



BACHELOROPPGAVE

**OPPSPREKKING AV SLITELAG PÅ
SPENNLAMINERTE DEKKER**

FORFATTERE:

TROND ØSTEN

REMI ALEXANDER GISKÅS

TRYGVE STENRUD NILSEN

Dato:15.5.2013

Forord

Denne bacheloroppgaven er vår avsluttende oppgave ved fullføring av treårig utdanning på Høgskolen i Gjøvik. Vi har alle valgt å studere til byggingeniør med retning innenfor konstruksjon.

Denne rapporten er ment som hjelp for Statens vegvesen til å belyse problemer ved oppsprekking av slitelag på spennlaminerte dekker.

Vi bestemte oss tidlig for at vi ville ha en oppgave som omhandlet trevirke, så derfor begynte vi arbeidet ved et besøk på Moelven Limtre høsten 2012. Oppgaven vi fikk der viste seg å være for omfattende, og vi fikk en ny oppgave av Statens vegvesen i slutten av februar.

For å løse oppgaven valgte vi forskjellige analyseprogrammer, som gjorde at vi brukte lang tid på å sette oss inn i programmene. Arbeidsmengden på dette kommer ikke frem i oppgaven, siden det bare presenteres sluttresultatet av mange feilede forsøk.

Vi vil rette en stor takk til veilederen vår Hauke Kepp ved Statens vegvesen, som alltid har vært tilgjengelig med råd og hjelp. Vi vil takke veilederne våre ved Høgskolen i Gjøvik, Harald Fallsen og Leif Erik Storm.

Sted/dato

Gjøvik 15/5-2013

Trond Østen

Trond Østen

Remi Giskås

Remi Alexander Giskås

Trygve Stenrud Nilsen

Trygve Stenrud Nilsen

Sammendrag

Tittel:	Oppsprekking av slitelag på spennlaminerte dekker	
Deltakere:	Trygve Stenrud Nilsen, Trond Østen og Remi Alexander Giskås	
Veileder(e):	Harald Fallsen og Leif Erik Storm	
Arbeidsgiver:	Statens vegvesen	
Stikkord:	Spennlaminert dekke, Robot Structural Analysis, asfalt, broer	
Antall sider: 45	Antall vedlegg: 10	Publiseringsavtale: Åpen

På trebroer med tverrspent dekke er det et problem med sprekkdannelser i asfalten over tverrbærende bjelker. For å forhindre dette er det blitt gjort endringer på kravet til maksimal tillatt nedbøyning fra L/350 til L/500. Vi har i denne oppgaven sett nærmere på hvor mye dette har å si for sprekkdannelser som kommer av tøyninger. Eventuelt hvorvidt det er andre krav som ville være mer hensiktsmessige. Måten dette er gjort på er ved å gjøre beregninger på en spesiell bro, Måsør bro, fordi vi antar at andre broer har lignende verdier. Verdiene fra beregningene på Måsør bro blir så sammenlignet med materialeegenskapene til asfalt.

Oppgaven kommer frem til at et krav til nedbøyning ikke har så stor innvirkning på tøyningen i asfalten, og dermed lite innvirkning på sprekkdannelser. Grunnen til dette er at tøyning er avhengig av krumning og ikke nedbøyning. Når man dimensjonerer konstruksjoner blir lastene plassert der det er mest kritisk. Den mest kritiske lastplasseringen med hensyn på nedbøyning, er ikke lik den mest kritiske lastplasseringen med hensyn på krumning. For å hindre sprekkdannelser i asfalt på trebroer burde det derfor være et tilleggskrav til maksimal tillatt tøyning.

For å utføre beregningene har det blitt brukt diverse dataprogrammer samt beregninger i excel. Programmene som er brukt er ANSYS, Plabe2 og Robot Structural Analysis Professional 2014.

I resultatet kommer det frem at tøyningene varierer fra 0,89‰ til 1,52‰ avhengig av hvilket program som er brukt. Bruddtøyningen til asfalten som er brukt på Måsør bro (Ab16) er 8,6‰ ved 0°C. Det er antatt at sprekker dannes lenge før asfaltens bruddtøyning nås, og at bruddtøyningen vil være mindre ved lavere temperatur. Det antas derfor at et krav til maksimal tillatt tøyning burde ligge i størrelsesorden 1‰.

Abstract

Title:	Asphalt cracking on stress-laminated deck plates	
Student:	Trygve Stenrud Nilsen, Trond Østen and Remi Alexander Giskås	
Supervisor(s):	Harald Fallsen and Leif Erik Storm	
Employer:	Norwegian Public Roads Administration	
Keywords:	Bridge, asphalt, Robot Structural Analysis, stress laminated deck	
Number of pages: 45	Number of appendix: 10	Availability: Open

This report is written on behalf of Norwegian Public Roads Administration (Statens vegvesen), and concerns asphalt cracking on timber bridges with stress-laminated wood deck plates. The object of this report is to examine how a change in maximum deflection criteria will reduce strain-induced asphalt cracking above cross girders, and whether other criteria would be more suitable.

The method for doing this was to calculate the asphalt strain on one particular bridge, Måsør bridge, and assume similar timber bridges would have similar values. These calculated values on asphalt strain were then compared to the material properties of asphalt, especially the ultimate limit elongation asphalt. The calculations were made by different computer programs and calculations by hand and were based on Eurocode 5 (Wood) and manual 185 (bridges) from NRPA. The programs used were: Autodesk Robot Structural analysis, ANSYS, Plabe2 and Excel.

The report shows that a maximum deflection criterion is not the most effective way to reduce strain since strain is proportional to the curvature of the plate, not the deflection. A maximum strain criterion would therefore be more suitable. In the results the asphalt strain varies from 0,89‰ to 1,52‰ and the ultimate limit strain for asphalt is 8,6‰ at 0°C. It is assumed that the asphalt can crack at much lower elongations than the ultimate limit strain. The ultimate limit strain is also greatly temperature dependent. A potential strain criterion should therefore be roughly in the magnitude of 1‰.

Innholdsfortegnelse

1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Mål for oppgaven.....	1
1.3 Problemstilling.....	2
1.4 Livsløpet	2
1.5 Miljøendringer	2
1.6 Samfunns- og økonomimessige forhold	2
1.7 Ingeniørfaglig grunnlag	3
2 Teori	4
2.1 Historisk tilbakeblikk på broer oppført i trevirke	4
2.2 Måsørbru, vårt case.....	5
2.3 Membraner.....	5
2.3.1 Topeka.....	5
2.3.2 Polyurea	6
2.3.3 Støpeasfalt.....	6
2.4 Asfaltdekker.....	6
2.4.2 Asfaltbetong (Ab)	7
2.4.4 Skjelettasfalt (Ska)	7
2.5 Testing av asfalt.....	7
2.6 Oppsprekking av asfalt	8
2.6.1 Oppsprekking på grunn av utmattelse.....	8
2.6.2 Lavtemperaturoppsprekking	8
2.7 Tverrspent dekke	9
2.8 Ortotrope plater.....	9
2.9 Plabe2	10
2.10 ANSYS	13
2.11 Robot Structural Analysis.....	14
2.12 Tøyning og elastisitet.....	14
3 Metode.....	16
3.1 Utføring	16
3.2 Lasttilfeller.....	17
3.2.1 Last-case 1	17

3.2.2 Last-case 2	17
4 Beregninger og resultat	18
4.1 Forhåndsregninger	18
4.1.1 Beregning av platestivheter:.....	18
4.1.2 Beregning av lastbredde og lastlengde:	18
4.2 Plabe2	20
4.3 Excelberegninger	21
4.3.1 Utledning for regneark	21
4.3.2 Resultat excelberegninger	23
4.4 Ansys	24
4.4.1 Beregning av nedbøyning gjennom Ansys 14.5, kode.....	24
4.4.2 Resultat	27
4.5 Robot Structural Analysis.....	30
4.5.1 Lastbilder	30
4.5.2 Lastcase 1	31
4.5.3 Lastcase 2.....	32
4.5.4 Resultat	33
4.6 Tøyning i asfalt.....	33
4.6.1 Beregnet resultat	34
4.6.2 Tøyningsegenskaper for asfalt	34
5 Diskusjon.....	35
5.1 Generelt om alle modellene	35
5.2 Plabe2	37
5.3 ANSYS	38
5.4 Robot Structural Analysis.....	38
5.5 Excelberegning	39
5. 6 Tøyning og elastisitet.....	40
5.7 Resultat	40
5.7.1 Beregnet resultat	40
5.7.2 Tøyningsegenskaper asfalt	41
6 Konklusjon	42
6.1 Konklusjon.....	42
6.2 Forslag til videre arbeid	42

7 Kilder.....	43
7.1 Kilder	43
7.2 Kildekritikk.....	45
Vedlegg	A
A Tverrbærere akse 9 og 11	A
B Brodekket med detaljer	B
C Oversiktstegning	C
D Ferdigbrutegning.....	D
E Excel skjema for beregning av moment og nedbøyning	E
F ANSYS kode med vanlig trafikklast	F
G Robot rapport med boggi	O
H Robot rapport uten boggi	Q
I Bruddtøyning i Ab 16, mix A.....	S
J Bruddtøyning i Ska 16	T

Figurliste

Figur 1 Trevirket	9
Figur 2 Oppbygging av veidekket	12
Figur 3 Tøyning og spenningsbilde.....	15
Figur 4 Lastbilde lengderetning	19
Figur 5 Lastbilde tverretning.....	19
Figur 6 Resultat plabe2	20
Figur 7 Lastplassering for excelberegninger	22
Figur 8 Kode for nedbøyning og moment i excel	23
Figur 9 Beregning av nedbøyning og moment i excel uten boggi	23
Figur 10 Beregning av nedbøyng og moment i excel med boggi	24
Figur 11 Illustrasjon av lastcase 2 (uten boggi)	27
Figur 12 Nedbøyning i ANSYS med lastcase 1 (med boggi)	28
Figur 13 Momenter i ANSYS med lastcase 1 (med boggi)	28
Figur 14 Beregning av nedbøyning i ANSYS med lastcase 2 (uten boggi).....	29
Figur 15 Momenter i ANSYS med lastcase 2 (uten boggi)	29
Figur 16 Lastbilde lastcase 1 (med boggi)	30
Figur 17 Lastbilde lastcase 2 (uten boggi)	30
Figur 18 Resultat moment med lastcase 1 (med boggi)	31
Figur 19 Resultat nedbøyning med lastcase 1 (med boggi)	31
Figur 20 Resultat moment med lastcase 2 (uten boggi)	32
Figur 21 Resultat nedbøyning med lastcase 2 (uten boggi)	32

Formelliste

Formel 1 Platelikning	10
Formel 2 Stivhet i lamelleretning	10
Formel 3 Stivhet på tvers av lamelleretning	10
Formel 4 Torsjonsstivhet	10
Formel 5 Hooks lov	14
Formel 6 Bøyespenningsformelen	14
Formel 7 Uttrykk for tøyning	15
Formel 8 Moment over midtspenn	21
Formel 9 Total nedbøyning	22
Formel 10 Tøyning	33

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Trebroer blir i dag benyttet i alt fra gangbroer til riksvegbroer. Hovedbæresystemet og brodekket kan være av tre, men også en kombinasjon av andre materialer som stål og betong. Denne oppgaven handler om trebroer med spennlaminerte tredekker. Erfaring viser at asfalten på spennlaminerte brodekker opplagt på tverrbærende bjelker sprekker opp. For å forhindre dette, har kravet til maksimal tillatt nedbøyning blitt innstrammet fra L/350 til L/500 på broer med slitelag av asfalt. Vår oppgave er å finne ut hvor mye en økning i nedbøyningskravet har å si for sprekkdannelse i asfalten, ved å beregne påkjenningene i asfalten, og sammenligne dette med materialegenskapene til asfalt.

Trebroer har i den senere tid nærmest blitt en signatur for norske broer. Om det skal bygges trebroer med lange spenn blir vanlig konstruksjonstre mangelfullt, siden det trengs store dimensjoner. For å få store nok dimensjoner limes det sammen mindre lameller til et større tverrsnitt, og dette kalles limtre. Hovedbæresystem på trebroer er nesten alltid i limtre, mens på brodekker brukes lameller av både limtre og konstruksjonstre. Andre vanlige bruksområder for limtre er dragere og søyler på større bygninger, som idrettshaller og flyplasser.

Tre er ikke et like fleksibelt materiale som for eksempel stål eller betong, dels på grunn av dens ortotrope egenskaper og dels på grunn av begrensningene til transport av store elementer. Likevel er den estetiske opplevelsen av en trebru et mer naturnært valg, siden en trebru ofte passer bedre inn i naturlige omgivelser.

1.2 Mål for oppgaven

Målet med oppgaven er å belyse ett felt som ikke ligger i fokus hos Norsk Standard eller Eurocode. De kravene som er satt for nedbøyning på dekker er antakelser som det ikke har blitt foretatt noen konkrete beregninger på. Vi skal se på sammenhengen mellom forandringen i nedbøyningskravet og oppsprekking av slitelaget. Videre skal det vurderes om et nedbøyningskrav er det mest fornuftige kriteriet for å forhindre sprekkdannelse i slitelaget.

1.3 Problemstilling

Hva vil forandringen på nedbøyningskravet fra L/350 til L/500 ha å si for sprekkdannelse i slitelaget på spennlaminerte dekker, med hensyn på tøyning? Er det andre krav som vil ha mer å si?

1.4 Livsløpet

Et strengere nedbøyningskrav vil kreve en stivere konstruksjon. Tøyningene i asfalten vil bli mindre når dekket er stivere, siden krumningen over tverrbærende bjelker vil minke.

Tøyningene i overkant av dekket kan resultere i sprekkdannelse i slitelaget som reduserer levetiden av slitelaget. Videre vil også slike tøyninger kunne medføre skader på visse membraner. Membranens oppgave er å forhindre vann i å trenge ned i dekket. Skader på membranen kan medføre redusert levetid for dekket. En reduksjon i sprekkdannelse vil redusere kostnadene til vedlikehold av broene og kanskje forlenge deres levetid.

1.5 Miljøendringer

Reduseres oppsprekkingen i slitelaget vil vedlikeholdsarbeidet gå ned. Da vil utslipp knyttet til vedlikehold som oppstår ved restaurering av slitelag eller utlegging av nytt slitelag komme sjeldnere. Dette vil bedre miljøet i form av mindre CO₂ utslipp fra transport og utslipp på byggeplassen, samt utslipp fra produksjonen av asfalt og membran.

1.6 Samfunns- og økonomimessige forhold

Forhindring av oppsprekking i asfalten vil forbedre ujevnheter i dekket. Dette vil medføre bedre kjørekraft og minke slitasjen på kjøretøyene. De største kostnadene vil være knyttet til oppsprekking, fordi dette skaper problemer for selve broen og forkorter levetiden.

Kostnadene på restaureringen av broen vil senkes, slik at pengene kan gå til å dekke samfunnskostnader. Hvis total kostnadene på trebroer senkes, vil dette gjøre de mer konkurransedyktige i forhold til broer bygget i stål eller betong.

1.7 Ingeniørfaglig grunnlag

Det ingeniørfaglige grunnlaget for denne oppgaven er generell statistisk og materialteknisk forståelse, som vi har opparbeidet oss gjennom ingeniørstudiet. Teorien bak spennlaminerte dekker og asfalt var nytt for oss, så dette var kunnskap vi måtte tillegne oss. I tillegg har vi brukt beregningsprogrammer som var ukjente for oss.

2 Teori

2.1 Historisk tilbakeblikk på broer oppført i trevirke

Trevirke har blitt brukt som byggemateriale på broer i flere tusen år. En av de første trebroene som er blitt dokumentert er den 183 meter lange trebroen over Eufrat elven i 783f.Kr. Det er imidlertid antatt at broer er blitt laget ved å felle trestammer over elver helt tilbake til 15 000 f.Kr.

Helt frem til slutten av det 19.århundre var tre det mest brukte materialet. Etter hvert som den industrielle revolusjonen gikk sin gang, ble tilgangen til stål og betong så stor at trevirket ikke lenger ble det primære byggematerialet. (Ritter 1992), (Dyken 2012)

I senere tid er imidlertid trevirket på vei tilbake på broer med små eller middels store spenn. På 1960-tallet ble det bygget flere gang- og sykkelbroer, men de ble kun beskyttet mot miljø og klima av trykkimpregnering med CCA-salter (kobber, krom og arsen). Dette viste seg å være utilstrekkelig, fordi limtrebjelkene begynte å sprekke opp og forvitre.

På 1990-tallet kom nye forbindelsesmetoder med innslissede stålplater og dybler som medførte nye muligheter og tre som materiale ble igjen aktuelt for broer. Broer skal være detaljert slik at tilstrekkelig levetid oppnås enten ved konstruktiv beskyttelse eller ved hjelp av kjemisk beskyttelse. (Dyken 2012)

Trevirket har en stor fordel i forhold til betong og stål når det kommer til salting av veier. For å holde veiene isfrie gjennom vinteren blir det brukt store mengder salt som initierer skader på betong og stål. Trevirket tåler imidlertid bedre kontakten med salt og vil ikke kreve like store vedlikeholdskostnader som stål og betongkonstruksjoner. Dette forlenger relativt sett levetiden til limtrebroer, og medfører at trebroer igjen kan konkurrere med broer i stål og betong. (Dyken 2012)

De seneste årene har trebroer kommet i fokus på grunn av estetiske og miljømessige hensyn. Trevirket vil i forhold til stål og betong komme positivt ut i et CO₂ regnskap, og vil derfor komme gunstig ut i en livsløpsanalyse (LCA). Estetiske krav til utseende på broene i forhold til omgivelsene har økt de senere årene. Tre er et naturlig produkt som ofte finnes i omgivelsene rundt. Det er derfor et naturlig valg som lettere kan tilfredsstille de estetiske kravene som er gitt.

