre för den första axeln (första toppen) och större för den tredje axeln (tredje toppen) så justerades materialegenskaperna enligt beskrivningen ovan där skillnaden var inom den godkända felmarginalen på 5 mikrotöjning.

4.4.3 Belastningskoncentrationer från fordonstrafik

Då fordonslasten applicerades på vägmodellen observerades belastningskoncentrationer i mitten av de punkter där hjulkontakten modellerats (Figur 30).



Figur 30. Belastningskoncentrationer från spänningar för fordonslasten

Figuren visar belastningskoncentrationer i form av von Mises effektivspänning. Trots att vägmodellen tryckbelastades så kunde både drag- och tryckspänningar förekomma. Den maximala draghållfastheten för betong är ungefär tio procent av tryckhållfastheten vilket innebär att dragspänningar över 2 MPa ej fick förekomma i betongbeläggningen. Eftersom den beräknade maximala spänningen endast var 0,9 MPa antogs linjärelastisk materialmodellering fortfarande stämma. Då analysen var linjärelastisk blev spänningsfördelningen enligt Hookes lag proportionell mot töjningsfördelningen i vägmodellen och samma fördelning antogs.

4.5 Justering av elasticitetsmodul för HFWD 2010 och fordonstrafik

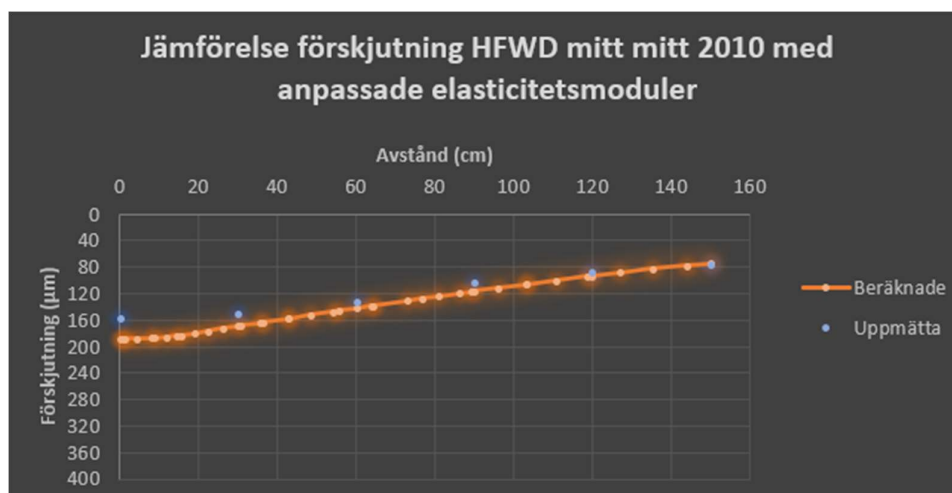
Både den tunga fallviktsmätningen 2010 och mätningen av fordonstrafik utfördes 2010-09-01. Jämförelserna mellan uppmätta och beräknade påkänningar för belastningsfallen HFWD 2010 och fordonstrafik antyder att vägmateriellens elasticitetsmoduler skulle ha betydlig varians mellan mätningarna. Detta ansågs ej spegla verkligheten och därför bestämdes en gemensam uppsättning materialegenskaper utifrån samtliga mätningar med hänsyn till årstidsdata för höst ur Tabell 1 (Tabell 9).

Tabell 9. Enskilda jämförelser elasticitetsmoduler samt gemensamma anpassade värden

Material	Elasticitetsmodul HFWD förskjutning	Elasticitetsmodul HFWD töjning	Elasticitetsmodul Fordon töjning	Elasticitetsmodul anpassade värden
Betong	37 000	25 000	20 000	30 000
Asfalt	10 000	1 700	1 300	7 000
Undergrund	155	80	50	155

Förskjutningen uppmätt från fallviktsmätningen fick bidrag från hela vägkroppens respons där en betydande del kommer från undergrunden. Elasticitetsmodulens anpassade värde för undergrund valdes därför just till det justerade värdet från HFWD 2010 beräkningen. En anledning till att detta värde ej verkar stämma överens med förväntade värdet ur Tabell 1 kan vara att den komprimerade undergrunden hade annorlunda materialuppsättning naturligt förekommande i området där testsektionen konstruerades. Trots detta har elasticitetsmodulen rimligt värde inom det tillåtna intervallet.

