

Vejbefæstelsers dimensionering

Bolet, Lars; Busch, Christian

Publication date:
2016

Document Version
Publisher's PDF, also known as Version of record

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):
Bolet, L., & Busch, C. (2016). *Vejbefæstelsers dimensionering*. Department of Civil Engineering, Aalborg University. DCE Lecture notes No. 52

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.



Vejbefæstelsers dimensionering

Lars Bolet & Christian Busch



Aalborg Universitet
Institut for Byggeri og Anlæg
Trafikforskningsgruppen

DCE Lecture Notes No. 52

Vejbefæstelsers dimensionering

Lars Bolet & Christian Busch

Videnskabelige publikationer ved Institut for Byggeri og Anlæg

Technical Reports anvendes til endelig afrapportering af forskningsresultater og videnskabeligt arbejde udført ved Institut for Byggeri og Anlæg på Aalborg Universitet. Serien giver mulighed for at fremlægge teori, forsøgsbeskrivelser og resultater i fuldstændig og uforkortet form, hvilket ofte ikke tillades i videnskabelige tidsskrifter.

Technical Memoranda udarbejdes til præliminær udgivelse af videnskabeligt arbejde udført af ansatte ved Institut for Byggeri og Anlæg, hvor det skønnes passende. Dokumenter af denne type kan være ufuldstændige, midlertidige versioner eller dele af et større arbejde. Dette skal holdes in mente, når publikationer i serien refereres.

Contract Reports benyttes til afrapportering af rekvireret videnskabeligt arbejde. Denne type publikationer rummer fortroligt materiale, som kun vil være tilgængeligt for rekvirenten og Institut for Byggeri og Anlæg. Derfor vil Contract Reports sædvanligvis ikke blive udgivet offentligt.

Lecture Notes indeholder undervisningsmateriale udarbejdet af undervisere ansat ved Institut for Byggeri og Anlæg. Dette kan være kursusnoter, lærebøger, opgavekompendier, forsøgsmanualer eller vejledninger til computerprogrammer udviklet ved Institut for Byggeri og Anlæg.

Theses er monografier eller artikelsamlinger publiceret til afrapportering af videnskabeligt arbejde udført ved Institut for Byggeri og Anlæg som led i opnåelsen af en ph.d.- eller doktorgrad. Afhandlingerne er offentligt tilgængelige efter succesfuldt forsvar af den akademiske grad.

Latest News rummer nyheder om det videnskabelige arbejde udført ved Institut for Byggeri og Anlæg med henblik på at skabe dialog, information og kontakt om igangværende forskning. Dette inkluderer status af forskningsprojekter, udvikling i laboratorier, information om samarbejde og nyeste forskningsresultater.

© Aalborg Universitet

Udgivet 2016 af
Aalborg Universitet
Institut for Byggeri og Anlæg
Thomas Manns Vej 23
DK-9220 Aalborg Ø, Danmark

Trykt i Aalborg på Aalborg Universitet

ISSN 1901-7286
DCE Lecture Notes No. 52

INDHOLDSFORTEGNELSE

Indholdsfortegnelse	5
1 Indledning.....	7
1.1 Målgruppe og formål	7
1.2 Notatet og vejreglerne	8
2 Design af vejbefæstelser	9
2.1 Vejkassen	9
2.2 Design af befæstelser	11
2.3 Design- og dimensioneringsprocessen	15
2.4 Belægningstype	15
2.5 Funktionskrav	19
2.6 Dimensioneringen	22
2.7 Bearbejdning af detaljer.....	26
2.8 Opgaver	29
3 Trafikbelastning	31
3.1 Akseltryk, hjultryk og kontakttryk	31
3.2 Fjerde potens formlen	36
3.3 Dimensionsgivende trafik	39
3.4 Trafikklasser.....	43
3.5 Opgaver	44
4 Befæstelsesmaterialer	45
4.1 Naturlige stenmaterialer	45
4.2 Genbrugsmaterialer.....	50
4.3 Bitumen	51
4.4 Modifikatorer	56
5 Befæstelseslag.....	59
5.1 Generelt om belægningsmaterialer	59
5.2 Underbunden	60
5.3 Ubundne lag.....	63
5.4 Cementbundne materialer	65
5.5 Bitumenbundne materialer	67
5.6 Opgaver	73
6 Katalogmetoden	75

6.1	Katalogbefæstelser med betonbelægningssten	75
6.2	Katalogbefæstelser for fleksible belægninger	76
7	Mekanistisk-empirisk metode	79
7.1	Dimensionering af befæstelsens lag	79
7.2	Metodens analytiske modeller	80
7.3	Metodens empiriske modeller	96
7.4	Tilrettelæggelse af beregninger	101
7.5	Analytiske beregninger med MMOPP	103
7.6	Opgaver	104
8	Simuleringsmetoden mv.	105
8.1	Simuleringsmetodens idé	105
8.2	Simulering med MMOPP	106
8.3	Strukturel og funktionel levetid	110
8.4	Vejinventering og faldlodsmålinger	111
8.5	Pavement Management	112
	Appendiks A: Belægningsbetegnelser	115
	Appendiks B: Reologi	119
	Reologiske elementer	119
	Reologiske legemer	120
	Modeller for bitumen	122
	Appendiks C: Kogebog for beregninger	125
	Bibliografi	127
	Stikordsregister	129



1 INDLEDNING

1.1 Målgruppe og formål

Notatet om vejbelægnings dimensionering er skrevet i undervisningsøjemed. Det retter sig mod studerende ved Aalborg Universitets bygge- og anlægsingeniøruddannelse, navnlig de studerende, der specialiserer sig i vej- og trafikfagene.

Emnet er behandlet i en dansk kontekst. Formålet er at præsentere de studerende for emnets grundlæggende begreber, forudsætninger og metoder, samt at sætte de studerende i stand til at foretage simple beregninger inden for emnet.

Notatets kapitel 2 giver et første overblik over designprocessen ved valg og dimensionering af vejbefæstelser. Kapitlet opregner også de funktionskrav, der skal tages i betragtning. De enkelte elementer i designprocessen uddybes i de efterfølgende kapitler.

Kapitel 3 beskæftiger sig med fastsættelse af den trafiklast, som vejbefæstelsen skal dimensioneres for.

Kapitlerne 4 og 5 handler om råmaterialerne henholdsvis selve belægningslagene og om disses karakteristiske egenskaber

Kapitel 6 og 7 og 8 behandler de tre dimensioneringsprincipper, vi almindeligvis bruger i Danmark: Katalogmetoden, den mekanisk-empiriske beregning henholdsvis simulering. Hovedvægten ligger på den mekanistisk-analytiske metode (tidligere kaldet den analytisk-empiriske metode), da forståelse af denne er afgørende for at kunne betjene sig af den beregningsteknisk mere udbyggede simuleringsmetode.

Vej- og trafikfaget har sin egen fagterminologi. En forudsætning

Notatets behandling af dimensioneringsmetoder er en større bearbejdning af et tidligere udkast, (Bolet & Kristiansen, 2011). Notatet står også i gæld til et udkast til en undervisningsnote »Vejteknik – Vejbefæstelsen«, forfattet af ekstern lektor ved Danmarks Tekniske Universitet, civilingeniør Jan M. Jansen. (Jansen, 2014). Undervisningsnotatet indeholder endvidere en bearbejdning af afsnit fra notatet »Vejasfaltarbejde – Materialer og maskinudlægning«, udviklet for Undervisningsministeriet af Efteruddannelsesudvalget for bygge/anlæg og industri i samarbejde med Jørn Kim Larsen og Mikkel Dybdal, Byggetek. (Larsen & Dybdal, 2013). Tak til stud. polyt. Dansani Vasanthan Muttuvelu for at læse korrektur og for at gennemregne notatets eksempler.

for at håndtere de opgaver, der er knyttet til udformning og dimensionering af vejbefæstelser, er kendskab til denne terminologi. Grundlæggende definitioner findes i *Vej- og trafikteknisk ordbog* (Vejregelrådet, 2004).

Undervisningsnotatets Appendiks A giver en kort omtale af en række af de mere almindelige belægningsmaterialer, der anvendes i Danmark. I notatets tekst er belægningsmaterialer, der omtales i appendikset mærket med gradtegn: »°«.

1.2 Notatet og vejreglerne

Ved udarbejdelse af undervisningsnoter står man altid i det dilemma, at virkeligheden udvikler sig hurtigere, end man formår at revidere undervisningsmaterialet. Undervisningsnotatet, og navnlig dets eksempler, baserer sig derfor på materialeparametre og dimensioneringsfaktorer, der afspejler fagets stade på udgivelsestidspunktet. Det er anset for acceptabelt i undervisningssituationen.

Til praktisk brug kan notatet derimod ikke stå alene. Her må man inddrage anvisningerne i de nationale vejregler. Man skal være opmærksom på, at vejreglerne løbende undergår opdateringer. Derfor skal man holde sig ajour med de nyeste vejregler – og med ny viden, som er på vej ind i vejreglerne.

Man skal også holde sig ajour med de internationale standarder der er fastsat inden for området, blandt andet fra EU. Her tænkes navnlig på standarder for materialer og for prøvningsmetoder for disse materials egenskaber. Ændringer af standarderne afspejler sig som hovedregel i opdatering af vejreglernes udbuds- og anlægsforskrifter.

Herudover skal man være opmærksom på, at vejreglerne inden for emnet hovedsagelig giver ikke-bindende vejledninger og gode råd. Det kan ofte være værd at følge vejledningerne; men vejingeniøren, der har ansvaret for dimensioneringen, skal *altid* vurdere, om vejreglerne står til troende i den konkrete situation.



De danske vejregler fastsættes efter bemyndigelse til Transportministeren og udsendes af Vejdirektoratet. Vejreglerne findes på vejregelportalen: <http://vejregler.lovportaler.dk/>. Bemærk, at portalen giver mulighed for at afgrænse søgning efter emner, dokumenttyper, status og udgivelsesår.

2 DESIGN AF VEJBEFÆSTELSER

2.1 Vejkassen

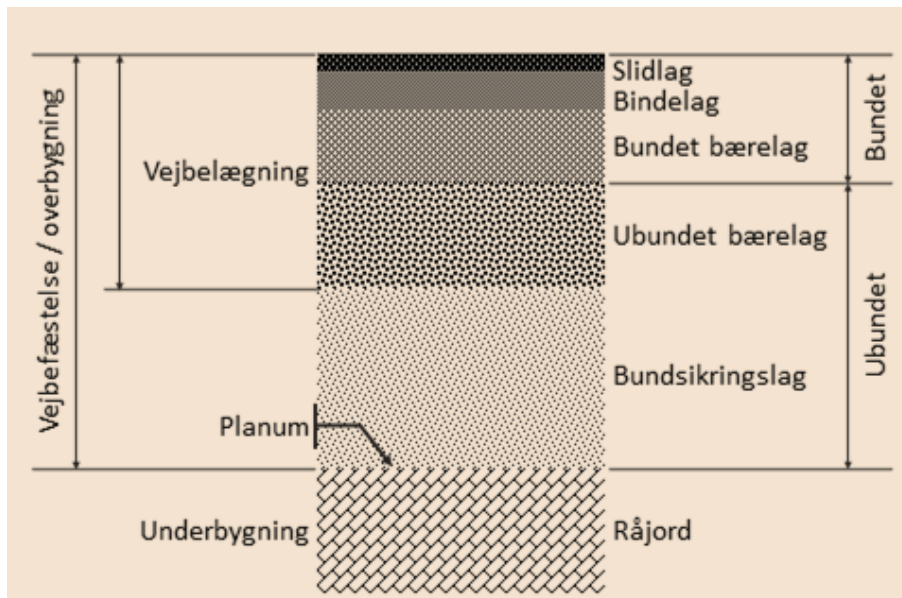
Vejkassen er vejkonstruktionens kerne. Den ligger centralt på kronen, omgivet af vejens yderrabatter. Veje med flere kørebaner har typisk flere vejasser; en for hver kørebane. De adskilles af midt- og skillerabatter. Rabatterne bidrager funktionelt med at adskille trafikstrømmene og konstruktivt med at yde vejassen sidestøtte.

Det er på vejassen, at færdslen foregår. Derfor er det afgørende, at vejassen er opbygget, designet og vedligeholdt, så den kan betjene trafikken.

Veje, gader og stier indgår, samtidig med at de tjener som færdselsarealer, i et samspil med deres omgivelser. Vejkassens udformning skal derfor også tage hensyn hertil.

Vejkassen består, jævnfør Figur 1, af vejbefæstelsen og af den jordbund, som vejbefæstelsen hviler på.

Jordbunden eller underbunden, dvs. vejens underbygning, afgrænses af råjordsoverfladen, der også kaldes planum. Underbyg-



Figur 1. Princip i opbygningen af en asfaltvej, dvs. en vej, hvor belægningens øverste lag materialemæssigt består af bitumenbundne materialer, normalt beliggende oven på ét eller flere bærelag af ubundne materialer. Øverst afsluttes med et slidlag af asfalt. Bemærk, at Vej- og trafikteknisk ordbog (Vejregelrådet, 2004) ikke medregner de ubundne bærelag i vejbelægningen.

ningen er resultatet af en bearbejdning af jordoverfladen. Muld er afrømmet. Hvor vejen ligger i afgravning, er overskydende jord herefter fjernet. Hvor vejen ligger i påfyldning, er der i stedet tilført mineralsk jord, som er komprimeret. Det øverste lag jord under planum kan eventuelt være bearbejdet med et stabiliseringsmiddel, fx kalk, for at forøge underbundens bæreevne.

Oven på underbygningen opbygges vejbefæstelsen, også benævnt vejens overbygning. Den består nederst af et eventuelt bundsikringslag og oven herpå af de egentlige bærelag i vejbefæstelsen.

Bundsikringslaget, der altså ligger mellem underbygningen og de egentlige bærelag, udføres, når hensynet til frostfølsomhed kræver det. Bundsikringslaget medvirker også til at øge vejbefæstelsens samlede bæreevne. Herudover virker bundsikringslaget som et fladedræn, der bortleder eventuelt vand, som er trængt ind i befæstelsen.

Vejbelægningen er betegnelsen for alle de lag, der ligger over vejbefæstelsens bundsikringslag, eller direkte på planum, hvis bundsikringslaget ikke forefindes. Belægningen benævnes ofte efter det øverst udlagte lag, fx asfaltbelægning eller betonbelægning, også selv om belægningen består af lag af forskellige materialetyper.

Vejbefæstelsen består således af flere lag, der benævnes efter deres funktion. Den består nederst ofte af ubundne materialer – herunder et eventuelt bundsikringslag, typisk af sandmateriale, og et eventuelt bærelag, oftest af grus eller knust stenmateriale. Øverst består vejbefæstelsen i reglen af bundne materialer, dvs. materialer, der holdes sammen af bindemidler.

Det øverste lag i vejbelægningen, slidlaget, udgør vejoverfladen. Det er det lag som trafikanterne ser og færdes på. Dets hovedopgaver er at sikre de ønskede overfladeegenskaber, som vejen skal have med hensyn til friktion, kørselskomfort, afvanding, tæthed, slidstyrke, holdbarhed, lysrefleksion mv. Visse slidlagstyper, men ikke alle, bidrager endvidere til bærelagenes funktion.

Lagene under slidlaget i vejbelægningen kaldes bærelag. Deres hovedfunktion er at give vejbefæstelsen den fornødne bæreevne. De skal fordele belastningerne fra trafikken på en sådan måde, at der fra vejoverfladen og ned til underbunden ikke opstår spændinger og tøjninger, som medfører skadelige deformationer og sætninger i befæstelsens enkelte lag eller i underbunden.

Der vil ofte være flere bærelag i en vejbelægning. Det nederste lag er typisk et ubundet lag i form af stabilt grus^o eller macadam^o, mens de øvre bærelag er bundne.

Bindelag indskydes eventuelt mellem bærelagene og det afsluttende slidlag i en asfaltbelægning. Bindelagets formål er, som nav-

net siger, at sikre god vedhæftning mellem de to lag. Bindelaget skal endvidere modvirke deformationer, især sporkøring, i belægningsoverfladen på varme dage. Endelig bidrager bindelaget til bærelagenes funktion.

Princippet i opbygningen er udtryk for en teknisk-økonomisk imødekommelse af modsatrettede hensyn. Dels stilles der naturligvis krav om at opnå en funktionelt og strukturelt duelig konstruktion, så vejoverfladen kan benyttes til færdsel, og så den kan holde til, at færdslen finder sted. Dels skal der tages hensyn til de anlægstekniske metoder, der er til rådighed fx i form af materiel til at producere og udlægge belægningsmaterialerne. Det kan især spille en væsentlig rolle ved arbejde i udlandet; men det afspejler sig også i den måde, som ældre danske veje er opbygget på.

I afvejningen indgår også hensyn til, hvilke egnede materialer der er tilgængelige til produktionen, og hensyn til en fornuftig råstofhusholdning med disse materialer. Endelig er der hensynet til økonomien, der er knyttet til at udføre vejbefæstelsen og til efterfølgende at vedligeholde den i vejens levetid.

Der er tale om afvejninger, og der er tale om at tilpasse vejbefæstelsen til de lokale forhold.

Selve det at vejkonstruktionen i reglen placeres på jorden, så råjorden bidrager direkte til at bære vejen og trafiklasten, er udtryk for, at dette er den enkleste og billigste løsning. Hvor veje krydser vandløb, jernbaner eller andre veje og stier ude af niveau, slår man en bro. Det samme kan gælde, hvor større vejanlæg lægges gennem visuelt eller biologisk følsomme landskaber. Hvor der eksempelvis kan være et særligt hensyn at tage til faunaens uhindrede krydsning af vejtracéet, kan en dalbro komme på tale i stedet for at lade vejen forløbe på en dæmning. Bæreevnemæssigt behøver broløsninger ikke at være sværere at projektere; men i forhold til en vejkonstruktion er de dyrere at anlægge og vedligeholde, og svigter de, så er konsekvenserne oftest mere fatale.

2.2 Design af befæstelser

Det er en udfordring at designe (udforme og dimensionere) vejbelægninger, som indfrier de funktionskrav, der, jævnfør afsnit 2.5, stilles til vejbefæstelsen. Det er også en udfordring at sammensætte og producere belægningsmaterialer, som gennem mange års levetid kan indfri kravene.

Navnlig skal de variationer, som er knyttet til underbunden og til materialerne, tages i betragtning.

Udformning og dimensionering af en vejs befæstelse er derfor i mindre grad en designopgave, der hver gang skal løses fra bunden, end et sæt valg blandt de rimeligt standardiserede belæg-

nings- eller befæstelsestyper, som er tilgængelige, samt en dimensionering for den valgte type befæstelse.

2.2.1 Underbundens variationer

Råjorden, som udgør vejbefæstelsens underbygning, har ikke ensartede egenskaber, hverken ned gennem et lodret snit, eller på tværs og på langs af vejens tracé, og heller ikke over tid.

Det er velkendt, at de enkelte jordaflejringer har forskellige egenskaber, og at aflejringerne tykkelse varierer. Nogle jordarter har bedre bæreevne end andre. Nogle jordarter opsuger meget vand og kan være frostfølsomme.

Ved design af befæstelserne inddeles vejtracéet i delstrækninger, hvis underbygning hver for sig har nogenlunde de samme bæreevneegenskaber. Delstrækningerne skal have passende store længder af hensyn til udførelsen, når befæstelsens overbygning opbygges. I modsat fald skal der ske hyppige korrektioner af lagtykkelser og materialer under udførelsen. Sådanne hyppige justeringer vil gøre det vanskeligt at få det produktionsmæssigt optimale udbytte af det maskinel, man anvender. Navnlig ved udlægning af de bundne materialer er det ønskeligt, at maskinellen ikke skal omstilles under vejs, altså at udførelsen kommer til at ske kontinuerligt.

Inddelingen i delstrækninger indebærer, at underbygningen sine steder må forbedres, så svagheder, der optræder lokalt, bliver afhjulpet. Det kan eksempelvis være mindre forekomster af blød bund, der må udskiftes.

Er der tale om lange delstrækninger over blød bund med stor mægtighed, er det ikke realistisk at udskifte jordlaget. I stedet må man ty til dræning, forkomprimering og fundering fx gennem udlægning af en pude af grus eller let fyld, der »flyder« på den bløde bund, og som derved kan bære overbygningen. Sådanne tiltag behandles i faget geoteknik.

Et særligt forhold gælder frostfølsomme jordarter. De bør ikke forekomme tættere på vejoverfladen end frostsikker dybde. Frostfølsomheden beror på, at jordarten rummer vand. Når jorden fryser, kan vandet danne islinser. Islinserne tiltrækker vand og vokser i frostperioden. Herved fortrænger de jordminerallerne. Når jorden atter tør, efterlader islinserne derfor nogle hulrum i jorden. Disse hulrum svækker jordlagets styrke, så underbygningen ikke kan optage belastningerne fra trafikken. Overbygningen skal i så fald selv bære hele trafiklasten. I det omfang den ikke magter det, er der risiko for, at den går itu, så der opstår store sætninger, jævnfør afsnit 5.2.1.



Figur 2. Køretøj på udenlandsk vej, der har problemer med bæreevnen og med afledningen af vand. Situationen minder om billeder, vi har fra tøbrudsperioder i Danmark frem til den sidste tredjedel af 1900-tallet Ukendt fotograf. Fra (Vejdirektoratet)

Transportministeren har, jævnfør færdselsloven¹, mulighed for at indføre tøbrudsrestriktioner, hvor der er problemer med frostføl-som jord i vejenes underbund. Bestemmelsen er efterhånden sjældent anvendt; men den betyder, at der, navnlig i foråret efter hårde vintre, kan nedlægges forbud mod færdsel med tunge køretøjer på sådanne veje.

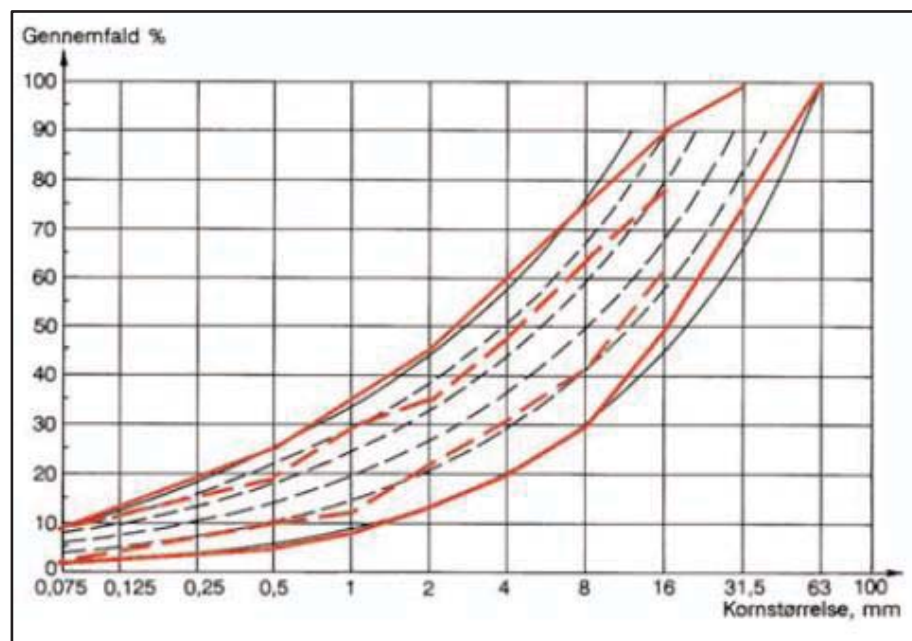
2.2.2 Stenmaterialernes variationer

Ikke kun underbunden varierer. Der er også forskelle i de materialer, som anvendes i vejenes belægningslag.

Forskelle optræder i det skelet af sten-, grus- og sandkorn, der udgør hovedparten af belægningens lag. Det kan for det første være forskellige bjergarter, der indgår. Bjergarterne kan i sig selv tilføre belægningen meget forskellig styrke og holdbarhed. Derfor er der opmærksomhed på materialernes herkomst.

For det andet spiller det en rolle, hvordan materialernes kornstørrelser fordeler sig. Kornene skal helst pakke sig, så mindre korn udfylder hulrummene mellem de store korn, og således at hulrummene mellem de mindre fyldes af endnu mindre korn.

¹ Færdselslovens § 94: *Transportministeren kan i tøbrudsperioder eller under lignende særlige forhold, hvor vejene skønnes særlig udsat for beskadigelser, midlertidigt forbyde færdsel med køretøjer, hvis faktiske totalvægt eller akseltryk overstiger en vis grænse, eller begrænse den tilladte kørehastighed for sådanne køretøjer.* (Justitsministeriet, 2013)



Figur 3. Eksempel på kornkurver for stabilt grus. Figuren illustrerer en revision af udbuds- og anlægsskrifter, hvor de røde kurver afløste de sorte. Kurverne skal læses således at graderingen overalt skal være inden for de fuldt optrukne linjer, idet producenten samtidig skal deklarere produktet inden for et snævre interval, de anførte kortstreg-linjer som tilgodeser de fastsatte produktions-tolerancer. Fra (Berg, 2004).

Herved opnås, at kornene bedst muligt overfører belastningen mellem sig. Dette hensyn sikres ved at kræve, at materialernes kornkurve er passende graderet. Bestemmelser om kornkurver var tidligere fastsat gennem de nationale standarder, men er nu omfattet af fælleseuropæiske produktstandarder.

2.2.3 Bindemidlernes variationer

Også i de bindemidler, der holder de bundne belægningslag sammen, er der variationer. Det gælder ikke mindst i bitumen, som er bindemidlet i de asfaltbelægningslag, der er altdominerende på de danske veje.

Bitumen er et organisk materiale, der forekommer i naturen. Den bitumen, der anvendes i dag, er imidlertid fremstillet af produkter fra olieindustrien. Der er ikke tale om ét veldefineret produkt, men om at blande destillationsrester bestående af højmolekylære kulbrinter. De materialer, der blandes, er forskellige, og produktets egenskaber varierer tilsvarende, om end den enkelte bitumenfabrikant sikrer stor grad af ensartethed i sit produkt gennem løbende kontrol med råvarer og fremstillingsproces.

De kulbrinter, som bitumen består af, er ikke alle stabile. Der vil med tiden, og under påvirkning af temperatur og belastning samt i reaktion med luften, ske nedbrydninger og omlejninger i kulbrintekæderne. Herved ændrer materialet egenskaber.

Det betyder, at bitumen ikke bevarer sine egenskaber. Den kan miste noget af sin klæbeevne, og den kan blive mere stiv og mere sprød. Disse ændringer sætter en grænse for, hvor længe en asfaltbelægning kan fungere.

2.3 Design- og dimensioneringsprocessen

Den resterende del af kapitlet angår principper i designprocessen for dimensionering af befæstelser. Principperne følger de danske vejregler (Vejdirektoratet, 2013), og processen er skitseret på Figur 4.

2.4 Belægningstype

Første trin er altid at fastlægge belægningstypen og de funktionskrav, som befæstelsen skal indfri. Den type vejoverflade, der ønskes, er afgørende for dimensioneringen.

Grundlæggende findes fem principielt forskellige belægninger:

- Asfaltbelægninger (bitumenbundne belægninger)
- Betonbelægninger (cementbundne belægninger)
- Sten- og flisebelægninger
- Grusbelægninger
- Jordveje

De tre førstnævnte har et bundet materiale øverst, de to sidstnævnte har en ubunden overflade.

Valget mellem belægningstyper kan være mere eller mindre givet på forhånd. Bindingerne optræder især i byrum, hvor æstetiske hensyn kan diktere valget, enten fordi belægningerne skal følge allerede valgte standarder, eller fordi belægningen skal bidrage til



Figur 4. Designprocessen. De grå kasser kan eventuelt udelades ved mindre og mindre betydende anlæg.

det visuelle signal, man ønsker på fx en pladsdannelse. Udenfor de centrale bykerner og i det åbne land er bindingerne oftest langt mindre, og den projekterende kan i reglen »nøjes« med at tilgode-se de færdselsmæssige funktionskrav.

Valget blandt belægningstyper indebærer afvejning af de funktionskrav, der stilles til vejbefæstelsen. En første rettesnor er karakteren af den færdsel, der skal finde sted på vejen.

2.4.1 Belægninger for den kørende trafik

På den kørende motortrafiks almindelige færdselsarealer anvendes normalt bundne belægninger, i Danmark i reglen asfaltbelægninger. De giver en jævn og komfortabel overflade.

Der er flere typer asfalt. Valget mellem de forskellige typer er en afvejning af økonomi og holdbarhed, naturligvis med hensyntagen til trafikken størrelse og sammensætning. Særlige forhold kan spille ind, fx ønske om visse lystechniske egenskaber, eller ønske om støjsvag belægning på trafikveje, der passerer tæt på eller gennem følsomme boligområder.

Hvor belægningen skal være med til at signalere et »bycenter«, kan det være aktuelt at anvende brolægning, ofte i form brosten^o eller chaussésten^o af granit.

2.4.2 Belægninger for holdende køretøjer

Busstoppesteder og lignende har typisk samme (asfalt-)belægning som de omkringliggende kørebanearealer. Hvor trafikken er tung og hyppig, dimensioneres arealet særskilt, eventuelt med en semifleksibel belægning.

I stedet for asfalt kan anvendes brolægning enten af brosten^o eller chaussésten^o eller af særlige betonbelægningssten^o. Det gælder også, hvis der er behov for at markere stoppestedet visuelt, og hvor belægningen skal være holdbar over for oliespild.

Parkeringspladser udføres i asfalt, brolægning eller grus.

2.4.3 Belægninger på cykelstier og fællesstier

Cyklister vil i reglen foretrække at køre på en veludført, jævn asfaltbelægning uden løse stenmaterialer og med en rimeligt lille maksimal kornstørrelse. Flint og tilsvarende spidse belægningssten, som kan forårsage punktering, bør ikke anvendes.

Hvor cyklister og gående færdes på samme areal, må hensynene afvejes – en ubunden belægning, fx stenmel^o, kan være et rimeligt kompromis.

Ridende skal normalt færdes på kørebanen. Hvor ridning tillades på stier, er det nødvendigt at tage særskilt hensyn hertil. Grus- og asfaltstibelægning vil ellers hurtigt bære præg af og blive beskadiget af denne trafik.



Figur 5. Gågadebelægning fra Rønne. Når man lægger navn til sin egen granit, er det naturligt, at man også præsenterer produktet med stolthed. De indlagte klinkefelter giver behagelig færdsel med kørestol og barnevogn. Klinkerne er profilerede og bidrager ikke blot med et mønster, men leder også vand væk, så klinkearealet ikke bliver for glat i regnvejr. Foto L. Bolet.

Stier, der vintervedligeholdes, skal være dimensioneret til at bære det nødvendige materiel.

2.4.4 Belægninger for gående

Gågader. Gågader formes med hensyntagen til de gående, men skal normalt dimensioneres for ærindekørsel, fx i forbindelse med vareleverancer. Resultatet er ofte, at gågaden får en brolægning i fliser eller evt. i chaussésten°, Figur 5.

Gågader er sjældent rummelige nok til at give plads til et egentligt og markant belægningmønster. Brolægningens regelmæssige forbandt har derimod en væsentlig opgave med at sammenføje de forskellige omgivelser til en visuel helhed.

Der kan dog være behov for at lade belægningen give signal om brugen af forskellige dele af tværprofilet: arealer til ærindekørsel, arealer til standsning i forbindelse med af- og pålæsning af varer, arealer til evt. udstillinger, arealer til cykelruter gennem gågaderne, mv. Sådanne behov kan tilgodeses ved at variere belægningsmateriale og/eller farve inden for afstemte rammer.

Pladser og torve. I modsætning til gågaderne tåler byens store rum – torvene og pladserne – ofte, at der arbejdes med et mønster i belægningen. Det er dog afgørende, at belægningens materialer og udførelse har en kvalitet, der kan understrege pladskaracteren.



Figur 6. Detalje fra Pistolstræde i København. Belægning af huggede brosten med indlagte, skårne bordursten med en afstand svarende til en kørestol eller en barnevogn. Ved porten pullerter, der skal hindre påkørsel af murværket. Foto: L. Bolet.

Fortove. Byfortove beregnet for gående vil typisk være brolagt med fliser eller klinker.

Fliseudvalget er stort, hvad angår dimensioner, tykkelse, farver, overfladestentilslag, kantfasning, former, mv. Granitbelægninger, fx chaussésten^o, ses navnlig i »bycenter«-områder. Egentlige brostensbelægninger bør være forsynet med gangbaner af 2 evt. 3 bordursten^o af hensyn til kørestolsbrugere og andre bevægelseshandicappede, jævnfør Figur 6.

Mange byer har sine faste profiler, der navnlig viser sig i fortovsarealerne. Før design af løsninger bør man derfor gøre sig iagttagelser om de lokale standarder, herunder:

- Om fortove er udført i grus, i klinker, i fliser eller i anden type belægningssten.
- Om fortovsflisernes rækker er indbyrdes forskudt, eller om tværfugerne ligger i forlængelse af hinanden.
- Om to rækker fortovsfliser er adskilt af en række chaussésten, eller ligger klos op mod hinanden.
- Om der mellem fortovsfliser og kantsten ligger en række chaussésten, eller en asfaltrabat, eller noget helt tredje.
- Om fliserækker trækkes rundt langs kantstenen ved buslommer og lignende, eller om fliserne tilskæres til parallelt løbene rækker sådanne steder.
- Om der er anvendt beton- eller chaussékantsten, og hvilken farve de har.

I yderområder er grusfortove ikke unormale.

Udformning af nye belægninger bør respektere det lokale præg, medmindre det, et konkret sted, bevidst bliver valgt at fravige dette.

Faldunderlag. Legeredskaber er berigende elementer i mange gademiljøer. Hvor der står legeredskaber, bør man imidlertid sikre sig, at de omkringliggende belægninger er faldegnede. Perlesten, grovsand og barkflis giver gode faldunderlag, men er naturligvis ikke egnede for almindelig færdsel. Et muligt kompromis kan være at anvende særlige fliser med gummigranulat.