2.2 Måsørbru, vårt case

Måsørbroen ligger i Steinkjer kommune, Nord Trøndelag og spenner over Figgjælvn. Broen ble offisielt åpnet 20. Oktober 2005, og er den eneste broen i tre på E6. Dekket, buene og rekkverkene er i tre, mens fundamentene er i betong og tverrbærerne er i stål. Dekket er et tverrspent dekke med 96*223 millimeter lameller med kvalitet C30 i ytterkant ved opplegg og C24 i indre lameller. Måsør har en total lengde på 82,85 meter og har to kjørefelt på 4,5 meter bredde hver. Hovedspennet er på 50,1 meter, med en sentrisk avstand mellom tverrbærere på 5,675 meter. Over dekket ligger det 3 forskjellige lag bituminøse materialer bestående av 10 mm Topeka 4S som membran, 40 mm asfaltbetong (Ab16) som bindelag og et 40 mm tykt slitelag av skjelettasfalt (Ska 16).

Det var flere elementer som gjorde at Måsørbroen var vanskelig å dimensjonere. Kjørebanelen måtte ha en helning på 5% fordi hele broen er krummet horisontalt. Dette gjør at hver av buene må dimensjoneres hver for seg, på grunn av lengdeforskjell. Måsør bro er den trebroen i verden med størst ÅDT og de eneste skadene som er funnet til nå er oppsprekking av slitelag. (Stene 2008), (se vedlegg: C Oversiktstegning), (se vedlegg: D Ferdigbrutegning)

2.3 Membraner

Membranen er en fuktsperre som skal forhindre at vannet skal komme i kontakt med treverket. Dette forlenger levetiden til brodekket betraktelig, men membranene som blir brukt virker imidlertid ikke alltid slik som ønsket. Det finnes flere typer membraner som benyttes, og vi her gi en liten innføring i oppbyggingen av noen typer.

2.3.1 Topeka

Den mest brukte er Topeka 4S. Topeka 4S er bygd opp av ca 90% tørkede steinmasser (stein < 4 mm) og ca 10 % bitumen som påføres dekket flytende med temperaturer på over 180°C. En fordel med å legge oppvarmede membraner er at vann fra treverket vil fordampe og utskilles før membranen blir kald. Dette vil minke sjansene for at såkalte "paddehatter" oppstår i

slitelaget grunnet vanndamp. I noen tilfeller vil det oppstå "blærer" i membranen og asfalten grunnet reaksjoner mellom stoffer i kreosot-impregneringen av trevirket og Topeka 4S. Det antas at det er løsemiddelet NAFTA i impregneringen som reagerer med Topeka, men dette er uvisst. (Vegdirektoratet 2011), (Dyken 2012)

2.3.2 Polyurea

Polyurea er en membrantype som sprøytes på kjørebanelen med en temperatur rundt 70°C og som herdes på noen sekunder. Dette medfører at det i løpet av noen timer kan legges ny slitelag. I likhet med Topeka har polyurea problemer. Det skapes blemmer i polyurea som medfører at asfalten flaker bort. Blemmene skaper et mykt underlag som asfalten fjærer på. Asfalten tåler ikke slik fjæring. Inne i disse boblene er det blitt funnet spor av fukt og kreosot. Polyurea har egentlig gode kjemiske motstandsevner (også mot kreosot), så det er derfor usikkerhet rundt hvorfor det finnes rester av kreosot i blemmene. (PDA europe 2009)

2.3.3 Støpeasfalt

Støpeasfalt kan benyttes som membran i tillegg til slitelag, men det knyttes usikkerhet til dens stivhet og hvorvidt den vil klare å følge eller motstå bevegelsene til brodekket. Membranen er bygd opp av knust stein, bindemiddelet bitumen, finknust kalkstein og sand. Denne sammensetningen gjør at støpeasfalten er veldig tett oppbygd uten porer, noe som medfører at den er vanntett. Støpeasfalten har gode egenskaper mot slitasje, lett å reparere ved skader og har god kjemisk motstand mot salting, men det oppstår lett deformasjoner ved tungtransport. (Vegdirektoratet 2011)

2.4 Asfaltdekker

Asfalt er bygd opp av ca 95% sand/steinmaterialer og ca 5% (avhengig av asfalttype) bindemiddel. Ved hjelp av forskjellige produksjonsmetoder får man frem forskjellige hovedtyper av asfaltdekker. Vi skiller mellom varmproduserte og kaldproduserte asfaltdekker (varmprodusert mest brukt). Ved utskifting av slidedekket blir gammel asfalt høvlet av og resirkulert til asfaltgranulat, som kan gjenbrukes i små mengder i ny asfalt (mindre enn 20% i

bindelag og mindre enn 10% i slitelag). For å heve sliteevnen til asfalt (både i membran og slitelag) kan det tilsettes polymodifisert bitumen (PMB) i tillegg til vanlig bindemiddel. Ved å tilsette PMB til slitelaget økes levetiden med 15%, fordi deformasjon, termiske- og sliteegenskaper bedres betraktelig. Å tilsette PMB i slitelag gir imidlertid større kostnader, og mer arbeid ved utlegging. Dette er på grunn av at PMB har større viskositet (hvor tyktflytende) enn vanlig bitumen, og dermed er vanskeligere å legge ut. (Telle 2010), (Aurstad 2008), (PDA europe 2009), (Vegdirektoratet 2011)

2.4.2 Asfaltbetong (Ab)

Asfaltbetong blir brukt på veier med stor årsgjennsnittstrafikk (ÅDT) og er veldig slitesterk. Den er bygd opp av ensartet steinmateriale og bindemiddel. Asfaltbetong blir angitt som Ab nn, hvor nn står for største tillatte steinstørrelse. (Vegdirektoratet 2011)

2.4.4 Skjelettasfalt (Ska)

Skjelettasfalt er en blanding med tettgradert asfaltmasse (mye grov steinmasse) og mye bindemiddel. Den har veldig gode sliteegenskaper på grunn av høyt innhold av større steinmasser noe som medfører god stabilitet. Skjelettasfalt blir angitt som Ska nn, hvor nn står for største tillatte steinstørrelse. (Vegdirektoratet 2011)

2.5 Testing av asfalt

Ved legging av nytt asfaltdekke blir det sendt inn prøver til Statens vegvesen som tester at asfalten er blitt lagt i henhold til de kravene som ble avtalt. De skiller steinmassen fra bindemiddelet, og måler hvor mange prosent stein og bindemiddel det er i den totale prøven. Så lages det en sikteanalyse for å forsikre seg om mengden stein i de forskjellige fraksjonene ligger innenfor kravene som er gitt i Statens vegvesens håndbok 018 og at korngraderingstallet ligger innenfor fastsatte krav. Siden asfalt ikke er vannrett testes det hvor stort porevolum som prøven inneholder. Asfaltprøven skal ha et porevolum på $3 \pm 1,5\%$ (drenering og støyreducerende egenskaper ved høyere hullromprosent). Til slutt beregnes komprimeringsgraden på slitedekket (viktig å få en god komprimeringsgrad). Det å utføre

tester av asfaltdekkene er viktig, for å forsikre seg om at veidekket holder de krav og forordninger som ble angitt i kontrakten. (Vegdirektoratet 2005), (Vegdirektoratet 2011)

2.6 Oppsprekking av asfalt

Vi har i hovedsak sett på to typer sprekkdannelser i asfalt; utmattelsesbrudd og lav-temperatur oppsprekking. Asfaltsprekker kan oppstå både i overkant og underkant av asfaltlaget, og vil bre seg igjennom over tid. (NCHRP 2011)

2.6.1 Oppsprekking på grunn av utmattelse

Blir asfalten belastet mange ganger over lang tid, vil det oppstå oppsprekking grunnet utmattelse. Ved høye temperaturer er asfalt viskøst, og det blir sprøere etter som temperaturen synker. Oppsprekking på grunn av av utmattelse forekommer derfor ved lavere temperaturer. Sprekkene kommer gradvis. Først er det mange små sprekker som er usynlig for det blotte øye, men de vil over tid vokse sammen til større sprekker. Asfalttyper med lavt bindemiddelinnhold vil være mer utsatt for sprekkdannelser enn asfalttyper med større bindemiddelinnhold. (NCHRP 2011), (Myre 1988)

2.6.2 Lavtemperaturoppsprekking

Akkurat som de fleste andre materialer vil asfalt krympe når temperaturen synker. Det vil da bli en indre strekkspenning i asfalten. Hvis spenningen blir for stor vil det dannes sprekker. Dette skjer fordi de induerte strekkspenningene som oppstår i asfalten, vil passere asfaltens strekkstyrke og mikrosprekker oppstår. Raske temperaturforandringer vil medføre større spenninger, noe som igjen medfører større sprekkdannelser. Disse sprekke vil i de fleste tilfeller oppstå på tvers av kjørebanelen. (NCHRP 2011), (Myre 1988)

2.7 Tverrspent dekke

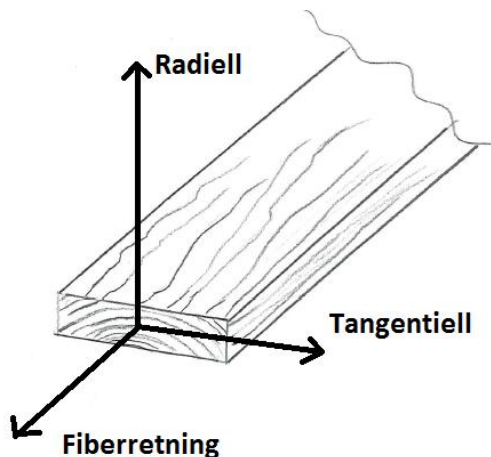
Et tverrspent dekke består av flere bjelker (lameller) lagt sammen på høykant og spent sammen på tvers med stag, slik at det kan betraktes som en plate. Når lamellene presses sammen blir det en trykkspenning mellom lamellene og dermed en friksjonskraft. Denne trykkspenningen må være så stor at lamellene ikke glir seg imellom på grunn av skjærkraft, og at det ikke dannes gliper mellom lamellene der momentet på tvers er stort. For at trykkspenningen skal være tilstrekkelig må stagene stå tett nok og strekkraften i hvert stag være stor nok. (Ritter 1992)

Treverket krymper når det tørker og da vil strekkspenningen i stagene tape seg. Dette tas høyde for ved å forspenne med så stor kraft at selv etter spenntapet vil strekkspenningen være tilfredsstillende. Det må imidlertid utføres kontroller på hvorvidt spenningen er stor nok, og om nødvendig etterstramme stagene. (Ritter 1992)

2.8 Ortotrope plater

Et materiale kan enten være isotropt eller anisotropt. Isotrope materialer har samme materialegenskaper i alle retninger (for eksempel stål), mens et anisotropt materiale har forskjellige egenskaper i forskjellige retninger. Tre er et anisotropt materiale, fordi det har forskjellige egenskaper parallelt med fiberretningen, radielt og tangentielt.

Figur 1 Trevirket



I plateteorien skilles det mellom isotrope plater og ortotrope plater. Isotrope plater har like egenskaper i alle retningene, mens ortotrope plater har forskjellige egenskaper i akseretningene. Tverrspente tredekker er mykere på tvers enn på langs slik at platene er ortotrope. For å regne på krumning og nedbøyning på et tverrspent dekke angir eurocode 5.2 følgende alternativer: ortotrop plateteori, bjelkeristmetoden eller en forenklet metode der dekket erstattes med en eller flere bjelker i lamellretning. I våre beregninger har vi brukt programmer som bruker ortotrop plateteori. (Timoshenko 1989), (Ritter 1992)

Platelikningen for en ortotrop plate er som følger:

Formel 1 Platelikning

$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\sqrt{D_x D_y} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p$	(Timoshenko 1989)
--	-------------------

Dette er en fjerdegrads partiell differensiallikning som i praksis er vanskelig å løse for hånd, så det må dataprogrammer til.

2.9 Plabe2

Hvordan programmet fungerer på detaljnivå har vi ikke satt oss inn i. For å bruke plabe2 trengs det følgende input-data for dekket: D_{xx} , D_{yy} , D_{xy} , og størrelsen på dekket.

Disse stivhetene kan ifølge HB185 regnes ut slik:

Formel 2 Stivhet i lamelleretning

Stivhet i lamellretning: $D_{xx} = k_b E_x \frac{h^3}{12}$ (Vegdirektoratet 2009)

Formel 3 Stivhet på tvers av lamelleretning

Stivhet på tvers av lamellretning: $D_{yy} = E_y \frac{h^3}{12}$ (Vegdirektoratet 2009)

Formel 4 Torsjonsstivhet

Torsjonsstivhet: $D_{xy} = 2\sqrt{k_b G_x G_y} \frac{h^3}{12}$ (Vegdirektoratet 2009)

Her er:

E_x : Elastisitetsmodul for trevirket i fiberretning ($E_{0, \text{midlere}}$)

E_y : E-modul for trevirket normalt på fiberretning ($E_{90, \text{midlere}}$)

G_x : Skjær-modul i fiberretning ($G_{0, \text{midlere}}$)

G_y : Skjær-modul normalt på fiberretning ($G_{90, \text{midlere}}$)

k_b : Buttskjøtfaktor – settes lik 1,0 da den har liten innvirkning på stivheten.

h : Høyden på dekket

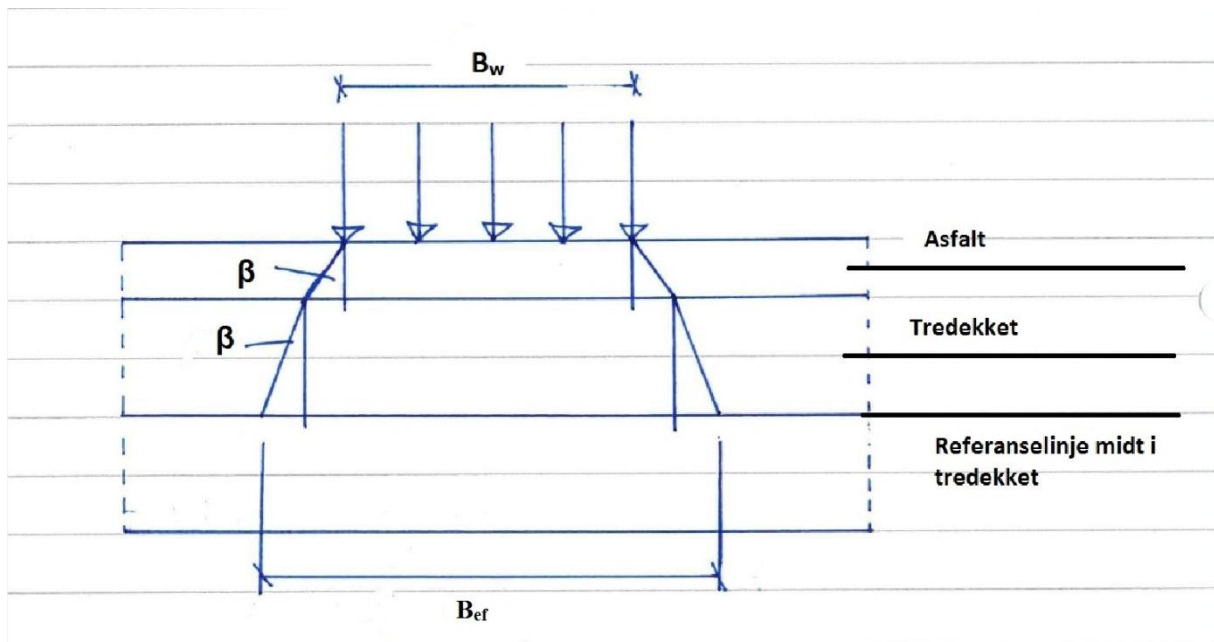
E_0 , finner man i NS3470. E_{90} , G_0 og G_{90} kan man regne ut via forholdstall gitt i Eurocode 5-2.

For tverrspent skurlast er forholdet $G_{90}/G_0 = 0,08$. ($G_{90} = 0,08 G_0$)

Plabe2 regner kun på fritt opplagte plater, men i vårt case har vi et kontinuerlig dekke som er opplagt på flere tverrbærere. Denne kontinuiteten er gunstig med tanke på nedbøyning, så dette bør tas med i betraktningen. For å ta hensyn til kontinuiteten settes spennlengden på dekket lik avstanden mellom momentnullpunkt i stedet for avstanden mellom tverrbærere. I beregningene våre har vi satt denne lengden lik 75% av spennlengden. Dette er en konservativ gjetning, fordi med en jevnt fordelt last vil avstanden være i størrelsesorden 60% av spennlengden. På Måsørbroen er det en senteravstand på 5,67 meter, og derfor har vi brukt $5,67 * 0,75 = 4,3$ meter som lengde.