Töjningsmätningarna hade sensorer placerade på undersidan av betongbeläggningen för de uppmätta värdena i jämförelsen. Eftersom tjockleken på betongbeläggningen och lasten som appliceras på ovansidan är kända så ger dessa beräkningar mer trovärdiga materialegenskaper för betongmaterialet än förskjutningsmätningarna. Av lastfallen HFWD 2010 och fordonstrafik anses fallviktsmätningen mer trovärdig eftersom detta lastfall var mer kontrollerat. Detta kan bero på att en fallvikt kan placeras med högre precision än att ett fordon kör i en exakt bana. Utifrån detta har elasticitetsmodulen för betong anpassats iterativt tillsammans med förskjutningsmätningen. Årstidsdata påvisar att betongmaterialet ej varierar i betydlig grad på grund av årstid. Dock har elasticitetsmodulen för asfaltmaterialet anpassats utifrån årstidsdata från en varmare höstdag.

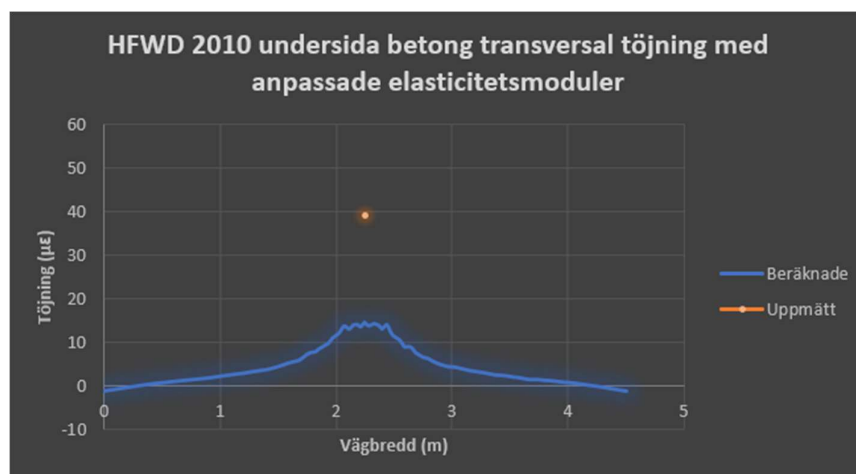


Figur 31. HFWD 2010 jämförelse av förskjutningar från vägens ovansida med anpassade elasticitetsmoduler (Betong 30 000, Asfalt 7 000, Undergrund 155) [MPa]

De anpassade värdena för elasticitetsmodulerna användes för de påverkade mätningarna och nya jämförelser utfördes. Förskjutningar för HFWD 2010 beräknades först och ritades i en graf (Figur 31). Trots större skillnader för betong- och asfaltsskiktets elasticitetsmodul är mätningarna och beräknade värden i grafen fortfarande överensstämmande. Detta beror på att väggkroppens förskjutning främst kommer ifrån undergrunden som hade samma värde som tidigare jämförelse. En ny determinationskoefficient beräknades med de anpassade värdena i Tabell 10 till 0,71 vilket kan jämföras med den tidigare beräknade koefficienten i Tabell 7 som blev 0,98. Alltså råder sämre, men fortfarande bra, överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar.

Tabell 10. Uppmätta och beräknade förskjutningar (µm) samt beräkningsschema av determinationskoefficient R^2 med justerade elasticitetsmoduler

Avstånd (cm)	Uppmätta	Beräknade		Skillnad	Skillnad genomsnitt uppmätta
0	157,0	188,4		987,7	1549,5
30	151,0	169,3		334,2	1113,1
60	131,3	142,1		116,7	186,0
90	103,4	116,3		167,8	203,7
120	87,8	93,3		29,8	889,1
150	75,4	73,9		2,0	1787,0
Genomsnitt	117,64		Summa	1638,2	5728,4
				R^2	0,71