2.4.5 Lagerhold

Kommunen eller staten, der er vejbestyrelse, vil altid skulle sikre sig et mindre restlager af de belægningssten mv., der bliver anvendt. De bliver gemt til reparationer. Jo mere speciel en belægning der er valgt, des vigtigere er det at sikre sig et restlager: Det er næsten umuligt at ramme samme farvenuance, samme sammensætning af overfladesten, samme dimensioner mv., hvis der ikke er et restlager at tage af.

Lagerhold koster imidlertid plads og kapital. Derfor er de fleste vejbestyrelser interesserede i at mindske antallet af forskellige belægningsprodukter, man anvender, til et absolut minimum.

Renoveringer bør respektere dette forhold. Det skal være et bevidst tilvalg, hvis man indfører en ny type belægningssten hos en vejbestyrelse.

Samme betragtning gælder for gadeinventar og brønddæksler.

2.5 Funktionskrav

Funktionskrav er krav til en konstruktion udtrykt ved de egenskaber, som konstruktionen skal besidde. Funktionskravbegrebet udtrykkes såvel for hele konstruktionen som for de enkelte komponenter og delmaterialer.

De krav, der stilles til en vejbefæstelse, opregnes oftest under to overskrifter: Overfladeegenskaber (de funktionelle egenskaber) samt bæreevne og holdbarhed (de strukturelle egenskaber). Det er underforstået, at befæstelsen også skal være økonomisk attraktiv.

2.5.1 Overfladeegenskaber

Blandt overfladeegenskaberne er, at vejoverfladen skal:

- være jævn, så færdslen bliver komfortabel,
- have en ru tekstur, så den yder god friktion,
- udvise en glat tekstur, så den ikke støjer,



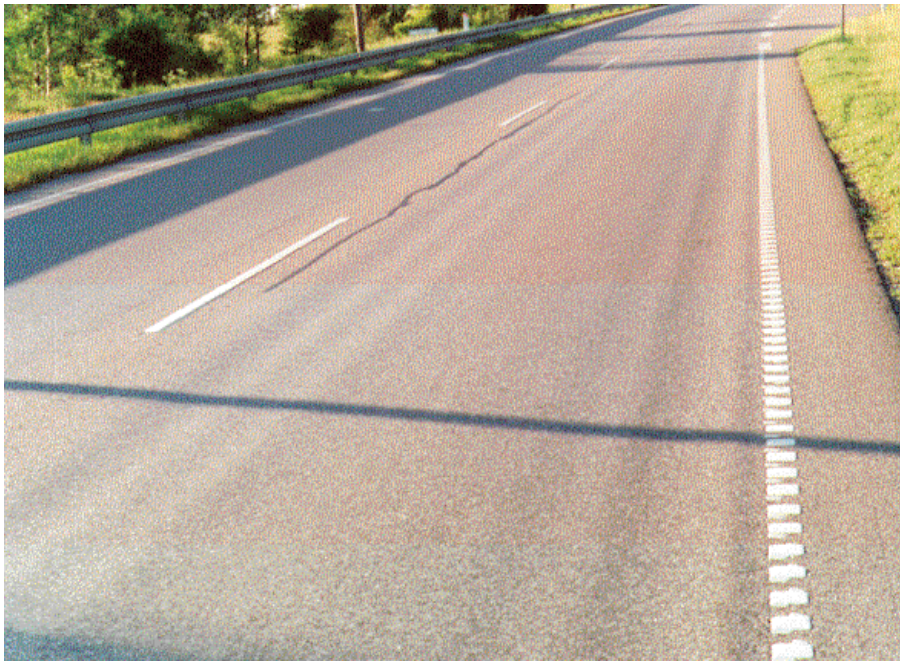
Figur 7. Lange sammenhængende revner på langs eller tværs af vejen skyldes oftest mangelfuld bæreevne eller frost/tø-påvirkninger. Andre årsager kan være sætninger efter opgravninger, indvirkning af rødder fra vegetation langs vejen, eller at revner fra et stift bærelag slår igennem. Er der tale om langsgående revner 0–1 meter fra kørebaneanten, kan årsagen være opblødning af underliggende lag, manglende sidestøtte, og forskellige bæreevner ved sideudvidelser. Foto fra (Vejregelrådet, 2009).

- være plan, så trafikanterne ikke glider af,
- hælde så meget, at vand kan løbe af,
- være tæt, så den hindrer nedtrængning af vand,
- kunne modstå påvirkning fra spildte eller udsprede kemiske stoffer, fx oliespild og glatførebekæmpelsesmidler,
- kunne renholdes, herunder tåle fejning og snerydning,
- danne underlag og baggrund for kørebaneafmærkninger,
- signalere færdselsarealets funktion,
- skabe sammenhæng i færdselsbilledet, samt
- byde på variation og harmoni.

Nogle af kravene er åbenlyst modstridende, fx kravene til vejoverfladens tekstur. De må derfor afvejes. Det varierer, hvor tungt de enkelte krav skal vægtes. Vægtningen afhænger af vejens funktion og trafikens sammensætning, samt af de hensyn der skal tilstræbes i forhold til vejens omgivelser.

Kravene til overfladeegenskaberne skal altså fastlægges med tanke på den færdsel, som vejen skal betjene, og på det miljø, som vejen befinder sig i; og befæstelsen skal designes med sigte herpå.

I det omfang, vejoverfladen ikke længere lever op til de overfladeegenskaber, der er brug for, bør manglerne afhjælpes. Nogle funktionelle egenskaber er vitale, fx at der er en acceptabel friktion. Vejoverfladen må betragtes som udtjent, hvis dette ikke længere



Figur 8. Sporkøring fremtræder typisk som to parallelle, langsgående fordybninger i vejoverfladen hidrørende fra trafikken. Sporkøring ses bedst under eller efter regnvejr. Dybden måles ved nedstik fra en 2 meter lang retskede til det dybeste punkt. Sporkøring viser sig i vejoverfladen, men skaden kan ligge i et underliggende lag. Sporkøring skyldes ofte mangelfuld bæreevne, side støtte, afvanding eller efterkomprimering. Hertil kommer instabilitet i asfaltlag. En anden årsag kan være, at trafikbelastningen er steget væsentligt i forhold til den trafikale belastning og det tilsvarende slid, der var forudsat ved dimensioneringen. Foto fra (Vejregelrådet, 2009).

er tilfældet. Andre egenskaber kan man overveje at gå på kompromis med, måske på bekostning af vejbefæstelsens levetid.

2.5.2 Strukturelle egenskaber

Blandt de strukturelle egenskaber til vejbefæstelsen er:

- at befæstelsen skal fordele trafikken lodrette kræfter og påvirkninger,
- at befæstelsen skal optage trafikken drejende kræfter og påvirkninger,
- at vejoverfladen skal være slidfast over for færdselens påvirkninger,
- at befæstelsen skal være stabil, så der ikke opstår deformationer i vejoverfladen,
- at befæstelsen skal kunne modstå påvirkninger fra klimaet, navnlig temperatursvingninger og nedbør,
- at befæstelsen skal kunne opbrydes og retableres uden tab i forannævnte kvaliteter, når der skal skabes adgang til de ledninger, der ligger under belægningen, og
- at belægningen skal kunne repareres, såfremt den påføres skader, der indvirker på de funktionelle eller strukturelle egenskaber.



Figur 9. Slaghuller kendetegnes ved, at asfalter materialet lokalt er beskadiget og revet væk af trafikken, hvorved det ubundne bærelag er blotlagt. Slaghuller kan fx skyldes tør- og frost-påvirkning, bløde punkter i bærelag og underbund, eventuelt på grund af vandstrømning, og svage punkter i slidlaget. Er det »kun« flager af slidlaget, der er løsnet og fjernet fra det underliggende asfaltbærelag, tales om afskalninger. Årsagen hertil kan være tør- og frost-påvirkninger, klæbesvigt, buler som følge af indesluttet fugt mellem belægningslag, mangelfuld komprimering og vandindtrængning, for stort hulrumsindhold i slidlag, eller for tyndt slidlag. Foto fra (Vejregelrådet, 2009)

Også her gælder det, at egenskaber kan være vitale og at mangler ubetinget bør afhjælpes. Det gælder fx hvor deformationer resulterer i sporkøring, således at vand ikke løber af vejoverfladen, og der opstår risiko for akvaplaning, dvs. at køretøjer taber vejgreb forårsaget af adskillende vandlag mellem dæk på køretøjet og vejoverfladen.

De overordnede krav medfører i øvrigt nogle afledede krav til blandt andet vejens dræning og afvanding, som har en væsentlig indflydelse på vejanlæggets udformning og drift.

Mangelfulde strukturelle egenskaber viser sig i belægningsskader. Skaderne kan i sig selv være meget oplysende, når man skal stille diagnosen for de underliggende problemer, der optræder. Blandt de hyppigere typer af skader er revner (Figur 7), sporkøring (Figur 8) samt slaghuller og afskalninger (Figur 9).

2.6 Dimensioneringen

De fysiske forudsætninger, som belægningen skal tilgodese, er først og fremmest trafikken sammensætning og størrelse. Det er navnlig den tunge trafik, der er interessant her. Det er derfor en vigtig opgave at estimere eller prognosticere en størrelse, der be-

skriver den samlede tunge trafik, som befæstelsen bliver belastet af gennem sin levetid. Kapitel 3 angår denne parameter.

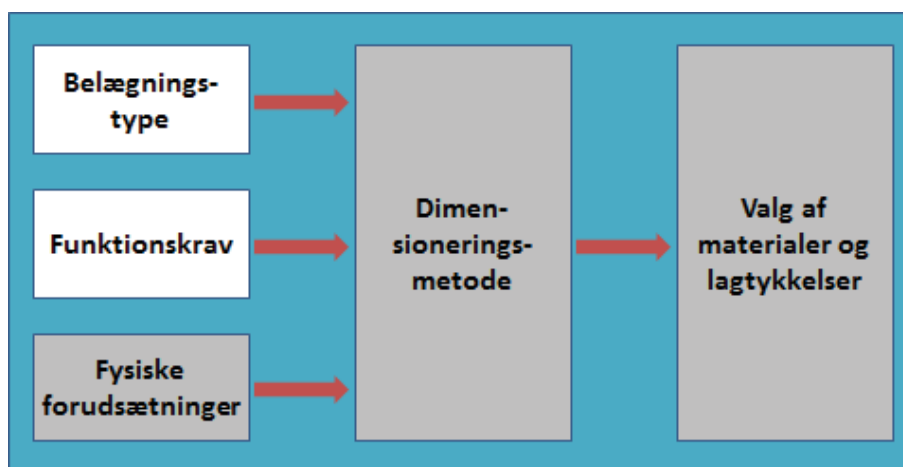
Blandt de øvrige fysiske forudsætninger indgår kendskab til de klimatiske påvirkninger såsom frost, nedbør og temperatur, som vejbefæstelsen skal virke under. Disse påvirkninger og deres variation beror på de aktuelle forhold. Indenfor et mindre geografisk område vil de være indarbejdet i dimensioneringsmetoderne; eksempelvis er de dimensioneringsmetoder, som de danske vejregler (Vejdirektoratet, 2013) angiver, afstemt, så de gælder danske forhold.

2.6.1 Valg, dimensionering og optimering af befæstelse

Når belægningstype og funktionskrav og dimensionsgivende trafik og andre fysiske forudsætninger er fastlagt, kan vejbefæstelsen dimensioneres. Dimensioneringen resulterer i, at man ved, hvor tykke de enkelte lag skal være, og hvilke materialer, de skal bestå af, herunder hvilke egenskaber materialerne skal opfylde. Denne proces er antydnet i Figur 10.

Valg af dimensioneringsmetode burde i princippet ikke - men kan i praksis - påvirke vejbefæstelsens udformning. Dette skyldes, at der er flere dimensioneringsmetoder til rådighed. De bygger på hver sit erfaringsgrundlag og har indbyrdes afvigende, teoretiske forudsætninger.

Katalogmetoden. Den simpleste fremgangsmåde er katalogmetoden. Den kræver, at man bestemmer en trafikklasse for vejstrækningen, altså et groft skøn over, hvor megen tung trafik, vejen vil blive udsat for. På grundlag heraf vælges befæstelsesopbygningens princip, og kataloget angiver så materialetyper i tykkelser, der normalt vil være rimeligt fornuftige valg. Løsningerne forudsætter en given frostfølsomhed af underbunden, og metoden forudsætter i øvrigt, at de materialer, der er til rådighed, har stan-



Figur 10. Dimensioneringsmetoden omsætter viden om belægningstype, funktionskrav, forudsætninger til en konkret udformning, hvor materialer og lagtykkelser er fastlagt.

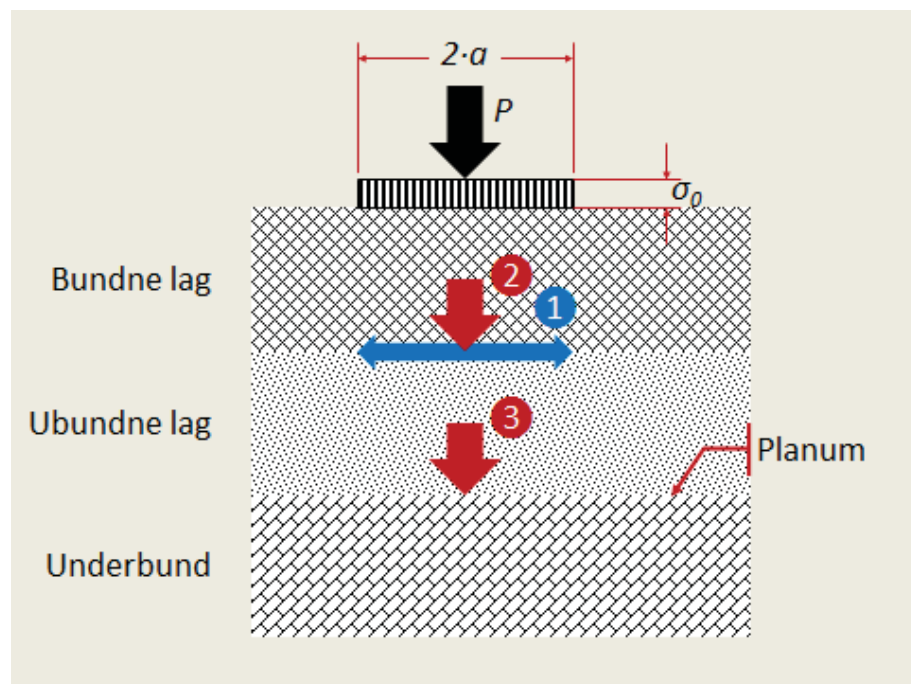
dardiserede materialeegenskaber.

Ved mindre og mindre betydende anlæg og ved dimensionering af brostensbelægninger kan selve dimensioneringen stoppe med katalogmetoden. Metoden er nærmere behandlet i kapitel 6.

Mekanistisk-empirisk dimensionering. Ved mellemstore og større anlæg vil der altid ske en mere detaljeret dimensionering. Herved opnås en bedre anlægsøkonomi, ligesom der holdes bedre hus med råstofferne.

Den metode, der anvendes i Danmark, kaldes den mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode. Navnet skyldes, at de påvirkninger, som **befæstelseslagene** udsættes for, beregnes efter en mekanistisk model, der hviler på elasticitetsteorien, mens metoden anvender empirisk underbyggede modeller til at fastlægge, hvor store påvirkninger lagene kan holde til.

Ved metoden fastlægges den dimensioneringsbelastning, som trafikken påvirker belægningen med i løbet af dens levetid. Belastningen udtrykkes ved ækvivalente 10 tons akselpassager. Belastningens trykfordeling gennem de enkelte lag bestemmes, og det



Figur 11. Dimensionsgivende belastning og dimensioneringskriterier ved brug af den mekanistisk-empiriske metode. Det dimensionsgivende hjultryk er betegnet ved P . Det tilsvarende maksimale kontaktryk, som dækket påvirker vejoverfladen med, betegnes ved σ_0 . Der forudsættes normalt et cirkulært kontaktareal med radius a . Ved dimensioneringen vurderes 1) den vandrette træk-tøjning i undersiden af de bundne lag, 2) lodret trykspænding på overfladen af hver af de ubundne lag og 3) lodret trykspænding på underbunden. Bemærk, at ved aksler, der er monteret med tvillingehjul, fordeles belastningen på to kontaktarealer med en beskeden indbyrdes afstand, hvilket giver anledning til superpositionering af påvirkningerne, jævnfør omtalen i afsnit 3.1.

vurderes, jævnfør Figur 11, om tøjningen i undersiden af de bundne lag og om trykspændingen i oversiden af hver af de ubundne lag, herunder på planum, er acceptable. Et supplerende dimensioneringskrav er, at der ikke må optræde frostfarlige eller frostfølsomme materialer over frostfri dybde.

Kapitel 7 behandler den mekanistisk-empiriske metode. Beregningerne er forholdsvis overskuelige, og de kan med fordel lægges ind i et regneark, hvis man ikke vælger at gøre brug af det computerprogram, MMOPP (*Mathematical Modeling Of Pavement Performance*), som de danske vejregler tilbyder.

Dimensionering ved simulering. Ved større anlæg med fleksible befæstelser bør designprocessen indeholde en optimering baseret på computersimulering. Simuleringen kan ske med førnævnte program, MMOPP, og den har navnlig tre mål.

For det første inddrager simuleringen de variationer, der må antages at forekomme i trafikbelastningen og i materialeparametrene; variationerne forekommer såvel over det enkelte år, som (for så vidt angår materialeparametrene) over vejstrækningen. For det andet gør simuleringen det muligt at inddrage andre levetidskriterier end lagenes strukturelle styrke, som lægges til grund ved den »almindelige« mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode. For det tredje giver simuleringen mulighed for at optimere anlægsomkostningerne.

Princippet i simuleringsmetoden er belyst i kapitel 8.

2.6.2 Valg af dimensioneringsmetode

Et vejanlægs klasse og omfang er normalt bestemmende for valg af vejbefæstelsens type og for den nøjagtighed, hvormed man ønsker vejbefæstelsen dimensioneret. Det er derfor anset for rimeligt, at vejreglerne angiver forskellige dimensioneringsmetoder, der kan anvendes afhængigt af anlæggenes betydning og omfang.

De danske vejregler (Vejdirektoratet, 2013) opererer med følgende grove inddeling:

- større anlæg,
- mellemstore anlæg,
- mindre anlæg og mindre betydende anlæg.

For den første gruppe, dvs. større anlæg, bør vejbefæstelsen dimensioneres både efter den mekanistisk-empiriske metode og simuleringsmetoden. Ved mellemstore anlæg kan dimensioneringen foretages ved anvendelse af enten den mekanistisk-empiriske metode eller simuleringsmetoden. Ved mindre anlæg og mindre betydende anlæg foretages normalt ingen egentlig dimensionering. For denne gruppe, hvor man i mange tilfælde mangler grundige forundersøgelser, kan befæstelsen »dimensioneres« ved udvælgelse fra et standardkatalog.

De tre dimensioneringsmetoder kan imidlertid ligeså naturligt knyttes til forskellige faser i projekteringsforløbet.

Tidligt i processen, når der udarbejdes forslag til vejtracéet og under skitseprojekteringen, kendes underbundens geotekniske egenskaber ikke præcist. I de første faser vil de oplysninger, der er tilgængelige, derfor alene stamme fra den almindeligt tilgængelige geologiske kortlægning af landskabet. I disse faser kan en dimensionering baseret på katalogmetoden være tilstrækkelig god. En af de parametre, der skal fastlægges, er koblingshøjden, altså afstanden fra råjordsplanum til belægningsoverflade, så der kan gennemføres jordberegninger med jordbalance.

Senest når linjeføringen er fastlagt, vil det være naturligt at sikre sig oplysninger om de faktiske geologiske og geotekniske forhold. Herved skabes også grundlag for en mere detaljeret dimensionering af befæstelsen, herunder med henblik på at finde en teknisk-økonomisk fornuftig opbygning. Oplysningerne kan eventuelt give anledning til justering af koblingshøjden.

2.7 Bearbejdning af detaljer

Sidste trin i designprocessen er bearbejdningen af befæstelsens detaljer. Det sker i forbindelse med udarbejdelsen af udbudsmaterialet.

Trinet er ikke uvæsentligt. Det er her man gennemgår og kvalitetssikrer alle detaljer, så man er sikker på, at løsningen er komplet, hvad angår afvanding, kantbæreevne, sidestøtte mv. Det er også her, man sikrer sig, at løsningen er fyldestgørende beskrevet, så man får det resultat, som man forestiller sig.

Inddragelse af driftsorganisationen, fx gennem granskninger, kan føre til afdækning af uhensigtsmæssige detaljer, der besværliggør eller fordyrer den løbende drift og vedligeholdelse, og som ofte ved simple justeringer kan afbødes før udførelsen.

2.7.1 Udbudsmateriale

De dimensionerede vejbefæstelser udbydes, så entreprenørerne kan afgive sammenlignelige tilbud på at udføre arbejdet.

Bemærk, at alle tre dimensioneringsmetoder forudsætter, at udbudsmateriale udfærdiges i overensstemmelse med vejreglernes udbuds- og anlægsforskrifter. Ved at anvende udbuds- og anlægsforskrifterne sikrer man sig, at de produktions- og udførelsesmæssige forudsætninger, der er lagt til grund for dimensioneringsmetoden, bliver medtaget i aftalegrundlaget for arbejdet.

Ved udfærdigelse af udbudsmaterialet bør man som bruger navnlig være opmærksom på udbuds- og anlægsforskrifternes vejledninger og på de generelle bestemmelser for kvalitetsstyring samt

miljø- og arbejdsmiljøledelse. Blandt andet rummer vejledningerne en række forudsætninger og anvisninger om brugen af udbudsforskrifterne.

2.7.2 Afgrænsninger og detaljer

Det vil ofte være nødvendigt at tage stilling til og detaljeret beskrive, hvordan visse detaljer skal udformes – ikke så meget i forbindelse med færdselsarealerne for den kørende trafik, men derimod, hvor der fx er æstetiske forventninger til gangarealer og til forskellige færdselsarealers indbyrdes afgrænsning. I det omfang der lægges vægt på, hvordan disse detaljer udformes, bør udformningen fremgå af udbudsmaterialets beskrivelser og/eller ledsagende tegninger.

2.7.3 Rendesten mv.

Mellem kørebanen og fortov eller evt. cykelsti løber rendestene. Det ældre rendestensprofil med revier- og forbundt-planer² kan stadig ses enkelte steder; men i reglen er rendestenen blot afgrænset af kantsten med et vist opspring (kantstenslysning). Lysningen har flere funktioner. Ud over at lede overfladevand til nedløbsriste, giver opspringet signal til synshandicappede om, at de bevæger sig til et areal, der har en anden funktion.

Kantsten udføres i beton og granit. Sidstnævnte fås kløvede eller fashuggede, og man bør specificere, hvad der ønskes leveret. Generelt gælder, at granit ikke »blot« er granit – der findes flere farvenuancer, der klart adskiller sig fra hinanden i tør og/eller våd tilstand, og som det ikke nødvendigvis er klædeligt at kombinere ukritisk. Hertil kommer, at forskelle i produktionsvilkår kan influere på prisen og på, om stenene bedømmes som acceptable ud fra et etisk mål. Vil man som bygherre sikre sig en bestemt stenkvalitet, kan man eventuelt betinge sig, at de indgår som en bygherreleverance i entreprisen.

Færdselsarealer i byområder har i øvrigt oftest en veldefineret afgrænsning. Fx indfattes en asfalteret sti i eget tracé tit af brostensrækker. Mellem fortovsfliser og husfacader udfyldes med fx tilskårne fliser, chaussésten^o eller pigsten.

Færdselsarealer i samme plan kan endvidere adskilles ved at omkranse dem med et bånd med et afvigende materiale eller ved at

² To hældende bro- eller chausséstensbelagte planer, der traditionelt hver var ca. 60 cm bredde. For at reducere pladsforbruget erstattede man ofte revier-planet mod fortovet med en kantsten med ca. 6 cm lysning, mens forbundt-planet mod kørebanen omlagdes til en 15 cm bred rendestensbund og et 45 cm bredt forbundt. Forbundet er typisk efterfølgende blevet asfalteret af hensyn til cykeltrafikken; derfor ses oftest alene revier på de steder, hvor den oprindelige opbygning stadig er bibeholdt.



Figur 12. Overkørsel i betonbelægningssten (type C, jf. afsnit 6.1). Åbenlyst et design, der ikke har kunnet modstå påvirkningen fra de svingende køretøjers hjul. Foto: L. Bolet.

bruge forskellige farver. Det gælder såvel brolagte som asfalterede arealer.

2.7.4 Afslutninger, retningsændringer og overgange

Hvor en belægning slutter, kræver formgivningen ekstra opmærksomhed. Afbrydes den uden videre, vil resultatet i reglen se ufærdigt ud.

Det samme gælder, hvor en belægning med mønster ændrer retning. Et flisefortov ved et gadehjørne er en udfordring om ordentligt design og god håndværksmæssig udførelse. Kan fliserækkerne drejes rundt om hjørnet, vil det i reglen være en rigtig løsning.

Også hvor to belægninger mødes, kræver formgivningen ekstra opmærksomhed. Det gælder overgange i såvel længde- som tværetningen. Det kan være, hvor et fortov indsnævres fra tre til to rækker fliser, eller hvor en overkørsel passerer fortov og cykelsti.

2.7.5 Døre og porte

Døre og porte fra tilstødende ejendomme kræver særlig opmærksomhed ved projektering.

Til porte skal der være niveaufri adgang for kørende. Også til døre skal tilstræbes niveaufri adgang af hensyn til bevægelseshandicappede. Det stiller ofte store udfordringer til bearbejdningen af et projekts koteplan. Og det kan være nødvendigt med snævert samarbejde med et byggeris rådgivere.

Niveauforskelle bør overvindes på den enkelte matrikel, ikke på det offentlige vejareal. Hvor dette ikke er muligt, og det bliver nødvendigt at placere trappesten på gadearealer, skal det sikres, at der levnes forbipasserende tilstrækkelig plads på fortovet.

Lyskasser i fortovsarealer forsynes med riste, der kan bære færdslen. Ved projektering skal det sikres, at afvandingen sker væk fra lyskassen.

2.7.6 Klipping af fliser og dæksler

Mange af de detailhensyn, der er nævnt ovenfor, indebærer, at fliser og belægningssten skal klippes til. Det er selvfølgelig en opgave for den dygtige brolægger, men allerede ved projekteringen bør der tænkes herpå, når detailudformningen sker.

Fliser bør ikke klippes, så de bliver mindre end 50 % af deres oprindelige størrelse. Bliver de mindre, går det ud over styrken i belægningen. Og visuelt får belægningen præg af et puslespil.

Fliser bør ikke klippes, så de ender i vinkler, der er mindre end 45-60°. De spidse vinkler bør så vidt muligt ikke lægges i belægningsens yderside, hvor der er stor risiko for at de knækker af.

Fliser bør normalt ikke klippes konkavt (med indadgående hjørner), og der bør aldrig accepteres udsparinger midt i en flise.

Dæksler bør placeres, så de giver mindst muligt indgreb i belægningen. I de tilfælde hvor excentriske brøndkegler kan dreje et dæksel på plads i en fliserække, bør man benytte sig af denne mulighed. Dæksler kan eventuelt indfattes i en jernplade af samme dimensioner som fortovsfliser, eller de kan omkranses af en chausséstensflade.

Den fagligt dygtige entreprenør-formand ved, hvordan de fagligt rigtige løsninger ser ud. Men er man som bygherre ikke skråsikker på, at entreprenøren deler ens opfattelse af det ønskede resultat, står man sig som nævnt ved i udbudsmaterialet at specificere, hvilke udformninger man ønsker, så der ikke under eller efter arbejdets udførelse opstår tvivl.

2.8 Opgaver

A. Problemer med klippede fliser

Besøg nogle nyere omlagte gågader, pladser eller torve, hvor belægningen er udført i fliser af natursten. Registrer, og dokumenter eventuelt med fotografier, om der forekommer knækkede hjørner eller forskydninger i fliseforbandet. Overvej, hvordan disse skader kunne have været forebygget ved udførelsen. □

B. Kortlægning af lokale standardløsninger

Besøg nogle sammenlignelige by- eller boligkvarterer, gerne beliggende, så de før kommunalreformen i 2007 lå i forskellige kommuner.

lagttag og registrer hvilke standardløsninger, der er anvendt i de enkelte kvarterer, fx:

- Er fortove udført i grus, i klinker (farve?), i fliser (farve? størrelse?) eller i anden type belægningssten?
- Er fortovsflisernes rækker indbyrdes forskudt, eller ligger tværfugerne i forlængelse af hinanden?
- Er to rækker fortovsfliser adskilt af en række chaussésten, eller ligger de klos op mod hinanden?
- Ligger der mellem fortovsfliser og kantsten en række chaussésten, eller en asfaltrabat, eller noget helt tredje?
- Trækkes fliserækker rundt langs kantstenen ved buslommer og lignende, eller tilskæres fliserne til parallelt løbene rækker sådanne steder?
- Er der anvendt beton- eller chaussékantsten? ... og hvilken farve de har?
- Er der anvendt standarddæksler til brønde i færdselsarealet?

Overvej lighedspunkter og forskelle.

Overvej fordele og ulemper ved de enkelte løsninger, herunder pris, renholdelse, vedligeholdelse, æstetik og hensynet til trafikanterne og vejens naboer. □

C. Kortlægning af standardisering af gadeinventar

Gennemfør en kortlægning og vurdering, som beskrevet i opgave B ovenfor, men denne gang omfattende vejinventar såsom vejbelysning, steler, standere og galger til færdselstavler, gadenavneskilte mv.

Overvej fordele og ulemper ved de enkelte løsninger, herunder pris, renholdelse, vedligeholdelse, æstetik mv. □

D. Kortlægning af fortovsløsninger ved krydsende bygader

Opsøg hver et antal kryds mellem egentlige bygader. Dokumenter med fotografier, hvordan fortovet er udformet på hver af de krydsende gader, og hvordan det er udformet i forløbet rundt om hjørnet.

Diskuter fordele og ulemper i projektgruppen og overvej, hvordan den enkelte løsning bedst specificeres over for den entreprenør, der skal udføre arbejdet. □



3 TRAFIKBELASTNING

3.1 Akseltryk, hjultryk og kontakttryk

3.1.1 *Vejbefæstelsen som bærende konstruktion*

Det overordnede strukturelle krav til vejens befæstelse er, at den skal være i stand til at overføre trafikbelastningen til vejens underbund, uden at der opstår skadelige deformationer og sætninger i den samlede vejbefæstelse og underbund.

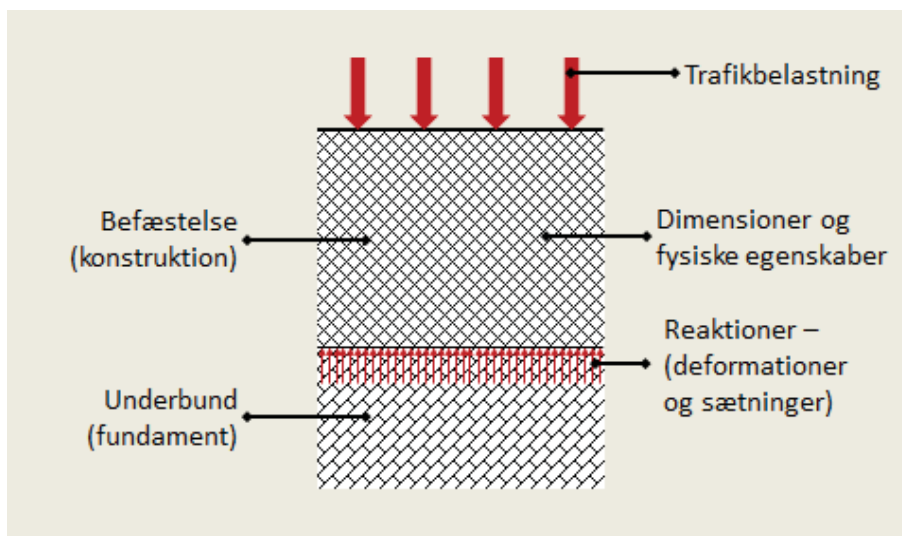
Vejbefæstelsen kan derfor i lighed med andre anlæg betragtes som en bærende konstruktion, der skal overføre nogle ydre påvirkninger til et fundament, nemlig underbunden, se Figur 13.

Såfremt valg af materialetyper og befæstelsens principielle opbygning er fastlagt, vil belægningstykkelsen hovedsageligt afhænge af følgende forhold:

- Trafikbelastningen – jo større trafikbelastning, des stærkere skal belægningen være.
- Underbundens bæreevne – jo svagere underbund, des stærkere skal belægningen være.

Hensynet til frostsikkerhed er et supplerende krav, der kan få indflydelse på belægningens udformning. Er underbunden ikke frostsikker, kan det begrunde en forøgelse af den samlede befæstelses tykkelse, så befæstelsen når ned i frostfri dybde.

Trafikbelastningen forårsager på flere måder slid på en vejbefæstelse. En af de væsentligste er udmattelsen af befæstelsens struk-



Figur 13. *Vejen som en bærende konstruktion.*

turelle kapacitet, altså bæreevnen. Årsagen er, jævnfør Figur 13 ovenfor, at belastningen fra hjulene giver anledning til tøjnings- og trykpåvirkninger i de enkelte lag af vejbefæstelsen.

Påvirkningerne fra de enkelte køretøjer er vidt forskellige og afhænger af køretøjets vægt, antal aksler og hjul, fordelingen af lasten på akslerne mv. I dimensioneringsøjemed håndterer man dette ved at udtrykke det enkelte køretøjs påvirkning i forhold til påvirkningen fra en standardaksel.

Herved beskriver man påvirkningerne fra trafikbelastningen med:

- Det dimensionsgivende hjultryk, dvs. det maksimale hjultryk, der normalt tillades at forekomme på vejen.
- Det akkumulerede trafiklast, dvs. det samlede (akkumulerede) antal af tunge aksler, der forventes at passere hen over vejen i løbet af belægningens funktionsperiode (»levetid«).