I plabe2 beregnes det at lasten angriper midt i tredekket. Siden trafikklasten angriper oppå dekket, må vi ta hensyn til dette ved beregningene av lastens angrepsareal. Lastens angrepsareal vil bli større da, det fordeler seg ned i dekket med en gitt materialavhengig vinkel. På et typisk tredekke med asfalt, må det derfor beregnes hvor stor den effektive lastbredden og lastlengden blir ved å finne breddeforskjellen på asfalten og tredekket.

Figur 2 Oppbygging av veidekket



2.10 ANSYS

ANSYS er et program som baserer seg på «Elementmetoden» (Finite Element Methode, FEM).

Elementmetoden er en av de viktigste numeriske løsningsmetodene innen ingeniørvitenskapen, som gir en løsning gjennom partielle differensiallikninger eller integraler. Elementmetoden beregner kreftene på basis av stivhetsmatriser.

Programmet vi har hatt tilgang til er ANSYS versjon 14.5, hvor vi har brukt studentversjonen. Begrensningen ved studentversjonen er at man bare har 30 000 noder, noe som har innvirkning på nøyaktigheten på svarene.

ANSYS ser veldig nøye på hvilke krefter som påvirker materialene ved bruk av forskjellige parametere. ANSYS ser på stivheten og sammensetningene av elementene for å finne en reell modell. Alle krefter, grensebetingelser og materialer vil bli satt opp ved hjelp av knutepunkter, også kjent som «nodes» i programmet. En node er et koordinatbestemt punkt i et rom som brukes til å beregne resultater.

Elementenes stivheter og egenskaper settes sammen på en fornuftig måte for å danne et realitetsbilde av hvordan de ville oppført seg i praksis. Det settes inn grensebetingelser i X,Y og Z-retning, før det påføres krefter på de aktuelle nodene, så får man de ukjente opplysningene av programmet (for eksempel nedbøyinger, spenninger og momenter).

ANSYS i seg selv er ikke egnet i like stor grad som andre programmer til å behandle større snitt. Programmet er mer beregnet på mindre enheter for å kunne illustrere kraftpåvirkningene til elementene. (Fiskvatn 1984)

2.11 Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis er et beregningsprogram som vi har brukt til å analysere det tverrspente dekket. Robot har en egen funksjon for ortotrope plater, der det settes inn E-modul i lengderetning, forholdstall for E-modul på tvers og høyden på dekket. Forholdstallet mellom E-modul i lengderetning og på tvers er det samme som brukes i plabe2 og er forklart nærmere der.

Funksjonen for lasttog fungerer slik at det først lages selve lasttoget med hjullaster og jevnt fordelte laster, for så å bestemme et start- og slutt punkt for kjørebane til lasttoget. Når den ortotrope platen er definert med sine materialegenskaper, opplagere og lasttog med kjørebane er modellen klar til analyse.

I visningsvinduet kan det velges hvilke type analysemodell som vises. Det kan blant annet velges å vise moment om x-, y- og z-aksen, rotasjon, skjærkraft og nedbøyning

2.12 Tøyning og elastisitet

For små tøyninger antar vi at tre er et lineært elastisk materiale, som vil si at tøyningen er proporsjonal med spenningen. Spenningen er igjen proporsjonal med momentet, så da kan tøyning utledes som en funksjon av momentet.

Formel 5 Hooks lov

Hookes lov: $\sigma = E\epsilon$ (Irgens 2006)

Snur vi på denne får vi: $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$

Formel 6 Bøyespenningsformelen

Bøyespenningsformelen $\sigma = \frac{M}{I}y$ (Irgens 2006)

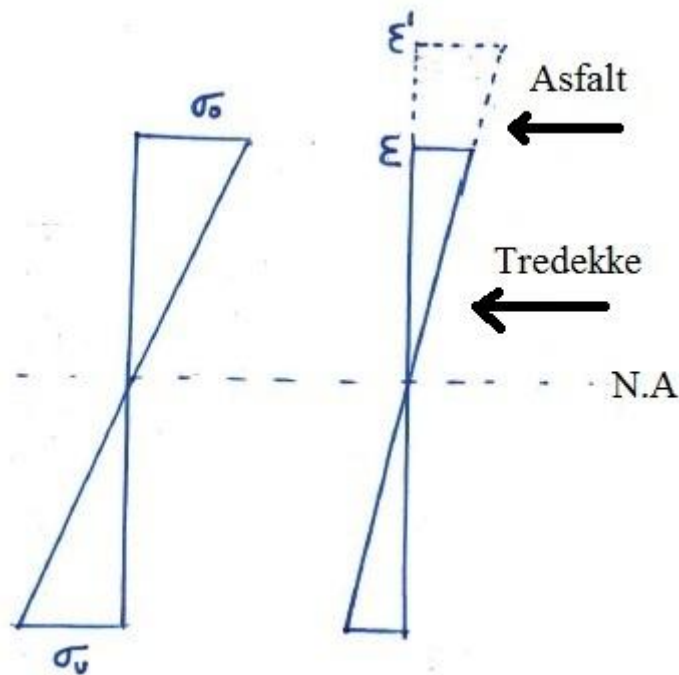
Setter vi bøyespenningsformelen inn i Hookes lov får vi følgende uttrykk for tøyningen:

Formel 7 Uttrykk for tøying

$$\varepsilon = \frac{M}{EI} y$$

Der y er avstanden fra dekkets nøytralakse til snittet der vi ønsker å finne tøyningen.

Figur 3 Tøying og spenningsbilde



Figur 3 viser hvordan spenningsbildet ser ut gjennom dekket. σ_o og σ_u er bøyespenningen i henholdsvis overkant og underkant. Høyre del av figuren viser tøyningsbildet. Her er ε tøyningen i overkant i tredekket og ε' tøyningen i overkant av asfaltlaget. Her har vi antatt at tøyningen til asfalten følger samme mønster som tøyningen i treet når vi beveger oss oppover i tverrsnittet, slik at for å finne tøyningen ε' ekstrapolerer vi utifra ε .

Ser vi på figur 3 blir da " y " avstanden fra tredekkets nøytralakse til overkant av asfaltslitelag. Alt vi trenger for å regne tøyningen i asfalten, blir momentet i lengderetning over tverrbærere.

3 Metode

3.1 Utføring

På forhånd bestemte vi oss for å dele oppgaven inn i tre deler, slik at hvert gruppe-medlem har ansvar for sin del. Alle skulle sette seg inn i de andres oppgaver, for å forsikre seg om at teorien og utregninger stemte. For å gjøre beregninger bestemte vi oss for å bruke flere analyseprogrammer samt excelberegninger for å kvalitetssikre resultatene.

Det ble tidlig klart at vi måtte gjøre flere begrensning. Asfalt er et vanskelig tema å skrive om, og det var flere forhold rundt dette som måtte velges bort. Det er flere faktorer som spiller inn på hvordan asfalt oppfører seg gjennom året, men vi har valgt å se bort fra disse. Faktorer som temperaturvariasjoner, belastningshastighet og trafikkslitasje er blitt strøket, fordi omfanget på oppgaven ville blitt for stort.

Fremgangsmåten vår var å finne tøyningen i asfalten og nedbøyningen til dekket i to forskjellige lasttilfeller. For å finne tøyningen trengs bøyemomentet. Resultatene vi trengte fra beregningene var bøyemoment og nedbøyning. Input-parametrene til beregningene var materialeegenskaper, fysiske dimensjoner og laster med lastplassering. Det var kun lastplasseringen som varierte under beregningene.

Etter å ha funnet de opptredende tøyningene i asfalten, skal disse verdiene sammenlignes med asfaltens tøyningekapasitet. Er den opptredende tøyningen større enn tøyningekapasiteten til asfalten, vil det oppstå sprekke-dannelser.

Det å finne verdier på strekktøyningekapasiteten til asfalt viste seg å være vanskelig, fordi tøyningsegenskapene til asfalt varierer mye. Materialeegenskapene til asfalt variere fra produsent til produsent og verdiene som blir målt i laboratoriet vil derfor ikke være like. Asfaltens materialeegenskaper blir ikke undersøkt på samme måte som andre byggematerialer slik som tre og stål, grunnet vidt forskjellige bruksområder.

I excelberegningene var fremgangsmåten for å finne moment og nedbøyning ved å se på en 1 meter bred stripe av dekket som en kontinuerlig bjelke og regne på bjelken med vanlig bjelkeanalyse. Siden dekket er mye bredere enn 1 meter måtte vi redusere lasten på denne stripen for å få realistiske svar.

3.2 Lasttilfeller

Oppgaven vår handler om hvordan nedbøyning påvirker slitelaget over tverrbærerene. Det er derfor kun nødvendig å se på den nedbøyning som kommer fra nyttelasten (trafikklasten), siden nedbøyningen fra egenlast er tilstede under leggingen av asfalten. Dette vil derfor ikke påføre noen tøyninger i slitelaget. Når broer blir dimensjonert for nedbøyning, er det kun nedbøyningen som kommer fra trafikklasten som tas i betraktning.

Vi valgte å se på to spesifikke lasttilfeller. Grunnen til disse lasttilfellene er at vi hadde en mistanke om at last-case 1 ville gi den største krumningen og last-case 2 ville gi den største nedbøyningen, og dette ville gi svar på problemstillingen.

3.2.1 Last-case 1

Last-case 1 er lasttype V1 fra HB185. Dette lasttilfellet består av 3 aksellaster på 210 kN med akselbredde på 2 meter. Aksel 1 og aksel 2 ligger 2,5 meter fra hverandre, og aksel 3 ligger 6 meter fra aksel 2. 3 aksellaster på 210 kN utgjør 6 hjullaster på 105 kN.

I tillegg til de 6 hjullastene er det også en flatelast på 3 kN/m^2 med en bredde på 3 meter i kjøreretning. (Vegdirektoratet 2009)

3.2.2 Last-case 2

Last-case 2 er lasttype V1 uten boggi-lasten. Lasttilfellet består da av kun 2 aksellaster på 210 kN med akselbredde på 2 meter. Avstanden mellom disse aksellastene er 2,5 meter. I tillegg til de 4 hjullastene er det også en flatelast på 3 kN/m^2 med en bredde på 3 meter i kjøreretning. (Vegdirektoratet 2009)

4 Beregninger og resultat

4.1 Forhåndsregninger

4.1.1 Beregning av platestivheter:

Tabell 1 Konstanter

	N/mm ²	referanse
$E_{0, \text{midlere}}$	11000	NS3470-1 1999, tabell 9
$E_{90, \text{midlere}} = 0,015 * E_0$	165	NS-EN 1995-2:2004 Tabell 5.1
$G_{0, \text{midlere}} = 0,06 * E_0$	660	NS-EN 1995-2:2004 Tabell 5.1
$G_{90, \text{midlere}} = 0,08 * G_0$	52,8	NS-EN 1995-2:2004 Tabell 5.1

Med en platetykkelse på 223 mm og x-aksen i broens lengderetning og y-aksen på tvers av lengderetningen, blir stivhetene til input i plabe2 følgende:

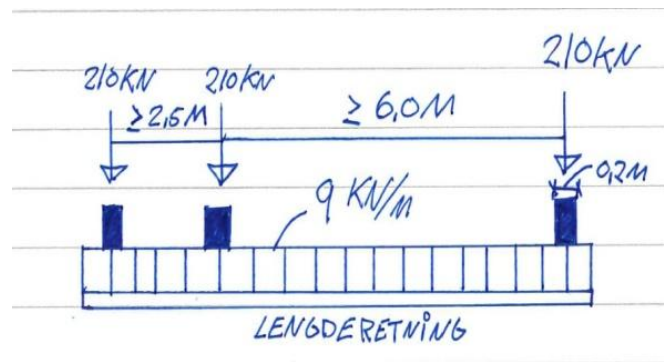
Tabell 2 Stivheter

$D_{xx} = k_b E_x \frac{h^3}{12}$	$D_{xx} = 11000 * \frac{223^3}{12}$	$D_{xx} = 10165 \text{ kNm}$
$D_{yy} = E_y \frac{h^3}{12}$	$D_{yy} = 165 * \frac{223^3}{12}$	$D_{yy} = 152,48 \text{ kNm}$
$D_{xy} = 2\sqrt{k_b G_x G_y} \frac{h^3}{12}$	$D_{xy} = 2\sqrt{1 * 660 * 52,8} * \frac{223^3}{12}$	$D_{xy} = 345,03 \text{ kNm}$

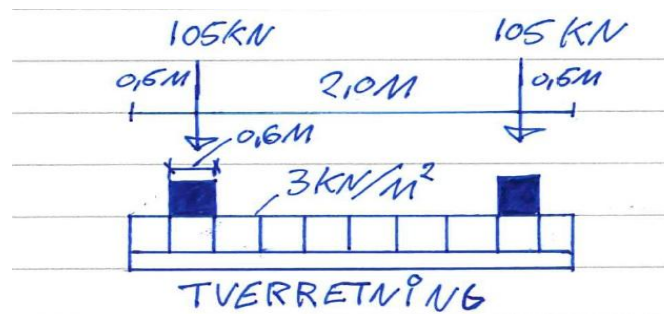
4.1.2 Beregning av lastbredde og lastlengde:

Vi har brukt lasttype V1 i våre beregninger. Den består av en jevnt fordelt last på 3 kN/m² over hele lengderetningen med en bredde på 3m og 3 aksellaster på 210 kN, dvs 6 hjullaster på 105 kN. Lastarealet på disse hjullastene er $b * l = 0,6m * 0,2m$. Bredden er i dette tilfellet normalt på kjøreretning.

Figur 4 Lastbilde lengderetning



Figur 5 Lastbilde tverretning



Tabell 3 Dispersjonsvinkler for bromaterialer

	Vinkel	Referanse
Asfalt	$\beta=45^\circ$	NS-EN 1995-2:2004 tabell 5.2
Tredekket i fiberretning	$\beta=45^\circ$	NS-EN 1995-2:2004 tabell 5.2
Tredekket normalt på fiberretning	$\beta=15^\circ$	NS-EN 1995-2:2004 tabell 5.2

Måsør bro har 90 mm asfalt og en dekkeshøyde 223 mm. Effektiv bredde og lengde blir da:

$$b_{ef} = 2 \cdot (0,6/2 + \tan(45) \cdot 0,09 + \tan(15) \cdot 0,223/2) = 0,84 \text{ m}$$

$$l_{ef} = 2 \cdot (0,2/2 + \tan(45) \cdot 0,09 + \tan(45) \cdot 0,223/2) = 0,60 \text{ m}$$

4.2 Plabe2

Hver hjullast har da et effektivt lastareale på $0,84 \cdot 0,6 = 0,504 \text{ m}^2$, noe som gir en lastintensitet på $105/0,504 = 208,3 \text{ kN/m}^2$. (Input til plabe2).

Figur 6 Resultat plabe2

```

Fil  Rediger  Format  Vis  Hjelp
input file opened : nyelaster.pli
output file opened : nyelaster.plo
ORTPL PLE=4.3 PWI=9.728 DX=10165 DXY=152.48 DYY=345.03 NFO=31
RESPR 0.0 0.5 1 1.5 2 2.5 3 3.5 4 4.5 5 5.5 6 6.5 7 7.5 8 8.5 9 9.5
LOADC ID=1 AL=3 LX=3 LY=4 XC=2 YC=4.5
LOADC ID=1 AL=208.33 LX=0.6 LY=0.84 XC=0.9 YC=3.5
LOADC ID=1 AL=208.33 LX=0.6 LY=0.84 XC=3.4 YC=3.5
LOADC ID=1 AL=208.33 LX=0.6 LY=0.84 XC=3.4 YC=5.5
LOADC ID=1 AL=208.33 LX=0.6 LY=0.84 XC=0.9 YC=5.5
EXECD
$
Program PLABE2, version 2.1.0  DATO : 24.04.2013  KL. 09:57  Side 1

snittkrefter og nedbøyninger på grunn av gitte flate- og linje-laster :
----- y- -----          +++++ y+ +++++
y-prof.  lc      mx      my      vy      my      vy      1000w      1000r
0.000  1      -2.33      -0.15      -0.65      0.00      -0.00      -0.43      -0.09
0.500  1      -2.53      -0.66      -1.29      -0.15      -0.65      -0.47      -0.02
1.000  1      -2.00      -1.49      -1.51      -0.66      -1.29      -0.37      0.53
1.500  1      1.22      -2.27      -0.05      -1.49      -1.51      0.23      2.06
2.000  1      10.48      -1.60      5.82      -2.27      -0.05      1.90      4.80
2.500  1      28.28      2.19      9.34      -1.60      5.82      5.13      8.08
3.000  1      43.79      4.63      -1.41      2.19      9.34      9.65      9.20
3.500  1      48.55      0.67      -10.35      4.63      -1.41      12.80      2.23
4.000  1      57.18      0.00      -2.72      0.67      -10.35      12.09      -3.57
4.500  1      60.48      -2.72      0.00      -2.72      0.00      10.98      -0.00
5.000  1      57.18      0.67      10.35      0.67      10.35      12.08      3.57
5.500  1      48.54      4.64      1.41      4.64      1.41      12.80      -2.24
6.000  1      43.77      2.19      -9.35      2.19      -9.35      9.65      -9.20
6.500  1      28.23      -1.60      -5.83      -1.60      -5.83      5.12      -8.09
7.000  1      10.42      -2.28      0.02      -2.28      0.02      1.89      -4.80
7.500  1      1.20      -1.52      1.47      -1.52      1.47      0.22      -2.03
8.000  1      -1.88      -0.71      1.26      -0.71      1.26      -0.35      -0.44
8.500  1      -2.06      -0.22      0.69      -0.22      0.69      -0.38      0.19
9.000  1      -1.28      -0.02      0.24      -0.02      0.24      -0.24      0.33
9.500  1      -0.37      0.01      0.02      0.01      0.02      -0.07      0.33

```

Figur 6 er et screenshot fra output-filen vi fikk fra plabe2. Den viser at med 4,3 m langt spenn og 4 hjullaster blir nedbøyningen 12,8 mm.