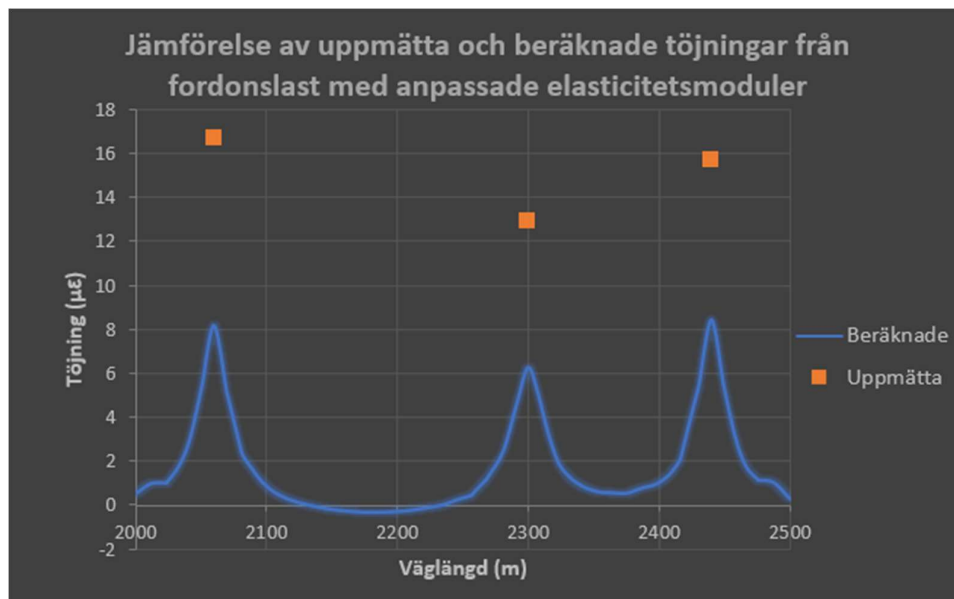
Figur 32. HFWD 2010 jämförelse av maximal töjning transversal riktning med anpassade elasticitetsmoduler (Betong 30 000, Asfalt 7 000, Undergrund 155) [MPa]

Större skillnad visar jämförelserna mellan uppmätta och beräknade töjningar. I transversal riktning på undersidan av betongbeläggningen var den uppmätta maximala töjningen 39,2 mikrotöjning och den beräknade var endast 14,6 mikrotöjning (Figur 32). Liknande förändring sker i längsgående riktning där den uppmätta maximala töjningen var 44,6 mikrotöjning och den beräknade 16,1 mikrotöjning (Figur 33). Eftersom materialen i de övre skikten blev styvare med de anpassade elasticitetsmoduler minskade även de beräknade töjningarna mellan skikten. De uppmätta töjningarna har bearbetats av handledarna genom att filtrera noise, alltså minskning av störningar i uppmätt data. Detta minskar precisionen av de uppmätta värdena och kan delvis förklara skillnaden i töjning mellan mätningarna.



Figur 33. HFWD 2010 jämförelse av maximal töjning längsgående riktning med anpassade elasticitetsmoduler (Betong 30 000, Asfalt 7 000, Undergrund 155) [MPa]

Töjningen beräknad från fordonslasten har även minskat med de anpassade elasticitetsmodulerna (Figur 34). Som tidigare diskuterat kan även osäkerheten i den verkliga mätningen för de uppmätta töjningarna vara anledningen till skillnad mellan skillnaderna. I Tabell 11 ser vi att de beräknade maximala töjningarna endast är hälften så stora som de uppmätta, vilket är mindre skillnad än för HFWD 2010 mätningen med de anpassade elasticitetsmodulerna. Skillnaden mellan lastfallens beräknade töjningar kan bero på mätfelen beskrivna ovan men kan också förklaras av att olika dynamiska lasttyper med olika hastigheter modelleras inkorrekt med statisk analys.



Figur 34. Jämförelse av maximala töjningar för fordonstrafik med anpassade elasticitetsmoduler (Betong 30 000, Asfalt 7 000, Undergrund 155) [MPa]

Tabell 11. Maximala uppmätta och beräknade töjningar i mikrotöjning från fordonstrafik lastfallet med anpassade elasticitetsmoduler