3.1.2 10 ton standard-akslen og dens hjultryk³

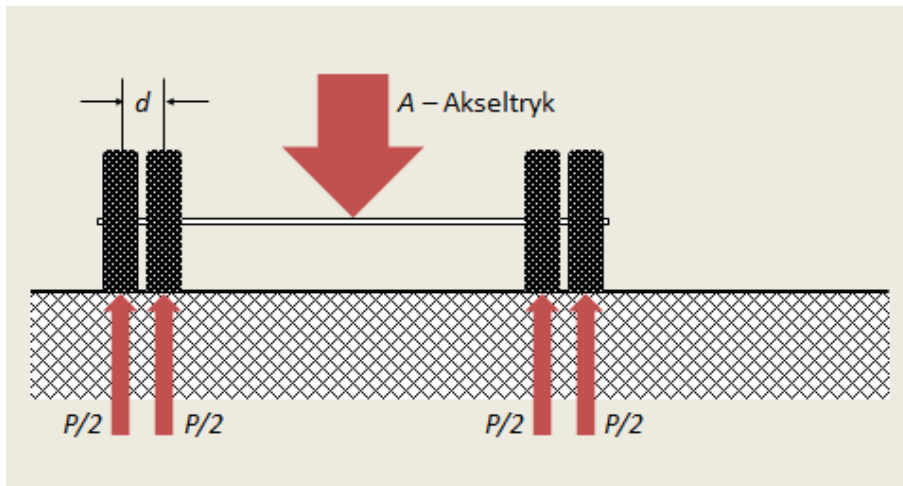
Det maksimalt tilladte akseltryk i Danmark er 10.000 kg, jævnfør den såkaldte »dimensionsbekendtgørelse⁴«. (Trafikstyrelsen, 2011). Grænsen svarer til en tyngdekraftpåvirkning på $9,818 \times 10.000 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2 \approx 100 \text{ kN}$.

Når et køretøj kører på en ujævn vej, vil hjultrykket variere, idet der optræder dynamiske stød, hvis størrelser afhænger af ujævnhederne, af bilens affjedringssystem og af kørehastigheden. Mens personbiler og lastbilers foraksler altid er forsynet med støddæmpere, gælder dette ikke de tunge bilers bagaksler. For at tage hensyn til disse dynamiske stød dimensioneres danske vejbefæstelser for et stødtillæg på 20 % af det statiske tryk, der fremkommer, når køretøjet holder stille. (Statens Vejlaboratorium, 1981)

Den dimensionsgivende kraft, P , i hver side af en aksel vil have en størrelse svarende til halvdelen af akseltrykket, A . Når tyngdeaccelerationen betegnes g , fås inklusive stødtillæg:

³ Det er måske forvirrende, men et vilkår, som det ikke står til at ændre: De juridiske begreber er i vid udstrækning i overensstemmelse med gængs sprogbrug; men de er ikke fuldt sammenfaldende med de stringente teknisk-naturvidenskabelige betegnelser. Som det fremgår af afsnittet kan termen »tryk« betegne en masse (kg), en kraft (kN) og en spænding (MPa). Man må ud fra konteksten udlede, hvad der konkret er tale om.

⁴ § 14. Motordrevet køretøj med hjul, der er forsynet med luftgummiringe, må ikke køre på vej, såfremt det tryk, der overføres til vejen fra hjulene på en aksel (akseltrykket), overstiger 10.000 kg. (Trafikstyrelsen, 2011). Bemærk, at der fastsættes undtagelsesbestemmelser i de efterfølgende stykker i samme paragraf af bekendtgørelsen.

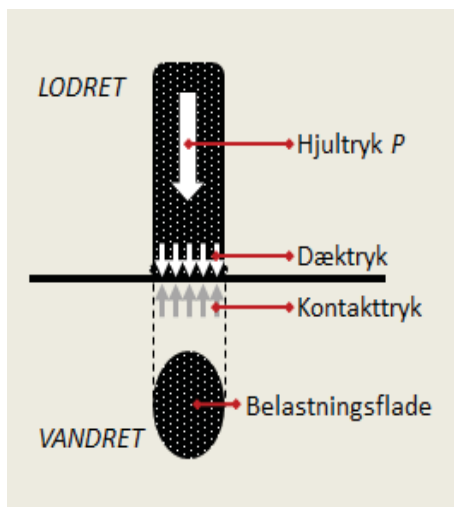


Figur 14. Akseltryk og hjultryk. Akseltrykket fordeles ligeligt på de to hjulsæt og på de fire tvillingehjul. Hvert tvillingehjul belastes af $P = A/2$, og hvert hjul belastes af $P/2$. Tvillingehjulenes C-C-afstand, d , er i de danske dimensioneringsvejregler sat til 350 mm.

$$[1] P = \frac{1}{2} \cdot 10000 \cdot (1 + 0,20) \cdot g = 6000 \cdot 9,818 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2 \approx 60 \text{ kN}$$

Ved tunge lastbiler overføres hjultrykket, P , almindeligvis til vejoverfladen gennem tvillingemonterede dæk eller supersingledæk. For tvillingemonterede dæk kan belastningen til en vis dybde under vejoverfladen regnes at virke som tryk fra to enkelthjul, hvert af størrelsen $P/2$, og med en indbyrdes afstand, d , jævnfør Figur 14. Dybere nede i belægningen virker belastningen som ét hjultryk med den fulde størrelse P .

Specifikationerne i de danske vejregler svarer i vid udstrækning til de faktiske forhold for den aktuelle akseltype. (Busch, 2010). Vejreglerne tager afsæt i, en 10-ton standard-aksel. Standard-akslen er monteret med tvillingehjul, hver med en belastning på 6 ton (5 ton + 20 % stødtillæg), der er fordelt på to ensformigt belastede, cirkulære flader med et kontaktryk (en spænding) på 0,70 MPa og med en afstand mellem belastningernes centrum på 350 mm.



Figur 15. Kontaktryk og belastningsflade.

3.1.3 Dimensionerende kontaktryk

Betragtes det tryk, der overføres til vejoverfladen gennem et enkelt hjul, så overføres trykket (kraften) gennem bilens dæk til vejen over en belastningsflade (et kontaktareal). Spændingen per arealenhed på denne flade kaldes kontaktrykket, σ_0 . Det kan med god tilnærmelse regnes ensartet

fordelt over belastningsfladen, se Figur 15. For ét dæk er belastningsfladens form erfaringsmæssigt ret nær en ellipse, hvis største akse er ca. dobbelt så stor som den lille akse.

Kontakttrykkets størrelse er i første række bestemt af det lufttryk, hvortil dækket er pumpet op, dvs. dæktrykket. Kontakttrykket vil kunne blive noget større end dæktrykket, formentlig af størrelsesordenen 5-10 %, på grund af luft mellem dækkets ribber, stivhed af dækkets sider, og fordi varmeudvikling i dækket under kørslen forøger det øjeblikkelige lufttryk i dækket.

De teoretiske beregninger vedrørende vejes bæreevne forenkler man i reglen ved at forudsætte en cirkulær belastningsflade med samme areal som den egentlige elliptiske flade. I mellem radius, a [m], i denne cirkulære flade, hjultrykket, P [N], og kontakttrykket, σ_0 [N/m²], består derfor følgende relation:

$$[2] P = \sigma_0 \cdot \pi \cdot a^2$$

Eksempel A

Givet: Et hjultryk, P , på 60 kN og et kontakttryk, σ_0 , på 0,70 MPa. Bestem kontaktfladens radius, når fladen regnes cirkulær.

Løsning: Omskrives udtryk [2] fås:

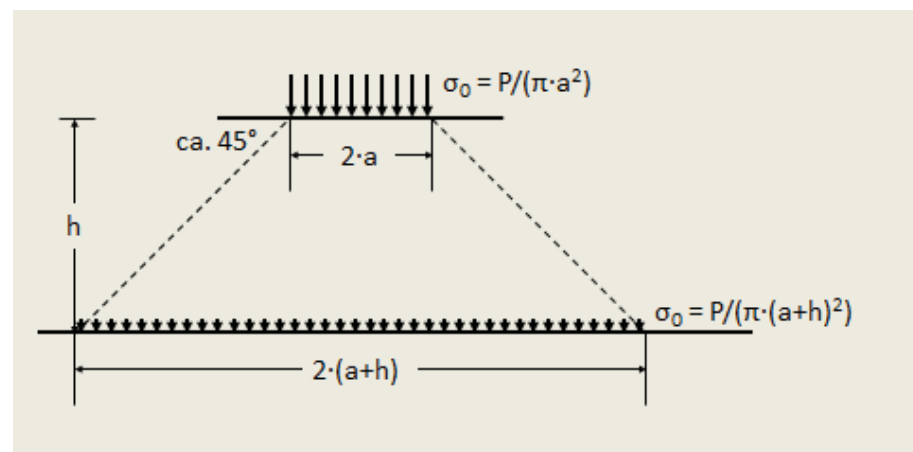
$$a = \sqrt{\frac{P}{\sigma_0 \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{60.000}{700.000 \cdot \pi}} \approx 0,165 \text{ m}$$

□

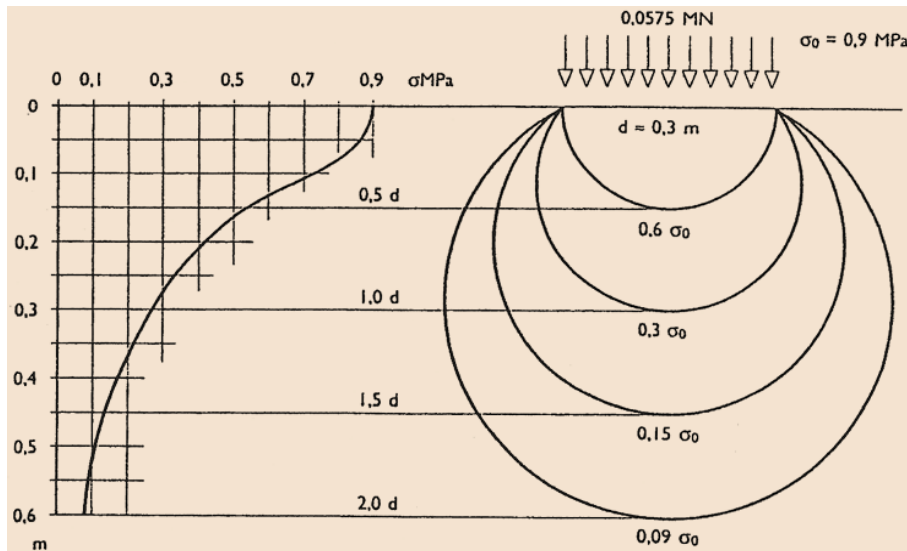
3.1.4 Trykkets fordeling gennem befæstelsen

Kontakttrykket, σ_0 , vil især være bestemmende for spændinger og tøjninger i den øverste del af vejbefæstelsen. Størrelsen af hjultrykket, P , vil derimod være afgørende for påvirkningen af de nedre lag af befæstelsen og af underbunden.

Fra overfladen fordeler belastningen sig ned gennem belægningen til underbunden. Belastningsfordelingen er afhængig af den valgte belægningsopbygning samt af bærelagenes og bundsikringslagets tykkelse og materialeegenskaber.



Figur 16. Kegleformet trykspredning.

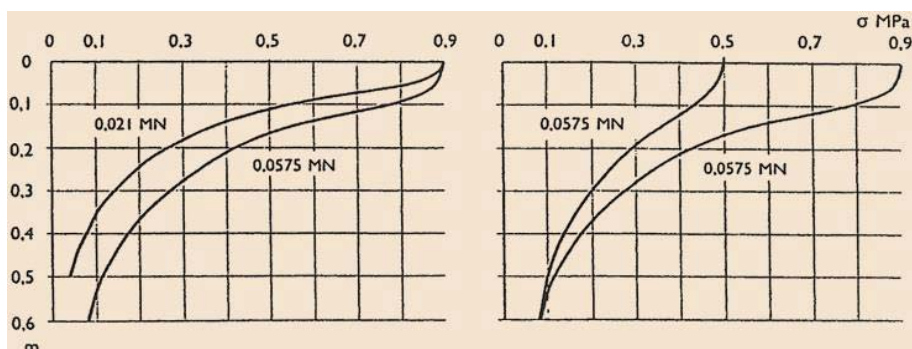


Figur 17. Trykspredning efter »kugleteorien«. Kurverne er tegnet gennem punkter med samme vertikaltryk (»isobarer«), og de danner kuglelignende figurer. Fra (NCC, 2001).

I et ubundet lag af friktionsmaterialer, fx en macadambelægning^o bestående af grus og skærver, kan den gennemsnitlige belastning uden større fejl baseres på en belastningsfordeling under 45°, altså efter en keglestub ned gennem belægningen, jævnfør Figur 16.

Fordelingen af trykket ned gennem en asfaltbelægning er anderledes og sker nærmere svarende til kurverne på Figur 17. Den lodrette trykspænding under belastningsfladens midte er betegnet som σ . Kurverne/fladerne på figuren er tegnet gennem punkter med samme vertikaltryk og afviger lidt fra den rene kugleform. Kurverne gælder ikke for en vejbefæstelse, som er sammensat af forskellige, relativt tynde lag; men i princippet sker trykfordelingen også i det tilfælde nogenlunde som figuren viser.

De to kurver *til venstre* i Figur 18 viser trykspændingens variation ned gennem et tykt gruslag for et hjultryk på 21 kN (0,021 MN) henholdsvis et hjultryk på 57,5 kN (0,0575 MN). Dæktrykket er i begge tilfælde 0,90 MPa. Kontakttrykket er her tilnærmelsesvis sat lig med dæktrykket.



Figur 18. Hjultrykkets og kontakttrykkets indflydelse på trykspændingens variation. Fra (NCC, 2001).

For det samme hjultryk på 57,5 kN (0,0575 MN), men et dæktryk på 0,50 MPa henholdsvis 0,90 MPa, ville trykspændingen variere efter de to kurver *til højre* på Figur 18.

Af de to grafer kan man udlede følgende. Allerøverst i asfaltbelægningen er trykspændingen kun afhængig af kontaktrykkets størrelse, mens hjultrykket ingen betydning har. Ned gennem bærelagene afhænger spændingerne, og dermed deformationerne, både af kontaktryk og hjultryk. Først i 0,4-0,5 m's dybde er det alene hjultrykkets størrelse, der har betydning.

Da de fleste skader på vejbelægninger erfaringsmæssigt har vist sig at skyldes manglende bæreevne i de underliggende lag, kunne man på grund af Figur 18 måske drage den slutning, at hjultrykket alene, og ikke kontaktrykket, er afgørende for befæstelsens holdbarhed. Dette er imidlertid ikke tilfældet. De koncentrerede vertikalktryk i de øverste lag fremkalder bøjningstrækspændinger og store trykspændinger i disse. Ved dimensioneringen må der tages hensyn hertil for at undgå skader i de øverste lag af befæstelsen, som vil kunne reducere den samlede bæreevne.

3.2 Fjerde potens formlen

Det samlede antal tunge aksler, der passerer hen over vejbelægningen i løbet af dens dimensioneringsperiode kaldes det akkumulerede antal tunge akselpassager. Det akkumulerede antal tunge akselpassager angives som det ækvivalente antal 10-tons (≈ 100 kN) standard-akseltryk. Størrelsen benævnes også den akkumulerede $\text{\AA}10$ -last og betegnes ved $N_{\text{\AA}10}$. Enheden er »ækvivalente 10-tons akselpassager«, forkortet som » $\text{\AA}10$ « eller » $\text{\AA}10$ -aksler«.

Bidraget til $\text{\AA}10$ -lasten fra en enkelt akselpassage med akseltrykket A beregnes efter en empirisk potensformel, 4. potens formlen:

$$[3] \Delta N = \left(\frac{A}{10}\right)^\alpha$$

... hvor:

A | er akseltrykket indsat i tons (1 ton = 1.000 kg)
 α | er en empirisk bestemt eksponent, der oftest er sat til 4
 og hvor der er regnet med en 10 tons aksel som standardaksel.

Det ses af formlen, at kun de tunge køretøjer giver et mærkbart bidrag til langtidslasten. Det forudsættes i øvrigt, at den tidsmæssige fordeling af akselpassagerne ikke har nogen mærkbar indflydelse på nedbrydningen og dimensioneringen.

Eksempel B

Givet: Personbil med maksimalt tryk på bagakslen: 0,7 tons.

Lastbil eller bus med maksimalt tryk på bagakslen: 11,5 tons.

Bestem hvor mange personbiler lastbilens påvirkning svarer til.

Løsning: Bidraget til ΔN_{10} -lasten fra et hjul på bagakslerne bliver, jævnfør formel [3], når $\alpha = 4$:

$$\Delta N_{personbil} = \left(\frac{0,7}{10}\right)^4 \approx 0,24 \cdot 10^{-4} \Delta N_{10}$$

$$\Delta N_{lastbil} = \left(\frac{11,5}{10}\right)^4 \approx 1,75 \Delta N_{10}$$

En lastbil med 11,5 tons tryk på bagakslen har således tilnærmelsesvis en lige så stor nedbrydende virkning på en vejbelægning som ca. 70.000 personbiler med et akseltryk på 0,7 tons, forudsat der regnes med samme forholdsvise vægtfordeling mellem for- og bagaksel for de to køretøjstyper. $\square$

Eksempel C

Givet: En fire-akslet lastbil har en egenvægt på 13 ton og en totalvægt på 32 ton. Af egenvægten hviler de 7 ton på lastbilens forreste aksel. Fuldt lastet overfører hver af de fire aksler 8 ton.

Bestem med fjerde potens formlen hvor stort et bidrag, ΔN_A , en fuldt lastet lastbil giver til vejens dimensioneringsgivende trafikbelastning.

Bestem tilsvarende hvor stort et bidrag, ΔN_B , en tom lastbil giver, når lastbilens tre bagerste aksler bærer lige stor last.

Bestem tilsvarende hvor stort et bidrag, ΔN_C , en tom lastbil giver, når to af lastbilens bagerste aksler er løftede, så egenvægten alene overføres via forakslen og en af bagakslerne.

Angiv resultaterne i ΔN_{10} med to decimaler.

Løsning: I fuldt lastet stand, hvor de fire aksler bidrager ens, giver formel [3] (når $\alpha = 4$):

$$\Delta N_A = 4 \cdot \left(\frac{8}{10}\right)^4 \approx 1,64 \Delta N_{10}$$

I tom stand bidrager forreste aksel med 7 ton, mens egenvægtens resterende 6 ton er fordelt på de bagaksler, der bærer. Når alle tre bagaksler bærer ens, findes:

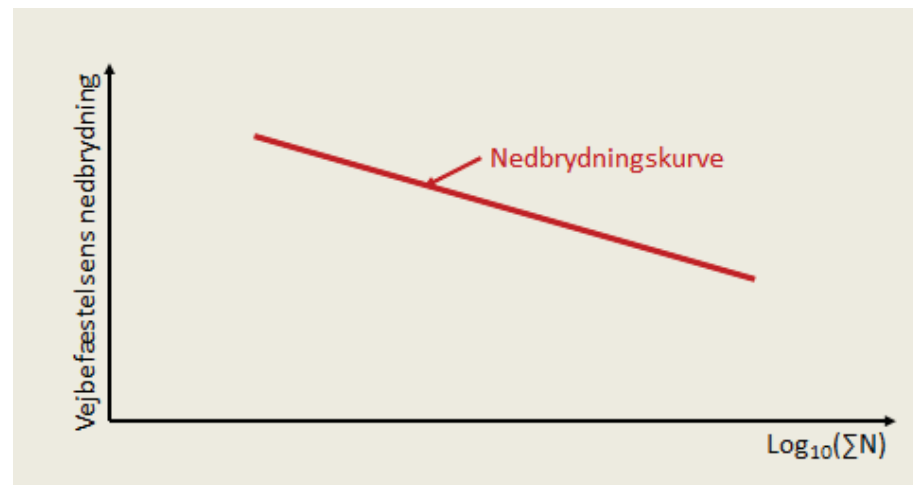
$$\Delta N_B = 1 \cdot \left(\frac{7}{10}\right)^4 + 3 \cdot \left(\frac{2}{10}\right)^4 \approx 0,24 + 0,00 = 0,24 \Delta N_{10}$$

Når forakslen og kun én bagaksel bærer, findes i stedet:

$$\Delta N_C = 1 \cdot \left(\frac{7}{10}\right)^4 + 1 \cdot \left(\frac{6}{10}\right)^4 \approx 0,24 + 0,13 = 0,37 \Delta N_{10} \quad \square$$

Udtrykket [3] er afledt af et af resultaterne af en række fuldskalaforsøg, der i slutningen af 1950'erne blev udført i USA af *American Association of State Highway Officials*, AASHO (i dag AASHTO). Ved forsøgene blev kendte vejbefæstelser udsat for nøje tilrettelagte køretøjsbelastninger, og vejbefæstelsernes nedbrydning blev undervejs observeret og registreret detaljeret.

Erfaringerne fra AASHO-forsøgene er senere udnyttet i forsøgsprogrammer og internationale projekter for at fastslå sammenhængen mellem køretøjers belastning af vejbefæstelser og disses relative nedbrydning. I de nordiske lande blev eksempelvis gennemført et stort forsøgsprogram, STINA, for at verificere og omsætte AASHO-resultaterne til nordisk vejbygningstradition. Siden



Figur 19. Hovedresultater fra AASHO-forsøgene: Akselbelastningerne kan sammenvejes eksponentielt, og vejbefæstelsens nedbrydning afhænger af den akkumulerede trafikbelastning.

1990erne pågår i USA under titlen *Strategic Highway Research Programme* (SHRP) en række studier, der over mere end 20 år skal analysere sammenhængen mellem køretøjers påvirkning og vejbefæstelsens spændinger, tøjninger og nedbrydninger. (Jansen, 2014)

AASHO-forsøgene demonstrerede to væsentlige sammenhænge, dels at vejbefæstelsens nedbrydning afhænger af den akkumulerede trafikbelastning, jævnfør Figur 19, dels at påvirkningen fra akselbelastningerne kan sammenvejes eksponentielt.

Jansen (2014) påpeger, at AASHO-forsøgenes 4. potens formel ikke helt holder i dag. Ændringer i køretøjskonstruktionen har gjort det nødvendigt at supplere relationen, for at tage hensyn til nye typer af affjedringssystemer, nye dæktypen og dæktryk samt større variation i akselafstande og akselgrupper. Jansen gengiver følgende korrigerede formel til at udtrykke køretøjets påvirkning i forhold til påvirkningen fra en standard 10 tons aksel:

$$[4] \Delta N_{10} = \frac{k_{at} \cdot k_{wt} \cdot k_f \cdot k_{tp}}{a} \cdot \left(\frac{2 \cdot P_j}{10} \right)^\gamma$$

... hvor:

k_{at}	er en korrektionsfaktor for akselgruppernes akselafstande
k_{wt}	er en korrektionsfaktor for dækbredden
k_f	er en korrektionsfaktor for affjedringssystemets type
k_{tp}	er en korrektionsfaktor for dæktrykket
a	er antallet af aksler i akselgruppen
P_j	er hjultrykket i den ene side af den betragtede aksel
γ	er en potens (svarende til AASHO-forsøgenes α)

3.3 Dimensionsgivende trafik

Trafikkens faktiske vejslid afhænger ikke blot af påvirkningerne fra det enkelte køretøj, men også af, at køretøjernes placering i vejens tværprofil varierer, idet trafikbelastningen på visse færdselsarealer koncentrerer sig i større grad end på andre.

Herudover gælder det, at der på visse veje i større omfang end på andre optræder store vogntog, der anvender supersingledæk. Supersingledæk øver betydelig større skadevirkning på vejbefæstelserne end de traditionelle tvillingmonterede dæk, der anvendes som reference. Der er derfor behov for at tage hensyn til den øgede forekomst.

I nogle situationer kan den tunge trafik bestemmes ret præcist, fordi man kan kontrollere den. Det gælder fx en busterminal, hvor antallet af ruter og det daglige antal afgang på den enkelte rute er determinerende. Det gælder tilsvarende på en intern vej på et produktionsanlæg med fast kapacitet, fx en grusgrav eller et mejeri.

Eksempel D

Givet: En vej skal betjene en grusgrav med store råstofindvindingsrettigheder i en forekomst med bakkegrus i høj kvalitet. Afsetningen er rimeligt stabil året rundt. Produktionen svarer til, at der i gennemsnit på alle 365 dage leveres 80 lastvognslæs sand og grusmateriale fra grusgraven, og produktionen påregnes opretholdt i uændret omfang. Materialerne transporteres fra grusgraven med fire-akslede lastbiler, som beskrevet i **Eksempel C**.

Bestem den dimensioneringsgivende trafikbelastning, når vejen alene skal betjene grusgraven, og når vejen skal dimensioneres for en periode på 20 år. Angiv resultatet i $10^6 \text{ } \mathcal{A}_{10}$ med to decimaler.

Løsning: Hvert lastbillæs indebærer en ankomst i tom stand og en afgang i fuldt læsset stand. Den samlede belastning bliver derfor:

$$20 \text{ år} \times 365 \text{ dage/år} \times 80 \text{ læs/dag} \times (\Delta N_A + \Delta N_C) \\ = 1.173.840 \text{ } \mathcal{A}_{10} \approx 1,17 \times 10^6 \text{ } \mathcal{A}_{10}$$

Bemærk, at der er regnet med, at de tomme lastbiler kører med to løftede aksler (ΔN_C). Belastningen ville have været lidt mindre, (på $1,10 \times 10^6 \text{ } \mathcal{A}_{10}$), hvis alle fire aksler på de tomme lastbiler var i brug (ΔN_B). Dette ville imidlertid give slid på alle dæk og ville dermed give vognmændene en dårligere forretning. $\square$

På det almindelige vejnet udvikler den tunge trafik sig i takt med den almindelige aktivitet i samfundet, og man er nødt til at håndtere de førnævnte variationer på anden vis. Det gør man beregningsmæssigt ved en række korrektionsfaktorer. Korrektionsfaktorerne gør det muligt at bestemme den dimensionsgivende trafikbelastning ud fra simple trafiktal for vejen.

Grundformlen ser således ud, idet den fundne størrelse, det ækvivalente antal 10 tons akselpassager eller $\mathcal{A}_{10}$ -lasten, $N_{\mathcal{A}_{10}}$, opgøres pr. kørespor i vejbefæstelsens dimensioneringsperiode:

$$[5] N_{\text{Æ10}} = P \cdot K_F \cdot K_K \cdot K_R \cdot F_{SS} \cdot \sum_i (F_{\text{Æ10},i} \cdot p_i \cdot L)$$

... hvor:

P	er vækstfaktoren, der angiver trafikstigningen i levetiden
K_F	er en korrektionsfaktor for kørebanebredden
K_K	er en korrektionsfaktor for kanaliseringsgraden
K_R	er en korrektionsfaktor for rundkørslers kanalisering
F_{SS}	er en korrektionsfaktor for effekten af supersingle dæk
$F_{\text{Æ10},i}$	er vejslidsfaktoren, eller standard-Æ10-faktoren, for køretøjskategori i
p_i	er den andel, som køretøjskategori i udgør af hele den tunge trafik
L	er antal lastbiler pr. år i begge retninger

Faktorerne er gennemgået i det følgende.

3.3.1 Vækstfaktoren P

Vækstfaktoren P tager højde for trafikstigningen gennem dimensioneringsperioden på n år. Faktoren beregnes ud fra Æ10-lastens årlige, relative stigning, α :

$$[6] P = \frac{(1+\alpha)^n - 1}{\alpha}$$

Hvis tilvæksten ikke er stigende, men konstant, anvendes i stedet formelen:

$$[7] P = n \cdot \left(1 + (n-1) \cdot \frac{\alpha}{2} \right)$$

Dimensioneringsperioden, n , ønskes normalt sat til 10, 15 eller 20 år, men må afpasses med en erfaringsmæssig realistisk levetid for den belægningsopbygning, der vælges.

Værdien af α kan fastsættes på samme måde som ved almindelig prognosticering af trafikvæksten på vejstrækningen. Ved beregning af trafikbelastningen skal man imidlertid ikke blot tænke på den løbende fremskrivning af trafikken. Man bør også vurdere, om vejstrækningen må forventes i særlig grad at blive belastet af tunge transporter fra nye aktiviteter, fx fra nye industriområder.

3.3.2 Korrektionsfaktoren K_F

Korrektionsfaktoren K_F tager højde for, hvordan lastbilerne fordeles sig over vejens tværsnit. Denne fordeling antages at bero på kørebanebredden. Faktoren fastsættes i de danske vejregler, (Vejdirektoratet, 2013), således:

- På smalle veje, hvor trafikken forventes at køre i ét spor, $K_F = 1,00$
- På 2-sporede veje, $K_F = 0,50$
- På 4-sporede veje, $K_F = 0,45$

3.3.3 Korrektionsfaktoren K_K

Korrektionsfaktoren K_K tager højde for eventuel kanalisering af trafikken, fx i forbindelse med miljøprioriterede gennemfarter. Faktoren fastsættes i de danske vejregler, (Vejdirektoratet, 2013), således:

- I opmarchfelter og i kanaliserede kryds med kantsten, $K_K = 2,0$
- I miljøprioriterede gennemfarter og lignende, $K_K = 1,5$
- Ved normal køresporsbredde (3,75 m), $K_K = 1,0$

3.3.4 Korrektionsfaktoren K_R

Korrektionsfaktoren K_R tager højde for særlige forhold, som fx vridning, der gør sig gældende i rundkørsler. Faktoren fastsættes i de danske vejregler, (Vejdirektoratet, 2013), således:

- På lige vej, $K_R = 1,0$
- I rundkørsel med enkelt kørespor, $K_R = 2,0$
- I rundkørsel med to eller flere kørespor, $K_R = 1,0$

3.3.5 Korrektionsfaktoren F_{SS}

Korrektionsfaktoren F_{SS} tager højde for i hvilket omfang super-singledæk må påregnes at indgå i de tunge køretøjers dækmontering på vejstrækningen. Faktoren fastsættes i de danske vejregler, (Vejdirektoratet, 2013), således:

- På motorveje, $F_{SS} = 1,8$
- På øvrige statsveje $F_{SS} = 1,6$
- På kommuneveje, $F_{SS} = 1,0 - 1,5$

Vejreglerne anfører, at den lave værdi for kommuneveje bør anvendes i by og den høje værdi uden for by. I begge tilfælde kan den konkrete andel af tung trafik tilsige, at andre værdier i intervallet bør anvendes.

3.3.6 Vejslidsfaktorerne, $F_{\text{Æ}10}$

Vejslidsfaktorerne, $F_{\text{Æ}10}$, angiver, hvor stort et belastningsbidrag det enkelte tunge køretøj i en gruppe i gennemsnit bidrager med.

Vejslidsfaktorerne er generaliserede resultater fra otte målesteder, hvor der foretages systematiske akseltrykregistreringer,⁵ og faktorerne indregner, hvor store akseltryk der faktisk optræder. Størrelsen afhænger derfor ikke alene af de maksimalt tilladte akseltryk, men også af hvor tungt køretøjerne faktisk er læsset i

⁵ De permanente akseltrykmålinger finder sted fire steder på motorvejene (mellem Ringsted og Sorø, mellem Køge og Rønnede, mellem Kolding og Esbjerg, samt mellem Hobro og Aalborg); to steder på almindelige 2-sporede veje (mellem Køge og Roskilde henholdsvis mellem Århus og Viborg); og to steder på bygader i byer uden egentlig gennemkørende trafik (i Odense og i Aabenraa).

gennemsnit. Belastningen fra biler, som kører med akseltryk, der er større end det tilladte, indgår altså i faktorerne.

Vejslidsfaktorerne er fastlagt for to forskellige gruppeinddelinger af trafikens tunge køretøjer. I begge tilfælde er fastlagt ét sæt faktorer for bygader og et andet sæt faktorer for alle andre veje.

Den traditionelle inddeling, der anvendes ved manuelle trafiktællinger, inddeler de tunge køretøjer i sololastbiler, påhængstog, sættevognstog og busser. De tilhørende vejslidsfaktorer fremgår af Tabel 1.

Tabel 1. Vejslidsfaktor, $F_{\text{Æ}10}$, opdelt efter køretøjsart. Fra (Vejdirektoratet, 2013).

Køretøjsart	Andre veje	Bygader
Sololastbiler	0,25	0,15
Påhængsvognstog	1,35	0,80
Sættevognstog	1,15	0,55
Busser	0,55	0,40

Den anden inddeling tager afsæt i køretøjslængden, idet man her ved kan udnytte resultater fra maskinelle længdeklassifikationer af trafikken. Resultaterne er behæftet med den usikkerhed, der ligger i, at personbiler med påhæng bliver registreret sammen med busser og lastbiler. De vejslidsfaktorer, der knyttes til denne inddeling, fremgår af Tabel 2.

Tabel 2. Vejslidsfaktor, $F_{\text{Æ}10}$, opdelt efter køretøjslængde. Fra (Vejregelrådet, 2011).

	Længdegruppe	Andre veje	Bygader
Ved opdeling af lastbiler i to længdegrupper	5,8 – 12,5 m	0,30	0,25
	Over 12,5 m	1,25	0,70
Uden opdeling af lastbiler i længdegrupper	Over 5,8 m	0,80	0,30

3.3.7 Lastbilantallet

Når trafiktællinger anvendes til at bestemme antallet af lastbiler, inklusive busser, pr. år i begge retninger tilsammen, L , kan følgende formel anvendes.

$$[8] L = N_{\text{ÅDT}} \cdot P_L \cdot 365 \cdot 0,86$$

... hvor:

$N_{\text{ÅDT}}$	er årsdøgntrafikken er lastbilprocenten, altså den andel, som de tunge køretøjer udgør af hele trafikken
P_L	

Faktoren 365 er naturligvis antallet af dage i et år. Faktoren 0,86 tager højde for, at der er mindre lastbiltrafik på hverdage i tidsrummet kl. 18 – 06 og i weekender. Hvis trafiktællingerne har strakt sig over en hel uge, udelades faktoren 0,86 naturligvis.

Størrelsen $365 \cdot 0,86$ kan eventuelt være omtalt som en opregningsfaktor, K_O .