4.3 Excelberegninger

4.3.1 Utledning for regneark

Beregningene ble gjort i et regneark i excel, noe som ga støttemoment og nedbøyning. Dette vil forekomme i et felt på en kontinuerlig bjelke over to spenn, med et støttemoment ytterst på den ene siden. Vi tok for oss en 1m bred stripe av dekket, og regnet på denne som en bjelke. Vi antok at hjullastene fordelte seg på en bredde på 2 meter, slik at på en 1 meter bred stripe vil kun halvparten av hjullasten være effektiv.

3-moment-likningen på sin generelle form: (Fallsen 2012)

$$\begin{aligned} & M_a(L_1) + 2M_b(L_1 + L_2) + M_c(L_2) \\ &= \frac{q_1 L_1^3}{4} + \frac{q_2 L_2^3}{4} + \Sigma P_{1,i} L_1^2 \left[\frac{a_{1,i}}{L_1} - \left(\frac{a_{1,i}}{L_1} \right)^3 \right] + \Sigma P_{2,i} L_2^2 \left[\frac{a_{2,i}}{L_2} - \left(\frac{a_{2,i}}{L_2} \right)^3 \right] \end{aligned}$$

Her antar vi $M_A = 0$ og $M_C = 0,5M_B$ og $L_1 = L_2$. Med to laster i høyre spenn (P1 og P2) og en boggilast i venstrespenn (P3) og samme jevnt fordelte last gjennom hele bjelken ($q_1 = q_2$).

Deretter kan vi omforme likningen slik med hensyn på M_B slik:

$$4M_b L_1 + 0,5M_b L_1 = \frac{q}{4} 2L_1^3 + P_1 L_2 \left[\frac{a_1}{L_2} - \left(\frac{a_1}{L_2} \right)^3 \right] + P_2 L_2 \left[\frac{a_2}{L_2} - \left(\frac{a_2}{L_2} \right)^3 \right] + P_3 L_1 \left[\frac{a_3}{L_1} - \left(\frac{a_3}{L_1} \right)^3 \right]$$

Formel 8 Moment over midtspenn

$$M_B = \frac{\left(\frac{q}{4} 2L_1^3 + P_1 L_2 \left[\frac{a_1}{L_2} - \left(\frac{a_1}{L_2} \right)^3 \right] + P_2 L_2 \left[\frac{a_2}{L_2} - \left(\frac{a_2}{L_2} \right)^3 \right] + P_3 L_1 \left[\frac{a_3}{L_1} - \left(\frac{a_3}{L_1} \right)^3 \right] \right)}{4,5L_1}$$

Formelen for nedbøyning er en kombinasjon av nedbøyningsformel 5, 8 og 17 i Haugan formelsamling (Haugan 2007). Denne nedbøyningen er i høyre spenn. (Spenn 2)

$$\text{Formel 5: } \delta = \frac{P a_1}{24EI} (3L^2 - 4a_1^2)$$

$$\text{Formel 8: } \delta = \frac{M_b L_2}{16EI} + \frac{M_c L_2}{16EI}$$

$$\text{Formel 17: } \delta = \frac{5qL_2^4}{384EI}$$

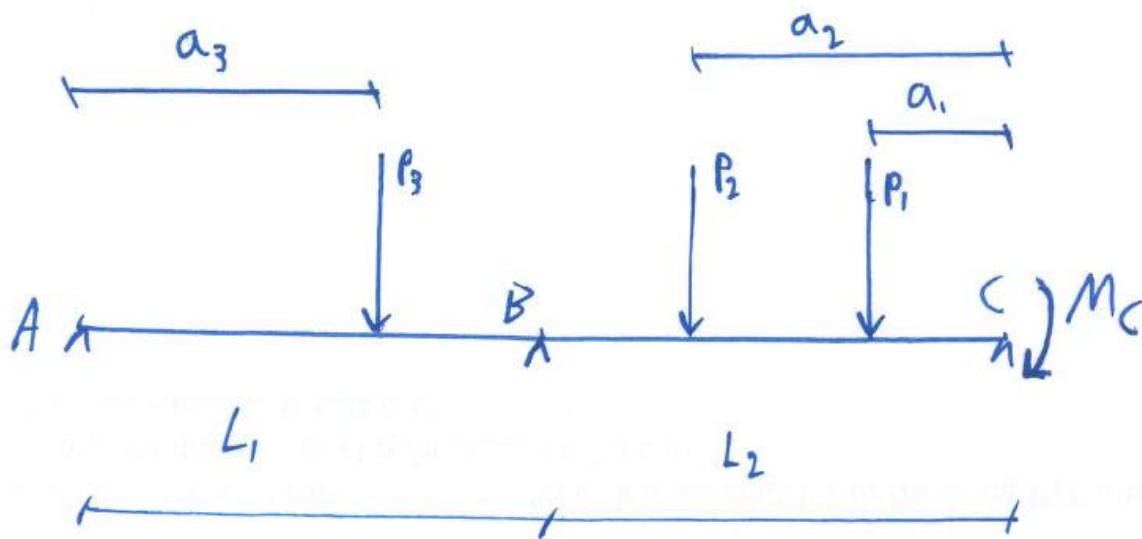
Obs! Momentene vil redusere nedbøyningen, altså blir momentbidraget negativt i endelig formel.

Legger vi disse formlene sammen og setter $M_c = 0,5M_b$ får vi følgende formel for total nedbøyning:

Formel 9 Total nedbøyning

$$\delta_{\text{tot}} = \frac{Pa_1}{24EI} (3L^2 - 4a_1^2) + \frac{5qL_2^4}{384EI} - \frac{1,5M_b L_2^2}{16EI}$$

Figur 7 Lastplassering for excelberegninger



Figur 7 viser de ulike parametrene. Avstanden mellom P_1 og P_2 er 2,5 meter, og avstanden mellom P_3 og P_2 er større enn 6 meter. På grunnlag av disse avstandene er også a_1 , a_2 og a_3 gitt ved følgende formler:

$$a_1 = \frac{L_2 - 2,5}{2}$$

$$a_2 = a_1 + 2,5$$

$$a_3 = L_1 + L_2 - a_2 - 6$$

Det er formelen for M_B og formelen for total nedbøyning som er satt inn i regnearket, sammen med alle input-parametrene man trenger. Input-parametrene man behøver er:

L₁ og L₂: Lengde på henholdsvis spenn 1 og 2

P₁, P₂ og P₃: Punktlastene som kommer fra hjullastene, P₁ og P₂, må være like store for at nedbøyningsformelen skal være rett.

E, b og h: E-modul i fiberretning, bredde og høyde. Disse regner ut stivheten EI og er konstante i dette tilfellet. Verdier tatt fra tidligere i oppgaven: E = 11100 n/mm², b = 1000mm og h = 223mm.

Koden for moment og nedbøyning i excel som gir akkurat samme svar som utledede formler for M_B og δ:

Figur 8 Kode for nedbøyning og moment i excel

MB	$=(0,25*B8*B2^3+0,25*B9*B3^3+B6*B2^2*(B4/B2-(B4/B2)^3)+B7*B2^2*(B5/B2-(B5/B2)^3)+B10*B3^2*(B11/B3-(B11/B3)^3))/(2*B2+2,5*B3)$
δ	$=5*B8*(1000*B2)^4/(384*F2*F5)+(1000*B6*1000*B4)^3*(1000*B2)^2-4*(1000*B4)^2/(24*F2*F5)-C14*10^6*(1000*B2)^2/(16*F2*F5)$

4.3.2 Resultat excelberegninger

I beregningene har vi antatt at punktlastene fordeler seg utover en bredde på 2 meter, slik at på en 1 meter bred platestripe, vil kun halvparten av punktlasten være med. Hjullastene på 105 kN blir dermed redusert til 52,5 kN. Punktlastene ble plassert på samme måte som de andre programmene.

Figur 9 Beregning av nedbøyning og moment i excel uten boggi

1	3 moment likningen			
2	L1	5,67	Lengde spenn 1	m
3	L2	5,67	Lengde spenn 2	m
4	a1	1,59	Avstand fra p1 til ytterste opplager	m
5	a2	4,09	avstand fra p2 til ytterste opplager	m
6	P1	52,5	Punktlast 1	KN
7	P2	52,5	Punktlast 2	KN
8	q1	3	Jevn fordelt last på spenn 1	KN/m
9	q2	0	Jevn fordelt last på spenn 2	KN/m
10	P3	0	Punktlast 3	
11	a3	1,26	Avstand fra P3 til ytterste opplegg	
12				
13	E-Modul	11100	N/mm2	
14	Bredde	1000	millimeter	
15	Høyde	223	millimeter	
16	Stivhet	924130583,3	mm ⁴	
17				
18		OBS! a1 må være den ytterste krafta		
19	Moment	45,33758984	KNm	
20	Nedbøyning	19,88808179	millimeter	

Figur 10 Beregning av nedbøyng og moment i excel med boggi

3 moment likningen				
2	L1	5,67	Lengde spenn 1	m
3	L2	5,67	Lengde spenn 2	m
4	a1	1,59	Avstand fra p1 til ytterste opplage	m
5	a2	4,09	avstand fra p2 til ytterste opplage	m
6	P1	52,5	Punktlast 1	KN
7	P2	52,5	Punktlast 2	KN
8	q1	3	Jevn fordelt last på spenn 1	KN/m
9	q2	3	Jevn fordelt last på spenn 2	KN/m
10	P3	52,5	Punktlast 3	
11	a3	1,26	Avstand fra P3 til ytterste opplegg	
12				
13	E-Modul	11100	N/mm2	
14	Bredde	1000	millimeter	
15	Høyde	223	millimeter	
16	Stivhet	924130583,3	mm ⁴	
17				
18			OBS! a1 må være den ytterste krafta	
19	Moment	64,66981391	KNm	
20	Nedbøyning	14,2078914	millimeter	

Tabell 4 Resultat beregninger

Lasttilfelle	Moment (kNm)	Nedbøyning (mm)
Uten boggi	45,34	19,9
Med boggi	64,67	14,2

4.4 Ansys

4.4.1 Beregning av nedbøyning gjennom Ansys 14.5, kode

Den totale koden kan sees under vedlegg: (F ANSYS kode med vanlig trafikklast).

Her forklares bare de essensielle komponentene i koderekken.

/filnavn,Bachelorgutta

/title,Tverrspenn brodekke

/prep7

et,1,solid45

-> Elementet som brukes i trelameller

Uimp,1,ex,ey,ez,370,370,11100

-> E-modul i radiell, tangentiell fiberretning,

(NS34701 1999, tabell 9)

uimp,1,GXY,GYZ,GXZ,690,690,690

-> E-modul i radiell, tangentiell fiberretning.

(NS3470-1 1990, tabell 9)

uimp,1,nuxy,nuyz,nuxz,0.31,0.015,0	-> Poissons-tall for radiell, tangentiell og fiberretning.
et,2,LINK8	-> Elementene i oppspenningsstagene.
R,2,201,,	-> Bruker Ø 16 stag.
Uimp,2,ex,,,2.1e5,	-> E-modul Stål.
uimp,2,DENS,,,,	
uimp,2,alpx,,,11e-6	-> Lengdeutvidelses koff.
uimp,2,refl,,,,	
uimp,2,nuxy,,,,	
uimp,2,prxy,,,,	
uimp,2,gxy,,,0.8e5	-> Skjærmodul for stål
BLC4,0,0,70,220,11200	-> Volumenheten BxHxL
wpave,0,0,500	-> Deler inn i mindre enheter
vsbw,1	
lesize,53,300,,,1	-> Bestemmer tettheten på nodene
lesize,54,300,,,1	på den bestemte linjen
vmesh,all	-> Lager Elementene
vgen,140,all,,,70,,,,	-> Genererer 140 lameller med avstand 70 millimeter
nummrg,node	-> Lager doble noder om til en node
nummrg,kp	
type,2,	->Bestemmer stålstagene
mat,2,	
real,2,	
esys,0,	
e,7,27808	-> Strekker ett stag fra node 7 til 27808

cp,1,ux,7,5,91

-> Fester stagen til noder I området(gjøres på begge sider av dekket)

tref,135,

-> Ref temp I stagen

bfunif,temp,-135

-> Bestemmer kraften I stagen pga temp(135 kn)

outpr,basic,last

nsubst,1,0,0,0

NSEL,S,LOC,Z,0

-> Velger alle nodene i dette området

d,all,all

-> Låser gitte noder i alle retninger

allsel

n sel,r,loc,z,11200

-> velger alle nodene I 2. Område

d,all,all

-> Låser disse nodene i alle retninger

allsel

NSEL,R,LOC,z,5600

-> Velger alle nodene i 3. Område

Nplot

n sel,r,loc,y,0

->velger bare nodene i nederste rekken

d,all,all

-> Låser disse nodene i alle retninger

allsel

nplot

f,all,fy,-12

-> setter på jevnt fordelt last på hver node,

altså 12 newton pr node.

n sel,r,loc,z,9900,9500

-> Velger område i z retning

nplot

n sel,r,loc,x,700,1300

-> velger område I X Retning

nplot

n sel,r,loc,y,220

-> velger noder I Y retning

nplot

f,all,fy,-2937

-> setter på kreftene (newton)

allsel

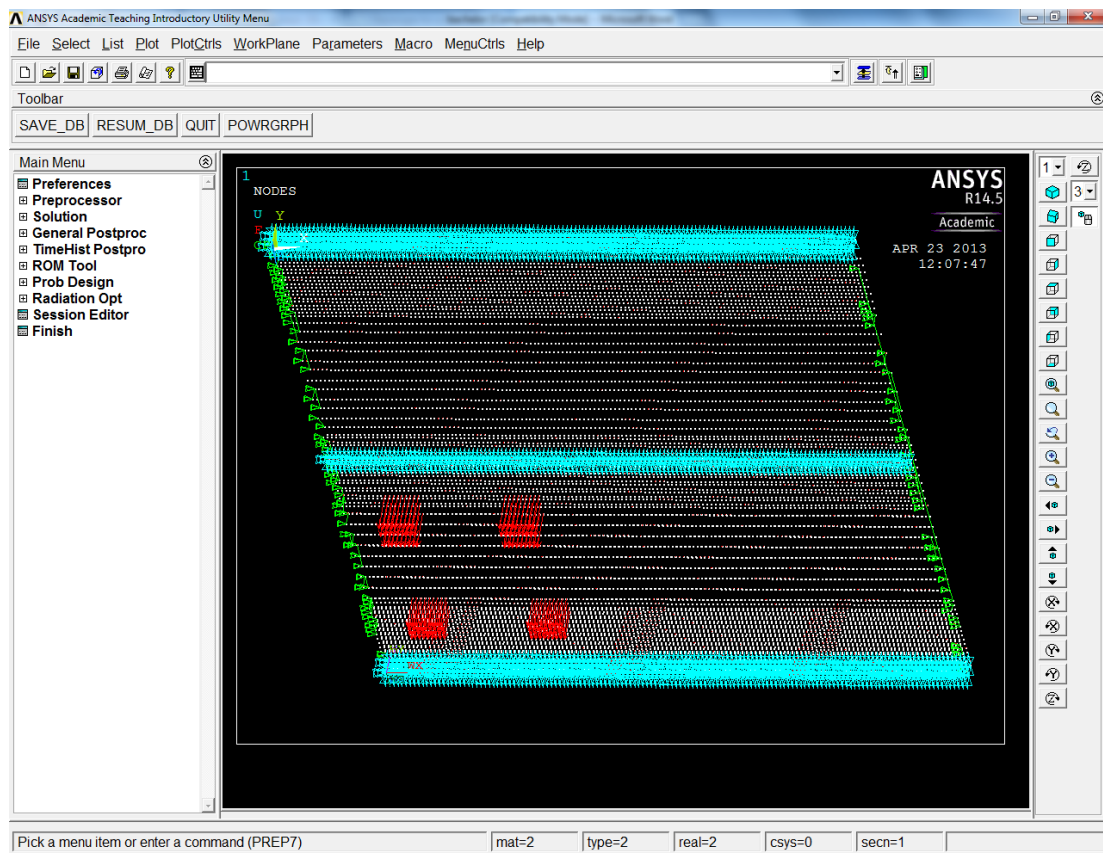
nplot

4.4.2 Resultat

Slik ser sluttproduktet ut i ANSYS. Her er opplagerne (i blått), videre er strekkstagene (i grønt) festet til dekket, samt kreftene som er satt på for å skape største nedbøyning (rødt, simulerer hjullast).