Topp i Figur 35	Uppmätt	Beräknad
Första	16,7	8,1
Andra	12,9	6,3
Tredje	15,7	8,4

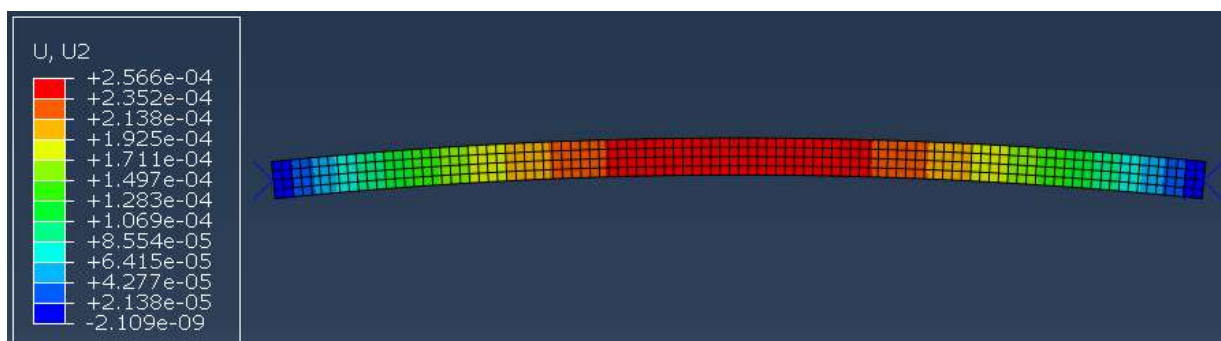
4.6 Temperaturlast

4.6.1 Temperaturlastmodellering

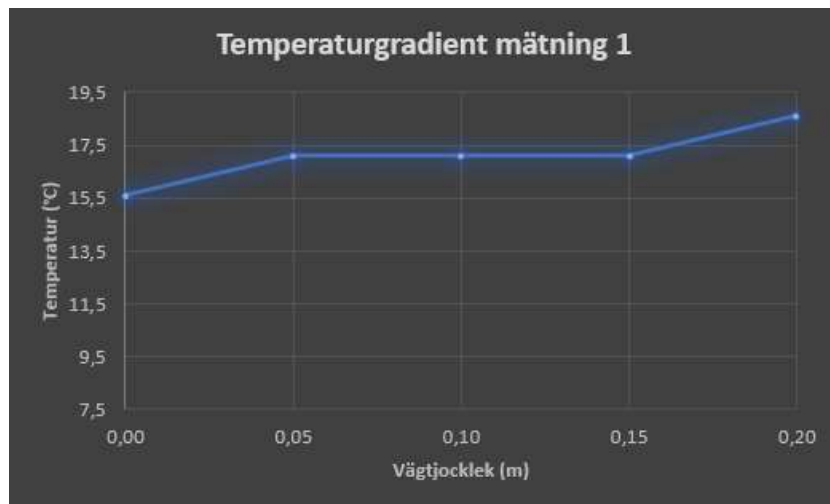
Vid modellering av temperaturlast förutsattes betongplattan som viktlös och att det inte fanns någon friktion mellan betongplattan och asfaltsskiktet. Temperaturlasten studerades endast för betongbeläggningen som var modellerad med tvådimensionella kvadratiska finita element där plant spänningstillstånd antogs. Modelleringen bestod av en temperatur på modellens ovansida, en på undersidan samt en inntemperatur för hela betongbeläggningen vilket utgjorde temperaturgradienten. Samtliga temperaturer modellerades i Abaqus som ett definierat fält varpå analysen av förskjutningar och temperaturfördelningar utfördes.

4.6.2 Påverkan av temperaturgradient på betongbeläggning

Den första mätningen utfördes med temperaturer och materialspecifikationer enligt Tabell 6, alltså användes 37 000 MPa elasticitetsmodul för betongplattan. Randvillkor tillsattes för modellen i betongplattans båda ändar och modellerades med referenspunkter för att undvika spänningskoncentrationer. Då modellen var fritt upplagd så var randvillkoret noll förskjutningar i referenspunkterna i vägens båda ändar. Den maximala vertikala förskjutningen var 257 mikrometer uppstod i mitten av balken eftersom ovansidan var varmare än undersidan och balkens ovansida expanderades därför medan undersidan pressades ihop (Figur 35). Förskjutningar från temperaturlasten är ungefär i samma storlek som förskjutningar från fallviktsmätningarna. Detta medför att både trafiklaster och temperaturlaster bör tas hänsyn till vid betongvägsdimensionering vilket är i enighet med den nuvarande svenska metoden.