Eksempel E

Givet: En statsvej (ikke motorvej) skal forlægges som 4-sporet omfartsvej. Befæstelsen skal dimensioneres for 20 år. Trafikberegninger viser, at der ved ibrugtagningen på hverdage 06-18 kan forventes 800 lastbiler over 5,8 m's længde i begge retninger tilsammen. Der forventes en årlig trafikstigning på 50 lastbiler per døgn over hele perioden. Bestem den dimensionsgivende trafik.

Løsning: Trafikstigningen i det første år er $50/800 \approx 0,063$, og vækstfaktoren P findes derfor af formel [7] til:

$$P = 20 \cdot \left(1 + 19 \cdot \frac{0,063}{2}\right) \approx 32,0$$

Da der er tale om en 4-sporet vej, er $K_F = 0,45$. Korrektionsfaktorerne K_K og K_R er begge 1.

Da vejen er klassificeret som statsvej, er $F_{SS} = 1,6$, og der kan regnes med en standard Æ10-faktor på $F_{\text{Æ10}} = 0,80$, jævnfør Tabel 2. Den dimensionsgivende trafik i ét kørespor over hele dimensioneringsperioden bliver derfor, jævnfør formel [5]:

$$N_{\text{Æ10}} = 32,0 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,80 \cdot 800 \cdot 365 \cdot 0,86 \\ \approx 4629000 = 4,6 \cdot 10^6 \text{ Æ10-aksler}$$

□

3.4 Trafikklasser

Ved de danske vejreglers simpleste dimensioneringsmetode, katalogmetoden, henføres vejstrækningen til én ud af otte trafikklasser: T0-T7. Trafikklasserne fremgår af Tabel 3.

Opdelingen er baseret på et estimeret antal af tunge køretøjer, opgjort enten som lastbiler pr. døgn i begge retninger tilsammen, som antallet af Æ10 aksler pr. døgn pr. spor eller som den årlige dimensioneringstrafik, $N_{\text{Æ10}}/\text{år}$.

I trafikklasse T0 skal det tages helt bogstaveligt, at der kun færdes lette køretøjer på vejarealet. Der bør således træffes aktive foranstaltninger mod, at tunge køretøjer – herunder snerydningsmateriel – kører på vejen/stien.

Tabel 3. Trafikklasser. Der er forudsat en tosporet vej med normal køresporsbredde. I klasse T7 er $N_{\text{Æ10}}$ -værdierne principielt ubegrænsede; de anførte værdier kan benyttes som standardværdier i dimensioneringsmetoden. Fra (Vejdirektoratet, 2013).

Trafikklasse	Lastbiler pr. døgn Begge retninger i alt	$N_{\text{Æ10}}/\text{døgn pr. spor}$ (øvre grænse)	$N_{\text{Æ10}}/\text{år}$ (dimensioneringstrafik)
T0	Kun lette køretøjer	-	-
T1	Mindre end 1	0,5	75
T2	Op til 75	20	7.300
T3	75 – 150	50	18.300
T4	150 – 600	200	73.000
T5	600 – 1.400	500	180.000
T6	1.400 – 2.000	800	300.000
T7	Flere end 2.000	1.500	500.000

Eksempel F

Givet: Samme forudsætninger som i **Eksempel E**. Bestem trafikklassen.

Løsning: Til fastlæggelse af trafikklassen har man, jævnfør Tabel 3, brug for at kende dimensioneringstrafikken pr. år. Gennemsnittet over de 20 år er:

$$N_{\text{Æ10}} \text{ pr. år} = 230.000 \text{ Æ10-aksler}$$

Lastbilmængden ved periodens begyndelse placerer vejen i trafikklasse T5, jævnfør Tabel 3. Den gennemsnitlige Æ10-belastning svarer imidlertid til trafikklasse T6. Da lastbilmængden ligger relativt højt i T5, vil det være fornuftigt at dimensionere vejbefæstelsen ud fra T6. □

3.5 Opgaver

A. Fastlæggelse af trafikklasse

Vurder på grundlag af gennemførte trafiktællinger, fx fra projektgruppens semesterprojekt, trafikklassen på et par veje.

Gør begrundede antagelser for parametre, der ikke måtte foreligge oplysninger om, og vurder, hvor kritiske disse parametre er for det fundne resultat. □

B. Belastning fra en cyklist

Vurder det hjultryk, P , og det kontaktryk, σ_0 , du påfører befæstelsen, når du cykler på din cykel.

Overvej hvilken betydning din fælgbredde har, og hvilket betydning det har, hvor hårdt du har pumpet dine dæk.

Vurder resultatet i forhold til kurverne på Figur 18. □



4 BEFÆSTELSESMATERIALER

De råmaterialer, der indgår i vore veje, er hovedsagelig sten og bindemidler.

Stenene er i reglen naturligt forekommende mineraler, der er nedbrudt, knust og forarbejdet til passende størrelse og dimension. I stedet for sten anvendes dog også kunstigt frembragte produkter og genbrugsmaterialer, fx slagger og knuste nedbrydningsmaterialer fra byggeindustrien.

Bindemidlet er mestendels bitumen, der ofte kan være tilsat modifikatorer, der skal forbedre bestemte egenskaber. Også cement og kalk anvendes, men behandles ikke i dette undervisningsnotat.

Tjære og beg blev tidligere anvendt som bindemiddel, men blev i 1960'erne helt udfaset og bruges i dag ikke, da tjære rummer miljøskadelige stoffer. Materialerne kan dog stadig findes i gamle belægningslag på eksisterende veje. Hvis man påtræffer dem, skal de bortskaffes på forsvarlig måde.

Kapitel behandler befæstelsens råmaterialer. De befæstelseslag, som vejen opbygges af, og som fremkommer, når befæstelsesmaterialerne bearbejdes og sammensættes, behandles i efterfølgende kapitel 5. Kapitel 5 behandler også råjorden.

4.1 Naturlige stenmaterialer⁶

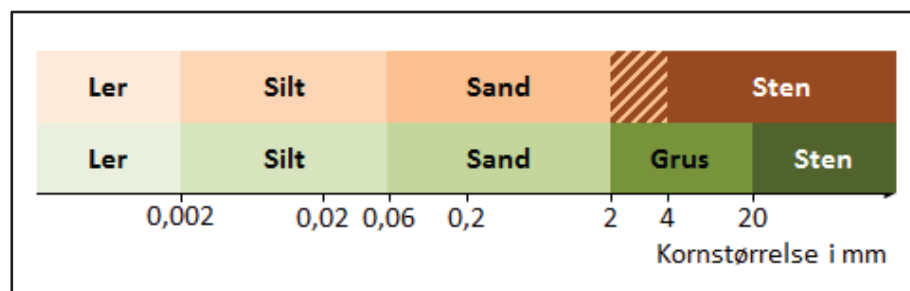
Stenmaterialerne til vejbygning kommer som hovedregel fra lokale aflejringer. Der er nogle væsentlige undtagelser, dels det lyse tilslag i asfaltslidlag, dels de bearbejdede granitsten, som bruges i klassiske chausséstens- og brostensbelægninger mv.

4.1.1 Mineraljordarter

Da stenmaterialerne optræder som lokale råstoffer, gælder den almindelige viden fra faget ingeniørgeologi. Ses bort fra Bornholm, er det danske landskabs geologi overvejende præget af istiden og tiden herefter.

Nogle aflejringer er uanvendelige til at fundere en vej på. Det gælder blandt andet lag med indhold af organisk materiale, såsom muld, tørv, gytje mv. De er alle aflejret efter istiden.

⁶ Afsnittet er i væsentligt omfang baseret på Larsen & Dybdal (2013).



Figur 20. Fraktionsinddeling af mineraljord efter geologisk terminologi (grøn skala) henholdsvis vejbygningsterminologi (brun skala). Bemærk, at vejbygningsfaget sætter grænsen for stenfraktionen ved 2 mm, mens betonindustrien regner grænsen ved 4 mm. Bemærk også, at man i de øvrige nordiske lande tidligere har betegnet finsilt (0,02-0,002 mm) som »mjäla« og grovsilt samt fint sand (0,02-0,02 mm) som »mo«.

De danske istidsjordarter inddeles i to hovedgrupper:

- Usorterede istidsaflejringer, der blev efterladt, da indlandsisen forsvandt. Aflejringerne består af en tilfældig blanding af grus, sand og ler, som sammen med sten og blokke var indefrosset i iskappen.
- Vandsorterede istidsaflejringer, der indeholder sedimenter aflejret foran isranden, og som blev dannet af smeltevand-floderne under isen og i forbindelse med, at iskappen bevægede sig frem og tilbage. Aflejringerne er ofte lagdelte og består af velsorteret grus, sand, silt og ler afhængigt af, om sedimentet er bundfældet under urolige eller rolige strømforhold. De mest finkornede sedimenter, silt og ler, er altid aflejret langt fra isranden.

I geologien skelnes mellem blokke, sten, grus, sand, silt og ler. Inden for vejbygning tales alene om sten-, sand-, silt- og lerfraktioner. Blokke forekommer ikke i moderne vejbygningsmaterialer. Grus bruges i vejfaget normalt som betegnelse for et materiale, der er en blanding af flere fraktioner, ofte materiale der stammer fra grusgrave, floder eller flodbredder. Inddelingerne er illustreret i Figur 20.

Sand består i reglen af kvarts, mens sten og grus kan bestå af andre mineraler. Sand, grus og sten er friktionsmaterialer. Det grove porennet giver stor permeabilitet og bevirker, at vand hurtigt presses ud af materialet, når det belastes. Materialerne indebærer ingen frostfare, og plasticitetsindekset er nul.

Stenmateriale til bundne vejbefæstelser må ikke indeholde urenheder, som forringer belægningsmaterialets holdbarhed. Der må altså ikke optræde muld eller anden overjord, ler- eller siltklumper, planterester mv. i stenmaterialet.

Afhængigt af belægningslaget stilles krav om det maksimale indhold af porøse og lette korn og til andelen af knust materiale.



Figur 21. Uknust grusgravsmateriale. A: 0/6. B: 0/2 vasket. C: 2/7 perler. D: 8/16 ærter. E: 16/25 nødder. Fra (Larsen & Dybdal, 2013).

4.1.2 Grusgravsmateriale

Materiale, der indvindes i danske grusgrave, sorteres, sigtes (harpes) og vaskes til forskellige produkter. Noget materiale forhandles uknust, mens andet oparbejdes ved knusning. Såvel uknust som knust grusgravsmateriale, eller bakkemateriale, anvendes i stor grad til vejbefæstelsens bærelag, og i et vist omfang i slidlag.

Mineraljordarterne inddeles i fraktioner efter deres kornstørrelse. Fraktionerne betegnes i reglen ved to tal, fx 8/16, hvor det førstnævnte angiver maskevidden i mm på det sold, hvorpå materialet er blevet opsamlet, mens det sidstnævnte angiver maskevidden på det sidste sold, som materialet passerede igennem.

Uknust grusgravsmateriale, Figur 21, sorteres i følgende fraktioner:

- 0/4 grus (GAB-grus og slidlagsgrus)
- 0/2 vasket grus
- 2/8 perlegrus
- 8/16 ærtegrus
- 16/32 nøddegrus

Knust grusgravsmateriale, Figur 22, sorteres i fraktionerne:

- 0/2 stenmel
- 2/5 knust grusgrav
- 5/8 knust grusgrav
- 8/11 knust grusgrav
- 8/16 knust grusgrav
- 16/22 knust grusgrav

Fraktioner med endnu større sten optræder. Eksempelvis fordrer makadam-belægninger brug af singels eller af skærver med kornstørrelse 32/64 mm.

Kvaliteten af grusgravsmaterialer vurderes dels ved besigtigelse,



Figur 22. Knust grusgravsmateriale. A: 0/2 stenmel. B: 2/5. C: 5/8. D: 8/11. E: 8/16. F: 16/22 knust grusgrav. Fra (Larsen & Dybdal, 2013).



Figur 23. Til venstre kubiske sten med flisethedstal $f = 1,20$. Til højre flisede sten med flisethedstal $f = 1,45$. Fra (Larsen & Dybdal, 2013).

dels ved laboratorieundersøgelser, såsom bestemmelse af kornkurven, af den petrografiske sammensætning, dvs. den indbyrdes forekomst af forskellige stenarter (granit, flint, mv.), af kalkindholdet, af stenkornenes densitet og af sandækvivalenten, dvs. det indbyrdes forhold mellem fint og groft materiale.

På knuste grusgravsmaterialer suppleres med laboratorieundersøgelser af flisethed, dvs. forholdet mellem stenenes længde og bredde, og af sprødhed, som bestemmes ved at måle nedknusningsprocenten i forsøg, hvor materialet nedbrydes med en faldhammer.

Et godt materiale har ensartede kornkurver, højt indhold af granit, lavt indhold af kalk, konstant høj stendensitet og en høj sandækvivalent. Gode knuste grusgravsmaterialer skal endvidere have et lavt flisethedstal og et lavt sprødhedstal.

Dårlige egenskaber ved grusgravsmaterialer kan fx være uenartet forekomst, stort indhold af lette og porøse sten eller højt kalk- eller flintindhold. Indholdet af usunde sten kan give stenspringere i belægningerne, og bitumen hæfter dårligt til flint. Hvis grus er meget enskornet og rundkornet, kan det give forringet stabilitet.

4.1.3 Klippegranit

Knust klippegranit leveres fra Bornholm; men hovedparten importeres fra Sverige og Norge. Betegnelsen er lidt bred, idet der i vejbygningsøjemed også kan være tale om andre knuste klippematerialer end granit, fx diabas, porfyr, kvartsit, gnejs og basalt.

Klippegranitmaterialer leveres i fraktionerne 0/2, 2/5, 5/8, 8/11, 11/16 og 16/22. Kvaliteten fastlægges gennem laboratorieanalyser af kornkurven, af flisetheden, af sprødheden og af stendensiteten.

Et godt klippegranitmateriale er kendetegnet ved lavt flisethedstal og lavt sprødhedstal. Endvidere skal fraktionerne være ensartet sammensat fra leverance til leverance.

Dårlige klippegranitmaterialer rummer ofte grove krystaller med et højt glimmerindhold samt en lav stendensitet.



Figur 24. Detalje fra Hamborg. Brolægning med brosten kan også anvendes til tredimensionel udsmykning af gaderum. Foto: L. Bolet.

Brudt klippegranit tilhugges også og leveres som brosten^o og chaussésten^o, der anvendes til traditionel brolægning. Gamle brostensbelægninger kan være blevet asfalteret, og stenene kan i så fald påtræffes ved opgravninger.

Brosten har en rektangulær overflade og har typisk dimensionerne b: 12-15 cm, l: 15-25 cm og h: 15-20 cm. Chaussésten har en tilnærmelsesvis kvadratisk overflade med typiske dimensioner b: 10-12 cm, l: 10-12 cm og h: 10-12 cm. Materialet har typisk været bornholmsk eller skandinavisk; men der foregår i dag også en import fra sydeuropæiske og fra oversøiske lande.

Bordursten^o og klassiske granitkantsten er andre eksempler på tilhuggede sten.

4.1.4 Lyst tilslagsmateriale

Hvor vejoverfladen ikke er belyst, bør slidlaget af hensyn til trafik-sikkerheden have en passende lys farve; dog ikke lysere, end at der bevares tilstrækkelig kontrast til kørebaneafmærkninger og andre vejafmærkninger.

Samtidig bør vejoverfladens struktur være således, at det lys, som bilerne udsender, reflekteres diffust, gerne med retrorefleksion. Herved opnår man, at modkørende bilers lys ikke spejles generende, når kørebanen er våd.

For at opnå den lyse farve iblandes en vis mængde lyse sten i slidlagets stenmateriale. Tidligere anvendtes næsten udelukkende kalcineret flint, dvs. sort flint, der er brændt og under denne pro-

ces har ændret tilstandsform og farve. Kalcineret flint forhandles blandt andet under navnet Luxovit. I dag anvendes også hyppigt en hvid natursten, anorthosit, fra Norge. Knust anorthosit forhandles under navnene Lysit og Labradorit i samme fraktioner som anden knust klippegranit.

4.2 Genbrugsmaterialer

4.2.1 *Slagger*

Betegnelsen slagge dækker over flere typer (Vejregelrådet, 2004):

- Forbrændingsslagge, dvs. grovkornet forbrændingsrest udtaget i bunden af forbrændingskammeret i forbrændingsanlæg primært baseret på afbrænding af dagrenovation fra husholdninger.
- Kulslagge, dvs. grovkornet forbrændingsrest udtaget i bunden af forbrændingskammeret i kulfyrede kraftvarmeverker.
- Stålslagge, dvs. biprodukt fremkommet ved udskillelse af urenheder fra smeltet stål i elektroovn eller anden ovn ved stålproduktion.

Stålslagge kan sammen med stenmaterialer anvendes ved fremstilling af asfalmaterialer, og navnlig er elektroovns slagge, der har stærke alkaliske egenskaber, interessante i forbindelse med bituminøse bindemidler.

Stålslagges egenskaber beror på den jernmalm, som slaggerne udvindes af, og på stålværkets produktionsprocesser, og kvaliteten kan derfor være forskellig. Stålslagge kan dog være ligeværdig med andre stenmaterialer; dog er slaggens lysrefleksion ringere, og stålslagge har derfor et større behov for iblanding af lyst tilslag.

Stålslagge kunne tidligere leveres fra stålvalseværket i Frederiksværk, men må i dag importeres til Danmark.

Forbrændingsslagge kan anvendes i bundsikringslag.

4.2.2 *Knuste byggematerialer*

Nedbrydningsmaterialer fra byggeriet anvendes til fremstilling af såvel bundne som ubundne befæstelseslag.

Materialernes modstandsevne overfor knusning er væsentlig; hvis denne er utilstrækkelig til trafikbelastningen, vil materialet nedknuses yderligere, så kornkurven ændres og bæreevnen svækkes.

Materialerne er sjældent rene, og der skelnes derfor mellem rene forekomster af cementbeton og af asfalt samt blandingsforekomster af cementbeton og tegl henholdsvis af cementbeton og asfalt.

4.2.3 Filler

Filler er fint materiale, som bruges til at tilsætte en kornet blanding for at opfylde dens klassificering. I vejteknisk forstand er det den del af et mineralsk materiale, der passerer en sigte med maskevidde 0,063 mm.⁷

Filler anvendes i bituminøse belægningsmasser til at udfylde de mindste hulrum og til at stabilisere bindemidlet og derved belægningsmassen, idet filler øger viskositeten i den mørtel, der dannes af bitumen og den fine fraktion.

Stenmaterialerne til bituminøse belægningsmasser indeholder lidt naturlig filler, der kan medvirke til at give mørtlen den fornødne stabilitet. Den filler, der anvendes i bituminøse belægningsmasser er først og fremmest denne såkaldte egenfiller. Den genindvindes fra asfaltværkernes cykloner og tørfiltre.

Stenmaterialernes egenfiller er dog oftest utilstrækkelig, og for at opnå mørtelstabiliteten suppleres den typisk med flyveaske eller kalkfiller. Til slidlag anvendes ofte cement eller hydratkalk som ekstra filler, idet man samtidig med at man stabiliserer asfalten, også søger at forbedre vedhæftningen mellem sten og bitumen.

4.3 Bitumen

Vej- og Trafikteknisk ordbog (2004) angiver: Bitumen er et termoplastisk klæbende stof, der hovedsagelig består af kulbrinter eller derivater heraf fremstillet ved raffinering (destillation, oxydering, fældning etc.) af jordolie eller af naturasfalter, der er helt eller næsten helt opløselig i toluen.

Bituminøs er et tillægsord, der bruges om bindemidler og blandinger af bindemidler og sten, som indeholder bitumen. Dette inkluderer ikke tjæreprodukter. (Vejregelrådet, 2004)

4.3.1 Sammensætning

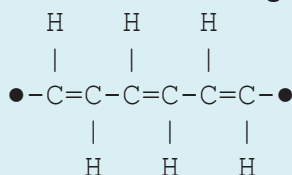
I kemisk forstand er bitumen ikke ét veldefineret stof. Det er komplekse blandinger af en lang række forskellige forbindelser af hovedsagelig kulstof og brint, og med mindre bestanddele af svovl, ilt, kvælstof og spor af nogle metaller. Der er tale om ganske store molekyler med en molekylvægt, som spænder fra 300 u og op.⁸

Der indgår både mættede og umættede molekyler, og blandingen rummer såvel aromatiske som alifatiske og alicykliske (nafteniske) kulbrinter. (Anonym, 1971)

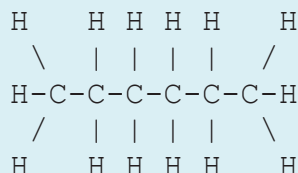
⁷ Bemærk, at indenfor betonindustrien er filler en betegnelse for cement, flyveaske, mikrosilica og tilslag med kornstørrelse mindre end 0,25 mm

⁸ 1 u = $1,66 \cdot 10^{-24}$ g, svarende til, at 1 g = $1/N_A$ u, hvor N_A er Avogadros tal.

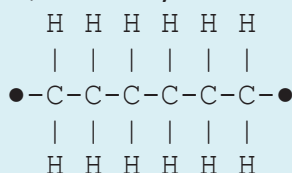
En simpel aromatisk kulbrinte er benzol, C_6H_6 , hvor tegnet ● angiver, at molekylet lukker som en ring:



En simpel alifatisk kulbrinte er n-hexan, C_6H_{14} :



En simpel alicyklisk (naftenisk) kulbrinte er cyklohexan, C_6H_{12} , hvor tegnet ● angiver, at molekylet lukker som en ring:



Bitumen er uopløselig i vand, men opløselig i svovlkulstof og delvist opløselig i æter. De æter-uopløselige dele kaldes asfalténer; resten er dels asfaltharpikser (umættede resiner) og asfaltolier bestående af aromatiske kulbrinter og mættede kulbrinter. (Read & Whiteoak, 2003).

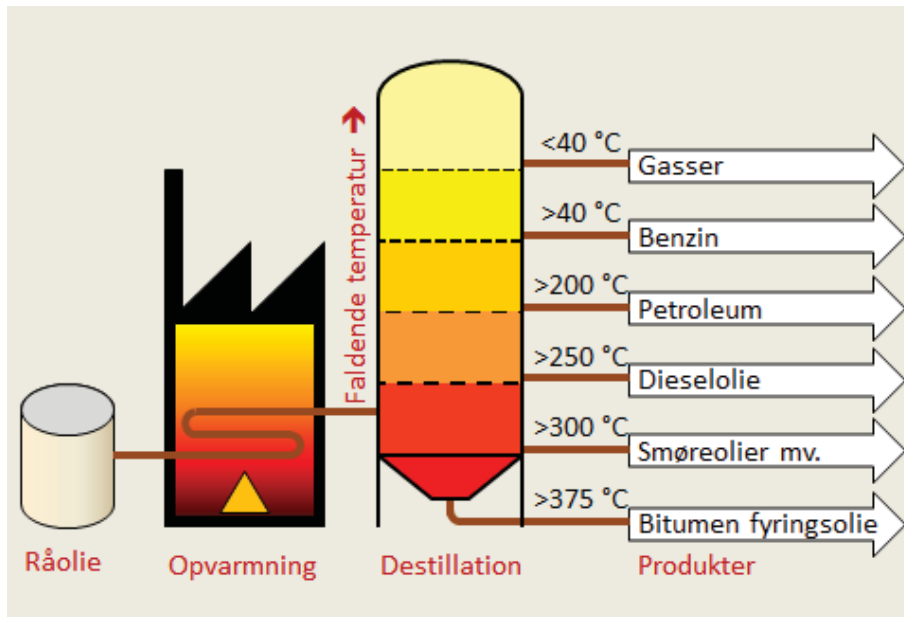
Asfalténerne udgør 5-25 % af en bitumen og er af ganske stor betydning for dens egenskaber. Jo mere asfaltén, der er i en bitumen, des hårdere og mere viskøst bliver materialet. Asfalténer anses for at være polare, og de har derfor en tendens til at ordne sig i grupper (såkaldte miceller).

Asfaltharpikserne er ligeledes polare. De knytter sig til asfalténmolekylerne, hvorved de virker hæmmende på asfalténernes dannelse af grupper. Forholdet mellem asfaltharpikser og asfalténer bestemmer i høj grad de reologiske egenskaber, som en bitumen udviser.

Asfaltolierne udgør hovedparten af bitumenmassen og sikrer at massen fremtræder ensartet. De aromatiske kulbrinter står for 40-65 %, og de mættede kulbrinter for de resterende 5-20 % af bitumen.

4.3.2 Fremstilling

Bitumen findes i naturen, dels i asfaltsøer, hvor især *Trinidad-Epuré* fra den 41 ha store og 100 m dybe *La Brea* i Trinidad og Tobago er kendt, dels i asfaltkalksten, gilsonite, blandt andet fra



Figur 25. Bitumen fremkommer som destillationsresten, når benzin, petroleum og diverse olier indvindes af rå jordolie.

Val de Travers i Schweiz. I de naturlige forekomster er jordolie trængt op til jordoverfladen, og de lette olier er fordampet. Allerede i de gamle mesopotamiske civilisationer blev denne bitumen brugt som mørtel til at sammenkitte sten i bygningsværker og i veje.

Langt den overvejende del af den bitumen, der anvendes i vejbygningen i dag, fremstilles af jordolie. Den bitumenkvalitet, der kan opnås, afhænger af råoliens sammensætning, og denne varierer fra forekomst til forekomst. Derfor er det ikke ligegyldigt, om det er olie fra Mellemamerika, fra Mellemøsten eller fra Nordsøen, der anvendes til fremstillingen.

Råolien destilleres, så de mest flygtige fraktioner bortgår først: gas, benzin, petroleum, dieselolie og smøreolie, jævnfør Figur 25. Disse destillater kondenseres og opsamles. Destillationsresten anvendes til at fremstille bitumen, og alt efter hvor vidt man driver destillationen, opnår man bitumener med forskellig blødhed.

4.3.3 Egenskaber

Bitumen er viskoelastisk og termoplastisk. Disse egenskaber er afgørende for, hvor og hvordan bitumen anvendes, og produktionen af bitumen tager sigte på at kontrollere, at materialet bliver velegnet til bearbejdning og brug. Til vejbygningsbrug tilstræber man en bitumen (NCC, 2001):

- der ved opvarmning, tilsætning af flygtige opløsningsmidler eller emulgering i vand kan gøres så flydende, at materialet enten kan sprøjtes ud på en belægning i et tyndt lag eller kan pumpes eller sprøjtes til omhylning af stenmaterialer med en tynd bindemiddelhinde,

- der ved høje temperaturer har en passende viskositet, så asfaltbelægningen ikke deformeres under belastning,
- der ved lave temperaturer er så fleksibel og strækkelig, at den bituminøse belægning ikke revner eller smuldrer, og så klæbelag ikke brister,
- der har god adhæsion til stenmaterialer.

Materialers elastiske og viskøse træk, som dem bitumen og bituminøse belægninger udviser, beskrives ved reologi, dvs. læren om flydende stoffers forhold ved mekaniske påvirkninger.

Bitumen og bituminøse belægningsmasser kan reologisk beskrives med en såkaldt Burgers-model eller ved en generaliseret Maxwell-model. Modelbeskrivelsen kan give en forståelse af, hvordan bitumenmaterialer opfører sig under påvirkninger. Der henvises til Appendiks B, der også giver en kort præsentation af nogle af de grundlæggende reologiske byggesten: Hooke- og Newton-elementer samt Kelvin- og Maxwell-legemer.

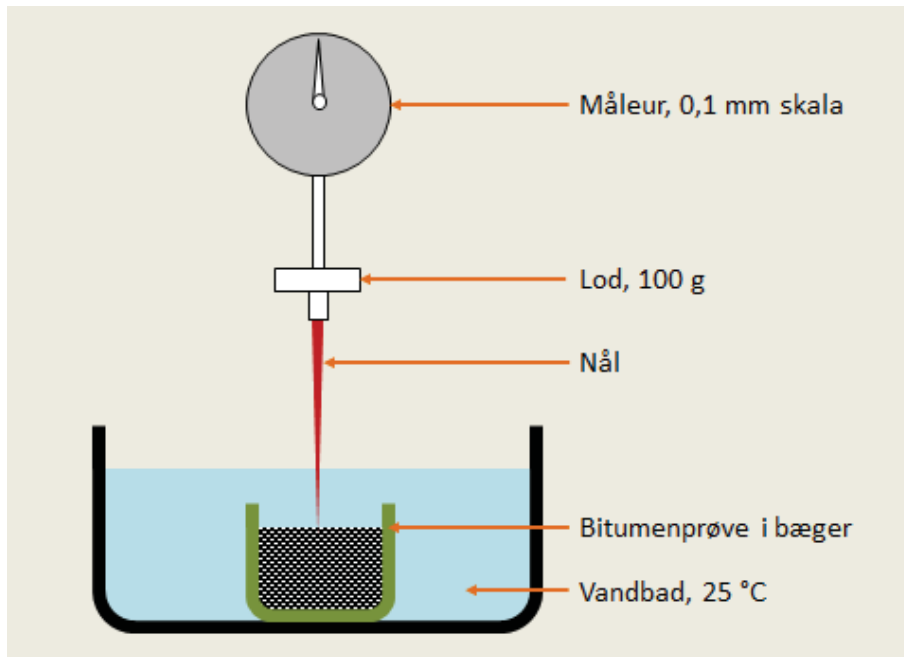
Reologisk kortlægning af komplekst sammensatte materialer som bitumen er dog ikke en farbar vej til dagligdags brug. I stedet anvendes nogle empiriske målemetoder, der er lettere at gennemføre, og som udtrykker karakteristiske egenskaber, som har betydning for materialets anvendelse.

Ved design af en vejbelægning, er det bitumenhårdheden udtrykt ved penetrationen, der er den centrale egenskab. Øvrige krævede egenskaber sikres normalt opfyldt gennem udbuds- og anlægsforskrifterne, og de kontrolleres og dokumenteres løbende.

Bitumenhårdheden måles ved penetrationsforsøg. Jo større penetration, des blødere er den pågældende bitumen. Ved forsøget måles den dybde, som en belastet standardnål i løbet af en given tid synker ned i bitumenen ved en fastlagt temperatur, jævnfør Figur 26. Forsøgsbetingelserne er typisk en belastning på 100 g, et tidsinterval på 5 sekunder og en temperatur på 25 °C. Resultatet angives i hele tiendedele mm. Bitumen karakteriseres ved to tal, fx 160/220. Tidligere betegnedes penetrationen med et foranstillet »B«.

Penetrationen har betydning for, hvor stabil asfaltmassen er overfor de horisontale kræfter fra køretøjerne, og for hvor fleksibel asfaltmassen er under den vertikale belastning fra køretøjerne. Derfor er det vigtigt, at bindemidlet vælges med en hårdhed, som er afpasset såvel vejbelægningens trafikbelastning som vejbefæstelsens samlede stivhed.

Bløddhedspunktet efter kugle og ring-metoden er et andet udtryk for bitumenens hårdhed. Metoden indebærer, at en kugle med en given vægt lægges på en bitumenprøve, der er støbt i en ring af bestemte dimensioner. Ringen og kuglen anbringes i et vandbad, og opvarmes med en fastsat hastighed. I takt med at temperaturen



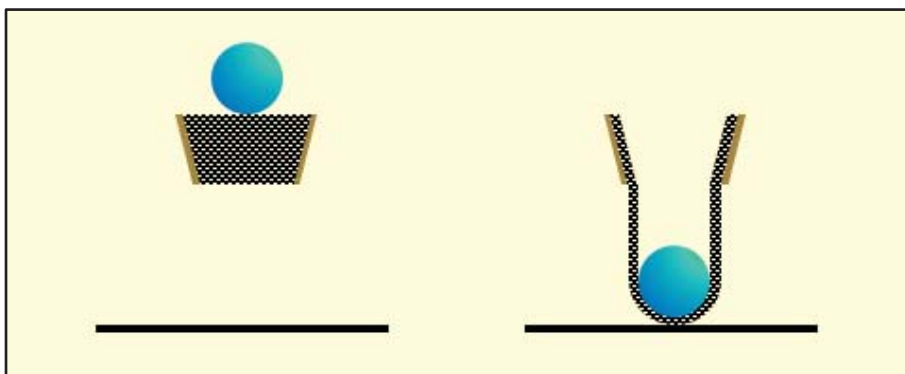
Figur 26. En bitumens penetration måles ved at registrere, hvor mange tiendedele millimeter en belastet nål i løbet af 5 sekunder synker ned i en bitumenprøve, der er 25 °C varm.

stiger, bliver bitumenprøven blødere, og der dannes en sæk omkring kuglen, jævnfør Figur 27. Den temperatur ved hvilken sækken rører en plade, der er anbragt i en bestemt afstand under ringen, kaldes blødhedspunktet.

Blødhedspunktet udtrykker, hvor deformerbar bitumenen er ved høje temperaturer, som kan optræde, når vejbelægningen opvarmes af solen om sommeren. Hvis blødhedspunktet er for lavt, vil trafikbelastningen deformere belægningsmassen, og der kan opstå ujævnheder som sporkøring. Det er derfor vigtigt, at blødhedspunktet er afpasset det temperaturinterval, der kan optræde.

Af andre egenskaber, der måles med empiriske prøvningsmetoder, nævnes viskositet, brudpunkt (efter Frass) og duktilitet (strækkelighed). Herudover er materialets klæbeevne afgørende.

For alle prøvningsmetoderne gælder, at der er præcise beskrivel-



Figur 27. Princip for måling af blødhedspunkt efter kugle og ring-metoden.

ser for udførelsen i form af danske standarder og europæiske normer.

4.3.4 Bitumenopløsninger og -emulsioner

Bitumen skal bringes på flydende form, før det kan bruges som bindemiddel i vejbelægninger. Det kan ske ved opvarmning, ved opløsning i et opløsningsmiddel eller ved emulgering i vand.

Bitumen kan blandt andet opløses i olieprodukter, der fremstilles af råolie, fx benzin, petroleum eller terpentin. Sådanne opløsninger kaldes cutback-bitumen. Ved udsprøjtning, evt. efter opvarmning, fordamper opløsningsmidlet i løbet af få dage og efterlader en bitumenhinde.