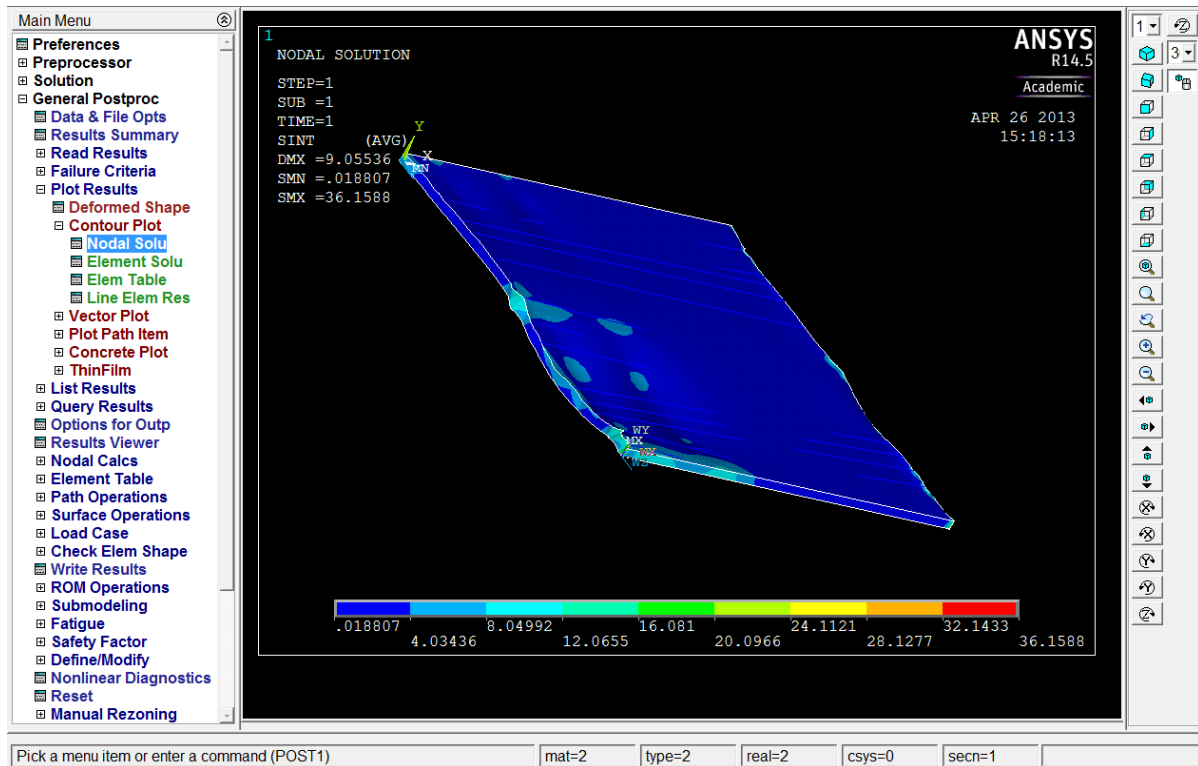
På nedbøyningsfigurene er det «DMX» som angir nedbøyning i mm. På figurene for moment er det MZ vi ser på. MZ er momentet i lengderetningen med benevnelse Nmm og regnes om til kNm.

Figur 11 Illustrasjon av lastcase 2 (uten boggi)

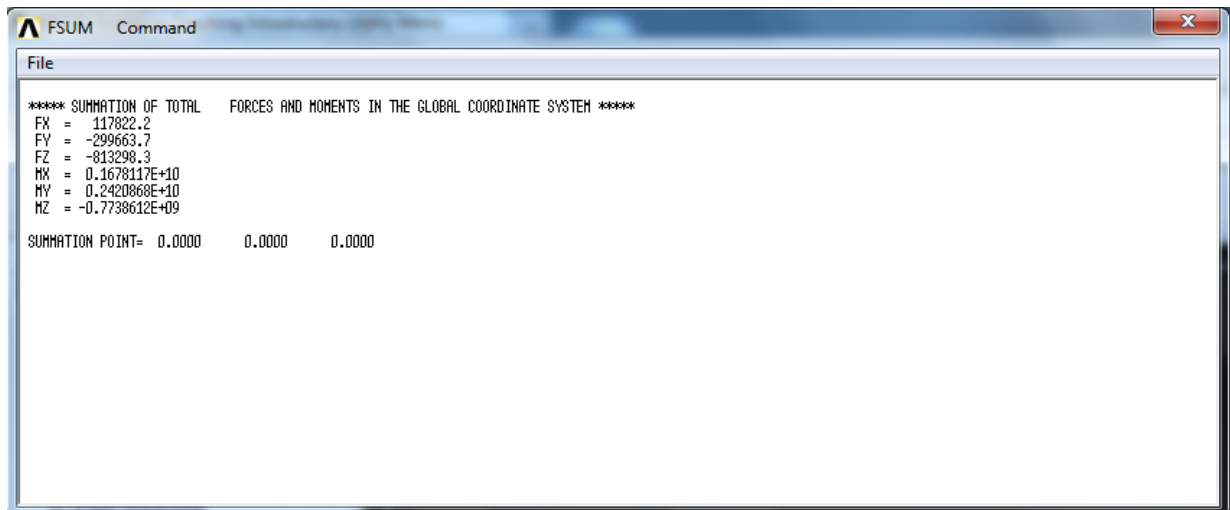


4.4.2.1 Lastcase 1

Figur 12 Nedbøyning i ANSYS med lastcase 1 (med boggi)



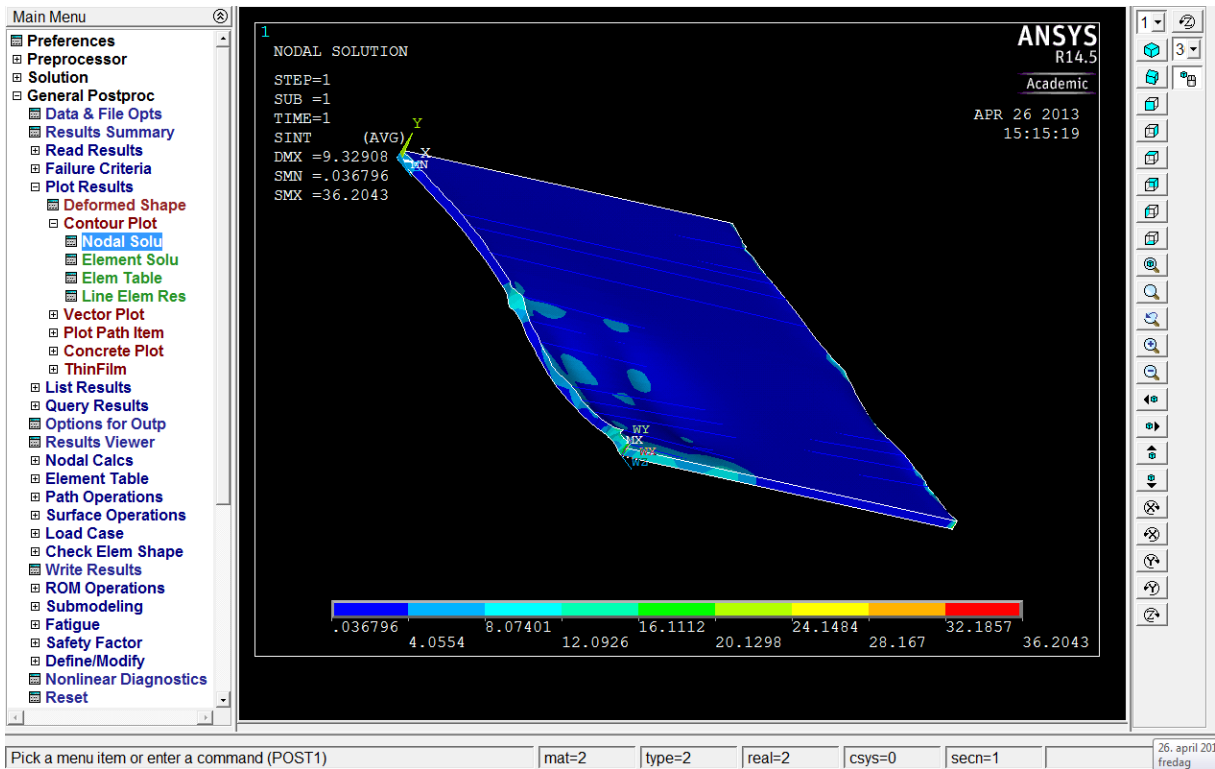
Figur 13 Momenter i ANSYS med lastcase 1 (med boggi)



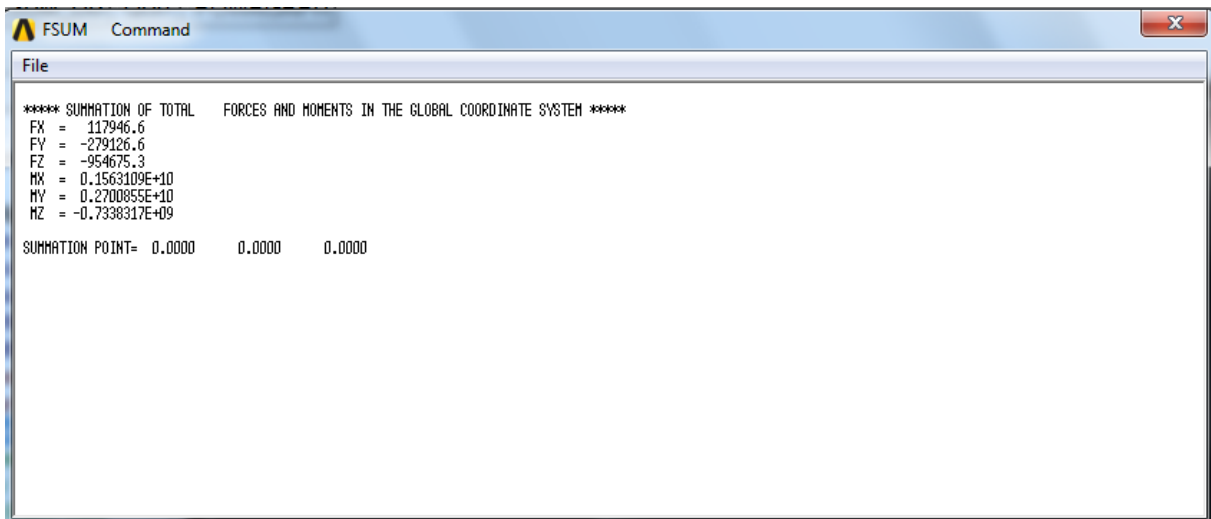
Figur 12 og 13 viser at med lastcase 1 så er nedbøyningen 9,06mm og momentet 77,4 kNm.

4.4.4.2 Last-case 2

Figur 14 Beregning av nedbøyning i ANSYS med lastcase 2 (uten boggi)



Figur 15 Momenter i ANSYS med lastcase 2 (uten boggi)



Fra figur 14 og 15 ser vi at nedbøyningen blir 9,33mm og momentet blir 73,4 kNm.

Tabell 5 Resultat ANSYS

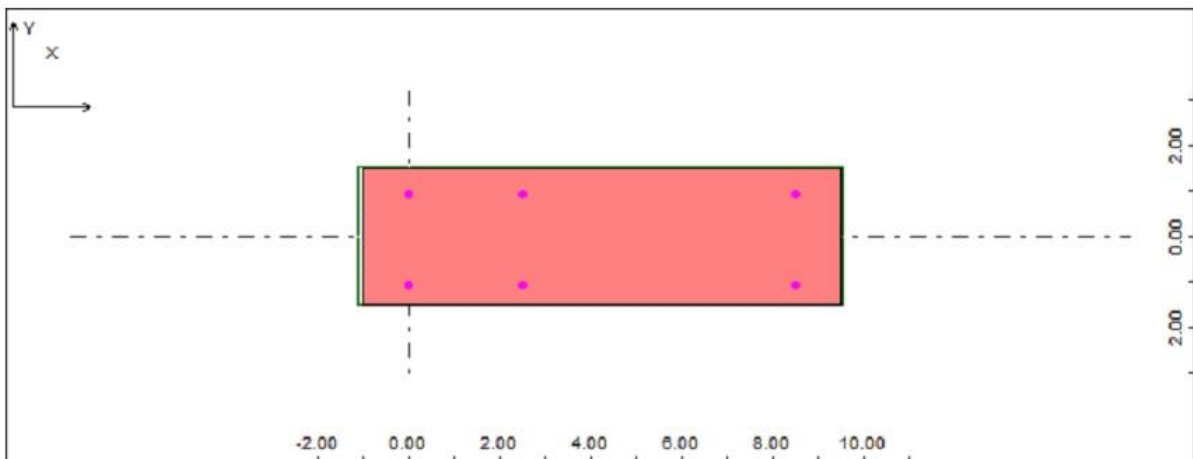
Lasttilfelle	Moment (kNm)	Nedbøyning (mm)
Lastcase 1 med boggi	77,4	9,06
Lastcase 2 uten boggi	73,4	9,33

4.5 Robot Structural Analysis

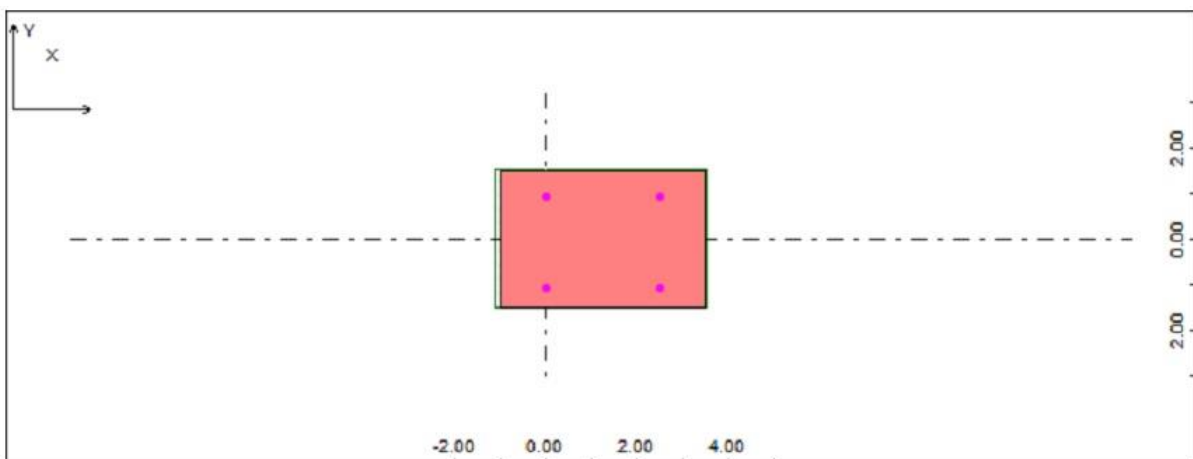
Vi modellerte dekket med 4 spenn på 5,68 meter, 9,75 meter bredt og med en høyde på 0,223 meter. Dekkets dimensjoner ble da $L \times B \times H = 22,72 \times 9,75 \times 0,223$. Forholdet mellom E_0 og E_{90} satte vi til 0,015 (Eurocode 5-2, tab 5.1). Lasttoget var 6 punktlaster på 105 kN og en flatelast på 3 kN/m^2 , og kjørte lasttoget over hele dekket med kjørebanelen plassert midt i broens bredde.