Figur 35. Vertikal förskjutning från första temperaturmätningen



Figur 36. Temperaturgradient från första temperaturmätningen

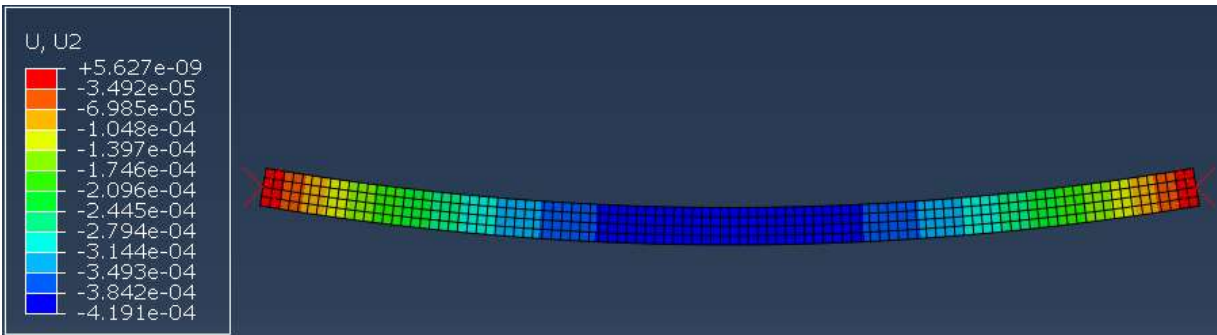
Figur 36 visar att den varma temperaturen som är på ovansidan endast värmer upp betongbeläggningen allra närmast ytan, samma med undersidan vilket utgör en förenklad temperaturgradient.

För den tredje mätningen var temperaturen på ovansidan lägre än på undersidan och därmed undersöktes denna temperaturgradient också (Figur 37).



Figur. 37 Temperaturgradient från tredje temperaturmätningen

Den vertikala förskjutningen beräknades och likt den första mätningen uppstod den största förskjutningen i mitten av vägmodellen och beräknades till 419 mikrometer (Figur 38). Dessa två mätningar visar temperaturgradientens påverkan på betongplattans deformation, då ytan med högst temperatur expanderar mest och därmed avgör böjningens riktning.



Figur 38. Vertikal förskjutning från tredje temperaturmätningen

Skillnaden mellan temperaturen på ovansidan och undersidan för första mätningen var tre grader Celsius och den maximala vertikala förskjutningen 257 mikrometer. För den tredje mätningen var temperaturskillnaden mellan ovansidan och undersidan ungefär fem grader Celsius och den maximala vertikala förskjutningen 419 mikrometer. Eftersom lokala skillnader i temperatur inuti betongplattan alltid är mindre än skillnaden mellan plattans ovansida och undersida konstateras temperaturgradientens form ej vara betydande för förskjutningar.

4.7 Utvärdering av avgränsningar

En central avgränsning för projektet har varit att avgränsa analysen av betong till linjärelastisk materialmodellering, med samma egenskaper i drag och tryck, där fokus har legat på att det främst är tryckbelastning utan att sprickor uppstår från dragbelastningar. För detta antagande beräknades intervall på de maximala töjningar från drag och tryck som vägmodellen fick belastas till. Eftersom betong är svagast i draghållfasthet användes den nedre gränsen på 50 mikrotöjning som referens vid samtliga töjningsmätningar. HFWD 2010 kom närmast denna gräns med 48,9 mikrotöjning uppmätt maximal töjning. Avgränsningen till linjärelastisk materialmodellering av betongen var ett antagande som verkade stämma för de flesta lastfall men som för HFWD 2010 modelleringen då var ett gränsfall. Beroende på testsektionens betongsammansättning och rådande materialegenskaper kunde detta projekts materialmodellering vara otillräcklig samt felaktig.

Kontaktmodelleringen mellan vägsiktet var avgränsad till tie-kontakt så att vägmodellen agerade som en solid där ingen separation mellan skikten uppstod. Om separation mellan skikten hade möjliggjorts hade skiktens kontaktytor minskat vilket hade ökat påkänningarna i vägmodellen. Istället för tie-kontakt hade generell kontakt i Abaqus varit ett alternativ till modelleringen, där friktionskoefficienter mellan skikten hade applicerats. Detta medför mer komplicerad analys men hade varit intressant för att se hur samtliga beräknade påkänningar hade påverkats. En annan avgränsning var att utesluta förankringsjärnen och dymlingarna ur modelleringen. De beräknade påkänningarna kunde påverkats då hållfastheten troligen påverkas samtidigt som spänningskoncentrationer sannolikt uppstår i de områden där betongbeläggningsen är i kontakt med dessa detaljer.