Bitumen kan ikke opløses i vand, men vand og bitumen kan optræde som en emulsion. I en bitumenemulsion svæver små olie-dråber opslemmet (dispergeret) i vand. Dråberne er små, mindre end 0,02 mm, og de er typisk spredt i vandet med en kolloidmølle.

Emulsion er ikke en stabil form. Den vil normalt skille, idet vandet vil samle sig i en ren vandfase og bitumendråberne vil udgøre en ren bitumenfase. Emulsionen kan dog stabiliseres med emulgatorer, der nedsætter overfladespændingen mellem vand og bitumen, så blandingen ikke skiller.

Når bitumenemulsionen sprøjtes ud eller udstryges i et tyndt lag, vil emulsionen bryde, og bitumendråberne vil atter søge sammen. Emulsionsvandet fordamper og efterlader alene en bitumenhinde på den behandlede overflade.

Der anvendes forskellige emulgatorer, og de virker forskelligt i forhold til de stenmaterialer, der kan optræde.

4.4 Modifikatorer

Modifikatorer er stoffer, der tilsættes bitumen for at forbedre bindemidlets oprindelige fysiske eller tekniske egenskaber. Resultatet kaldes modificeret bitumen.

En del af de produkter, der anvendes som modifikatorer, er polymerer, andre er uorganiske forbindelser og endelig optræder egentlige fibre og naturgummi.

Egenskaberne, der søges forbedret, er øget viskositet og elasticitet, hvilket kan medføre forøget sporkøringsmodstand, forøget fleksibilitet og længere levetid af asfalten.

En oversigt over bitumenmodificerende tiltag findes i Tabel 4. For en dyberegående omtale af emnet henvises til litteraturen fx (NCC, 2001).

Tabel 4. Oversigt over modificerende tilslag. Efter (NCC, 2001).

Type	Virkemåde på bindemidlet	Betegnelse
Gummi	Nedsat temperaturafhængighed Forøgede elastiske egenskaber Forbedrede kuldeegenskaber Forbedret klæbeevne	Naturgummi SBR (styren-butaden) gummi SBS (styren-butaden-styren) block polymer Dæk granulat
Plastik	Nedsat temperaturafhængighed Forbedret bæreevne	Polyethylen Polypropylen EVA (ethyl-vinyl-octat)
Oxydations- katalysatorer	Nedsat temperaturafhængighed Forbedret bæreevne Risiko for accelererende ældningsprocesser	Mangan-salte
Asfalténer	Nedsat temperaturafhængighed Forøget stivhed og viskositet Forbedret bæreevne	Naturasfalt Gilsonit Carbon black
Olier	Blødgøring af hård bitumen Rejuvenering af asfaltgenbrug	Rejuvenator
Klæbeforbedrere	Styrker bindingskraft til mineraler	Aminer Kalkhydrat
Antioxidanter	Forsinker naturlige ældningsprocesser	Bly-forbindelser Carbon Calcium-salte
Fibre	Binder bitumen og muliggør højt bindemiddelindhold i asfaltbelægning	Cellulose Stenuld Glasfibre Polyester



5 BEFÆSTELSESLAG

5.1 Generelt om belægningsmaterialer

Egenskaberne ved et befæstelsesmateriale kan bestemmes på grundlag af målinger i marken eller i laboratoriet. Prøvningsmetoderne er fastlagt i CEN-normer. Flere af prøvningsmetoderne, navnlig vedrørende de ubundne materialer og lag, forudsættes i øvrigt bekendt fra undervisning i faget geoteknik.

Ved dimensionering, hvor de materialer, der aktuelt skal anvendes, endnu ikke er fremstillet, går man en anden vej. På grundlag af erfaringer om egenskaberne ved forskellige materialetyper, gør man sig forudsætninger om de egenskaber, som materialet skal have. Når dimensioneringen er færdig, og vejen skal anlægges, bestiller man materialer med de ønskede egenskaber.

At materialerne opnår disse egenskaber sikres ved at stille krav i udbudsmaterialet, altså når vejbestyrelsen som bygherre specificerer de leverancer og ydelser, som leverandøren og entreprenøren skal præstere. Kravene gælder råvarer og produktion af befæstelsesmaterialerne, herunder den kvalitetskontrol, som fabrikanten skal føre og dokumentere. Kravene gælder endvidere udlægningen af befæstelsesmaterialerne og efterbehandlingen af belægningslagene.

Der er en nøje sammenhæng mellem de materialeegenskaber, som man kan tillade sig at forudsætte i dimensioneringen, og de krav og processer, der anvendes ved produktion og udlægning af materialerne. De egenskaber, der efterfølgende angives, og som anvendes i de danske vejregler for "Dimensionering af befæstelser og forstærkningsbelægninger" (Vejdirektoratet, 2013), kan man derfor kun forvente at opnå, hvis materialerne opfylder de krav, der er anført i de gældende udbuds- og anlægfsforskrifter for de pågældende materialer, og hvis materialerne bliver behandlet i overensstemmelse med god praksis inden for vejbygningsfaget.

Egentlig dimensionering af befæstelsesopbygningen forudsætter, at man kender materialeparametre, E og ν , for de belægningsmaterialer, befæstelsens enkelte lag består af, og for underbunden.

Den første af parametrene er E -værdien [MPa], der er et udtryk for det pågældende materiales elastiske egenskaber, og derved for materialets bæreevne og deformationsegenskaber. Kun de færreste belægningsmaterialer er rent elastiske, og selv disse er næppe

lineær-elastiske. Da de elastiske egenskaber varierer med spændingsniveauet og med belastningstiden, kan man ikke med rimelighed anvende termen elasticitetskoefficient. Man benytter derfor blot betegnelsen E -værdi, som angiver forholdet mellem spændinger, σ [MPa], og tøjninger, ε [-], i materialet: $\sigma = E \cdot \varepsilon$, ved de belastninger og vilkår, der normalt optræder i trafikken. Det understreges, at analogien mellem E -værdi og elasticitetskoefficient har begrænsninger.

Den anden parameter er Poissons⁹ forhold, ν , der angiver forholdet mellem tøjninger i længde- og i tværretningen.

5.2 Underbunden

Underbundens beskaffenhed er i sidste ende afgørende for, hvor tyk en vejbefæstelse der er nødvendig for at bære den dimensionsgivende trafik. De to afgørende forhold er:

- underbundens frostfølsomhed, og
- underbundens bæreevne, navnlig dens deformationsegenskaber ved belastning, udtrykt ved dens E -værdi, E_m [MPa]

5.2.1 Sikring mod frostfølsomhed

Hvis vejstrækningens jordarter ikke kan fastlægges ud fra tidligere erfaringer, der giver et velunderbygget kendskab til jordbundsforholdene, bør der udføres undersøgelser i marken.

Hvis de aktuelle jordarters frostrisiko ikke er bestemt på anden måde, foreslår de danske vejregler, at den samlede tykkelse af befæstelsen som minimum bliver som angivet i hosstående Tabel 5.

Tabel 5. Mindste totale belægningstykkelser under hensyn til frosthævningsrisiko. Efter (Vejdirektoratet, 2013).

Risikogruppe	Frostsikker	Frosttvivlsom	Frostfarlig
Materialetyper:	Sand og grus uden		Silt og meget siltholdige
Trafikklasse:	betydende partier af silt og siltholdigt ler	Moræneler og ler	jordarter med mulighed for vandtilførsel
T0, T1		400 mm	500 mm
T2	Som bestemt ud fra mekanistisk-empirisk dimensionering	500 mm	700 mm
T3		600 mm	800 mm
T4, T5, T6, T7		700 mm	900 mm

Tabel 5 hviler på en grov klassifikation af underbundens egenskaber, nemlig om den er »frostfarlig«, »frosttvivlsom« eller »frostsikker«. Hører den til en af de to førstnævnte grupper, skal det

⁹ Siméon Denis Poisson (1781-1840), fransk matematiker og fysiker.

sikres, at befæstelsen får en tykkelse, så underbunden ikke påvirkes af frost. Det kan indebære, at den samlede befæstelses tykkelse skal forøges ud over, hvad dimensioneringen i øvrigt anviser. Baggrunden er risikoen for, at der dannes islinser i underbunden, så der sker frosthævning. I vurderingen indgår, at omfanget af den tunge trafik har indflydelse på risikoen for frostskafer.

Ved fastlæggelse af værdierne i Tabel 5 er det forudsat, at der etableres et velfungerende afløbssystem for såvel overfladevand som for grundvand. Hvor der anvendes kantsten eller rørlagt afløb fra kørebanen og befæstet fortov eller rabat, kan tabellens tykkelser for frostsikring reduceres med 100 mm. (Vejdirektoratet, 2013)

Når vejanlægget udføres i marken, bør jordarter og andre forhold i den råjord, der faktisk kan konstateres under planum, sammenholdes med de forudsætninger, der er gjort ved dimensioneringen. Hvis der optræder andre jordarter end forudsat, eller der konstateres andre afvigelser mellem faktiske og forudsatte forhold, må de endelige overbygningstykkelser korrigeres.

5.2.2 Underbundens E_m -værdi

Danske jordarters E_m -værdier. Til grovere skøn kan, alt efter omstændighederne, anvendes de vejledende værdier for E_m , som vejreglerne (Vejdirektoratet, 2013) angiver, jævnfør Tabel 6. I almindelighed vil underbundens E_m -værdi kunne variere mellem meget vide grænser, selv indenfor samme jordart, jævnfør tabellen.

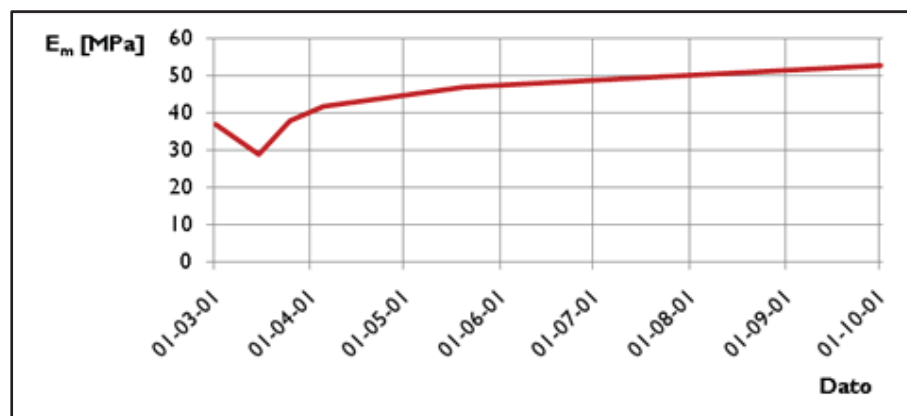
Tabel 6. E_m -værdier for underbund. Fra (Vejdirektoratet, 2013).

Note: *) Afhængigt af in situ vandindhold. Består underbunden af andre materialer, fastlægges E_m -værdien ud fra felt- eller laboratoriemålinger.

Jordarter	E_m -værdi [MPa]
Moræner, kalkfrit*)	10 – 20
Moræner, kalkholdigt*)	20 – 50
Moræner, fedt, kalkholdigt*)	10 – 30
Senglaciale ler- og siltaflejringer*)	5 – 15
Sand, fint (frostfarligt)	40 – 70
Sand	70 – 150
Grus	100 – 300

Afvandings- og dræningsforhold samt vejens placering i afgravning eller påfyldning vil have indflydelse på disse variationer. En sikker vurdering vil ofte kræve særlige undersøgelser.

Det er vigtigt at bemærke, at E_m -værdien ikke blot afhænger af jordbundens art og vandindhold, men reelt også er afhængig af den effektive spænding i jorden, dvs. afhængig af både belastning og evt. porevandstryk. Især tøjbrudsperioden er kritisk for underbundens bæreevne. I denne periode kan der ske en kraftig op-



Figur 28. Eksempel på E_m -værdiens variation gennem året. Efter (NCC, 2001).

blødning af jordlagene, hvilket medfører en betydelig reduktion af E_m -værdien, jævnfør Figur 28.

Som standardværdier for de tre underbundsbetegnelser »Frost-sikker«, »Frosttvivlsom« og »Frostfarlig«, jævnfør Tabel 5, anvender både vejreglernes katalogbefæstelser og dimensioneringsprogrammet MMOPP værdierne 100 MPa, 40 MPa henholdsvis 20 MPa. (Vejdirektoratet, 2013)

Hvor der er foretaget jordforbedringer, fx ved stabilisering, bør laboratorieprøvninger udføres til at fastslå underbundens forbedrede styrke. For så vidt angår kalkstabiliseret underbund, kan man eksempelvis dimensioneringsmæssigt regne med en E_m -værdi på 55 MPa, hvis denne værdi kan eftervises som overflademodul på det kalkstabiliserede lag efter 3 døgn.

Bestemmelse af E_m -værdien. Ønsker man en mere konkret fastsat værdi for underbundens E -værdi, kan E_m bestemmes ved pladebelastningsforsøg i marken. I dag udføres forsøgene oftest med et faldlodsapparat. Værdien angives i MPa ($1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2$).

Det har vist sig, at måling af E_m -værdier ved pladebelastningsforsøg direkte på råjordens overflade (planum) giver upålidelige resultater. Dette kan skyldes, at måleresultatet er følsomt overfor andre forhold end råjordens bæreevneegenskaber. Det kan fx være en følge af, at råjordens øverste lag udsættes for kortvarige klimapåvirkninger som regnskyl og soludtøring. Derfor bestemmes E_m -værdien bedst indirekte, ved pladebelastningsmålinger på ovenliggende bærelag. Dette forhold lægger begrænsninger på dimensioneringsmetoden til brug ved større vejanlæg.

E_m -bestemmelse ud fra CBR-værdi. Et alternativt udtryk for underbundens bæreevne og deformationsegenskaber er CBR-værdien. CBR er en forkortelse af »Californian Bearing Ratio«.

Et materiales bæreevne udtrykt ved CBR-værdien er størrelsen af den kraft, der under nogle standardiserede forsøgsbetingelser er

nødvendig for at presse et stempel ned i materialet. Nedpresningen af stemplet sker i en cylindrisk metalform med konstant hastighed og til en bestemt dybde. *CBR*-værdien angives da som den målte kraft i procenttal af den kraft, som er fundet ved en tilsvarende måling på et standardmateriale.

CBR-forsøg kan udføres såvel i marken som i laboratorium. *CBR*-værdier lægges i dag i svindende omfang til grund for egentlig belægningsdimensionering; men værdien kan anvendes til supplerende undersøgelser af generelle materialeegenskaber, fx den relative bæreevnes afhængighed af vandindholdet.

Er *CBR*-værdien kendt, kan den for kohæsionsjord skønsmæssigt omregnes til E_m -værdien (i MPa) ved hjælp af den følgende empiriske formel:

$$[9] \ E_m \approx 17,6 \cdot CBR^{0,64}$$

De fleste kilder, blandt andet NCC (2001) og Thagesen (2006), foreslår følgende omregningsformel:

$$[10] \ E_m \approx 10 \cdot CBR$$

Formlerne [9] og [10] kombineres ofte, således at [9] anvendes for $CBR > 5 \%$ og [10] anvendes for $CBR < 5 \%$.

5.3 Ubundne lag

Vejbelægningens ubundne materialer anvendes dels i de ubundne bærelag, dels i bundsikringslaget over planum. Materialerne skal derfor opfylde to forskellige sæt funktionskrav afhængig af, om de skal anvendes til bærelag eller bundsikringslag, jævnfør Tabel 7.

Funktionskravenes opfyldelse vurderes gennem en række prøvningsmetoder. De vigtigste prøvningsmetoder fastlægger kornkurven, og bestemmer knusningsgrad, sandækvivalent og modstandsevne mod knusning.

5.3.1 Bundsikringslag

Bundsikringslag er enten naturmaterialer eller genbrugsmateriale såsom forbrændingsslagge eller eventuelt knust tegl.

Bundsikringslagets vigtigste opgave er dræning, og materialet skal derfor være porerigt. Dette sikres ved at stille krav til kornmaterialets uensformighedstal, U , som er forholdet mellem korndiameteren ved 60 % gennemfald, d_{60} , og korndiameteren ved 10 % gennemfald, d_{10} . Et lille uensformighedstal angiver et veldrænende materiale, og d_{60}/d_{10} bør være mindre end 2,5 for bundsikring.

Tabel 7. Udmøntning af funktionskrav til ubundne bærelag (★), henholdsvis til bundsikringslag (★). Efter Jansen (2014)

		Egenskabsbeskrivelse						
		Fillerindhold	Kornkurve	Maksimal kornstørrelse	Sandækvivalent	Knusningsgrad	Renhed	Supplerende beskrivelse
Specificerende funktionskrav	Komprimerbarhed		★	★				★
	Bæreevne ved indbygning	★	★		★	★		★ ★
	Bevarelse af bæreevne	★	★		★ ★	★ ★		★ ★
	Drænevne	★			★		★	★
	Frostsikring ved indbygning	★	★				★ ★	
	Bevarelse af frostsikkerhed							★
	Frostbestandighed							★ ★
	Slidstyrke							★
	Filtervirkning							★

5.3.2 Ubundne bærelag

Ubundne bærelag er enten naturmaterialer, macadam eller stabilt grus, eller knuste genbrugsmaterialer af cementbeton, tegl eller asfalt.

Macadam^o-bærelaget opbygges af et enskornet skærve- eller singelslag med korn i fraktionen 32/64. Efter komprimering fyldes stenskelettets hulrum ved nedvanding af dæksand, i fraktion 0/8. Opbygningen giver en høj indre friktion på grund af stenskelettet og en god stabilitet på grund af hulrumsfyldningen. Skærvemacadam kræver, at alle sten skal have mindst én brudflade, mens singelsmacadam kan være udført af runde sten.

Stabilt grus^o udføres i to kvaliteter, SG I og SG II. Materialet fremstilles ud fra naturlige grusgravsforekomster, der ved sigtning er opdelt i materialer med kendte kornstørrelsesfordelinger. Disse assorterede materialer blandes så i forhold, så det færdige materiale opfylder specifikationerne for SG I henholdsvis SG II. Fastlæggelse af blandingsforholdet vil især være et spørgsmål om at leve op til den krævede kornkurve for den stabile grus. Bemærk, at der er forskelle i flere af kravene til de to kvaliteter, blandt andet skal der være et større indhold af knuste materialer i SG I.

5.3.3 Deformationsegenskaber

For de ubundne materialer gælder, at Poissons forhold, ν , normalt sættes til 0,35.

De mest almindeligt forekommende ubundne materials E -værdi fremgår af Tabel 8. Materialerne er i tabellen betegnet ved de forkortelser, der normalt anvendes. Tabellen angiver en minimums-

lagtykkelse, som er nødvendig, for at udlægning og efterbehandling af belægningslaget kan udføres forskriftsmæssigt.

For nærmere specifikation af materialerne henvises til de respektive udbuds- og anlægsforskrifter på vejregelportalen.

Tabel 8. Materialeparametre for ubundne materialer. Efter (Vejdirektoratet, 2013)

Materiale	E-værdi [MPa]	Minimumstykkelse [mm]
Skærvemacadam (SKM)	1.000	70
Singelsmacadam (SIM)	600	70
Stabilt grus I (SG I)	350	150
Stabilt grus II (SG II)	300	150
Knust Beton (KB)	400	150
Knust Beton/Tegl I (KBT I)	300	150
Knust Beton/Tegl II (KBT II)	200	150
Knust Beton/Tegl III (KBT III)	150	150
Knust Asfalt (KAS)	250	150
Knust Asfalt/Beton (KAB I)	250	150
Knust Asfalt/Beton (KAB II)	300	150
Bundsikringslag, sand, kval. I og II (BL I og BL II), $U > 3$	150	200
Bundsikringslag, sand, kval. I og II (BL I og BL II), $U \leq 3$	100	200
Forbrændingsslagge som Bundsikringslag	100	150

5.4 Cementbundne materialer¹⁰

Cementbundne materialer er sten og grus, der sammenbindes ved hydraulisk reaktion med cement. Materialerne siges derfor også at være hydraulisk bundne.

Materialernes egenskaber afhænger af cementindholdet, og dermed trykstyrken af det hærdede materiale. Egenskaberne varierer derfor alt efter brugen fra en egentlig beton, der anvendes til slidlag, til cementblandede materialer, som bruges til bærelag. I sidstnævnte situation, kan styrken være lav, idet cementen blot skal kitte grusmaterialet sammen til et stabilt stenskelet med god trykspredning til underlaget.

Et særligt problem ved udførelsen af cementbundne vejbelægninger er hærdevarme og krymperevner. Ved cementens afbinding udvikles varme, som kan få vand til at fordampe, og som ved den efterfølgende afkøling afstedkommer trækspændinger i den hærdede beton. Trækspændingerne afføder tværrevner i udlægningsbanen, typisk med mellemrum på omkring 5 m.

¹⁰ Afsnittene om cementbundne materialer, om hydraulisk bundne bærelag og om betonbelægninger er i altovervejende grad baseret på Jansen (2014).

For at kontrollere disse effekter skal cementmaterialet forsegles med en damptæt membran, som holder på vandet i cementblandingen. Når der ikke længere udvikles hærdevarme, skal der endvidere skæres revneanvisere pr. 5 m på tværs af udlægningsbanen, så revnedannelsen kontrolleres. (Jansen, 2014)

5.4.1 Hydraulisk bundne bærelag

Hydraulisk bundne bærelag, HBB, udføres dels som cementbunden grus, HBB type A (tidligere CG), dels som cementbunden sand, HBB type B (tidligere CS). Forskellen er, om tilslaget er karakteriseret som grus eller sand. For begge materialetyper gælder, at de anvendes som bærelag i vejbefæstelser, såvel under asfaltbelægninger og betonbelægninger som under sten- og flisebelægninger.

Ved udførelsen er det vigtigt, at materialet efter cementens hærdning danner et tæt forkilet stenskelet og ikke et egentligt betonmateriale. Det sikres ved, at indholdet af cement holdes lavt. Endvidere skal der ske en høj grad af ensartethed i komprimeringen af materialet, og det færdigkomprimerede materiale, skal holdes forsegle, så fugtindholdet bevares under afbindingen. (Jansen, 2014)

5.4.2 Betonbelægninger

Cementbundne materialer har til forskel fra asfaltmaterialerne ingen plastiske egenskaber. Derfor kan de tåle længerevarende og store statiske belastninger, ligesom de ikke skades af oliespild. Betonbelægninger er dyre i udførelse, og de er vanskelige at reparere effektivt, da vedhæftningen mellem betonen og reparationsmaterialet oftest ikke er holdbar.

Betonbelægninger har i Danmark forsøgsvist være anvendt til vejbelægninger, men deres holdbarhed har ikke vist sig tilstrækkelig til at opveje merudgiften i forhold til asfaltbelægningerne. Den dårlige holdbarhed er en følge af alkali-kisel-reaktioner, når betonens flint indgår i en kemisk reaktion med glatføresalt. Herved kan der opstå sprængninger i betonen.

I Danmark anvendes vejbelægninger med cementbundne materialer derfor især, hvor asfaltmaterialer ikke er anvendelige, enten fordi trafikbelastningerne er statiske eller store, eller der er risiko for oliespild. Det gælder fx på havne- og terminalområder, hvor asfaltmaterialer ikke er stabile over for hjulbelastningerne fra specialkøretøjer og fra statisk belastning fra containeroplæg eller på flystandpladser. I udlandet anvendes betonbelægninger dog i væsentligt omfang som motorvejsbelægning, dels på grund af motorvejstrafikkens høje vejslid, dels fordi man i visse lande har dårlige erfaringer med asfaltmaterialers stabilitet.

Når betonbelægninger udlægges som øverste lag i vejbefæstelsen, sker det oven på hydraulisk bundne bærelag for at sikre stabilitet og stivhed i underlaget, så man ikke risikerer, at betonbelægning-

gen udsættes for større nedbøjninger. I revnezonen, hvor der skæres revneanvisere, indstøbes ofte dyvler, der kan overføre kræfter mellem betonpladerne, når hjul passerer af revnen. Revnerne forsegles med et elastisk fugemateriale for at hindre overfladevand i at trænge ned i underlaget.

Betonooverfladens friktion sikres ved at bruge stentilslag med høj poleringsresistens, dvs. materialer, der ikke bliver poleret af køretøjernes gummidæk. Endvidere tilstræbes, at stentilslaget frilægges i overfladen, så makroteksturen er grov. (Jansen, 2014)

5.4.3 Deformationsegenskaber

For beton sættes Poissons forhold, ν , normalt til 0,15. For hydraulisk bundne bærelag (cementstabiliseret grus^o og sand) sættes Poissons forhold, ν , normalt til 0,25.

De mest almindeligt forekommende cementbundne materials E -værdi fremgår af Tabel 9. Materialerne er betegnet ved de forkortelser, der normalt anvendes. Tabellen angiver en minimumslagtykkelse, som er nødvendig, for at udlægning og efterbehandling af belægningslaget kan udføres forskriftsmæssigt. For nærmere specifikation af materialerne henvises til de respektive udbuds- og anlægfskrifter på vejregelportalen.

Tabel 9. Materialeparametre og kriterieparametre for uarmeret cementbeton og for hydraulisk bundne bærelag (HBB). Styrkeklasser, C, refererer til 360-døgns trykstyrken. For så vidt angår kriterieligningens A- og P-værdier, henvises til afsnit 7.3.3 på side 98. Efter (Vejdirektoratet, 2013).

Materiale	Styrkeklasse [MPa]	E_{INIT} [MPa]	E_{TERM} [MPa]	Minimumslagtykkelse [mm]	Kriterieligning	
					A	P
Cementbeton, uarmeret		35.000		150		
HBB-A	C _{5/6}	7.500	1.500	150	$-48 \cdot 10^{-6}$	-0,201
HBB-A	C _{6/8}	9.600	1.500	150	$-60 \cdot 10^{-6}$	-0,180
HBB-A	C _{8/10}	12.000	1.500	150	$-86 \cdot 10^{-6}$	-0,148
HBB-B	C _{5/6}	11.800	2.000	150	$-66 \cdot 10^{-6}$	-0,149
HBB-B	C _{6/8}	13.000	2.000	150	$-75 \cdot 10^{-6}$	-0,139
HBB-B	C _{8/10}	15.000	2.000	150	$-90 \cdot 10^{-6}$	-0,125
HBB-B	C _{12/15}	18.000	2.000	150	$-118 \cdot 10^{-6}$	-0,107
HBB-B	C _{16/20}	21.200	2.000	150	$-144 \cdot 10^{-6}$	-0,095
HBB-B	C _{20/25}	23.700	2.000	150	$-167 \cdot 10^{-6}$	-0,086

5.5 Bitumenbundne materialer¹¹

Hovedparten af de danske veje har en asfaltbelægning. Asfaltlagene designes med tanke på forskellig anvendelse i vejbefæstelsen,

¹¹ Afsnittene om bitumenbundne materialer hviler på flere referencer, navnlig (NCC, 2001), (Thagesen, 2006) og de danske vejregler blandt andet (Vejdirektoratet, 2013).



Figur 29. Advarselstavle A33, løse sten, anvendes ofte, når der er udført overfladebehandling.

jævnfør Figur 1. Belægningerne kan, groft sagt, opdeles i tre hovedtyper: overfladebehandlinger, massebelægninger af varmblandet asfalt samt andre asfalttyper.

5.5.1 Asfalttyper

Overfaldebehandling^o (OB) udføres ved at forsegle vejoverfladen med blød bitumen, der udsprøjtes varm, som bitumenopløsning eller som bitumenemulsion. Der afstrøes med et tyndt lag ensartede sten, 6/8, 8/12 eller 12/16, som tromles fast i bitumenlaget.

I løbet af en uges tid arbejder trafikken stenene yderligere ind i bindemidlet. Hastigheden holdes lav for at mindske risiko for stenslag. Herefter fejes overskydende sten bort.

Overfladebehandling er prisbillig og vandtæt; men belægningen øger ikke overfladens jævnhed og bidrager ikke i sig selv til vejbelægningens styrke. Friktion og refleksionsegenskaber er rigtigt gode, når overfladebehandlingen er vel udført.

Varmblandet asfalt dækker over flere typer, herunder asfaltbeton^o (AB), asfaltbeton bindelag (ABB), pulverasfalt^o (PA), drænasfalt^o (DA), skærvemastiks^o (SMA), og grusasfaltbeton^o (GAB). Materialet fremstilles i reglen på værk ved blanding af opvarmet stenmateriale samt bitumen og eventuelle modifikatorer.

Blandingen indeholder typisk omkring 5 vægtprocent bitumen. Stenmaterialet sammensættes, så den ønskede kornkurve og den ønskede andel lyst tilslag indgår, og bitumen blandes, så de ønskede egenskaber, blandt andet hårdhed (penetration) opnås.

Tabel 10. Bitumenbundne slidlagsmaterialers karakteristika. Efter Jansen (2014)

Slidlag	Bitumen		Stentilslag		Overflade	Styrkebidrag
	Hårdhed	Vægt-%	Størrelse	Art		
OB	Emulsion Cutback		6/8 – 8/11	Knust materiale	Ru. Enskornet stenstørrelse.	Nej
AB t,å	70/100 – 160-220	5 %	0/8 – 0/12	Knust granit	Ensarte. Knuste materialer.	Ja
PA t,å	≥ 250-330	5 %	0/6 – 0-8	Knust granit Bakke materiale	Ensartet/spættet. Knuste og uknuste materialer.	Nej
DA	Mod. 70/100	5 %	0/8	Knust granit	Meget åben. Ensartede, store skærver.	Ja
SMA	70/100	7 %	8 – 12	Knust granit	Åben. Fine skærver.	Ja
TB	70/100 – 160-220	–	0/6 & 5/8	Knust granit	Åben. Enskornet.	Nej
Koldasfalt	Emulsion		0/4 – 0/11	Knust bakkemateriale	Tæt. Finkornet.	Nej
Forsegling	Emulsion		0/2	Stenmel	Tæt. Sandpapirru.	Nej

Genbrugsasfalt, fx fra affræsning af gamle belægninger, kan indgå og bidrager såvel til kornkurven som til bitumenindholdet.

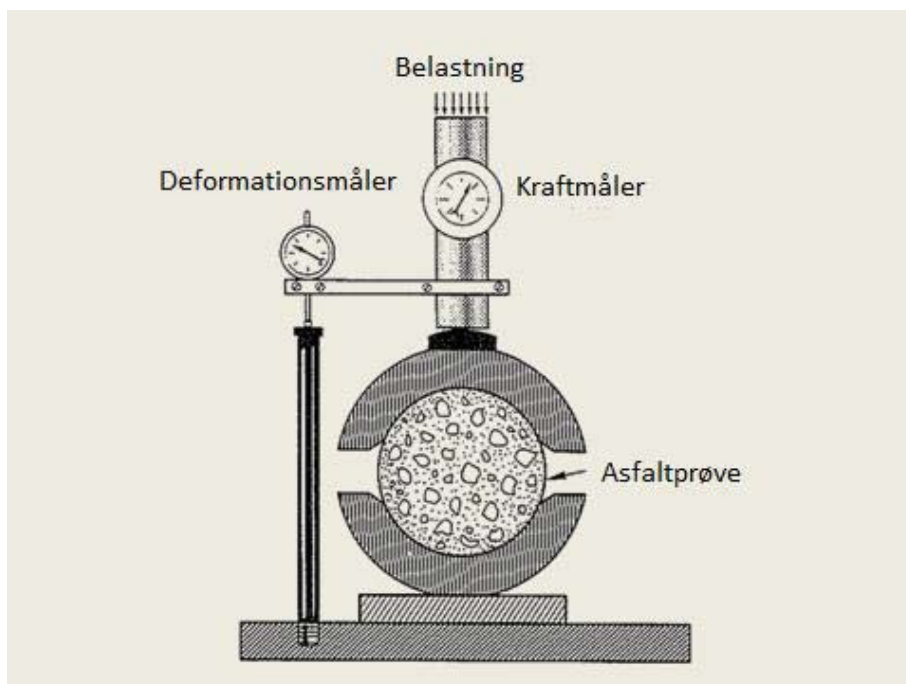
Det blandede materiale transporteres til arbejdspladsen, udlægges og komprimeres ved tromling. Transporterne sker i dag i isolerede køretøjer. Kørselsafstanden er derfor ganske stor, og antallet af faste værker er derfor efterhånden reduceret, samtidig med at værkerne er blevet effektiviseret. I yderområder anvendes i stedet mobile værker.

Typerne er designet til forskellige formål. De fire førstnævnte bruges til slidlag, asfaltbinderbeton er til bindelag, mens grusasfaltbeton, der fremstilles i tre typer, anvendes til bærelag.

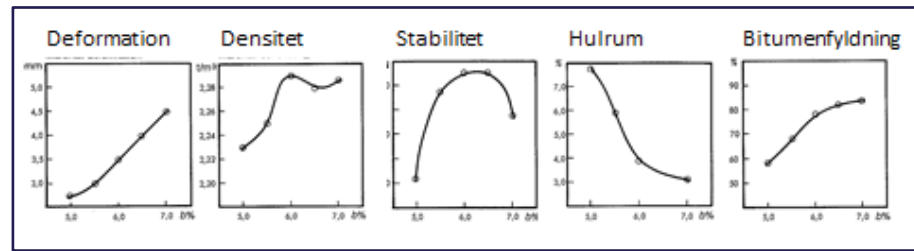
Asfaltbeton har en forholdsvis hård bitumen og et stenskelet af knust granit med skærver op til 8 eller 12 mm i kornstørrelse. Den fremstilles i to varianter med en tæt, henholdsvis en åben gradering.

Pulverasfalt er den traditionelle danske betegnelse for en asfaltbeton med en blød bitumen. Drænasfalt er en asfaltbeton med en kornkurve, der giver et stort, sammenhængende hulrum og dermed god dræning. Skærvemastiks rummer specialfiller, der kan binde meget bitumen, men alligevel beholder en lav hulrumsprocent.

Asfaltbeton-typer blandes efter recepter, der både afhænger af de stillede funktionskrav og af de materialer, der konkret er til rådighed. Når stenmateriale og bitumen er valgt, fastlægges bitumenindholdet ofte ved Marshall-metoden.