4.5.1 Lastbilder

Figur 16 Lastbilde lastcase 1 (med boggi)



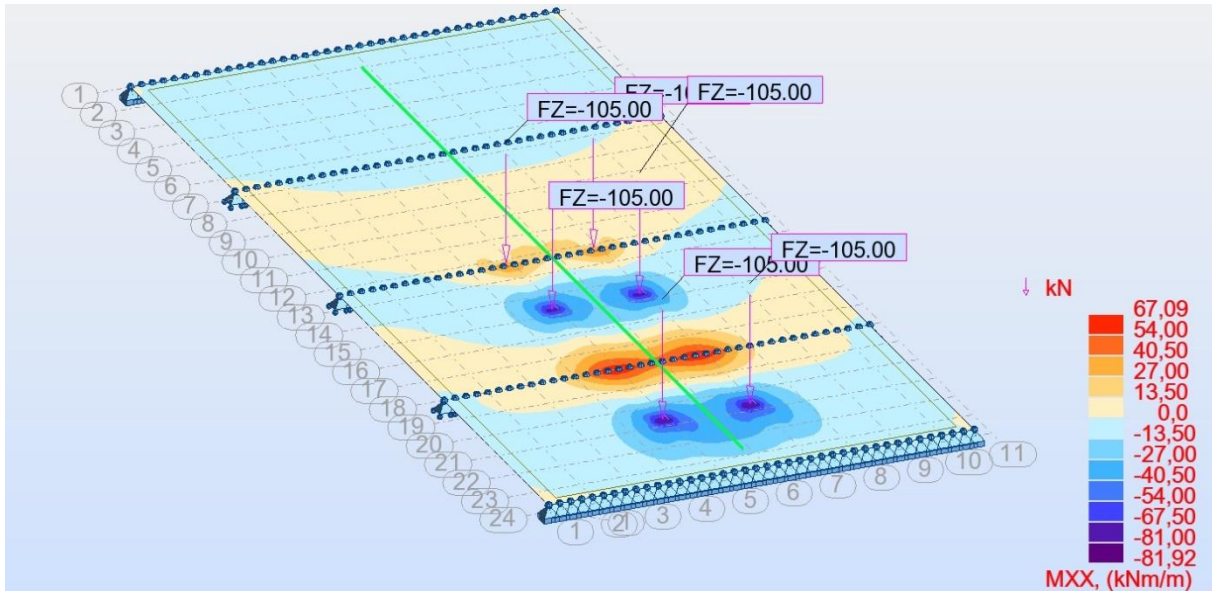
Figur 17 Lastbilde lastcase 2 (uten boggi)



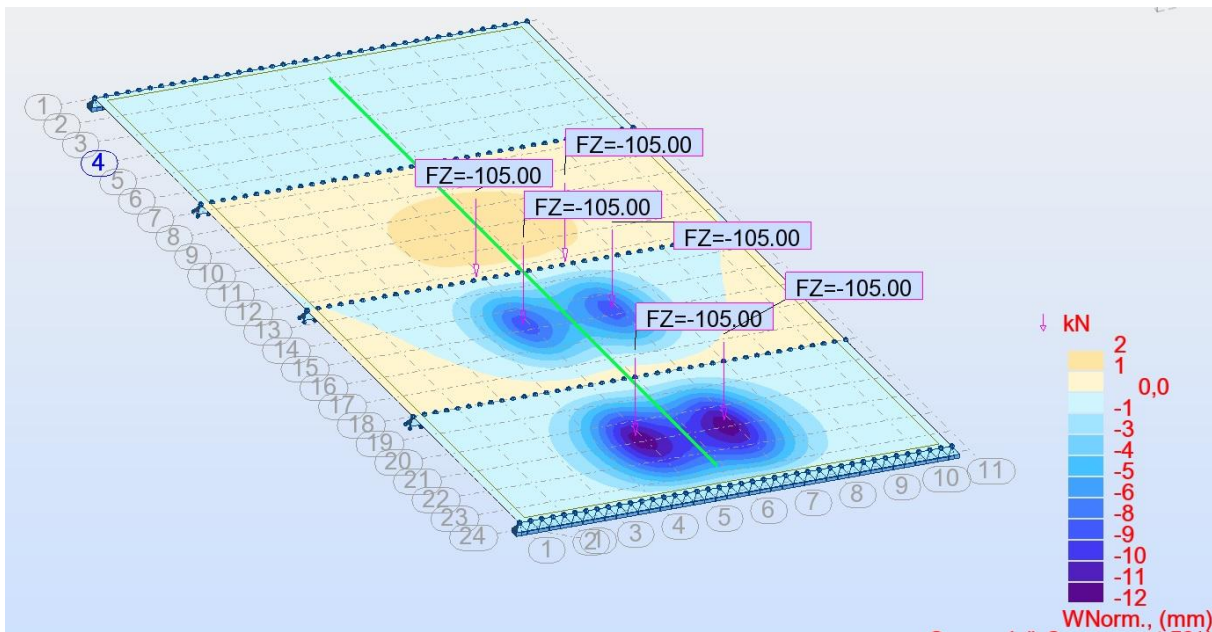
4.5.2 Lastcase 1

Analysen fra robot med lastcase 1 gir følgende resultater:

Figur 18 Resultat moment med lastcase 1 (med boggi)



Figur 19 Resultat nedbøyning med lastcase 1 (med boggi)

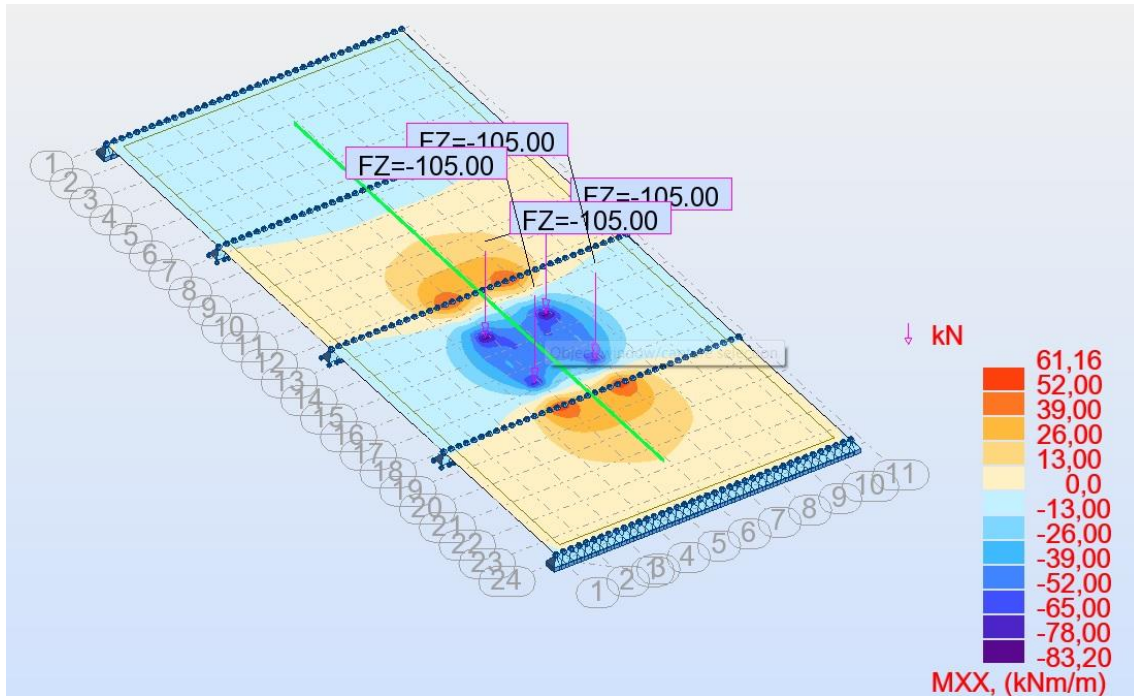


Figur: Nedbøyningen vi ser på er UZ, som har 12 mm nedbøyning, og 67,09 kNm i moment.

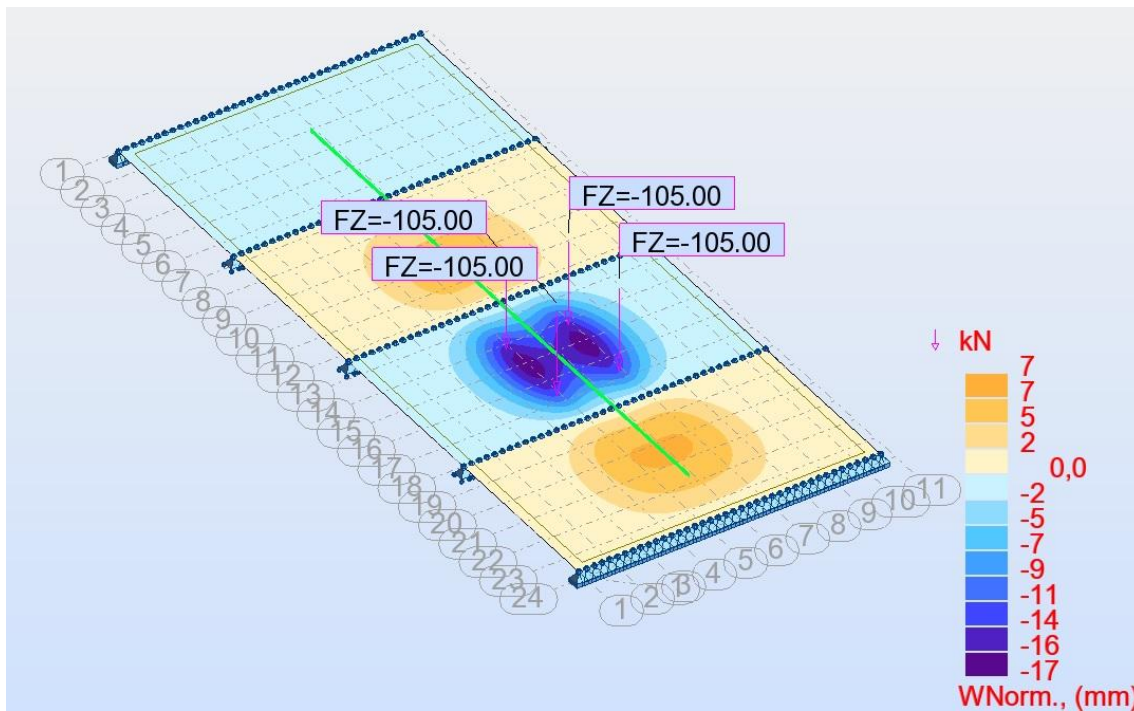
4.5.3 Lastcase 2

Analysen fra robot med lastcase 2 (uten boggi) gir følgende resultater:

Figur 20 Resultat moment med lastcase 2 (uten boggi)



Figur 21 Resultat nedbøyning med lastcase 2 (uten boggi)



Figur: Nedbøyningen vi ser på er UZ, som har 17 mm nedbøyning, og 61,16 KNm i moment.

4.5.4 Resultat

Tabell 6 Resultat robot

Lasttilfelle	Moment (kNm)	Nedbøyning (mm)
Lastcase 1 med boggi	67,09	12
Lastcase 2 uten boggi	61,16	17

4.6 Tøyning i asfalt

Fra kapitell 2.12 Tøyning og elastisitet har vi at tøyningen er gitt av følgende formel:

$$\varepsilon = \frac{M}{EI} y$$

Der:

$$E = 11100 \text{ n/mm}^2$$

Midlet E-modul i fiberretning (NS3470)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 223^3}{12} = 924,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment av en 1 meter

bred dekkebit

$$y = \frac{223}{2} + 90 = 201,5 \text{ mm}$$

Avstanden fra midten av dekket til toppen
av asfaltlaget

(223mm dekke og 90mm asfalt)

Her har vi holdt E, I og y konstante, slik at tøyningen blir en funksjon av momentet, slik:

$$\varepsilon(M) = \frac{M}{11100 \cdot 924,13 \cdot 10^6} 201,5$$

Formel 10 Tøyning

$$\varepsilon(M) = 1,964349 \cdot 10^{-11} M$$

4.6.1 Beregnet resultat

Formel 10 er brukt til å finne alle tøyninger med sine momenter.

Tabell 7 Tøyninger

Program	Case	Referanse	Moment kNm	Nedbøyning	Tøyning $\epsilon(M)$ (‰)
Robot structural analysis	Lastcase 1	Tabell 6	67,09	12	1,32
Robot structural analysis	Lastcase 2	Tabell 6	61,16	17	1,20
ANSYS	Lastcase 1	Tabell 5	77.7	9.06	1,52
ANSYS	Lastcase 2	Tabell 5	73.4	9.34	1,44
Excel	Lastcase 1	Tabell 4	64,67	14,2	1,27
Excel	Lastcase 2	Tabell 4	45,34	19,9	0,89
Plabe2	Lastcase 2	Kap 4.2 Plabe2	-	12,8	-

4.6.2 Tøyningsegenskaper for asfalt

Ved 0°C og en belastningshastighet på 100mm/min er bruddtøyningen på Ab16 0,86%. (se vedlegg: I Bruddtøyning i Ab 16, mix A)

Skjelettasfalt har en bruddtøyning på 1,6% ved -28°C. (Se vedlegg: J Bruddtøyning i Ska 16)

5 Diskusjon

5.1 Generelt om alle modellene

Alle beregningene er kun en lokal analyse av tredekket, men det er andre deler av broen som i en global analyse også vil påvirke resultatet. Asfalten som ligger oppå dekket vil i realiteten påvirke stivheten gunstig, fordi den vil hjelpe til med å fordele krefter. Rekkverket vil også øke stivheten siden den er festet i broen og avstivet slik at den skal tåle ulykkeslaster.

Disse faktorene antar vi utgjør en reell forskjell, så våre resultater vil variere noe fra realiteten. Det som kan sees på er forskjellen fra case til case. Spesielt det at selv om nedbøyningen blir mindre, så blir momentet og derfor krumningen større.

En annen faktor som vi også må ta høyde for, er at det er fjæring i tverrbærerne siden de er festet i limtrebuen med hengesøyler, som vil få en forlengelse hver gang de blir belastet. Denne fjæringen vil gjøre bøyemomentet og krumningen mindre siden opplagrene ikke er fullstendig låst i vertikal retning. Det er kun tverrbærerne inne i selve brospennet som henger i limtrebuen, og derfor kun disse som får fjæring.

Tverrbærerne som ligger nærmere landkaret er ofte opplagt på søyler og fundamenter vil ikke få fjæring og dermed ikke en krumningsreduksjon. Utifra denne logikken burde det da være mindre sprekker i brospennet enn over landkar, og dette kan sees på bildet under. Her sees den nærmeste sprekken over en tverrbærer opplagt på søyler, som er stor og tydelig. Lengre inn på broen er det vanskelig å se sprekken, fordi de er mye mindre når de er over opphengte tverrbærere.



Foto: Statens vegvesen

Sprekkene der dekket møter landkaret har vi ikke satt oss inn i, siden avgrensningen vår kun var sprekkene over opphengte tverrbærere. Her vil asfalten få store påkjenninger når broen beveger seg siden den er festet i en fullstendig ubevegelig bit (landkar) og en bevegelig bit (broen). Her er det i hovedsak ikke nedbøyning som er problemet, men heller en designløsning for hvordan broen skal festes til land. Bildet under viser en sprekke over landkaret.



Foto: Statens vegvesen

I følge HB185 skal trafikklasten multipliseres med en faktor på 0.7, når det dimensjoneres for nedbøyning. Dette har vi utelatt siden vi ikke er interessert i å finne dimensjonerende nedbøyning, men heller forholdet mellom nedbøyning og tøyning i lastcase 1 og 2. (Vegdirektoratet 2009)

5.2 Plabe2

Plabe2 tar kun for seg en fritt opplagt plate, altså en plate uten støttemomenter. I bruksanvisningen til programmet sto det at en kunne «jukse» seg til å modellere ett spenn av en kontinuerlig plate, ved å sette spennlengden lik lengden mellom momentnullpunktene. Lengden mellom momentnullpunktene måtte det gjøres en antagelse på, fordi den vil variere fra lastplassering til lastplassering. Trafikklast er i hovedsak punktlaster, og derfor blir det vanskeligere å finne denne avstanden. Derfor gjorde vi en antakelse på 4,3 meter (omtrentlig $0,75*L$). Dette er en konservativ antakelse, da avstanden mellom momentnullpunktene med kun jevnt fordelt last er nærmere $0,6*L$.

Boggilasten vil havne i det andre spennet, og siden vi kun har ett spenn i programmet, blir dette problematisk. Man kunne «jukset» her ved å plassere boggilasten i det første spennet med motsatt fortegn, slik at den dytter oppover. Denne oppoverrettete erstatningskraften vil ikke være like stor som den faktiske boggilasten, og vi vet ikke hvor stor den skal være.

Andre måter man kunne «jukse» på var å lage en opplager på midten ved å plassere en oppoverrettet flatelast. Denne måtte hatt likt areal som tverrbæreren, men for å gjøre dette må vi vite hvor stor denne opplagerkraften er, noe vi ikke vet. Opplagerkraften vil heller ikke være jevnt fordelt, fordi kraften er mer konsentrert på samme bredde-koordinat som hjullastene står på. Dette kan man se på momentdiagrammene fra robot. På grunn av alle disse usikkerhetene knyttet til «juksemodellering» av et kontinuerlig dekke, valgte vi å ikke ta dette med i beregningene.

Buttskjøtfaktoren k_b ble satt til 1,0 fordi det antas buttskjøtene ikke har noen innvirkning på nedbøyning. Den reduserte stivheten en mindre k_b vil gi, antas å ha en så liten innvirkning på resultatet at den er neglisjerbar.

Svaret vi fikk var i form av nedbøyning, og dette resultatet kunne vi sammenligne med nedbøyningssvarene fra de andre modellene. Nedbøyningen i følge plabe2 var 12,8 mm, noe som er lavere enn forventet. Antakelsen at avstanden mellom momentnullpunktene var kanskje derfor ikke så konservativ som den burde.

5.3 ANSYS

Den største svakheten til ANSYS er at vi bare kunne modellere fast innspente opplagere. Det vil si at alle opplagere er fullstendig fastlåst for bevegelse og rotasjon. Modellen vil da bli mye stivere enn det som er reelt, og da blir svarene for gunstige til å kunne brukes. Siden midtopplageret er helt fastlåst vil det ikke bli noe særlig forskjell på om man har med boggilasten på det andre spennet eller ikke. Momentet fra det andre spennet vil bli absorbert i innspenningen, og da vil nedbøyningen bli tilnærmet lik. Resultatet viste en forskjell på 0,3mm nedbøyning, som er så lite at det kan neglisjeres.

Poissons tall skal ifølge Eurocode 5-2 settes lik 0, mens ANSYS krever at denne verdien settes ulik 0 for å kunne gjøre analysen. Vi valgte da å sette inn verdiene 0,015 og 0,031. Dette kan jamføres med valget tatt i hovedfagsoppgaven til Jarle Aarstad (Aarstad 2000).

Noe av den økte stivheten i ANSYS grunnet fast innspenning, kan kobles sammen med den økte stivheten fra asfalten og rekkverket, slik at nedbøyningsresultatet fra ANSYS ikke er så gunstig som først antatt.

5.4 Robot Structural Analysis

Vi modellerte et dekke over 4 spenn, slik at case 2 med boggi får en innvirkning på moment og nedbøyning. For å få det mest realistiske svaret burde vi ha modellert alle spenn på broen opplagt på bjelker og ikke som opplagere. Denne forenklingen går fint når vi tenker på at lasttoget vårt ikke er lenger enn 8,5 meter. Robot kjører lasttog over det modellerte dekket, hvilket vil si at programmet regner selv ut hvor den mest kritiske lastplasseringen er. Det vil derfor ikke bli lik lastplassering her som i de andre modellene. Årsaken er at det har vært mer tungvint å variere plasseringen, og svarene vil derfor variere noe. Som en forenkling har vi valgt å kjøre lasttoget midt i dekket og ikke på siden der trafikklasten egentlig vil komme. Dette er gjort for å finne maksimal nedbøyning. Punktlaster vil opptre på veldig små områder, mens de i virkeligheten vil opptre over et større område. Dette vil være med på å øke nedbøyningen og gi en liten feilkilde.