Ännu en central avgränsning i projektet var att modellera alla laster som statiska trots att de i de verkliga mätningarna var dynamiska. För att modellera enskilda mätningar, exempelvis förskjutningar, verkar modellen kunna användas för att beräkna överensstämmande värden. Dock när flera mätningar jämfördes försämrades överensstämmelsen mellan de uppmätta och beräknade påkänningarna. I projektet jämfördes två olika lastfall, HFWD 2010 och fordonslasten, där lasterna i verkligheten applicerades på olika sätt med olika hastigheter. Den statiska analysen tog ej hänsyn till detta vilket är en av brist med denna modellering eftersom dynamisk analys av lasterna bättre simulerar de verkliga förhållandena.

Även hur lasterna applicerades på vägmodellen var en förenkling där perfekt cirkulära ytor placerade mitt på testsektionen hade använts. När de verkliga mätningarna utfördes kunde dessa förhållanden troligen ej uppfyllas perfekt vilket då leder till mätfel. Även fordonslasten var en precis modellering som antagligen var svår att genomföra i verkligheten. Både att köra fordonet rakt över de nedgrävda sensorerna, ojämnheter i vägen och eventuella skillnader i lufttryck däcken hade kan ha påverkat de uppmätta töjningarna. Däckkontaktytans modellering som konstanta cirkulärytor var en förenkling och avgränsning i projektet som ej förväntades påverka de beräknade påkänningarna så att betydande skillnader skulle finnas till de uppmätta värdena. För mer noggrann analys bör även detta antagande undersökas.

5. Slutsats och vidareutveckling

Under projektets gång har en förenklad 3D-modell av en betongväg skapats i Abaqus varpå flera olika typer av laster från olika mätningar har applicerats. Jämförelser mellan uppmätta och beräknade påkänningar har utförts först med nominella materialegenskaper som sedan anpassats utifrån årstidsdata. Modelleringen visade god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade förskjutningar efter det att materialegenskaperna hade anpassats vilket är i enlighet med Janssons (1992) resultat där god överensstämmelse erhöles mellan uppmätta och beräknade förskjutningar för asfaltsvägar med FEM-programmet ILLI-PAVE. När anpassningar sedan utfördes från både förskjutnings- och töjningsmätningar från separata lastfall jämfördes då de verkliga mätningarna skedde på samma dag rådde en betydlig försämring av påkänningarnas överensstämmelser. Anpassningar utfördes därför på ett sätt som behöll god överensstämmelse för förskjutningsmätningarna till priset av töjningsmätningarnas överensstämmelse. De beräknade töjningarna från fordonslasten var hälften så stora som de uppmätta. Dock eftersom detta endast innebar en skillnad på cirka 8 mikrotöjning kunde detta huvudsakligen attribueras till mätfel då de verkliga mätningarna utfördes med en svärkontrollerad testmetod. Även randvillkoren utgör en trolig felkälla eftersom fordonslasten applicerades närmare vägmodellens sidor där noll horisontell förskjutning tilläts för undergrunden.

De beräknade töjningarna från HFWD 2010 lastfallet var endast en tredjedel av de uppmätta. Detta innebar en skillnad på cirka 25 mikrotöjning vilket ej gick att attribuera enbart till mätfel. Från de uppmätta värdena kunde analysen förväntas vara ett gränsfall för att det linjärelastiska antagandet skulle stämma. Utöver detta har en dynamisk last modellerats som ett statiskt tryck där hänsyn ej tas till hur fallviktens hastighet påverkade de uppmätta töjningarna. Temperaturlaster beräknades för betongbeläggningen som resulterade i stora förskjutningar men som ej modellerades tillsammans med andra laster på grund av tidsbrist i projektet. Arbetet visar att det med en förenklad 3D-modell går att simulera de verkliga mätningarna med relativt god överensstämmelse till verkligheten. Resultaten som analyserna ger mer kunskap om de befintliga dimensioneringsmetoderna för betongvägar där både trafiklaster och temperaturlaster visats påverka hållfastheten. Betongvägar är mer slitstarka samt kräver mindre underhåll än asfaltsvägar och bör därför övervägas användas för högratifierade svenska vägar som exempelvis motorvägssträckor. För att förbättra modelleringen och möjliggöra optimering av dimensioneringsmetoden ges förslag nedan till hur mer noggrann analys kan genomföras.