Figur 30. Marshall-presse. Efter Thagesen (2006)



Figur 31. Resultat af Marshall-undersøgelse. Hvert punkt repræsenterer gennemsnit af tre forsøg for hvert bitumenindhold. Efter Thagesen (1998)

Ved Marshall-metoden fremstilles på en standardiseret vis et antal cylindriske prøvelegemer af samme stenmateriale, men med forskelligt bitumenindhold. På hvert prøvelegeme bestemmes densiteten, hulrumspocenten og bitumenfyldningen. Prøvelegemerne presses i en trykpresse, jævnfør Figur 30, idet værdier af kraft og deformation noteres. Herved bestemmes den største kraft, Marshall-stabiliteten, som legemet kan modstå, og den tilhørende Marshall-deformation.

De registrerede værdier optegnes, jævnfør Figur 31, og det vurderes, om materialekravene er opfyldt med en rimelig sikkerhedsmargin. Er det tilfældet, har man bestemt materialets recept; i modsat fald må forsøget gentages med ændret sammensætning af kornmateriale og/eller bitumenhårdhed.

Bemærk, at alle de registrerede parametre repræsenterer karakteristika, som spiller sammen, og som tilstræbes i asfalmaterialet. Eksempelvis har hulrummet betydning, fordi bitumen har en varmeudvidelseskoefficient, der er ca. 20 gange større end stenmaterialernes. Ved høje sommertemperaturer vil alle hulrum derfor kunne fyldes med bitumen og presses op mod overfladen i et slidlag. Herved bliver belægningen glat, den »sveder«, og den kan miste stabilitet, så der lettere opstår ujævnheder og sporkøring. (Statens Vejlaboratorium, 1981)

Andre asfalttyper. Tyndlagsbelægning (TB) er en hybrid mellem overfladebehandling og åbent graderet pulverasfalt. Tyndlagsbelægningen udlægges i to lag; første lag er et klæbelag af bitumen, andet lag er en åben asfaltmasse, som har et hulrum, der kan optage klæbelaget uden at hulrummet derved bliver fyldt med bitumen.

Koldasfalt består af stenmaterialer og bitumenemulsion. Fremstilling og udlægning sker i én arbejdsgang med særligt maskinel. Forsegling er med en finkornet masse af stenmel i bitumenemulsion. Materialet anvendes til at lukke beskadigede overflader.

Endelig nævnes støbeasfalt som en helt særlig type asfalt. Støbeasfalt er varmblandet, men har bitumenoverskud og har ingen luft- rum i asfaltmassen. Den anvendte bitumen er meget hård, og materialet har ved udlægning karakter af en tyktflydende væske, der

ikke kan komprimeres. Materialet er vanskeligt at udlægge jævnt, det er dyrt, men holdbart og slidstærkt.

5.5.2 Deformationsegenskaber

For de bitumenbundne materialer gælder, at Poissons forhold, ν , altså forholdet mellem tøjninger i længde- og i tværretningen, normalt sættes til 0,35.

Tabel 11. Materialeparametre for bitumenbundne materialer. Intervallet for lagtykkelse angiver den tykkelse, der er nødvendig for at materialet kan udlægges og efterbehandles forskriftsmæssigt.

Belægningstypernes forkortelser er: OB: Overfladebehandling°; MOB: Modificeret overfladebehandling; TB-k: Tyndlagsbelægning°; PA: Pulverasfalt°; AB: Asfaltbeton°; SMA: Skærvemastiks°; DA: Drænasfalt°; CB: Combibelægning°; ABB: Asfaltbeton bindelag° samt GAB: Grusasfaltbeton°, jævnfør Appendiks A. Udtag fra (Vejdirektoratet, 2013).

Materiale	Bitumen	E-værdi, dybde mindre end 100 [MPa]	E-værdi, dybde større end 100 [MPa]	Interval for lagtykkelse [mm]
OB og MOB	Alle typer	500		10/15
TB k	250/330	500		15/25
TB k	160/220	1000		15/25
TB k	100/150	1000		15/25
TB k	70/100	1000		15/25
TB k	40/60	1500		15/25
TB k	Modificeret	1500		15/25
PA	330/430	500		15/45
PA	250/330	500		15/45
AB	160/220	1000		20/55
AB	100/150	1500		20/55
AB	70/100	2000		20/55
AB	40/60	3000		20/55
AB	Modificeret	3000		20/55
SMA	70/100	2000		25/35
SMA	40/60	3000		25/50
SMA	Modificeret	3000		25/50
DA	Modificeret	1500		40/45
Semifleksibel	70/100	8000		40/80
CB	250/330	500		35/55
CB	160/200	1000		35/55
CB	100/150	1500		35/55
ABB	40/60	3000	5000	40/90
ABB	Modificeret	3000	5000	40/90
GAB 0	70/100	2000	3000	35/70
GAB 0	40/60	3000	5000	40/75
GAB I	70/100	2000	3000	50/100
GAB I	40/60	3000	5000	60/110
GAB II	40/60	3000	5000	80/180

De mest almindeligt forekommende bitumenbundne materials E -værdi fremgår af Tabel 11. Materialerne er betegnet ved de forkortelser, der normalt anvendes.

For nærmere specifikation af materialerne henvises til de respektive udbuds- og anlægsforskrifter på vejregelportalen. Læs også hos Thagesen (2006).

5.5.3 Temperaturkorrektur i de øverste 10 cm

Da materialeegenskaberne for asfalt er meget temperatur- og klima-afhængige, refererer E -værdien for asfalt til en såkaldt ækvivalent temperatur. Den ækvivalente temperatur defineres som den asfalttemperatur, ved hvilken 12 passager af én 10-tons standardaksel (10 tons $\approx$ 100 kN) vil bevirke den samme nedbrydning som én akselpassage i hver af årets 12 måneder. (Thagesen, 2006)

Under danske forhold er den ækvivalente temperatur fastsat til 30 °C for de øverste 100 mm af asfaltlaget, og til 25 °C for den del af asfaltlaget der ligger dybere. I praksis krummer arbejdskurven for asfalt. Dette er baggrunden for, der i Tabel 11 er anført to E -værdier for asfaltbinderbeton- og grusasfaltbeton-lagene. For de øverste 100 mm af befæstelsen anvendes en lavere E -værdi end for resten af befæstelsen.

5.5.4 Korrektur på veje med lave hastigheder

Når hastigheden på vejstrækningen er lav, dvs. under 60 km/h, vil asfaltens visko-elastiske egenskaber medføre, at E -værdien i Tabel 11 ikke opnås. Tabellens værdier skal derfor reduceres. Under danske forhold og med almindelige danske asfaltmaterialer kan man, jævnfør vejreglerne, (Vejdirektoratet, 2013), anvende følgende formel for reduktionen:

$$[11] \quad \begin{aligned} E_V &= E_{60} \cdot \left(\frac{V}{60}\right)^{0,37} && \text{for } E_V \leq 60 \text{ km/h} \\ E_V &= E_{60} && \text{for } E_V > 60 \text{ km/h} \end{aligned}$$

... hvor:

V	er hastigheden [km/h],
E_V	er materialets E -værdi [MPa] ved hastigheden V ,
E_{60}	er E -værdien [MPa] ved 60 km/h, (som anført i Tabel 11)

Vejreglerne angiver, at reduktionen også kan beregnes med følgende reduktionsfaktorer, F_E :

- Hastighed på 60 km/h og derofter: $F_E = 1,0$
- Hastighed på 30 km/h: $F_E = 0,8$
- Hastighed på 10 km/h: $F_E = 0,5$
- Hastighed på 5 km/h: $F_E = 0,4$
- Hastighed på 2,5 km/h: $F_E = 0,3$

Eksempel G

Givet. En asfaltbelægning opbygges af 50 mm AB 70/10, 70 mm ABB 40/60 og 80 mm GAB1 40/60. Hastigheden på belægningen kan forventes at være 20 km/h. Bestem de E -værdier, som asfaltbelægningens resulterende E -værdi skal beregnes ud fra.

Løsning. Reduktionsfaktoren beregnes, jævnfør udtryk [11] til:

$$\left(\frac{20}{60}\right)^{0,37} = 0,666$$

Jævnfør Tabel 11 skal asfaltbelægningen derfor beregnes for:

- 50 mm AB med E -værdi $0,666 \cdot 2000 \text{ MPa} = 1332 \text{ MPa}$
- 50 mm ABB med E -værdi $0,666 \cdot 3000 \text{ MPa} = 1998 \text{ MPa}$
- 20 mm ABB med E -værdi $0,666 \cdot 5000 \text{ MPa} = 3330 \text{ MPa}$
- 80 mm GAB1 med E -værdi $0,666 \cdot 5000 \text{ MPa} = 3330 \text{ MPa}$

Bestemmelsen af det i alt 200 mm tykke asfalten resulterende E -værdi sker efter formel [15], sammenhold eventuelt med **Eksempel K** nedenfor. □

5.6 Opgaver

A. Frostfølsomhed

Vurder frostfølsomheden af jordarter, der dominerer et projektområde, fx indenfor projektgruppens semesterprojekt.

Vurder hvilke krav det afføder til koblingshøjden for vej- og stianlæg i projektområdet. □

B. Udbuds- og anlægsforskrifter for vejmaterialer

Gennemgå vejregelportalen og noter navn og årstal på de udbuds- og anlægsforskrifter, der foreligger for bitumenbundne belægningslag henholdsvis for ubundne belægningslag, inklusive lag til bundsikring. □

C. Kornkurver

Sammenlign de kornkurver, som vejreglernes udbuds- og anlægsforskrifter opstiller for GAB 0, GAB I henholdsvis GAB II.

Marker væsentlige forskelle i maksimal kornstørrelse og i gradering. □



6 KATALOGMETODEN

Katalogmetoden angiver standardforslag til opbygning af vejbefæstelser. Metoden består af tabeller, hvor indgangsforudsætningerne er trafikklassen og befæstelsestypen, og hvor forslag til befæstelsens opbygning kan aflæses.

6.1 Katalogbefæstelser med betonbelægningssten

Tabel 12 gengiver de danske vejreglers (Vejdirektoratet, 2013) standardforslag til belægninger på veje og pladser, hvor det øverste lag er betonbelægningssten (BBS), og hvor hastigheden er under 60 km/h.

*Tabel 12. Befæstelser med betonbelægningssten (BBS) til 10 og 20 års trafik på frosttvivlsom underbund ($E_m = 40$ MPa). For anden type underbund justeres tykkelsen af bundsikringslaget. Trafikklasserne refererer til antal lastbiler på vejen per døgn i begge retninger til sammen og til $N_{\text{Æ}10}$ pr. dag i spor. De anvendte belægningsbetegnelser er: AG: afretningsgrus; BL: Bundsikringslag^o; BBS: betonbelægningssten; CG: cementstabiliseret grus^o; CS: cementstabiliseret sand^o; GAB: Grusasfaltbeton^o samt SG: Stabilt grus^o.
Noter: 1) Nogle lagtykkelser under T0, T1 og T2 er mindre end de generelt anbefalede, men er erfaringsmæssigt tilstrækkelige. 2) Hydraulisk bundne lag (HBB) forudsætter HBB-B med styrkeklasse $C_{8/10}$. Ved brug af anden styrkeklasse eller materialetype bør lagtykkelsen justeres. Fra (Vejdirektoratet, 2013).*

Trafikklasse	T0	T1	T2	T3	T4	T5
Lastbil/døgn	Kun lette	<1	1-75	75-150	150-600	600-1400
Æ10-last		0,5	0,5-20	20-50	50-200	200-500
BBS + SG	60 mm BBS	60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
10 års trafik	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
	120 mm SG ¹	120 mm SG ¹	190 mm SG	240 mm SG	290 mm SG	330 mm SG
	150 mm BL ¹	190 mm BL ¹	200 mm BL	250 mm BL	300 mm BL	250 mm BL
BBS + SG	60 mm BBS	60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
20 års trafik	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
	120 mm SG ¹	120 mm SG ¹	240 mm SG	270 mm SG	330 mm SG	370 mm SG
	150 mm BL ¹	190 mm BL ¹	150 mm BL ¹	220 mm BL	260 mm BL	210 mm BL
BBS + HBB ²		60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
10 års trafik		30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
		120 mm HBB	135 mm HBB	155 mm HBB	175 mm HBB	210 mm HBB
		190 mm BL ⁵	255 mm BL	335 mm BL	415 mm BL	370 mm BL
BBS + HBB ²		60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
20 års trafik		30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
		120 mm HBB	155 mm HBB	170 mm HBB	195 mm HBB	230 mm HBB
		190 mm BL ⁵	235 mm BL	320 mm BL	395 mm BL	350 mm BL
BBS + Asfalt		60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
10 års trafik		30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
		80 mm GAB I	95 mm GAB I	110 mm GAB I	130 mm GAB I	145 mm GAB I
		70/100	70/100	70/100	70/100	70/100
		230 mm BL ⁵	295 mm BL	380 mm BL	460 mm BL	435 mm BL
BBS + Asfalt		60 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	80 mm BBS	90 mm BBS
20 års trafik		30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG	30 mm AG
		80 mm GAB I	110 mm GAB I	125 mm GAB I	140 mm GAB I	155 mm GAB I
		70/100	70/100	70/100	70/100	70/100
		230 mm BL ⁵	280 mm BL	365 mm BL	450 mm BL	425 mm BL

Tabel 12 forudsætter frosttvivlsom underbund, $E_m = 40$ MPa. Der erindres om, at trafikklasse T0 forudsætter absolut ingen tung trafik – belægningstypen er alene tænkt anvendt til stier i parker og tilsvarende, hvor der ikke forekommer trafik med tunge køretøjer. Betonbelægningsstenene lægges i afretningsgrus (AG).

Vejreglerne definerer betonbelægningssten således, at forholdet mellem længde og tykkelse højst må være 4, samtidig med at det samlede areal højst må være 1 m². Er disse kriterier ikke opfyldt, er der tale om fliser, som ikke er omfattet af katalogbefæstelserne.



Figur 32. Eksempler på forskellige typer betonbelægningssten. Alle tre typer kan anvendes ved trafikklasse T0 og T1. Ved trafikklasse T2, kan type A og type B anvendes; mens alene type A bør anvendes ved trafikklasse T4 og T5. Efter (Vejdirektoratet, 2013).

Bemærk, at betonbelægningssten inddeles i tre klasser afhængigt af hvor godt stenene låser sig ind i hinanden, jævnfør Figur 32:

- **Type A** er fortandede sten, der griber ind i hinanden og derved modvirker bevægelser mellem stenene i såvel tvær- som længderetningen; typen kan anvendes ved alle trafikklasser T0-T5.
- **Type B** er fortandede sten, der griber ind i hinanden og derved modvirker bevægelser mellem stenene i én retning; typen kan anvendes ved alle trafikklasser T0-T3, forudsat at belægningen ikke er udsat for kraftigt drejende trafik.
- **Type C** er sten, der ikke har nogen låse-effekt; typen bør alene anvendes ved trafikklasser T0-T2, forudsat at belægningen ikke er udsat for kraftigt drejende trafik.

6.2 Katalogbefæstelser for fleksible belægninger

Tabel 13 gengiver vejreglernes katalogbefæstelser for fleksible slidlag på frosttvivlsom underbund.

Også her gælder, at tabellen forudsætter frosttvivlsom underbund, $E_m = 40$ MPa, og at trafikklasse T0 forudsætter, at der absolut ingen tung trafik finder sted.

Eksempel H

Givet: En sti i trafikklasse T1 ligger på frosttvivlsom underbund. Forslå en asfaltbefæstelse på singelsmakadam.

Løsning: Af appendiks B aflæses, at en løsning til 10 års trafik kan være 20 mm pulverasfalt (PA) 250/330, 100 mm toplagsfyldt singelsmakadam (SIM) og 280 mm bundsikringslag type II, hvor overfladen udføres som kørestabil; i alt 400 mm tyk. □

Tabel 13. Bitumenbundne belægninger til 10 års trafik på frosttvivlsom underbund ($E_m = 40$ MPa) og uden hastighedsreduktion. For anden type underbund justeres tykkelsen af bundsikringslaget. Trafik-klasserne refererer til antal lastbiler på vejen per døgn i begge retninger til sammen og til $N_{\text{Æ}10}$ pr. dag i spor. De anvendte belægningsbetegnelser er: AB: asfaltbeton°; ABB: asfaltbeton bindelag°; BL: bundsikringslag°; GAB: grusasfaltbeton°; PA: pulverasfalt°; SG: stabilt grus°; SIM: singelsmacadam°; SMA: skærvemacadam° samt TB-k: tyndlagsbelægning°, jævnfør Appendiks A.

Noter: 1) Nogle lagtykkelser under T0 og T1 er mindre end de generelt anbefalede, men er erfaringsmæssigt tilstrækkelige. 2) Ved toplagsfyldt singelsmacadam henholdsvis skærvemacadam bør overfladen af bundsikringslaget udføres som kørestabil. Fra (Vejdirektoratet, 2013).

Trafikklasse Lastbil/døgn Æ10-last	T0 Kun lette	T1 <1 0,5	T2 1-75 0,5-20	T3 75-150 20-50	T4 150-600 50-200	T5 600-1400 200-500	T6 & T7 >500
Asfalt + SG	30 mm PA 250/330 120 mm SG ¹ 150 mm BL ¹	20 mm PA 250/330 50 mm GAB 0 70/100 150 mm SG ¹ 180 mm BL ¹	20 mm PA 250/330 80 mm GAB I 70/100 150 mm SG 250 mm BL	25 mm PA 250/330 60 mm GAB 0 70/100 60 mm GAB I 70/100 150 mm SG 305 mm BL	25 mm PA 250/330 60 mm GAB 0 70/100 90 mm GAB I 70/100 170 mm SG 355 mm BL	30 mm AB 70/100 60 mm ABB 40/60 65 mm GAB I 40/60 215 mm SG 350 mm BL	Benyt dimen- sionerings software
			25 mm AB 160/220 70 mm GAB 0 70/100 150 mm SG 255 mm BL	25 mm AB 160/220 50 mm GAB 0 70/100 60 mm GAB I 70/100 150 mm SG 315 mm BL	30 mm AB 70/100 60 mm GAB 0 70/100 75 mm GAB I 70/100 160 mm SG 375 mm BL	35 mm SMA 40/60 60 mm ABB 40/60 60 mm GAB I 40/60 215 mm SG 350 mm BL	Benyt dimen- sionerings software
			15 mm TB-k 80 mm GAB I 70/100 150 mm SG 255 mm BL	15 mm TB-k 60 mm GAB 0 70/100 60 mm GAB I 70/100 150 mm SG 315 mm BL	20 mm TB-k 60 mm GAB 0 70/100 90 mm GAB I 70/100 170 mm SG 360 mm BL	20 mm TB-k 65 mm ABB 40/60 75 mm GAB I 40/60 210 mm SG 330 mm BL	Benyt dimen- sionerings software
Asfalt + SIM ²		20 mm PA 250/330 100 mm SIM 280 mm BL	40 mm PA 250/330 210 mm SIM 260 mm BL	25 mm PA 250/330 60 mm GAB 0 70/100 200 mm SIM 315 mm BL	30 mm AB 70/100 70 mm GAB 0 70/100 230 mm SIM 370 mm BL		
Asfalt + SKM ²		20 mm PA 250/330 100 mm SKM 280 mm BL	20 mm PA 250/330 200 mm SIM 280 mm BL	25 mm PA 250/330 240 mm SIM 335 mm BL	30 mm AB 70/100 60 mm GAB 0 70/100 200 mm SKM 410 mm BL	30 mm AB 70/100 60 mm GAB 0 70/100 250 mm SKM 360 mm BL	Benyt dimen- sionerings software



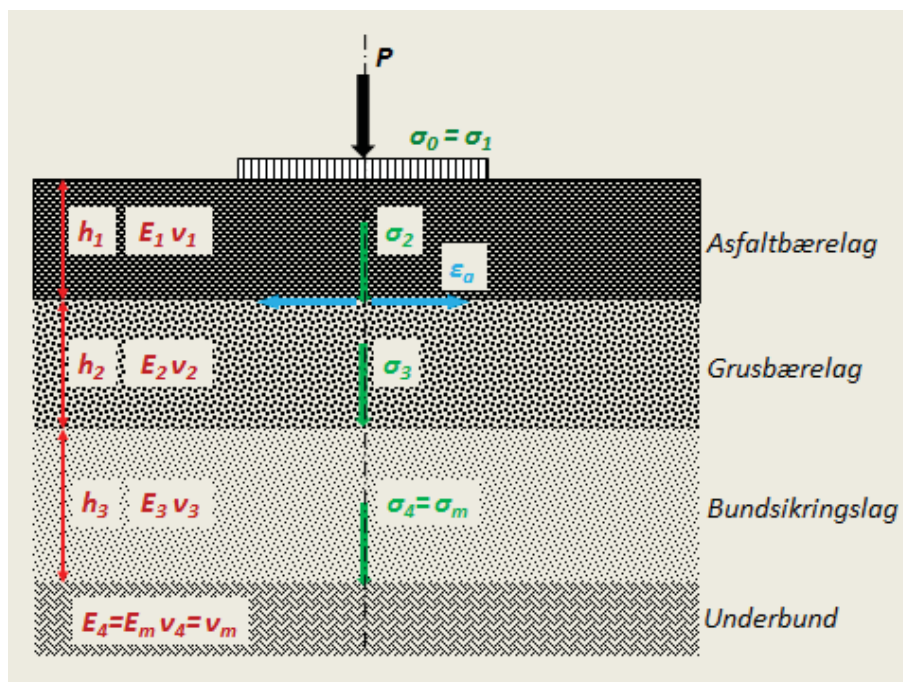
7 MEKANISTISK-EMPIRISK METODE

7.1 Dimensionering af befæstelsens lag

Ved den mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode bedømmes befæstelsens bæreevne og holdbarhed. Det er forudsat, at alle andre funktionskrav er opfyldt i befæstelsens levetid.

De belægningslag, som befæstelsen er opbygget af, har alle nogle styrke- og deformationsegenskaber, der skal respekteres. I de bundne lag er det, som er kritisk, især evnen til at modstå de vandrette træktøjninger, der optræder i lagenes underside. I de ubundne lag og underbunden drejer det sig om evnen til at optage lodrette trykspændinger. I nogle lande er der tradition for også at betragte andre af de kriterier, der kan udledes mekanistisk.

Dimensioneringsmetodens hovedkriterier er, jævnfør Figur 33, at de analytisk bestemte aktuelle påvirkninger (tøjninger og spændinger) hidrørende fra det dimensionsgivende hjultryk og kontaktryk ikke må overstige nogle kriterieværdier, der på empirisk



Figur 33. Spændingsoptagelse ned gennem en vejbefæstelse med tre lag over underbunden. Hjultrykket P giver anledning til et kontaktryk $\sigma_0 = \sigma_1$ over kontakthorizonten med radius a . Ved dimensioneringen skal det sikres, at den vandrette tøjning ϵ_0 i asfaltlagets underside holder sig under det tilladelige, og at de lodrette trykspændinger på grusbærelaget σ_2 , på bundsikringslaget σ_3 og på underbunden $\sigma_4 = \sigma_m$, ligeledes alle holder sig under det tilladelige.

grundlag kan beregnes for de tilladelige påvirkninger. Som nævnt verificeres betingelserne for de vandrette træktøjninger i undersiden af asfalthagene og for normaltrykspændingerne på oversiden af de ubundne bærelag henholdsvis på oversiden af underbunden.

I Danmark har den mekanistisk-empiriske metode tidligere været kendt som den analytisk-empiriske metode eller (efter de oprindelige udviklere af metodens hovedidéer) som Kirk¹²-Odemark¹³ metoden. Betegnelsen mekanistisk-empirisk metode er imidlertid ved at vinde indpas, dels fordi metodens analytiske elementer i grunden er af mekanistisk natur, dels fordi betegnelsen er i bedre tråd med udenlandsk, især amerikansk, terminologi.

Metoden er i dag udviklet og tilpasset til fleksible, til halvstive og til stive befæstelser af cementbeton, men ikke til befæstelser bestående af brolægningsssten.

Den mekanistisk-empiriske metode forudsætter, at man kender belastningen fra den dimensionsgivende trafik, jævnfør kapitel 3, og at materialeparametre, E og ν , for de enkelte lag i befæstelsen og for underbunden er fastlagt, jævnfør kapitel 5.

I det følgende afsnit 7.2 og afsnit 7.3 skitseres de mekanistiske henholdsvis de empiriske modeller, der indgår i metoden. I afsnit 7.4 skitseres en systematisering af beregningsgangen. Beskrivelsen sigter på undervisningssituationen, og de anførte formler er udtryk for en pragmatisk tillempning, der kan anvendes ved simple beregninger i hånden eller ved brug af fx regneark. Mere præcise beregninger kan udføres med de danske vejreglers program MMOPP¹⁴, der kort omtales i afsnit 7.5.

7.2 Metodens analytiske modeller

Bestemmelsen af de aktuelle (karakteristiske) påvirkninger, træktøjninger og trykspændinger, i en vejbefæstelse hviler på analytiske betragtninger. Udgangspunktet er formeludtryk, som Boussinesq¹⁵ i slutningen af 1800-tallet udviklede under nogle ideale elasticitetsteoretiske forudsætninger.

7.2.1 Boussinesqs formler

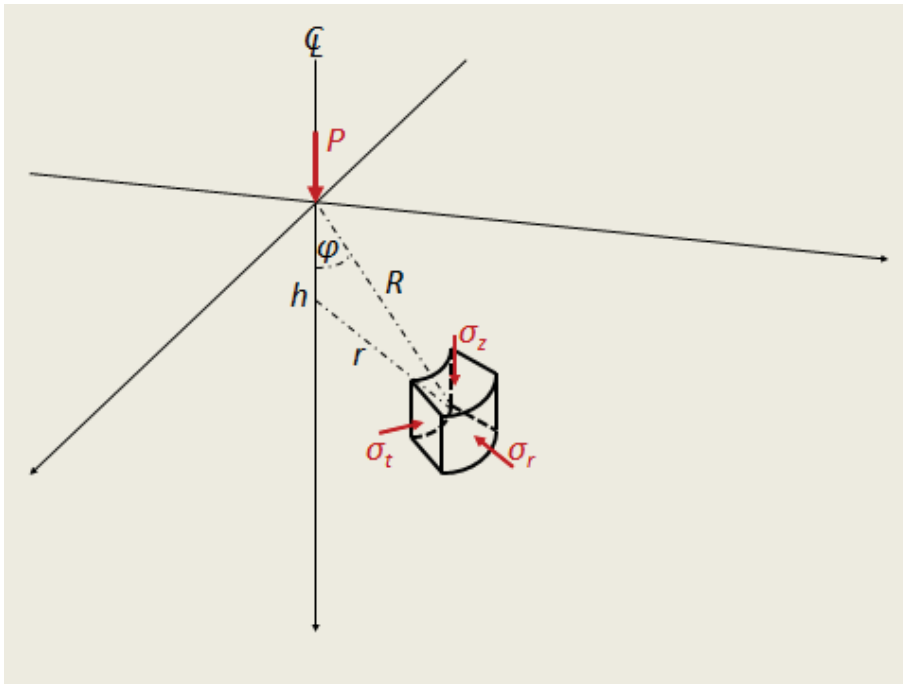
Boussinesqs teoretiske formler fra 1885 forudsætter et homogent, lineærelastisk og isotropt materiale i et uendeligt halvrum.

¹² Jes Mogens Kirk (1918-2006), dansk civilingeniør.

¹³ Nils Odemark (1899-1989), svensk civilingeniør, hædersdoktor ved Kungliga Tekniska Högskolan.

¹⁴ MMOPP – *Mathematical Modelling Of Pavement Performance*, jævnfør (Vejdirektoratet, 2013A).

¹⁵ Joseph Valentin Boussinesq (1842-1924), fransk matematiker og fysiker.



Figur 34. Spændinger i et punkt, placeret i dybden z under og i afstanden r fra centerlinjen af en belastning P . Punktets polære koordinater er (R, φ) , og spændingerne betegnes lodret σ_z , radiale σ_r og tangentielle σ_t .

Boussinesq betragter et vilkårligt punkt i materialet. Punktet har i et polært koordinatsystem koordinaterne R og φ og ligger i afstanden $r = R \cdot \sin \varphi$ fra belastningens centerlinje og i afstanden $h = R \cdot \cos \varphi$ under belastningsfladen, jævnfør Figur 34.

Tabel 14. Boussinesqs formler, dels i det generelle tilfælde, dels i ved betragtning i centerlinjen under belastningen, hvilket i vejbygningssammenhæng kan være særligt interessant. Efter Jansen (2014) og Busch (2016).

Generelt Vinkel φ		I centerlinjen $\varphi = 0^\circ$
I	$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2} \cdot \cos^3 \varphi$	$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2}$
II	$\sigma_r = \frac{(1-2\nu)P}{2\pi R^2} \cdot \left(3 \cos \varphi \cdot \sin^2 \varphi - \frac{1-2\nu}{1+\cos \varphi} \right)$	$\sigma_r = \div \frac{(1-2\nu)^2 P}{4\pi R^2}$
III	$\sigma_t = \frac{P}{2\pi R^2} \cdot \left(-\cos \varphi + \frac{1}{1+\cos \varphi} \right)$	$\sigma_t = \div \frac{P}{4\pi R^2}$
IV	$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi R^2} \cdot \cos^2 \varphi \cdot \sin \varphi$	$\tau_{rz} = 0$
V	$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)P}{2\pi R^2 E} \cdot (3 \cos^3 \varphi - 2\nu \cos \varphi)$	$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)(3-2\nu)P}{2\pi R^2 E}$
VI	$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)P}{2\pi R^2 E} \cdot \left(-3 \cos^3 \varphi + (3-2\nu) \cos \varphi - \frac{1-2\nu}{1+\cos \varphi} \right)$	$\varepsilon_r = \div \frac{(1+\nu)(1+2\nu)P}{4\pi R^2 E}$
VII	$\varepsilon_t = \frac{(1+\nu)P}{2\pi R^2 E} \cdot \left(-\cos \varphi + \frac{1-2\nu}{1+\cos \varphi} \right)$	$\varepsilon_t = \div \frac{(1+\nu)(1+2\nu)P}{4\pi R^2 E}$
VIII	$d_z = \frac{(1+\nu)P}{2\pi R E} \cdot (2(1-\nu) + \cos^2 \varphi)$	$d_z = \frac{(1+\nu)(3-2\nu)P}{2\pi R E}$

Når punktbelastningen betegnes P , og materialet har parametrene E og ν , så gælder formlerne i Tabel 14 for den lodrette, den radiale henholdsvis den tangentielle normalspænding i punktet, σ_z , σ_r , og σ_t , for forskydningsspændingen (shear stress), τ_{rz} , for den lodrette den radiale henholdsvis den tangentielle tøjning, ε_z , ε_r , og ε_t , og for deflektionen (nedbøjningen), d_z .

Bemærk, at formlerne bliver betydeligt enklere, når det er situationen i centerlinjen under punktbelastningen der betragtes.

Bemærk også, at formlerne kan omskrives, så rumvinklen φ elimineres. Betragtes spændingstilstanden i punktet, der ligger i den lodrette dybde h og den vandrette afstand r fra angrebepunktet for den lodrette enkeltkraft P , fås ifølge Boussinesq fås eksempelvis følgende udtryk for den vertikale normaltrykspænding σ_z :

$$[12] \quad \sigma_z = \sigma_{zz} = \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}}$$

Eksempel I

Givet: En homogen sandjord belastes af en punktførm last på $P = 50$ kN. Bestem trykspændingen i afstanden $R = 0,25$ m.

Løsning: Af Tabel 14, formel I findes trykspændingen σ_z :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2} = \frac{3 \cdot 50.000}{2 \cdot \pi \cdot 0,25^2} \approx 0,382 \text{ MPa}$$

□

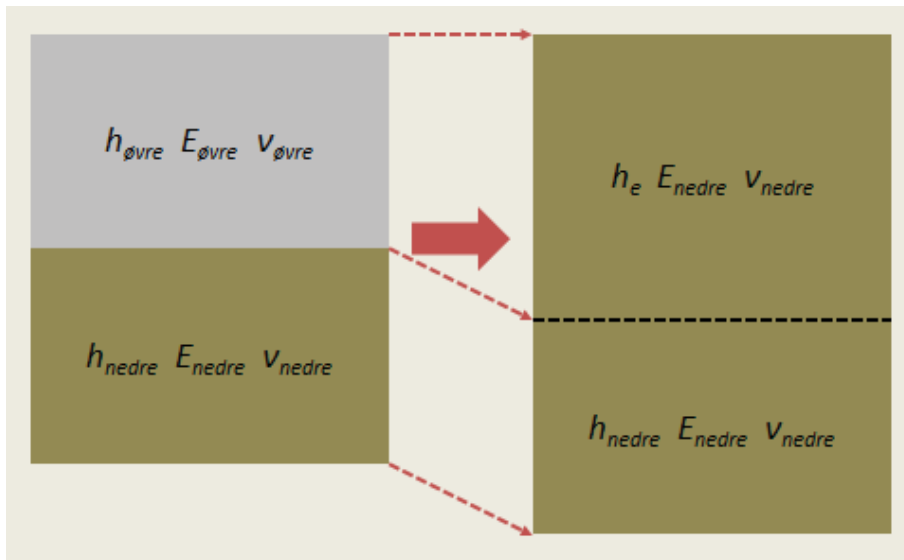
Den virkelighed, der regnes på, er langt fra ideal, og den opfylder langt fra de teoretiske idealforudsætninger, der gør det muligt at opstille enkle analytiske modeller. Væsentlige forskelle mellem Boussinesqs forudsætninger og vejbefæstelsens virkelighed er opregnet i følgende skema:

Boussinesqs ideal teori	Vejbefæstelsens virkelighed
Halvuendeligt rum	Lagdelt opbygning
Punktformig belastning	Belastning over et areal
Lineært elastisk materiale	Elastisk-viskøst eller non-lineært elastisk materiale
Isotrop materiale	Anisotrop materiale
Homogent materiale	Inhomogent materiale

På trods af afvigelserne fra de teoretiske forudsætninger, er det dog muligt at modificere Boussinesqs formler, så man får rimelige, praktisk anvendelige resultater.