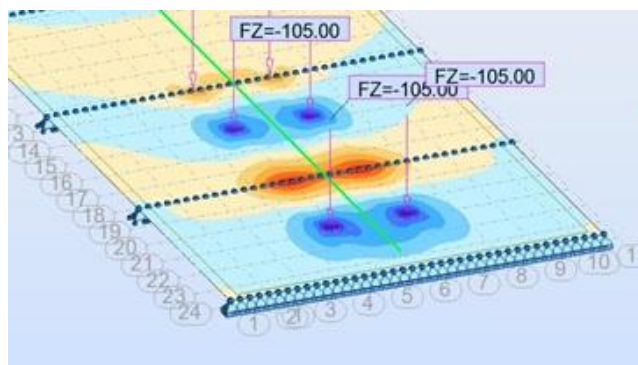
5.5 Excelberegning

Excelberegningene var den delen av beregningene som inneholdt flest antagelser. Regnes det på en del av dekket som en bjelke, vil man kun ta hensyn til stivhet i lengderetningen og ikke stivhet på tvers av lengderetningen. Dette medfører at resultatene vil være konservative, slik at resultatene derfor kun brukes som grove tilnærminger. Siden svaret vil være så konservativt har vi også gjort antakelser som gjør beregningene lettere.

Støttemomentet på den ene siden av den tenkte modellen med to spenn (M_C) ble antatt til halvparten av M_B , i tillegg til at M_A ble antatt til 0. I virkeligheten vil ikke dette være sant, men summen av M_A og M_C vil være nærmere halvparten av M_B . Verdien av M_C vil ikke ha veldig stor innvirkning på moment og nedbøyning, så vi vurderer det som unødvendig å gå nærmere inn på dette.

Lastbredden til punktlastene ble antatt til to meter, slik at kun halvparten av lasten var med i beregningene på en 1 meter bred stripe. Vi kom i samråd med faglærer Harald Fallsen fram til denne antakelsen, men vi fant ikke noe litteratur som underbygger dette. Bakgrunnen for antakelsen er at dekket er spent sammen så hardt at når man belaster en lamell, så vil også flere nabolameller bli belastet. Nedbøyningen under en punktlast vil da fordele seg utover til siden, slik at flere lameller vil hjelpe til med å ta opp lasten.

I excelberegningene tok vi for oss en 1 meter bred stripe av dekket, fordi vi antok at støttemomentet var noenlunde jevnt fordelt på 1 meter. I resultatene fra robot kan vi se at det er fordelt på mindre enn 1 meter, men der angriper punktlasten på ett punkt. I motsetning til virkeligheten der hjullasten er en høykonsentrert flatelast, med et lite lastareale. Det er utifra resultatbildet fra robot, at vi begrunner vår antakelse på at momentet er jevnt fordelt på 1 meter. Dette kan sees på bildet under.



5.6 Tøyning og elastisitet

Tøyningsegenskapene til asfalten er avhengig av mange faktorer, så for å finne tøyningen i asfalten gjorde vi den forenklingen at tøyningen vil følge samme mønster som for tredekket. Dette vil i realiteten ikke være helt nøyaktig, men siden asfaltlaget kun er 90 mm vil forskjellen bli minimal. Det er dermed mulig å finne tøyningen ved å ekstrapolere tøyningen øverst i tredekket.

I tøyningeberegningene trenger man en bredde, og vi har her valgt 1 meter av samme grunn som i excelberegningene. Nemlig fordi vi antar at momentet er jevnt fordelt innenfor 1 meter.

5.7 Resultat

5.7.1 Beregnet resultat

Tabell 8 Samlet resultat

Case	Referanse	Maks moment over tverrbærer (kNm)	Nedbøyning (mm)	Tøyning $\epsilon(M)$ (‰)
Robot med boggi	Tabell 6	67,09	12	1,32
Robot uten boggi	Tabell 6	61,16	17	1,20
ANSYS med boggi	Tabell 5	77,7	9,06	1,52
ANSYS uten boggi	Tabell 5	73,4	9,34	1,44
Excel med boggi	Tabell 4	64,67	14,2	1,27
Excel uten boggi	Tabell 4	45,34	19,9	0,89
Plabe2	Kap 4.2 Plabe2	-	12,8	-

Utifra tabell 8 kan vi se at tøyningen ikke blir mindre ved mindre nedbøyning, snarere tvert imot. Se spesielt på robot der nedbøyningen går fra 17 mm (L/330) til 12 mm (L/467). Tøyningen øker selv om nedbøyningen minker. Dette er fordi det er krumning og ikke nedbøyning som bestemmer tøyningen. Når man dimensjonerer settes alltid lastene i sin mest ugunstige posisjon, for å få det mest negative resultatet. Den mest ugunstige lastplassering for nedbøyning er ikke den mest ugunstige for krumning. Altså vil ikke det verste

krumningstilfellet oppstå, hvis det kun blir dimensjonert for nedbøyning. Det ville derfor være på sin plass med et krav til tøyning eller krumning i tillegg til et nedbøyningskrav.

5.7.2 Tøyningsegenskaper asfalt

Fra tidligere vet vi at bruddtøyningen til asfalt er avhengig av temperatur og belastningshastighet. Vi valgte å se på bruddtøyningen ved 0°C og belastningshastighet 100mm/min på Ab16-asfalten. Grunnen til dette var at det var det mest konservative valget i tabellen. Bruddtøyningen var på 0,86% for Ab16 asfalt, mens for Ska16 ved -28°C er bruddtøyningen 1,6%. Grunnen til at vi bruker 0°C på Ab16 og -28°C på Ska16 er at vi hadde begrenset med data på bruddtøyning.

Hele asfaltlaget består av membran, Ska16 og Ab16, og den svakeste av disse vil sprekke først. Bruddtøyningen til membranen har vi ikke funnet, så sprekker i denne neglisjerer vi. Siden Ska16 har større bruddtøyning enn Ab16, ser vi på bruddtøyningen for Ab16.

Vi antar at det dannes sprekker lenge før brudd, så hvis det skal settes et tøyningskrav for å begrense sprekkdannelse, bør dette være godt under 0,86%.

6 Konklusjon

6.1 Konklusjon

I resultatet kommer det frem at det er krumning og ikke nedbøyning som er avgjørende for størrelsen på tøyninger i asfalt. Den ugunstigste lastplasseringen for nedbøyning, er ikke den mest ugunstige lastplassering for krumning. Justeringen av maksimal tillatt nedbøyning fra L/350 til L/500, vil derfor ikke nødvendigvis begrense tøyningen så mye som ønsket. Det vil derfor være lite effektivt å sette et nedbøyningskrav for å hindre oppsprekking av slitelaget.

I stedet burde det settes et krav til maksimal tillatt tøyning. Bruddtøyningen for Ab16 er 8,6‰ ved 0°C, så vi antar at sprekker dannes lenge før brudd. I tillegg vil bruddtøyningen være lavere for lavere temperaturer, siden materialegenskapene til asfalt er svært temperaturavhengig. Resultatet viser opptredende tøyninger som varierer fra 0,89‰ til 1,52‰, så et potensielt tøyningskrav burde ligge i denne størrelsesorden.

Resultatene våre er litt unøyaktige på grunn av en del forenklinger. Excelberegningene fikk litt små resultater, mens ANSYS fikk litt store. Resultatene fra robot antar vi at er noenlunde riktige. Poenget med oppgaven var ikke å få helt nøyaktige resultater, men å finne ut hvor mye et nedbøyningskrav har å si for tøyningen. Litt variable resultater går derfor bra. Det som er viktig er at opptredende tøyninger ligger i størrelsesorden 1‰, og at et tøyningskrav også burde være i samme størrelsesorden.

6.2 Forslag til videre arbeid

I ettertid har vi fått vite at det har kommet et nytt forslag til endringer på kravene fra vegdirektoratet. De nye kravene er at nedbøyningen ikke skal overstige L/350 og tøyningen ikke skal overskride 0,12%. Mulig videre arbeid kan dermed være å dimensjonere et tverrspent dekke med disse kravene. For så å sammenligne det med et dekke dimensjonert med de gamle kravene for å se på forskjellen.

Et annet alternativ er å gjøre laboratorieundersøkelser på asfalt fra forskjellige norske produsenter og dokumentere materialegenskapene fra disse.

7 Kilder

7.1 Kilder

Aarstad, J. (2000). Tverrspente brodekker, modellering og analyse med FEM-prgram. Tekniske fag, Ås-NLH.

Aarstad, J. (2000). Tverrspente brodekker, modellering og analyse med FEM-prgram. Tekniske fag, Ås-NLH. Master.

Aarstad, J. (2008). PMB i vegdekker - Hva kan og vil vi oppnå? FoU-seminar Asfaltdekker.

Dyken, T. (2012). Trebruhåndboken, Statens vegvesen.

Fallsen, H. (2012). Kompendium i konstruksjonslære 2. HIG.

Fiskvatn, A. (1984). Elementmetoden, Tapir.

Haugan, J. (2007). Formler og tabeller, nki forlaget.

Irgens, F. (2006). Fasthetslære.

Myre, J. (1988). Utmatting av asfaltdekker. Veg og jernbanebygging, Trondheim. **Doktoravhandling.**

NCHRP (2011). A manual for design of hot mix asphalt with commentary. Report 673, NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM: 272.

PDA europe (2009). Polyurea in the construction, industry and the environment, Polyurea development association europe.

Ritter, M. A. (1992). Timber bridges; Design, construction, inspection and maintenance, United States department of agriculture.

Stene, M. (2008). "Tre holder mål." from <http://www.forskning.no/artikler/2008/desember/202773>.

Telle, R. (2010). "Polymermodifisert Bitumen, PMB." from http://www.vegvesen.no/_attachment/184094/binary/355380.

Timoshenko, S. (1989). Theory of plates and shells.

Vegdirektoratet (2005). Håndbok 014 laboratorieundersøkelser.

Vegdirektoratet (2009). Håndbok 185 bruprojektering.

Vegdirektoratet (2011). Håndbok 018 vegbygging.

7.2 Kildekritikk

Alle håndbøkene fra Statens vegvesen og alle standarder ser vi på som meget pålitelige kilder.

Haugans formelsamling, Irgens fasthetslære og Fallsens kompendium, blir brukt i undervisningssammenheng på HiG og derfor blir de også brukt med stor tillit.

De utenlandske bøkene (Timber bridges og Theory of plates and shells) er over 20 år gamle, men er anerkjente som gode kilder i bransjen. Fiskvatns Elementmetoden ser vi også på som en pålitelig kilde.

Myres doktorgradsavhandling om asfalt og Aarstads hovedfagsoppgave om FEM-analyse anses også som sikre kilder, selv om de er litt gamle.

NCHRP's rapport om asfalt anses som en pålitelig kilde, fordi det er en statlig rapport.

Den versjonen av Trebruhåndboken vi har brukt er en revidert og uferdig utgave, men vi har også stor tiltro til denne, siden den kommer fra Statens vegvesen.

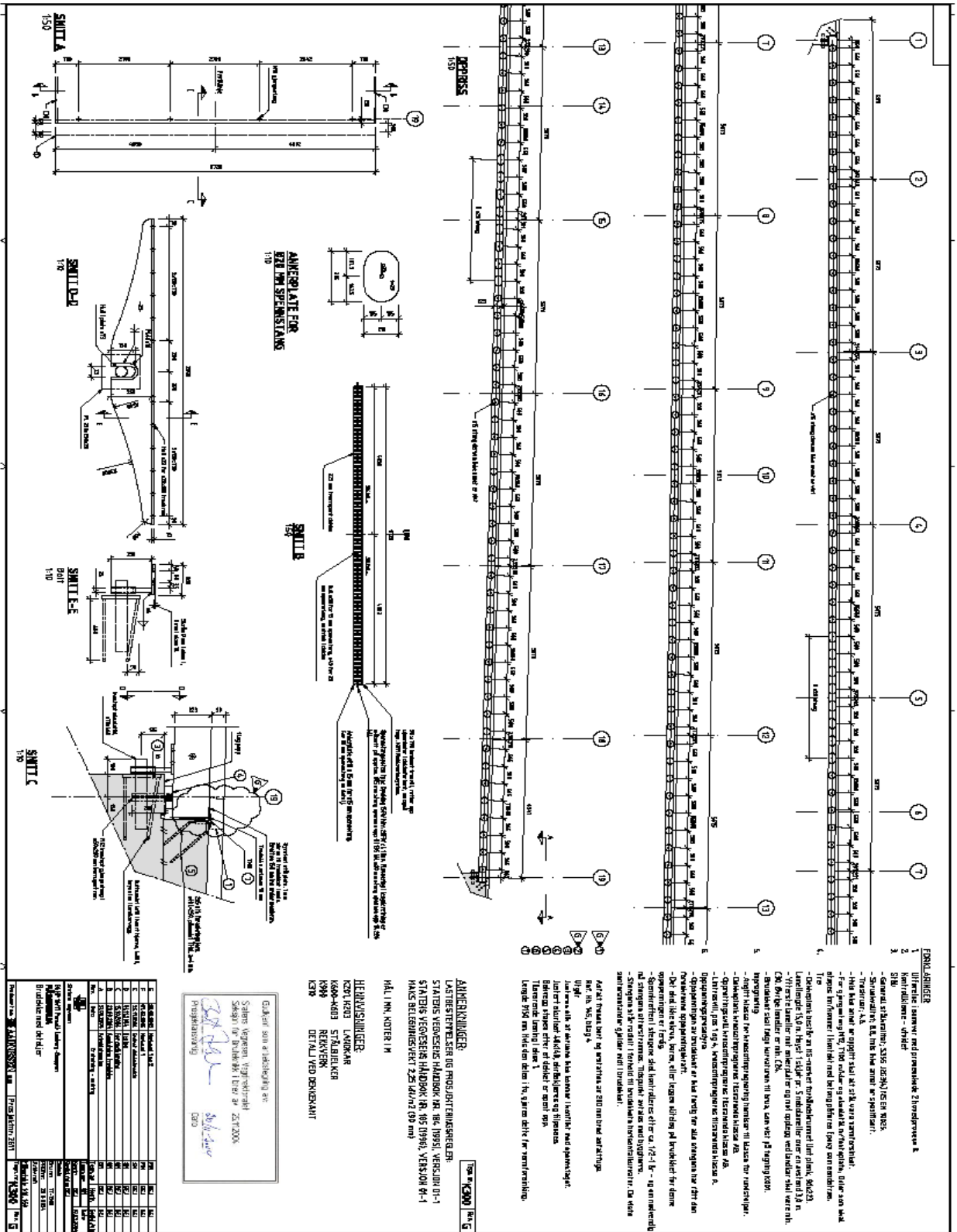
De forskjellige konferanse-powerpointene om PMB-asfalt er ikke like pålitelige som for eksempel faglitteratur, men også de var skrevet av Statens vegvesen.

Artikkelen til forskning.no om Måsør bro er ikke veldig pålitelig, men vi har underbygget informasjonen derfra med plantegningene for broen.

Informasjon om polyurea er kommet fra produktbladet til PDA. Dette bladet har et ISBN-nummer og derfor har vi også brukt dette som kilde og ikke fotnote.

Data på bruddtøyningen til asfalt har vi fått fra Rabbira Saba i Statens vegvesen. Vi vet ikke hvor disse dataene kommer fra, så dataene kan ikke verifiseres.