Det finns flera förbättringsområden för både modellen och analysen som bör undersökas. Att förbättra modellen innebär att simuleringen som erhålls speglar verkligheten mer exakt. Genom att modellera betongbeläggningen utan linjärelastiskt antagande, och med olika egenskaper i drag och tryck, kan analyser av eventuella sprickor och andra brott utföras för att förbättra även högbelastade svenska betongvägar som exempelvis flygbanor. Även lasterna bör modelleras dynamiskt för att bättre spegla verkligheten av de uppmätta påkänningarna. Utförlig modellering av kontaktytorna mellan skikten samt inkludering av detaljer som förankringsjärn och dymlingar i betongbeläggningen kan ytterligare göra modellen mer lik testsektionen. Analys där samtliga lastfall undersöks i kombination med tillhörande temperaturlaster speglar även verkligheten bättre. Samt att inkludera andra faktorer som påverkan på vägmodellens hållfasthet som exempelvis vattenhalt i undergrundsmaterialet, hastighet och frekvens från dynamiska laster samt fler vägsikt bidrar till en mer utförlig analys. Tillförlitliga analyser som digitalt simulerar verkligheten möjliggör minskning av utsläpp genom att då ej behöva konstruera nya testsektioner och utföra tester i fält.

Källförteckning

Bidgar, S.T., Bhattacharya, P. (2015). A Strain Based Non-linear Finite Element Analysis of the Exterior Beam Column Joint. *Advances in Structural Engineering*. 41(2), 180–193.

https://doi.org/10.1007/978-81-322-2190-6_43

Dinegdæ, Y., & Ahmed, A. (2023). *Analys av påkänningar i betongbeläggning* (VTI rapport, opublicerad). VTI.

Eisenmann, J. (1979). *Manual for concrete, reinforced concrete and prestretched concrete construction; concrete railways*. Ernst & Sohn.

Hind, K., Özakça, M. & Ekmekyapar, T. (2016). A Review on Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymers. *Journal of Advanced Research in Applied Mechanics*. 22(1), 13–48.

Jansson, H. (1992). *Jämförelse mellan beräknade och mätta deformationer* (VTI notat, 199). VTI.
<https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:672019/FULLTEXT01.pdf>

Khodary, F., Akram, H., Mashaan, N. (2020). Behaviour of different pavement types under traffic loads using finite element modelling. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCET)*, 11(11), 40–48.

RKL, S., LZ, L. & SH, L. (2014). Longitudinal Partial Interaction in Bolted Side-Plated Reinforced Concrete Beams. *Advances in Structural Engineering*. 17(7), 921-936.
<https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.7.921>

Santero, N., Masanet, E. & Horvath, A. (2010). *Life-Cycle Assessment of Pavements: A Critical Review of Existing Literature and Research* (SN3119a). Portland Cement Association.
<https://www.osti.gov/servlets/purl/985846>

Silfwerbrand, J. (2001). *Swedish Design of Industrial Pavements*. [Paper presentation]. International Conference on Concrete Pavements, Orlando, USA, September 9-13, 2001, pp. 791–806.

SNRA (2004). *Technical Guidelines for Road Structures. Part 1 – General Prerequisite and Part 3 – Structural Design of the Pavement System*. (2004). Swedish National Road Adm., Borlänge, Sweden, 39+80pp.

Sunghwan, K., Halil, C. & Kasthurirangan, G. (2014). Finite element modeling of environmental effects on rigid pavement deformation. *Front. Struct. Civ. Eng.* 8, 101–114.
<https://doi.org/10.1007/s11709-014-0254-x>

Söderqvist, J., & Silfwerbrand, J. (2005). *Design of Concrete Pavements: A Comparison between Swedish and U.S. Methods*. [Paper presentation]. International Conference on Concrete Pavements, Colorado Springs, Colorado, USA, August 15 – 18, 2005, pp. 1 – 17.

Söderqvist, J. (2006). *Design of Concrete Pavements – Design Criteria for Plain and Lean Concrete*. [Licentiatavhandling, KTH, Skolan för arkitektur och samhällsbyggnad (ABE), Bygghälsa, Bygghälsa, Bro- och stålbyggnad.]. DiVA.
<http://kth.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A11234&dswid=9347>



CHALMERS