Kunstgrebet er at omregne vejbefæstelsens lag, så man kan betragte ét lag ad gangen, samt at korrigere for, at belastningen er fordelt over en flade.

Omregningerne indebærer, at størrelsen R i Boussinesqs formler skal erstattes af modificerede værdier, der er fastlagt med hensyn tagen til danske materialetraditioner og til de trafikale og klimatiske betingelser i Danmark.



Figur 35. Princippet i ækvivalente lagtykkelsers metode. Et to-lagssystem ækvivaleres med et et-lagssystem, idet det øvre lag erstattes med et lag med samme materialeegenskaber som det nedre lag, men med en tykkelse, der er forøget, så laget har uændret stivhed, og dermed giver samme fordeling af den påførte belastning.

7.2.2 Ækvivalente lagtykkelsers metode

Vejbefæstelsen består ikke af et halvuendeligt rum, således som det er forudsat af Boussinesq. I stedet består befæstelsen af et antal lag af givne tykkelser.

For at regne på det lagdelte system i en vejbefæstelse, ækvivaleres lagene i matematisk-fysisk henseende til et homogent materiale. Det sker ved brug af ækvivalente lagtykkelsers metode, som er opstillet af Odemark. En forudsætning for metoden er, at de ubundne lags stivhed ikke øges ned gennem befæstelsens opbygning.

Ækvivalente tykkelsers metode er baseret på, belastningen fordeles ned gennem lagene, og at det er lagenes stivhed, der afgør, hvordan denne fordeling sker. Dvs. at spændinger og tøjninger i et givet niveau afhænger af de overliggende lags stivhed.

Stivheden af et lag er proportional med størrelsen:

$$\frac{I \cdot E}{1 - \nu^2} = \frac{h^3 \cdot E}{1 - \nu^2}$$

... hvor:

I	er inertimomentet
ν	er Poissons forhold,
E	er materialets E -værdi
h	er lagets tykkelse

Udtrykket betyder, at to lag er lige stive, hvis:

$$[13] \quad \left(\frac{h_1^3 \cdot E_1}{1 - \nu_1^2} \right) = \left(\frac{h_2^3 \cdot E_2}{1 - \nu_2^2} \right)$$

Betragtes to lag, et øvre og et nedre, gør formel [13] det muligt at bestemme det øvre lags ækvivalente tykkelse i forhold til det nedre lag. Den ækvivalente tykkelse, $h_{e\text{øvre},\text{nedre}}$, er den tykkelse, som et lag med E -værdien E_{nedre} og Poissons forhold ν_{nedre} skal have for at være lige så stift som det oprindelige øvre lag, jævnfør Figur 35:

$$[14] \quad h_e = h_{e\text{øvre},\text{nedre}} = h_{\text{øvre}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{øvre}}}{E_{\text{nedre}}} \cdot \frac{1 - \nu_{\text{nedre}}^2}{1 - \nu_{\text{øvre}}^2}}$$

Herved kan de to lag transformeres til ét lag med den samlede tykkelse $h_{e\text{ø},n} + h_n$.

Eksempel J

Givet: En vejbefæstelses ubundne lag opbygges af 200 mm stabilt grus II og 300 mm bundsikringslag II ($U \leq 3$).

Hvor stor en ækvivalent lagtykkelse har det stabile gruslag udtrykt ved bundsikringslagets materialeegenskaber?

Løsning: Af Tabel 8 aflæses, at de to lags E -værdier er 300 MPa henholdsvis 100 MPa. Endvidere gælder, at Poissons forhold i de to ubundne materialer begge kan regnes at normalværdien: $\nu_{SG} = \nu_{BL} = 0,35$. Formel [13] indebærer derfor:

$$h_{eSB,BL} = 200 \cdot \sqrt[3]{\frac{300}{100} \cdot \frac{1 - 0,35^2}{1 - 0,35^2}} \approx 200 \cdot 1,44 = 288 \text{ mm} \quad \square$$

Særligt om asfalthagene gælder, at det ved beregning de lagdelte systemer er normalt at opfatte de udlagte asfalthag som ét. Betragtningen forudsætter dog to ting, dels at det enkelte lag er intakt og uden revner, dels at lagene er klæbet effektivt sammen, så de virkelig udgør én stiv plade.

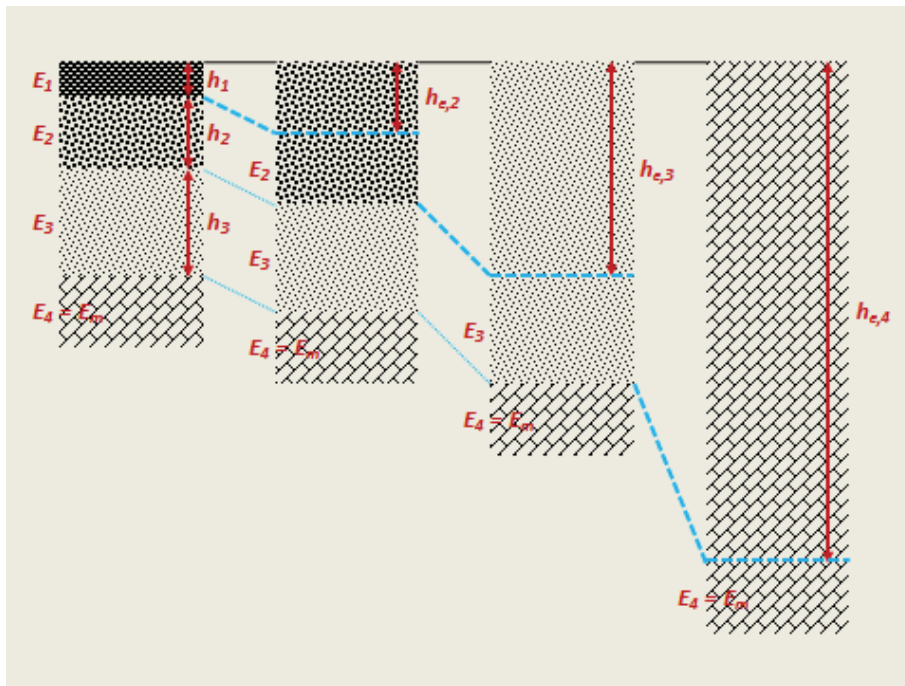
Er disse vilkår opfyldt, og regnes Poissons forhold, ν , for ens for alle asfaltmaterialerne, så kan asfalthagernes resulterende værdi, $E_1 = E_{res}$, findes:

$$[15] \quad h_{res} \cdot \sqrt[3]{E_{res}} = \sum_i (h_i \cdot \sqrt[3]{E_i})$$

$$[16] \quad E_{res} = \left(\frac{\sum_i (h_i \cdot \sqrt[3]{E_i})}{\sum_i h_i} \right)^3$$

... hvor h_i angiver lagtykkelsen af asfalthagernes i -te dellag og E_i angiver E -værdien af det i -te dellag.

Ved beregningen af asfalthagernes resulterende E -værdi er det væsentligt at være opmærksom på, at der for de bitumenbundne bindelag og bærelag arbejdes med to E -værdier, jævnfør Tabel 9 på side 67, samt afsnit 5.5.3. Den ene værdi gælder den del af materialet, som ligger mindre end 100 mm under vejoverfladen, den anden, højere værdi gælder den del af materialet, som ligger dybere end 100 mm under vejoverfladen.



Figur 36. Transformation til ækvivalente lagtykkelser i et firelags-system. Det øverste lags tykkelse ækvivaleres først, svarende til det næstøverste lags E - og ν -værdier. Derefter ækvivaleres de to øverste lags (ækvivalerede) tykkelser svarende til det tredjeøverste lags E - og ν -værdier. Endelig ækvivaleres de tre øverste lag svarende til underbundens materialeparametre.

Eksempel K

Givet: Et asfalteret lag er 190 mm tykt. De øverste 100 mm antages at have E -værdien 3000 MPa; den resterende del antages at have E -værdien 5000 MPa. Bestem lagets vægtede E_{res} -værdi, idet der ikke skal korrigeres for lav hastighed (jævnfør afsnit 5.5.4)

Løsning: Asfalteret lags vægtede E_I -værdi findes af formel [16]:

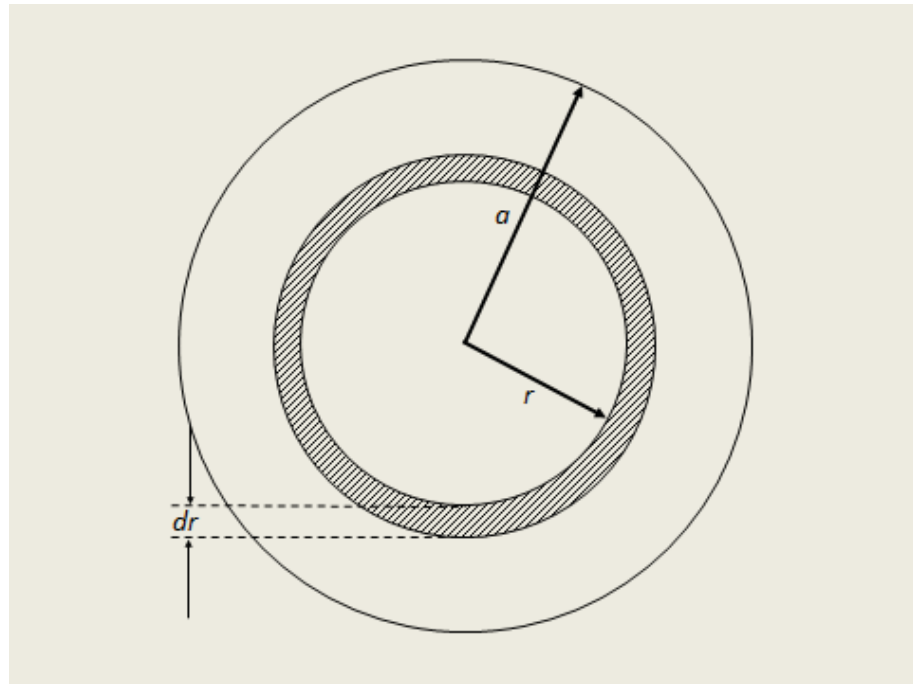
$$E_{res} = \left(\frac{100 \cdot \sqrt[3]{3000} + 90 \cdot \sqrt[3]{5000}}{100 + 90} \right)^3 \approx \left(\frac{1442 + 1539}{190} \right)^3$$

$$\approx 3863 \text{ MPa}$$

□

De formler, der tidligere blev brugt i forbindelse med den mekanisk-empiriske metode, forudsætter, at befæstelsen kan betragtes som et trelags-system (asfalteret lag + ubundet bærelag + underbund) eller et firelags-system (asfalteret lag + ubundet bærelag + bundsikringslag + underbund). I de fleste praktiske tilfælde kan fleksible belægninger, der har et asfaltbærelag øverst, da også ækvivaleres med et sådant tre- eller firelags-system. Figur 36 illustrerer den trinvis transformation til ækvivalente lagtykkelser for et firelags-system.

Der kan imidlertid være situationer, hvor det er ønskeligt at kunne regne med yderligere lag. Det kunne være tilfældet, hvis underbunden er så ringe, at det er nødvendigt at forstærke dens øverste centimeter ved fx kalkstabilisering før udlægning af bundsikringslaget.



Figur 37. Forudsætning om cirkelformet belastningsflade. En tynd ring af kontaktfladen, beliggende i afstanden r fra enkeltkraftens angrebepunkt, bidrager med kontaktrykket, σ_0 , multipliceret med ringens areal, eller i alt $\sigma_0 \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot dr$.

Bemærk, at befæstelseslagene også har en begrænsning på tværs af vejen. I det foregående er alene betragtes punkter så langt inde på vejen, at betydningen af tværsnitbredden kan negligeres. Der opstår dog særlige udfordringer med kantbæreevne og sidestøtte, når kørekøjer færdes med et hjulsæt nær kørebaneanten.

7.2.3 Belastning fra en cirkulær flade

Et bildæk belaster ikke vejoverfladen i et enkelt punkt, således som det er forudsat af Boussinesq. I stedet sker belastningen over en flade.

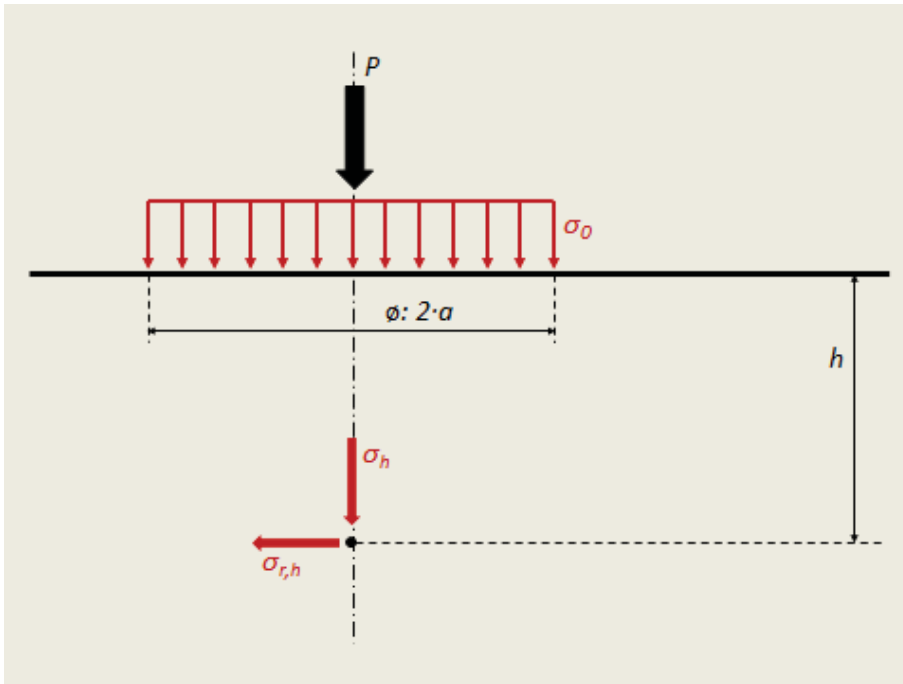
En nærliggende model er at antage, at det dimensionsgivende hjultryk, P , påvirker overfladen via en elastisk plade med en ensformigt fordelt normaltrykspænding, σ_0 . σ_0 er kontaktrykket mellem dæk og vejoverflade. Det er ligeledes nærliggende at forudsætte, at spændingen er fordelt over en cirkelformet belastningsflade. Denne flades radius betegnes a .

I denne model kan belastningsudtryk udledes analytisk.

Betragtes en tynd »ring« af belastningsfladen, jævnfør Figur 37, så belastes denne af:

$$[17] \quad Q = \sigma_0 \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot dr$$

I en given dybde h under overfladen optræder den største normaltrykspænding σ_h og den største vandrette bøjningstrækspænding (radialspænding) $\sigma_{r,h}$ midt under belastningsfladen, jævnfør Figur 38. Bemærk, at dybden h regnes positiv i formlerne [20]-[22].



Figur 38. Spændingsbetegnelser midt under belastningsfladen. Hjultrykket P fordeles gennem kontakttrykket σ_0 over det cirkulære kontaktareal med radius a . I dybden h optræder, midt under kontaktarealet, den lodrette trykspænding σ_h og den vandrette trækspænding $\sigma_{r,h}$.

Ringarealets bidrag til σ_h fås ved at indsætte udtrykket for Q (formel [17]) i formel [12]. Herefter bestemmes den lodrette trykspænding σ_h i dybden h midt under belastningsfladen ved polær integration over det cirkelformede areal:

$$\begin{aligned}
 [18] \quad \sigma_h &= \frac{3}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \sigma_0 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \int_0^a \frac{r}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \cdot dr \\
 &= 3 \cdot \sigma_0 \cdot \int_0^a \frac{\frac{r}{h}}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \cdot d\left(\frac{r}{h}\right)
 \end{aligned}$$

Benyttes substitutionen $u = r/h$, fås:

$$\begin{aligned}
 [19] \quad \sigma_h &= 3 \cdot \sigma_0 \cdot \int_{r=0}^{r=a} \frac{u}{[1 + (u)^2]^{\frac{5}{2}}} \cdot d(u) = 3 \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \int_{r=0}^{r=a} \frac{d(1+u^2)}{[1 + (u)^2]^{\frac{5}{2}}} \\
 &= 3 \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{-2}{3} \cdot \left[(1 + u^2)^{-\frac{3}{2}} \right]_{r=0}^{r=a}
 \end{aligned}$$

hvoraf

$$[20] \quad \sigma_h = \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right)$$

Den tilsvarende lodrette tøjning, ε_h , og nedbøjning, d_h , midt under belastningsfladen kan udledes til:

$$[21] \quad \varepsilon_h = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0}{2 \cdot E} \cdot \left[\frac{\frac{-h}{a}}{\left[1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} - (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \left[\frac{\frac{h}{a}}{\left[1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}} - 1 \right] \right]$$

$$[22] \quad d_h = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot a}{E} \cdot \left[\frac{1}{\left[1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}} + (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \left[\left[1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} - \frac{h}{a} \right] \right]$$

Bemærk, at materialets forskydningsmodul (*shear modulus*), $G = \frac{1}{2} \cdot E / (1 + \nu)$ kan substitueres ind i formlerne for ε_h og d_h .

7.2.4 Belastning fra et tvillingehjul

I foranstående formler [20], [21] og [22] er belastningen regnet som kommende fra en cirkulær flade. Det afviger fra Boussinesqs oprindelige betragtning, som gjaldt en punktformet belastning. For dybder større end belastningsfladens cirkeldiameter gælder det dog, at en cirkulær trafikbelastning med god tilnærmelse vil svare til belastningstilfældet med en punktformet belastning. Da effekten af lastspredningen over den cirkulære flade er integreret ved beregningen af spændinger og tøjninger og deflektioner, anfører Jansen (2014), at analogien godt kan bruges.

Men svarer den cirkulære trafikbelastning rimeligt til de kritiske situationer, der vil optræde fra et hjul på en vejbefæstelse?

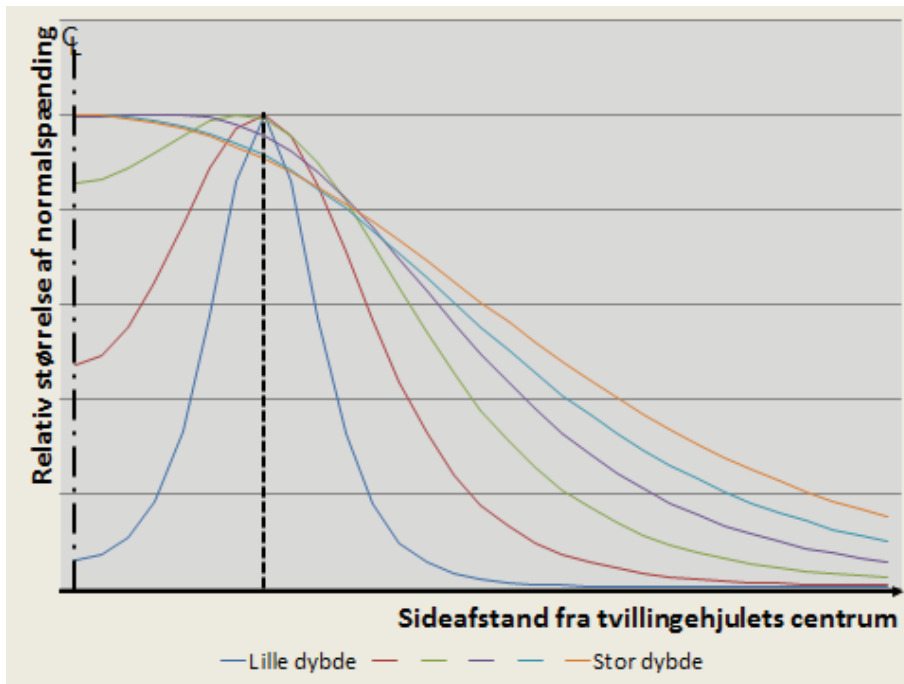
Jævnfør afsnit 3.1.2 regner de danske vejregler (Vejdirektoratet, 2013) hjultrykket i hver side, P , lig halvdelen af den danske 10 ton standardaksels maksimalt tilladelige akseltryk og forøger værdien med et stødtillæg på 20 %. Vejreglerne sætter det dimensionsgivende kontakttryk til $\sigma_0 = 0,70$ MPa. Relationen mellem kontaktfladens radius, a , og værdierne P og σ_0 vil – under forudsætning af ét cirkelformet kontaktareal – være, som angivet i formel [2]. For $P = 60$ kN og $\sigma_0 = 0,70$ MPa findes derfor, at kontaktfladens radius er $a = 165$ mm.

Betragtningen svarer til et tungt køretøj, der har i hver siden af sine aksler har ét hjul, evt. monteret med supersingledæk.

Mange tunge køretøjer er imidlertid i stedet monteret med tvillingehjul, og betragtes i stedet de to tvillingehjul i den ene side af akslen hver for sig, findes – hvis de begge regnes belastet af 30 kN og $\sigma_0 = 0,70$ MPa – at kontaktfladernes radier bliver $a = 117$ mm.

Begge betragtningsmåder modellerer køretøjets belastning, men betoner forskellige aspekter, der begge skal tages hensyn til. Forskellene viser sig især i den øverste del af vejbefæstelsen.

Når der regnes med én samlet kontaktflade, optræder den største påvirkning altid lodret under centrum. Når der derimod regnes



Figur 39. Normalspændingens fordeling i forskellige dybder under et tvillingehjul; hjulets centerlinje er den stiplede linje, mens centrum af det ene dæks kontaktflade er angivet ved kortstreglinjen. Så længe man ser på spændingerne højt oppe i befæstelsen, vil de største normalspændinger optræde midt under det enkelte dæk. Når man ser på spændingerne i en passende dybde vil den største værdi optræde i tvillingehjulets centerlinje. Bemærk, at figurens normalspændinger er vist relative, idet maksimalspændingen er sat til 100 % i alle dybder – i virkeligheden vil spændingerne, herunder maksimalværdierne aftage ned igennem befæstelsen.

med to kontaktflader, består påvirkningen af bidrag fra begge flader. Bidragene er afhængige af punktets placering i forhold til belastningerne og af afstanden mellem de to fladers centre.

De to belastningsflader indebærer, at øverst i befæstelsen vil den største belastning optræde under centret af hver af de to belastningsflader. Tilpas langt nede i befæstelsen, vil den største belastning ligge midt mellem de to belastningsflader, jævnfør Figur 39.

En praktisk forudsætning for at betragte belastningen som fordelt på tvillingehjulets to dæk er adgang til fornøden beregningskapacitet, idet man er nødt til at undersøge, hvilken belastningssituation, der er mest kritisk.¹⁶

En anden konsekvens af valget af betragtningsmåde er, at det er forskellige kriterier, der skal tilgodeses.

¹⁶ Dr. Eyal Levenberg, Purdue University, har udviklet et program, *ELLEA1: Isotropic Layered Elasticity in Excel*, som – under givne forudsætninger – kan foretage beregningerne for befæstelser med op til fem belægningslag inklusive underbund. Programmet anvender Excel og kan downloades som *free-ware*.

Tidligere dimensionerede man vejbelægningerne for påvirkningen fra én kontaktflade. Vejreglernes kriterieligninger tog højde for, at der i lastbilsparke indgik andele med tvillingehjul henholdsvis med supersingledæk. Dette er stadig den praktisk mulige fremgangsmåde ved simple beregninger. Det er også den fremgangsmåde, modellerne i dette notat hviler på.

Vejreglernes program til dimensionering af vejbefæstelser, MMOPP, går imidlertid det skridt videre, at fordele lasten på to cirkulære belastningsflader med en centerafstand på 350 mm – altså i vid udstrækning svarende til de faktiske forhold for den hyppigt forekomne akseltype med tvillingehjul. Det har givet anledning til justering af kriterieligningerne i vejreglerne, jævnfør afsnit 7.3.4.

Bemærk herudover, at hvis det ikke er en vejbefæstelse, der skal dimensioneres, men fx belægningen på en landingsbane i en lufthavn, så skal der naturligvis anvendes andre, situationsrelevante værdier til at beskrive trafiklasten.

7.2.5 De analytiske modellers ækvivaleringsfaktorer

Det er ikke uden udfordringer at fastlægge spændings- og tøjningsfordelingerne fra et køretøjs belastningsflader i en lagdelt befæstelse. *Finite Element Modeller* (FEM) gør det muligt at gennemføre beregninger for lineært elastiske materialer; men fremgangsmåden er ganske beregningstung, og den har derfor været uden for rækkevidde til praktisk brug.

I stedet har man søgt at kombinere de foranstående afsnits betragtninger om køretøjsbelastningens fordeling på belastningsflader med Boussinesqs forudsætninger om en punktformet belastning og med Odemarks ækvivalente lagtykkelsers metode til at håndtere virkelighedens belægningsopbygning.

I praksis er det sket ved at anvende ækvivaleringsfaktorer (korrektionsfaktorer), f , ved bestemmelsen af den ækvivalente dybde, som indsættes i Boussinesqs formler ved beregningen af normalspændinger og tøjninger.

Indførelsen af ækvivaleringsfaktorerne betyder, at R -værdien i Boussinesqs formler i Tabel 14 ikke blot skal fastlægges ved brug af ækvivalente lagtykkelsers metode, men tillige skal multipliceres med korrektionsfaktoren.

Betragter man eksempelvis belastningen af skillefladen mellem belægningens andet og tredje lag, så befinder denne sig geometrisk set i dybden:

$$[23] \quad h = h_1 + h_2$$

... mens de to lags samlede ækvivalente tykkelse udtrykt i forhold til det tredje lags materialeegenskaber er:

$$[24] \quad h_{e1+2,3} = \left(\left(h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1-\nu_2^2}{1-\nu_1^2}} \right) + h_2 \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3} \cdot \frac{1-\nu_3^2}{1-\nu_2^2}}$$

... hvorfor R -værdien i Boussinesqs formler bliver:

$$[25] \quad R = f \cdot h_{e1+2,3}$$

Bemærk, at formel [24] kan udvides til at betragte skillefladen over et vilkårligt antal lag, k , således:

$$[26] \quad h_{e1\dots k-1,k} = \sum_{i=1}^{k-1} \left(h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_k} \cdot \frac{1-\nu_k^2}{1-\nu_i^2}} \right)$$

Ækvivaleringsfaktorer er fastlagt gennem regression på grundlag af forsøgsresultater og beregninger med modeller, der bygger på Lineær Elastisk Teori (LET). Repræsentationen rummer altså dels imperfektioner hos de materialer, som har været anvendt, dels usikkerheder i målingerne, dels tilnærmelser i de teoretiske modeller, som måleresultaterne er holdt op imod. I princippet er faktorerne altså ikke universelle, men er udtryk for middelværdier, hvortil der er knyttet standardafvigelse.

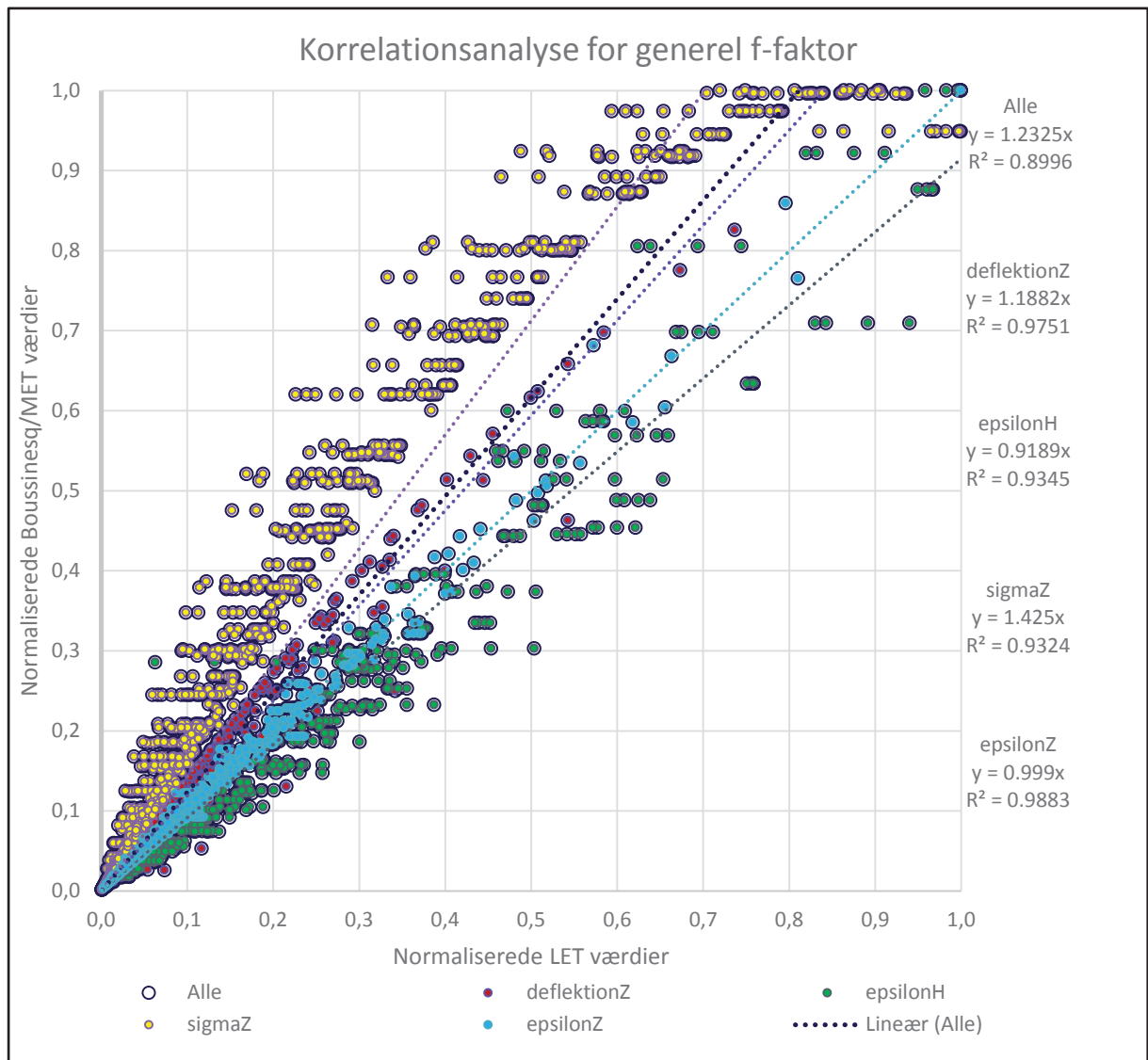
Flere sæt ækvivaleringsfaktorer har været i brug, og faktorerne har ændret sig over årene. Årsagerne er, dels at man har formået at gennemføre bedre forsøg med mere nøjagtige målinger, dels at det har været muligt at foretage mere avancerede, teoretiske modelberegninger. Endvidere har belægningsmaterialerne udviklet sig mod egenskaber, der bedre har tilgodeset de fundamentale vejtekniske behov.

Oven i dette har adgangen til regnekapacitet bedret sig over årene, såvel i forbindelse med udviklingen af modellerne, som (og især) hos de brugere, der i dagligdagen har skullet anvende modellerne.

Tabel 15. Kirks værdier for ækvivaleringsfaktorerne f .

f	Værdi	Betingelse
f_ε	$1,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{a}{h_1}}$	hvis $h_1 < a$
	0,8	hvis $h_1 \geq a$
f_2	0,9	for øverste skilleflade i to-lagssystemer
	1,0	for øverste skilleflade i fler-lagssystemer
$f_{\dots}$	0,8	for alle øvrige skilleflader

Da Kirk i 1960'erne udviklede sine modeller (jævnfør afsnit 7.1) var større regnekapacitet en eksklusiv facilitet. Den almindelige bruger betjente sig af regnestok og logaritmetavler, og de modeller, der blev opstillet, måtte indrette sig på dette vilkår, hvis de skulle finde en praktisk anvendelse. Kirks formler var simple, jævnfør Tabel 15. De er gengivet i flere sammenhænge gennem et par dekader, ud over hos Kirk (1961), også hos blandt andet Willadsen (1963), Ullidtz (1978) og hos Phønix (1992). Formlerne



Figur 41. Korrelationsanalyse for Buschs generaliserede f -faktor. Analysen sammenholder normaliserede værdier fremkommet på grundlag af den lineære elasticitets teori (LET) med tilsvarende normaliserede værdier baseret på Boussinesqs formler kombineret med den ækvivalente lagtykkelses metode (MET). Beregningerne angår dels nedbøjningen, dels den horisontale og den vertikale tøjning, dels den vertikale spænding. Korrelationen karakteriseres ved $R^2 = 0,8996$, og at navnlig nedbøjningens værdier ligger tæt på det fastlagte udtryk.

I forbindelse med udviklingen af MMOPP har Busch (2016) imidlertid opstillet et sæt forholdsvis enkle formler, der giver gode tilnærmelser (korrelationskoefficient R^2 på mellem 0,95 og 0,99) til ækvivaleringsfaktorerne. Buschs arbejde hviler på et stort antal regressionsanalyser af teoretiske gennemregninger med kraftige LET-programmer af belægningsopbygninger, der er alment anerkendt som udtryk for god praksis.

Formelsættet omfatter separate udtryk for ækvivaleringsfaktorerne (f -faktorerne) for deflektionen og for spændinger og tøjninger i de tre retninger, jævnfør Boussinesqs formler i Tabel 14.

Et generaliseret udtryk, der har samme form, og som med rimelighed ($R^2 = 0,90$, jævnfør Figur 41) ved simple dimensioneringer kan anvendes til bestemmelse af såvel spændings- som tøjningspåvirkningerne, lyder:

$$[27] \quad f = 0,80 + 0,98 \cdot \left(\frac{h_e}{a}\right)^{-1,54}$$

... hvor h_e er den ækvivalente dybde, der betragtes, og a er den cirkulære belastningsflades radius.