B Brodekke med detaljer



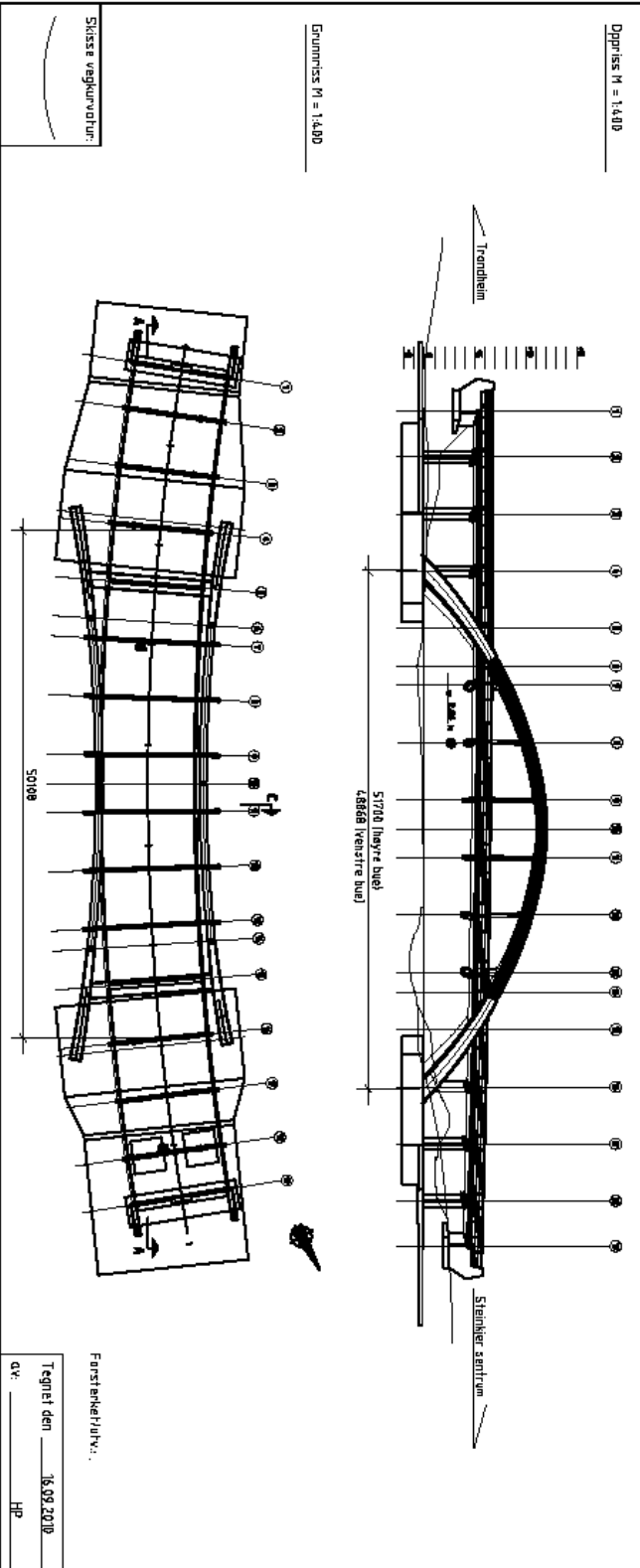
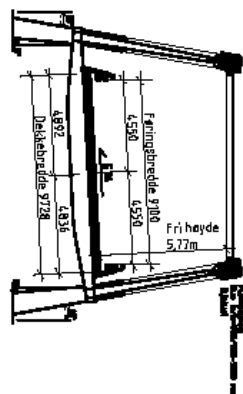
D Ferdigbrutegning

Ferdigbrutegning

STATENS VEGVESEN

Mastbrua	1500	VB	Eiv	2005	Artikr.
Bruen	Bruen	Brukst.	Bru over	Bygget.	Artikr.
Nord-Trøndelag	EV006	16	5,953	Stenkjer	
Eyke	Vegst./-m	Hovedpors.	Konkr. år	Kommune	
Byggv. type	Buebru, underliggende bruedeke				
Konstr. mat.	Tre, stbl, betong				
Bruedeke	Statisk system : 3-leddbue/kontinuerlig plate				
Landkonr. type	Sirkulær				
Plat. type	Sirkulær				
Pilarmat.	Betong				
Spennvidde/h	4,54+13x5,67+4,54	Totalt lengde		82,848 m	
Føringsøver	V:4,55 H:4,55	U/S-bane	V:	H:	Totalbredde 9,73m
Laetklasse	SVV 1995	Fri b. fering	9,10m		Fri høyde 5,77
Bruklast	BK10	Fri b. rekke	11,30-9,30m		Fri h. v/fering 5,77
Konstruert av: Statens Vegvesen/Adnassen AS		Bygd av: Mastha entreprenør AS			
Dyppris H = 1:400					

Tverrsnitt M=1:200



Etutmåttas M = 1:400

Slisse vegkurvatur:

Førsterkelive:

Tegnet den 16.03.2010
av: HP

E Excel skjema for beregning av moment og nedbøyning

3 moment likningen			
L1	5,67	Lengde spenn 1	m
L2	5,67	Lengde spenn 2	m
a1	1,59	Avstand fra p1 til ytterste opplager	m
a2	4,09	avstand fra p2 til ytterste opplager	m
P1	210	Punktlast 1	KN
P2	210	Punktlast 2	KN
q1	3	Jevn fordelt last på spenn 1	KN/m
q2	3	Jevn fordelt last på spenn 2	KN/m
P3	0	Punktlast 3	
a3	1,26	Avstand fra P3 til ytterste opplegg	
E-Modul	11100	N/mm ²	
Bredde	4000	millimeter	
Høyde	223	millimeter	
Stivhet	3696522333	mm ⁴	
	OBS! a1 må være den ytterste krafta		
Moment	170,6340593	KNm	
Nedbøyning	17,7233772	millimeter	
Ledd 1: q	0,983956631		
Ledd 2: P	29,27333725		
Ledd 3: M	-8,355944458		
Tilsvare L/	319,9164548		

F ANSYS kode med vanlig trafikklast

```
/filnavn,Bachelorgutta  
  
/title,Tverrspenn brodekke  
  
/prep7  
  
et,1,solid45  
  
Uimp,1,ex,ey,ez,370,370,11100,  
  
uimp,1,GXY,GYZ,GXZ,690,690,690  
  
uimp,1,nuxy,nuyz,nuxz,0.31,0.015,0  
  
et,2,LINK8  
  
R,2,201,,  
  
Uimp,2,ex,,,2.1e5,  
  
uimp,2,DENS,,,,  
  
uimp,2,alpx,,,11e-6  
  
uimp,2,refl,,,,  
  
uimp,2,nuxy,,,,  
  
uimp,2,prxy,,,,  
  
uimp,2,gxy,,,0.8e5  
  
BLC4,0,0,70,220,11200  
  
wpave,0,0,500  
  
vsbw,1  
  
wpave,0,0,2000
```

vsbw,3

wpave,0,0,5000

vsbw,1

wpave,0,0,7000

vsbw,3

wpave,0,0,9500

vsbw,1

wpave,0,0,11200

vsbw,3

lesize,53,300,,1

lesize,54,300,,1

lesize,55,300,,1

lesize,37,500,,1

lesize,39,500,,1

lesize,40,500,,1

lesize,18,500,,1

lesize,14,500,,1

lesize,16,500,,1

lesize,6,600,,1

lesize,8,600,,1

lesize,3,600,,1

lesize,1,600,,1

lesize,29,200,,1

lesize,30,200,,1

lesize,31,200,,1

lesize,45,200,,1

lesize,46,200,,1

lesize,47,200,,1

lesize,5,400,,1

lesize,7,400,,1

lesize,2,400,,1

lesize,4,400,,1

vmesh,all

vplot

eplot

vgen,140,all,,70,,,

nummrg,node

nummrg,kp

type,2,

mat,2,

real,2,

esys,0,

e,7,27808

e,93,27879

e,103,27889

e,76,27874

e,119,27924

e,120,27925

e,122,27927

e,113,27918

e,105,27906

e,135,27953

e,138,27956

e,141,27959

e,185,27993

e,187,27995

e,181,27973

e,183,27975

e,10,27809

e,53,27823

e,64,27834

e,59,27829

cp,1,ux,7,5,91

cp,2,ux,27808,27809,27807

cp,3,ux,93,94,92,99,100,101

cp,4,ux,27889,27890,27888

cp,5,ux,103,104,102,95,96

cp,6,ux,27874,27875,27873

cp,7,ux,76,97,109

cp,8,ux,27923,27922,27924

cp,9,ux,119,75

cp,10,ux,27925,27915

cp,11,ux,120,110,121

cp,12,ux,27927,27926,27928

cp,13,ux,122,123,112

cp,14,ux,27918,27917,27919

cp,15,ux,113,108

cp,16,ux,27906,27907,27905

cp,17,ux,105,142,

cp,18,ux,27953,27954,27952

cp,19,ux,135,136,134

cp,20,ux,27956,27957,27955

cp,21,ux,138,139,137,147,146

cp,22,ux,27959,27960,27958

cp,23,ux,141,140,130,150,129

cp,24,ux,27993,27992

cp,25,ux,185,177

cp,26,ux,27995,27996,27994

cp,27,ux,187,186,179

cp,28,ux,27973,27972

cp,29,ux,181,180,182

cp,30,ux,27975,27976,27974

cp,31,ux,183,184,191

cp,32,ux,27827,27812

cp,33,ux,10,11,72,71,57,56

cp,34,ux,27823,27824,27822

cp,35,ux,53,54,52,67,68

cp,36,ux,27834,27835,27833

cp,37,ux,59,60

cp,38,ux,27829,27830

tref,135,

bfunif,temp,-135

outpr,basic,last,

nsubst,1,0,0,0

NSEL,S,LOC,Z,0

d,all,all

allsel

nselect,r,loc,z,11200

d,all,all

allsel

NSEL,R,LOC,z,5600

nplot

nselect,r,loc,y,0

d,all,all

allsel

nplot

f,all,fy,-12

nselect,r,loc,z,1300,800

nplot

nselect,r,loc,x,700,1300

nplot

nselect,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-3900

allsel

nplot

nselect,r,loc,z,1300,800

nplot

nselect,r,loc,x,2700,3300

nplot

nselect,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-3900

allsel

nplot

nselect,r,loc,z,9900,9500

nplot

nsel,r,loc,x,700,1300

nplot

nsel,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-2880

allsel

nplot

nsel,r,loc,z,9900,9500

nplot

nsel,r,loc,x,2700,3300

nplot

nsel,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-2880

allsel

nplot

nsel,r,loc,z,7300,6800

nplot

nsel,r,loc,x,700,1300

nplot

nsel,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-3880

allsel

nplot

nsel,r,loc,z,7300,6800

nplot

nsel,r,loc,x,2700,3300

nplot

nsel,r,loc,y,220

nplot

f,all,fy,-3880

allsel

nplot

nsel,r,loc,z,5600

nplot

fsum

G Robot rapport med boggi

Project properties: bro med boggi2

Structure type: Shell

Structure gravity center coordinates:

X = 11.350 (m)

Y = 4.865 (m)

Z = 0.000 (m)

Central moments of inertia of a structure:

Ix = 138688.511 (kg*m²)

Iy = 754851.715 (kg*m²)

Iz = 893540.225 (kg*m²)

Mass = 17578.869 (kg)

Structure description

Number of nodes: 3682

Number of bars: 0

Bar finite elements: 0

Planar finite elements: 3551

Volumetric finite elements: 0

No of static degr. of freedom: 21732

Cases: 3

Combinations:0

Table of load cases / analysis types

Case 1 :

Analysis type: Analysis of moving load cases

Vehicle definition:

Name: Med boggy

Vehicle database: V_No name.xml

Units: m kN

Limit conditions:

Application plane:

Automatic

Step: 0.200

Direction: 0.000 0.000 -1.000

Road:

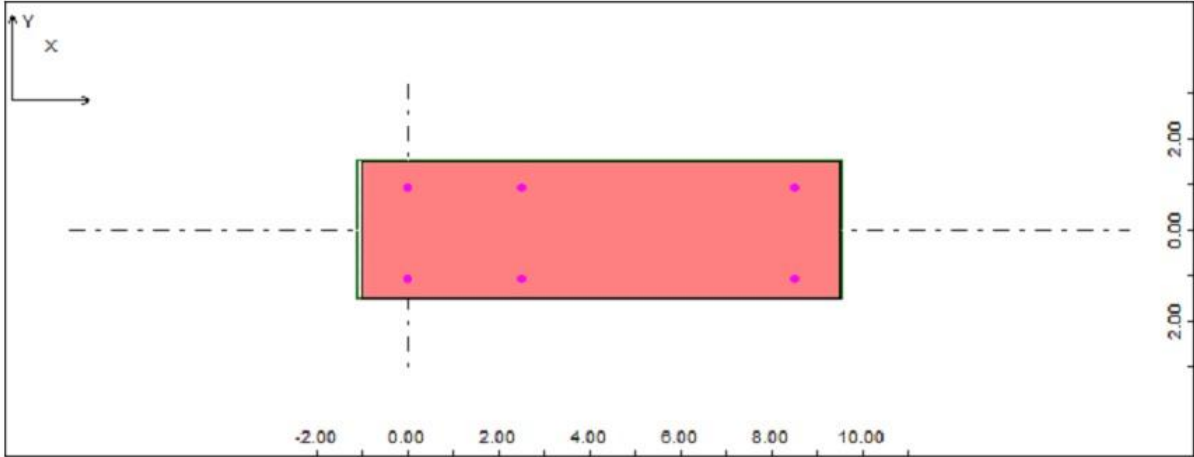
Polyline no.: 5

Coordinates of polyline points:

1	1.000	4.500	0.000
2	21.700	4.500	0.000

Road parameters:
Edge

1 Gamma = 0.00 HL = 0.00 HR = 0.00 LL = 0.000
LR = 0.00 VL = 1.00 VR = 1.00



H Robot rapport uten boggi

Project properties: bro uten boggi

Structure type: Shell

Structure gravity center coordinates:

X = 11.350 (m)

Y = 4.865 (m)

Z = 0.000 (m)

Central moments of inertia of a structure:

I_x = 138688.511 (kg*m²)

I_y = 754851.715 (kg*m²)

I_z = 893540.225 (kg*m²)

Mass = 17578.869 (kg)

Structure description

Number of nodes: 3682

Number of bars: 0

Bar finite elements: 0

Planar finite elements: 3551

Volumetric finite elements: 0

No of static degr. of freedom: 21732

Cases: 3

Combinations:0

Table of load cases / analysis types

Case 1 :

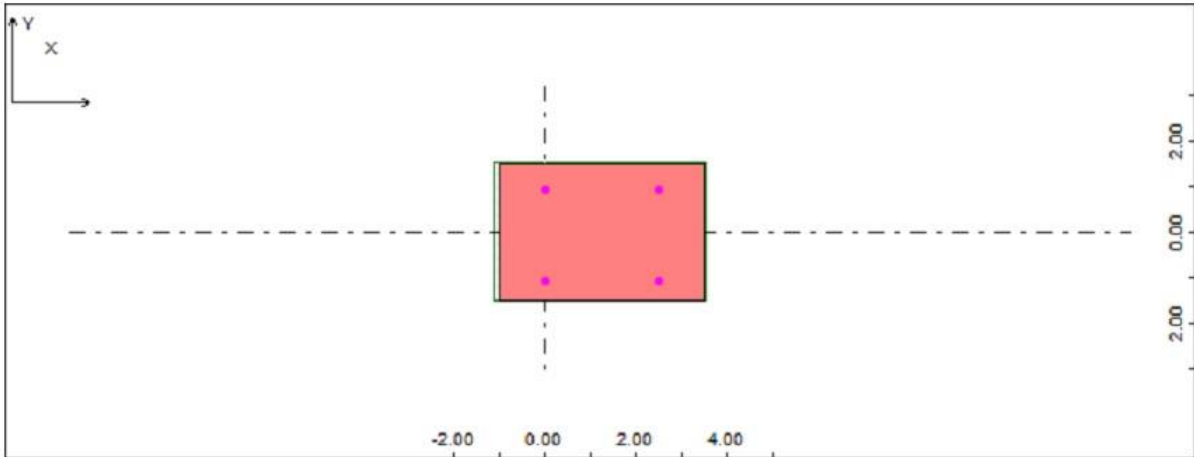
Analysis type: Analysis of moving load cases

Vehicle definition:

Name: uten bogg12

Vehicle database: V_No name.xml

Units: m kN



Limit conditions:

Application plane:
Automatic

Step: 0.200
Direction: 0.000 0.000 -1.000

Road:
Polyline no.: 4
Coordinates of polyline points:

1	4.000	4.500	0.000
2	18.700	4.500	0.000

Road parameters:

Edge

1	Gamma =	0.00	HL =	0.00	HR =	0.00	LL =	0.000
	LR =	0.00	VL =	1.00	VR =	1.00		

I Bruddtøyning i Ab 16, mix A

Table 3. Results of Bending Test

Mix	Temp. (°C)	Loading rate : 1mm/min				Loading rate : 100mm/min			
		Flexural strength (kgf/cm ²)		Strain at failure (x10 ⁻³)		Flexural strength (kgf/cm ²)		Strain at failure (x10 ⁻³)	
		Upper	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower
A	0	93.7	72.9	32.4	28.0	108.0	77.2	8.6	7.5
	20	7.6	7.5	44.9	44.8	53.1	42.4	32.2	36.9
	40	1.6	0.9	33.8	31.6	5.9	5.2	37.3	36.0
B	0	100.6	71.4	22.1	22.0	101.5	72.2	7.5	6.7
	20	7.7	6.9	43.6	42.3	54.9	42.9	35.7	39.1
	40	1.7	0.9	30.5	28.5	6.5	4.7	46.5	38.9
C	0	99.1	73.8	20.8	15.7	101.8	75.5	8.6	7.8
	20	8.0	6.3	30.4	27.6	54.9	40.4	28.0	30.9
	40	1.4	1.1	25.6	24.4	6.1	3.8	27.5	31.1
D	0	99.2	66.5	16.3	14.4	89.7	67.7	6.5	6.9
	20	7.7	6.1	30.4	29.2	58.6	33.3	28.8	21.5
	40	1.6	0.9	28.2	25.8	5.7	3.8	33.9	34.4

Tabellen ble gitt av Rabbira Garba Saba i Statens vegvesen

J Bruddtøyning i Ska 16

TABLE 7 Results from Indirect Tensile Strength Test at T = -28°C and Gyratory Testing Machine

Mixture Name	Tensile Strength, KPa	Strain	Work, KPa	Gyrations to Reach 5.5-Percent Air Voids
Good				
CHE-1	3506	0.0016	2.29	52
GER-8	3055	0.0016	2.41	47
GER-9	3206	0.0017	1.46	49

Tabellen ble gitt av Rabbira Garba Saba i Statens vegvesen