Det kan naturligvis diskuteres hvor betimeligt det er at anvende en sådan generaliseret f -faktor, når der kan opnås en lidt bedre korrelation til de teoretiske beregninger ved i stedet at anvende de specifikke faktorer. I afvejningen må det indgå, hvor stor en indsats man anvender på at fastlægge de konkrete befæstelsesmaterialers faktiske parametre, E og ν , præcist. Det må endvidere indgå i hvilket omfang man formår at sikre sig, at materialerne bliver indbygget, så disse parameterværdier faktisk bliver opnået. I praktisk vejbygning vil begge disse forhold lægge et loft over hvor præcist viden, man *de facto* har om materialerne, og det kan retfærdiggøre brugen af en generaliseret ækvivaleringsfaktor.

Eksempel L

Givet: Et asfaltlag med tykkelse $h_1 = 190$ mm og med resulterende E -værdi $E_1 = 3863$ MPa, jævnfør **Eksempel K**, ligger oven på et lag af singelsmacadam (SIM) med E -værdi $E_2 = 600$ MPa. Bestem tøjningen i asfaltlagets underside og normalspændingen på singelsmacadamlagets overside ved brug af Boussinesqs formler, ækvivalente lagtykkelsers metode og den generaliserede f -faktor.

Løsning: Befæstelsen dimensioneres for et hjultryk på $P = 60$ kN og et kontaktryk på $\sigma_0 = 0,70$ MPa, hvorfor kontaktholdets radius er $a = 165$ mm – jævnfør **Eksempel A**.

Asfaltlagets tykkelse ækvivaleres til singelsmacadam ved brug af formel [14], idet Poissons forhold i begge lag regnes at være 0,35:

$$h_{e1,2} = 190 \cdot \sqrt[3]{\frac{3863}{600} \cdot \frac{1-0,35^2}{1-0,35^2}} \approx 190 \cdot 1,86 \approx 353 \text{ mm}$$

Den generelle f -faktor bestemmes af udtryk [27]:

$$f = 0,8 + 0,98 \cdot \left(\frac{353}{165}\right)^{-1,54} \approx 0,80 + 0,98 \cdot 0,31 \approx 1,10$$

R -værdien i Boussinesqs formler bliver, jævnfør udtryk [25]:

$$R_1 = 1,10 \cdot 353 \approx 388 \text{ mm}$$

Tøjningen i fladen mellem de to lag bestemmes herefter af formelen i Tabel 14 formel VI:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r = \varepsilon_t &= -\frac{(1+0,35)(1+2 \cdot 0,35) \cdot 60.000}{4 \cdot \pi \cdot 0,388^2 \cdot 600.000.000} \approx -0,000121 \\ &= -121 \cdot 10^{-6} = -121 \text{ } \mu\text{str} \end{aligned}$$

Tilsvarende bestemmes normalspændingen på singelsmacadamlagets overside, jævnfør Tabel 14 formel I:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot 60.000}{2 \cdot \pi \cdot 0,388^2} \approx 190.300 \approx 0,190 \text{ MPa}$$

NB: Den fundne tøjning og den fundne normalspænding skal sammenholdes med de tilladelige værdier, jævnfør **Eksempel P** henholdsvis **Eksempel N** nedenfor. $\square$

Eksempel M

Givet: Bærelagene i **Eksempel L** antages at ligge oven på et bundsikringslag II ($U \leq 3$) med E -værdi $E_3 = 100$ MPa. Bestem ved brug af Boussinesqs formler, ækvivalente lagtykkelsers metode og den generaliserede f -faktor normalspændingen på bundsikringslagets overside, når singelsmacadamlaget er 300 mm tykt.

Løsning: Når asfaltlaget ækvivaleres til singelsmacadam, svarer dette til, at bærelagene har en samlet tykkelse på $h_{e1+2,2} = h_{e1,2} + h_2 = 353 + 300 = 653$ mm. Bærelagenes samlede tykkelse ækvivaleres derfor til bundsikringslag ved brug af formel [14], idet Poissons forhold i alle tre lag regnes at være 0,35:

$$h_{e1+2,3} = 653 \cdot \sqrt[3]{\frac{600}{100} \cdot \frac{1-0,35^2}{1-0,35^2}} \approx 653 \cdot 1,82 \approx 1.187 \text{ mm}$$

Den generelle f -faktor bestemmes af udtryk [27]:

$$f = 0,8 + 0,98 \cdot \left(\frac{1187}{165}\right)^{-1,54} \approx 0,80 + 0,98 \cdot 0,05 \approx 0,85$$

R -værdien i Boussinesqs formler bliver, jævnfør udtryk [25]:

$$R_2 = 0,85 \cdot 1187 \approx 1.009 \text{ mm}$$

Normalspændingen på bundsikringslagets overside bestemmes herefter af formlen i Tabel 14 formel I:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot 60.000}{2 \cdot \pi \cdot 1,009^2} \approx 28.100 \approx 0,028 \text{ MPa}$$

NB: Den fundne normalspænding skal sammenholdes med den tilladelige værdi, jævnfør **Eksempel O** nedenfor. $\square$

7.2.6 Non-linearitet og ikke-isotropiske materialer

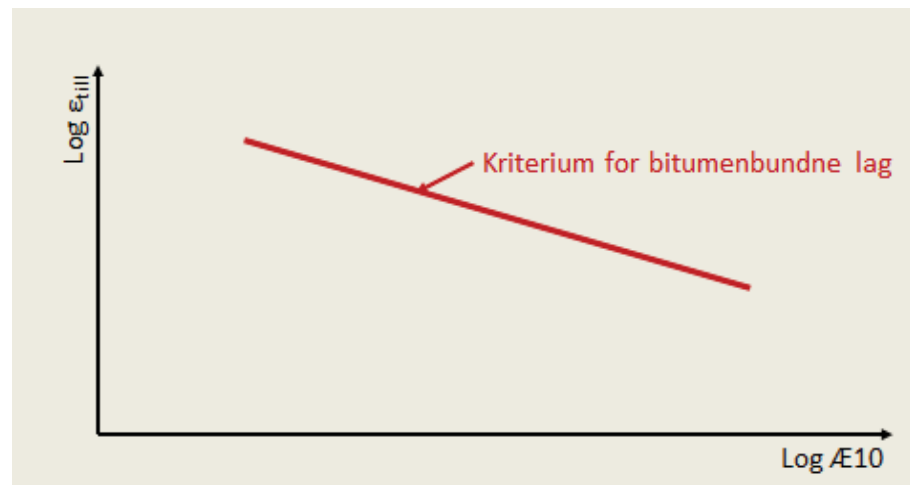
Den aktuelle spændingsfordeling og den vandrette bøjningstræk-tøjning i asfaltlagets underside beregnes i de analytiske modeller under den forudsætning, at der er tale om lineært elastiske og isotrope materialer.

Forudsætningen om, at materialerne er lineærelastiske holder langt fra i praksis. Materialernes elasticitet er stærkt spændingsafhængig, dvs. at deres arbejdskurver er krumme. Endvidere er det kun asfaltbærelag, og i mindre omfang cementbundne lag, der er så bøjningsstive, så de til en vis grad kan optage trækspændinger. Ubundne lag, blandt andet grusbærelag, har ikke denne egenskab.

Deformationsegenskaberne er endvidere temperatur- og fugtighedsafhængige og varierer derfor stærkt over året. Hertil kommer, at materialerne ikke er rent elastiske men også har plastiske egenskaber, dvs. at deformationer ikke er fuldt reversible.

Jansen (2014) anfører imidlertid, at da der er tale om relativt små deformationer i vejbelægningen som følge af belastningen fra et hjultryk, vil den forudsatte tilnærmelse til rent lineærelastiske vejmaterialer ikke være helt urimelig, om end den ikke er helt uproblematisk.

Det er muligt at arbejde med materialer, der opfører sig non-lineart. Det kræver, at man indarbejder en forudsætning om krum arbejdskurve dvs. en spændingsafhængig E -værdi. Det giver nogle endnu mere komplicerede formeludtryk, jævnfør Ullidtz (1998).



Figur 42. Principskitse for bitumenbundne lags tilladelige tøjnings afhængighed af trafiklasten.

De E -værdier, der benyttes til at karakterisere det enkelte materiale i de teoretiske fremstillinger, kan betragtes som grove, regningsmæssige størrelser, der angiver en form for gennemsnitsværdi af materialernes elasticitetssegenskabers års- og belastningsvariation. Dette forhold berettiger, at der i alle fald i mere simple dimensioneringsberegninger benyttes tilnærmelser og forenklinger, som skitseret ovenfor.

7.3 Metodens empiriske modeller

7.3.1 Kritiske spændinger og tøjninger

De kriterier, der gælder for de tilladelige spændinger og tøjninger, som trafikbelastningen må give anledning til, og som de analytisk beregnede størrelser altså skal holde sig under, er fastsat empirisk.

Grundlaget for kriterierne er observationer, der svarer til de, der blev gjort ved AASHO-forsøgene, jævnfør afsnit 3.2. Der er tale om sammenhænge som vist på Figur 42.

Ved opstillingen af kriterieligningerne indgår relationer, som Kirk gennem 1960'erne afdækkede vedrørende blandt andet temperaturens og bitumenindholdets betydning for hvordan materialerne opfører sig. En gennemgang af Kirks udvikling af disse empiriske modeller og af senere bearbejdning af modellerne til danske forhold, findes hos Busch (2010).

For så vidt angår spændingspåvirkningen af de ubundne belægningslag og af underbunden, hviler kriterierne på bedømmelse af deformationer, som forårsager et fald i overfladens jævnhed.

For så vidt angår tøjningspåvirkningen i de bitumenbundne belægningslag, hviler kriterierne på bedømmelse af strukturelle skader, som er udtryk for træthedsbrud i belægningsmaterialerne.

7.3.2 Ubundne lag

Dimensioneringskriteriet i de ubundne lag er, jævnfør Figur 11 i afsnit 2.6.1, størrelsen af den lodrette trykspænding, σ_z , på de enkelte lags overflade.

I de danske dimensioneringsvejregler (Vejdirektoratet, 2013), er kriteriet:

$$[28] \quad \sigma_z = 0,086 \cdot \left(\frac{E}{160}\right)^{1,06} \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-0,25} \text{ MPa}$$

Jansen (2014) angiver udtrykket er afledt af det generelle kriterium:

$$[29] \quad \sigma_z = 0,111 \cdot \left(\frac{E}{160}\right)^{1,06} \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10} \cdot R}{10^6}\right)^{-0,25} \text{ MPa}$$

... hvor:

E	er materialets E -værdi [MPa],
$N_{\text{Æ}10}$	er antallet af belastningsgentagelser,
R	er en Regional korrektionsfaktor, der afhænger af klimazonen, og som i Danmark antager værdien 2,75.

Kriteriet i udtryk [28] gælder imidlertid for belastningen, hvor der regnes på et tvillingehjuls to belastningsflader, jævnfør afsnit 7.2.4.

Regnes i stedet på belastningen fordelt over én flade i hver af akslens sider, som tilfældet er, når eksempelvis den generaliserede ækvivaleringsfaktor anvendes, så bør i det tidligere danske dimensioneringskriterium i stedet benyttes (Busch, 2010). Dette kriterium differentierer mellem materialer med E -værdi under henholdsvis over 160 MPa:

$$[30] \quad \sigma_z = \begin{cases} 0,120 \cdot \left(\frac{E}{160}\right)^{1,00} \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-0,307} & \text{for } E \leq 160 \text{ MPa} \\ 0,120 \cdot \left(\frac{E}{160}\right)^{1,16} \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-0,307} & \text{for } E > 160 \text{ MPa} \end{cases}$$

Eksempel N

Givet: I en vejbefæstelse, der skal bære en trafiklast $N_{\text{Æ}10}$, på 4.600.000 Æ10-aksler, skal indgå et lag af singelsmacadam med E -værdi 600. Bestem den tilladelige lodrette trykspænding på singelsmacadamlaget.

Løsning. Den tilladelige lodrette trykspænding på laget er, jævnfør formel [30]:

$$\sigma_z = 0,120 \cdot \left(\frac{600}{160}\right)^{1,16} \cdot \left(\frac{4600000}{10^6}\right)^{-0,307} \approx 0,120 \cdot 4,63 \cdot 0,63 \approx 0,348 \text{ MPa}$$

Ved dimensioneringen skal de overliggende lag derfor have materialeegenskaber og tykkelse, så denne trykspænding ikke overskrides. Sammenlignes med **Eksempel L** ses, at trykspændingen (0,190 MPa) på singelsmacadammen i den her behandlede belægning uden problemer holder sig under designkriteriet. $\square$

Eksempel 0

Givet: I en vejbefæstelse, der skal bære en trafiklast N_{E10} , på 4.600.000 $\text{Æ}10$ -aksler, skal indgå et bundsikringslag med E -værdi 100. Bestem den tilladelige lodrette trykspænding på bundsikringslaget.

Løsning: Den tilladelige lodrette trykspænding på laget er, jævnfør formel [30]:

$$\sigma_z = 0,120 \cdot \left(\frac{100}{160}\right)^{1,00} \cdot \left(\frac{4600000}{10^6}\right)^{-0,307} \approx 0,120 \cdot 0,63 \cdot 0,63 \\ \approx 0,047 \text{ MPa}$$

Ved dimensioneringen skal de overliggende lag derfor have materialeegenskaber og tykkelse, så denne trykspænding ikke overskrides. Sammenlignes med **Eksempel M** ses, at trykspændingen (0,028 MPa) på bundsikringslaget i den her behandlede belægning uden problemer holder sig under designkriteriet. $\square$

7.3.3 Cementbundne lag

Dimensioneringskriteriet i de bundne lag er størrelsen af træktøjningen, ε , i lagets underside.

For et betonbelægningslag er kriteriet (Vejdirektoratet, 2013):

$$[31] \quad \varepsilon_h = -0,000041 \cdot \left(\frac{N_{E10}}{10^6}\right)^{-0,13}$$

For cementstabiliseret grus og sand er kriteriet afhængig af såvel start E -vædien, E_{INIT} , som af den nedbrydningsgrad, der accepteres ved dimensioneringsperiodens udløb. Nedbrydningsgraden kan angives ved materialets slut E -værdi, E_{TERM} .

Også for disse hydraulisk bundne bærelag (HBB) udtrykkes kriteriet for træktøjningen i lagets underside ved formler af formen:

$$[32] \quad \varepsilon_h = A \cdot \left(\frac{N_{E10}}{10^6}\right)^{-P}$$

... idet vejreglernes 2013-værdier for parametrene A og P fremgår af Tabel 9 på side 67. Bemærk, at A -værdiens fortegn i tabellen er minus ($-$), idet man normalt regner tryk for positivt.

Der er, såvel i [31] som i [32] tale om pseudoformler, som omformer resultater, der er udført med den lineær elasticitetsteoris modeller, til udtryk, der er analoge med den mekanistisk-empiriske metodes formler, og beregningerne har forudsat belastninger fra et tvillingehjul.

Sammenholdt med belastninger fra ét modsvarende enkelthjul, vil formlerne derfor give resultater, der ligger på den sikre side. Da de hydraulisk bundne belægningslag er karakteriseret ved at være stive, og da de er mindst 15 cm tykke, vil der imidlertid tale om en beskeden forskel og dermed en beskeden fejl. Derfor kan det være rimeligt også at anvende udtrykkene til at bedømme påvirkningerne fra belastningen fra et enkelthjul.

7.3.4 Bitumenbundne lag

Dimensioneringskriteriet i de bundne lag er størrelsen af træktøjningen, ε , i lagets underside. Træktøjningen fremkommer, fordi belastningen fra hjulene giver anledning til en bøjning i det bundne lag, idet det underliggende ubundne bærelag jo ikke er stift.

Jansen (2014) angiver det generelle kriterium således:

$$[33] \quad \varepsilon_h = -0,000230 \cdot V_B \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-\frac{1}{5,236}} \cdot \left(\frac{E}{3000}\right)^\beta$$

... hvor:

V_B	er asfaltermateriallets bitumenindhold i volumen-procent; for GAB-lignende materialer regnes værdien omkring 10 %
$N_{\text{Æ}10}$	er antallet af belastningsgentagelser
E	er materialets E -værdi [MPa]
β	er lokal potens, der beror på materialets stivhed, og som i Danmark antager værdien 0

Kriteriet i de danske dimensioneringsvejregler (Vejdirektoratet, 2013) bliver, når værdierne af V_B og β indregnes:

$$[34] \quad \varepsilon_h = -0,000300 \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-0,178}$$

... når belastningen fra tvillingehjul betragtes som fordelt på én kontaktflade, og ...

$$[35] \quad \varepsilon_h = -0,000250 \cdot \left(\frac{N_{\text{Æ}10}}{10^6}\right)^{-0,191}$$

... når belastningen betragtes som fordelt på hjulparrets to dæk.

Der ses her bort fra, at den tilladelige tøjning afhænger stærkt af asfaltens materialesammensætning, dvs. især af procentandel bitumen og den anvendte bitumens penetration.

Ved dimensionering af forstærkningsbelægninger beregnes træktøjningen i undersiden af det gamle asfaltlag, forudsat at dette kan anses som intakt.

Eksempel P

Givet: En asfaltbelægning skal bære en trafiklast, $N_{\text{Æ}10}$, på 4.600.000 Æ10-aksler. Bestem den tilladelige træktøjning i asfaltlaget, når lasten regnes fordelt på enkeltjul.

Løsning: Den tilladelige træktøjning i asfaltlaget findes af formel [34]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_h &= -0,000300 \cdot \left(\frac{4600000}{10^6}\right)^{-0,178} = -0,000300 \cdot 4,6^{-0,178} \\ &\approx -0,000229 = -229 \cdot 10^{-6} = -229 \mu\text{str} \end{aligned}$$

Ved dimensioneringen skal asfaltlaget derfor have materialeegenskaber og en tykkelse, så denne træktøjning ikke overskrides. Sammenlignes med **Eksempel L** ses, at tryktøjningen ($-121 \mu\text{str}$) i undersiden af det her behandlede asfaltlag uden problemer holder sig under designkriteriet. $\square$

7.3.5 Fastlæggelse af tilladelig N_{E10} -belastning

De designkriterier, der i henhold til formlerne i de foranstående afsnit bliver udtrykt, angiver, hvor stor træktøjning henholdsvis hvor store normalspændinger, som det kan tillades, at hver enkelt ækvivalent 10 tons akselpassage foranlediger, hvis befæstelsens lag skal kunne holde i den ønskede levetid.

De analytiske formler i afsnit 7.2 angiver, hvor stor en tøjning henholdsvis hvor store spændinger, en ækvivalent 10 tons akselpassage faktisk giver anledning til med den valgte opbygning af vejbefæstelsen.

De to sæt oplysninger, de tilladelige og de faktiske påvirkninger kan kombineres til at fortælle, hvor stor en dimensionerende trafikbelastning, den valgte befæstelsesopbygning kan tåle. Herved kan man vurdere, om befæstelsens enkelte lag er rimeligt jævnbjrdige hvad angår levetid, og hvordan befæstelsens levetid vil blive påvirket af en eventuel forøget trafikbelastning.

Anvendes den gennemgaaede, simple dimensioneringsmetode med den generaliserede ækvivaleringsfaktor (f -faktor), er der tale om, at isolere N_{E10} i designkriterierne i [30], [31], [32] og [34] og indsætte den relevante værdi for den faktiske værdi af σ_z henholdsvis ε_h bestemt af Boussinesqs formler med brug af f -faktoren. Designkriterierne kan omskrives således:

For *ubundne lag*:

$$[36] \quad N_{E10} = \begin{cases} 10^6 \cdot \left(\frac{\sigma_z}{0,120} \cdot \frac{1}{\left(\frac{E}{160}\right)^{1,00}} \right)^{\frac{-1}{0,307}} & \text{for } E \leq 160 \text{ MPa} \\ 10^6 \cdot \left(\frac{\sigma_z}{0,120} \cdot \frac{1}{\left(\frac{E}{160}\right)^{1,16}} \right)^{\frac{-1}{0,307}} & \text{for } E > 160 \text{ MPa} \end{cases}$$

For *betonbelægningslag*:

$$[37] \quad N_{E10} = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_h}{0,000041} \right)^{\frac{-1}{0,13}}$$

For *andre hydraulisk bundne lag*:

$$[38] \quad N_{E10} = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_h}{A} \right)^{\frac{-1}{P}}$$

... idet vejreglernes 2013-værdier for parametrene A og P , jævnfør Tabel 9, anvendes.

For *asfaltbundne lag*:

$$[39] \quad N_{E10} = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_h}{-0,000300} \right)^{\frac{-1}{0,178}}$$

Eksempel Q

Givet: Vejbefæstelsen der er behandlet i *Eksempel L, M, N, O* og *P* betragtes atter. Befæstelsen består af et asfaltlag med tykkelse $h_1 = 190$ mm og med resulterende E -værdi $E_1 = 3870$ MPa, et lag af singelsmacadam (SIM) med tykkelse $h_2 = 300$ mm og med E -værdi $E_2 = 600$ MPa, samt et bundsikringslag II ($U \leq 3$) med E -værdi $E_3 = 100$ MPa. Bestem hvor mange ækvivalente 10-ton akselpassager denne del af vejbefæstelsen kan bære i sin levetid, idet der i eksemplet ses bort fra befæstelsens underbund.

Løsning: Den optrædende tøjning i undersiden af asfaltlaget er bestemt at være $-121 \mu\text{str}$; den optrædende normalspænding på singelsmacadamlaget og på bundsikringslaget er bestemt til $0,189$ MPa henholdsvis til $0,028$ MPa.

Indsættes den første af disse værdier i udtryk [39] og de to sidste i udtryk [36], findes:

$$N_{\text{Æ}10} = 10^6 \cdot \left(\frac{-0,000121}{-0,000300} \right)^{\frac{-1}{0,178}} \approx 162 \cdot 10^6 \text{ Æ}_{10}$$

$$N_{\text{Æ}10} = 10^6 \cdot \left(\frac{0,190}{0,120} \cdot \frac{1}{\left(\frac{600}{160} \right)^{1,16}} \right)^{\frac{-1}{0,307}} \approx 33 \cdot 10^6 \text{ Æ}_{10}$$

$$N_{\text{Æ}10} = 10^6 \cdot \left(\frac{0,028}{0,120} \cdot \frac{1}{\left(\frac{100}{160} \right)^{1,00}} \right)^{\frac{-1}{0,307}} \approx 24 \cdot 10^6 \text{ Æ}_{10}$$

Den mindste af disse tre beregnede værdier, altså $N_{\text{Æ}10} = 24 \cdot 10^6 \text{ Æ}_{10}$, er den dimensionerende trafikbelastning, som det svageste af vejbefæstelsens lag kan håndtere. Da denne er godt fem gange så stor, som den forventede trafiklast, jævnfør *Eksempel N* og *O*, kan der være grund til at overveje befæstelsesopbygningen på ny. □

7.4 Tilrettelæggelse af beregninger

Beregninger med den mekanistisk-empiriske metode kan udføres ved brug af en lommeregner, som kan udføre potensopløftninger. Det vil ofte være en fordel at støtte beregningerne med optegnelser, der føres systematisk. En »køgebog« findes i Appendiks C.

Skemaet i Figur 43 kan tjene som inspiration. Skemaet understøtter en dimensionering med brug af Boussinesqs formler, ækvivalente lagtykkelsers metode, enkelthjulsbelastning og generaliserede ækvivaleringsfaktorer. Med mindre modifikationer kan skemaet tilpasses andre forudsætninger.

Skemaet forudsætter, at man kender trafikken samt E - og ν -værdier for de materialer, der indgår i befæstelsens lag, og for underbunden. Navnlige forudsætter skemaet, at man har beregnet den resulterende E -værdi for de bundne belægningslag, og har korrigeret denne for eventuel lav hastighed.

Skemaet forudsætter endvidere, at man ud fra trafikklassen og på grundlag af kendskab til underbundens frostfølsomhed har gjort sig klart, hvor stor den samlede tykkelse af befæstelsen skal være.

Lokalitet Eksempler fra kapitlet				Dato 2016-11-08			Initialer LB		
Trafik	Leve- tid	$N_{\text{Æ}10}$ [10 ⁶ Æ10]	$N_{\text{Æ}10}$ pr. år	Trafik- klasse	Frost- klasse	Min. h [mm]		Hast. [km/h]	F_E [-]
	20	4,6	0,23	T6	TVIvL	700		60	1,00
Bundet lag	h [mm]	E [MPa]	ν [-]	ϵ_{till} [μstr]	$h_{e\emptyset,n}$ [mm]	f [-]	R [mm]	ϵ_{akt} [μstr]	OK
Asfalt	190	3863	0,35	229	353	1,10	388	121	✓
Ubundne lag	h [mm]	E [MPa]	ν [-]	σ_{till} [MPa]	$h_{e\emptyset,n}$ [mm]	f [-]	R [mm]	σ_{akt} [MPa]	OK
SIM	300	600	0,35	0,348	353	1,10	388	0,190	✓
BL		100	0,35	0,047	1187	0,85	1006	0,028	✓
Underbund		E [MPa]	ν [-]	σ_{till} [MPa]	$h_{e\emptyset,n}$ [mm]	f [-]	R [mm]	σ_{akt} [MPa]	OK
Moræneler		10	0,35						
Samlet højde									

Figur 43. Skema til at notere beregninger for en firelagsbefæstelse i henhold til den mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode. Hvide felter er udfyldt dels med trafikværdier fra eksempel C og D, dels med værdier fra eksempler i kapitel 7; men dimensioneringen er ikke afsluttet, for så vidt angår bundsikringslagets tykkelse og vurderingen af belastningen på underbunden – se opgave A i afsnit 7.6.

Skemaet rummer øverst en linje til stamoplysninger om beregningen. I de næste linjer følger oplysninger om trafiksituationen, herunder en vurdering af trafikklassen og af den befæstelseshøjde, der er nødvendig på grund af underbundens frostfølsomhed. Herefter følger et par linjer for hver af lagene, i det konkrete eksempel i et firelags-system.

Skemaet udfyldes i princippet oppefra i takt med, at man får brug for oplysningerne under beregningerne. Da der kan opstå behov for at justere nogle valg undervejs, bør skemaet føres med blyant.

Beregningerne kan også foretages med et regneark. Det giver mulighed for hurtigt at vurdere løsningsforslag og justere disse med henblik på at respektere kriterieligningerne uden at risikere at overdimensionere løsningen. Regnearket kan eventuelt opbygges, så det beregner den resulterende E -værdi for de bundne belægningslag. Regnearket kan tillige opbygges, så det selv korrigerer asfaltlagets E -værdi, hvor trafikken færdes med lav hastighed.

7.5 Analytiske beregninger med MMOPP

I dag foretages dimensioneringsberegningerne i praksis ofte ved brug af programmet MMOPP (*Mathematical Modeling Of Pavement Performance*).¹⁷

MMOPP er udarbejdet i tilknytning til det danske vejregelarbejde, og programmet arbejder ud fra nogle prædefinerede eller bruger-valgte trafik- og materialeparametre. Programmets database med materialetyper og -parametre opdateres løbende i overensstemmelse med de aktuelle udbudsforskrifter. Databasens værdier kan overskrives af brugeren, men anvendes databasen, så kan der i beregningerne optræde afvigelser i forhold til de værdier, der er anført i vejreglerne (Vejdirektoratet, 2013). (Vejdirektoratet, 2013A), og i forhold til nærværende undervisningsnotat.

MMOPP arbejder med to meget forskellige metoder: dels mekanistisk (analytisk) dimensionering, dels simulering af befæstelsens nedbrydning (se afsnit 8).

Princippet ved MMOPPs mekanistiske beregninger svarer til den traditionelle danske tilgang til den mekanistisk-empiriske metode, som beskrevet ovenfor. Metoden adskiller sig dog to punkter. For det første anvender programmet en elasticitetsteoretisk model til at beregne de optrædende spændinger og tøjninger i stedet for ækvivalenter lagtykkelsers metode. Det kan give nogle mindre forskelle i resultaterne. For det andet foretager programmet beregningerne for belastninger fra et tvillingehjuls to kontaktflader.

Programmet er sat op beregning af tre- eller firelagssystemer. En ny version er under udvikling, og den vil gøre det muligt at regne på endnu flere lag.

MMOPP-brugervejledningen (Vejdirektoratet, 2013A) beskriver programmets installation og anvendelse. Vejledningen gennemgår og eksemplificerer rimeligt detaljeret dimensioneringsmetodes anvendelse for så vidt angår seks situationer:

- Standarddimensionering
- Brugerdefineret dimensionering
- Manuel analytisk dimensionering
- To-trins dimensionering af befæstelser med HBB bærelag
- Stoppested i byområde med bustrafik og almindelig trafik
- Analytisk forstærkningsberegning

¹⁷ Seneste version af programmet, MMOPP2011, kan downloades fra Internetsiden www.vejregler.dk → Dimensioneringsprogram.

7.6 Opgaver

A. Manuel belægningsdimensionering

Færdiggør dimensioneringen i Figur 43. Anvend de angivne parametre for underbunden, vælg en passende tykkelse for bundsikringslaget og verificer, at underbunden kan optage den resulterende trykspænding.

Overvej, om belægningsopbygningen er hensigtsmæssig. □

B. Belægningsdimensionering med gamle korrektionsfaktorer

Gennemfør belægningsdimensioneringen i notatets gennemgående eksempler, men regn i stedet med de gamle korrektionsfaktorer, f , fra Kirk-Odemarks-metode, nemlig:

0,9	For øverste skilleflade i to-lagssystemer
1,0	For øverste skilleflade i fler-lagssystemer
0,8	For alle øvrige skilleflader
$1,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{a}{h_1}}$	Ved beregning af tøjningen i undersiden af første lag, hvis $h_1 < a$

Diskuter forskelle i resultaterne. □

C. Cementbetons trykfordeling

Efterprøv påstanden i afsnit 7.3.3 om, at der i cementbeton er en ubetydelig forskel mellem trykfordelingerne fra et tvillingehjuls henholdsvis fra et enkelthjuls belastning. Anvend Levenbergs *ELLEA1*-program (se fodnote på side 89).

Regn på en belægning bestående af fx 150 mm cementbeton ($E = 35.000$ MPa, $\nu = 0,15$), på et tykt, ubundet lag med passende materialegenskaber og på en underbund af rimelig kvalitet. Beregn den horisontale tøjning i 5-10 forskellige dybder, der strækker sig fra undersiden af cementbetonlaget og yderligere 50-80 cm ned.

Gennemfør beregningerne for en belastning med kontaktryk på $\sigma_0 = 0,70$ MPa fordelt dels på ét enkelthjul med $a = 165$ mm, dels på to tvillingehjul, hver med $a = 117$ mm og med en indbyrdes centerafstand på 350 mm. I sidstnævnte tilfælde regnes dels i centerlinjen under ét af tvillingehjulene, dels i hjulparrets centerlinje.

Diskuter forskelle i resultaterne. □

D. Regneark til belægningsdimensionering

Den mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode (uden simulering) kan opstilles i regneark, så man for en given dimensionsgivende trafikbelastning regningsmæssigt kan eftervise om en foreslået befæstelse er for svag, passende eller for stærkt dimensioneret.

Opstil regneark, der kan behandle tre, fire eller fem forskellige belægningslag inklusive underbunden og inklusive et asfaltlag.

Udbyg eventuelt regnearket, så asfaltlaget i sig selv kan være opdelt i fx indtil fire forskellige dellag, og lad regnearket beregne det samlede asfaltlags resulterende E -værdi under hensyntagen til temperatur og dybde og under hensyntagen til den tunge trafiks hastighed.

Gennemregn notatets eksempler ved brug af regnearket. Diskuter eventuelle afvigelser i resultaterne. □

E. Dimensionering med MMOPP

Download og installer MMOPP-programmet og gennemregn en allerede gennemregnet belægning, fx den på Figur 43 viste, ved brug af den mekanistiske (analytiske) metode, som programmet tilbyder. □



8 SIMULERINGSMETODEN MV.

8.1 Simuleringsmetodens idé

Simuleringsmetoden baserer sig på de samme belastningsmodeller, som anvendes i den mekanistisk-empiriske metode, men betragter selve nedbrydningsforløbet af befæstelsens lag. Metoden vurderer belægningens levetid gennem et antal simulerede nedbrydningsforløb, idet udviklingen af karakteristiske egenskaber bliver holdt op imod kriterier, der udtrykker, hvornår disse egenskaber erfaringsmæssigt må anses for at være nedslidte.

Idéen er ikke ny. Den er blandt andet skitseret i en arbejde, som Ullidtz udførte i midten af 1970'erne ved gennemregninger med et simpelt program skrevet i programmeringssproget *basic*. Arbejdet viste, at idéen havde potentiale, men at der var udfordringer, såvel hvad angår forbedringer af modellerne, som hvad angår regnekraft. Den afsluttende konklusion lyder (Ullidtz, 1978):

For the program to be used for the above purposes it must, however, be rewritten for at large scale computer, because the present version is much too slow. Calculating of the performance during one year takes about 3.5 hours, and for each input (means and standard deviations) the performance during several years, till some limiting value is reached, must be determined a number of times to get a reasonably correct estimate of the mean and standard deviation of the "life time". Before any further development is undertaken, however, any mistakes committed in the program should preferably be corrected, submodels should be improved and additional features of importance to the pavement performance should be included. Such additional features could be changes in structures or materials that are not associated with the traffic loading, e.g. permanent deformations due to frost heave, cold temperature cracking or hardening of bitumen, or it could be automatic maintenance measures governed by the performance and possibly combined with estimates of initial and maintenance costs. It is also possible that the amount of input variables could be decreased in view of the increasing amount of information available on materials characteristics and typical standard deviations.

I de mellemliggende år er modellerne blevet stærkt forbedret, samtidig med at udfordringerne med regnekapacitet er løst.

8.2 Simulering med MMOPP

Programmet MMOPP, der er udarbejdet i forbindelse med det danske vejregelarbejde, giver mulighed for at foretage simuleringsberegninger på vejbefæstelser. Programmet kan dog p.t. kun simulere nedbrydningsforløbet for fleksible lag; det kan altså ikke behandle vejbefæstelser, hvori der indgår stive lag af beton eller af hydraulisk bundne bærelag.

Programmet og de moduler, som det er opbygget af, er beskrevet i MMOPP-brugervejledningen (Vejdirektoratet, 2013A). Brugervejledningen gennemgår og eksemplificerer også simuleringsmodulets brug i to situationer, nemlig dimensionering ved simulation og dimensionering af forstærkning ved simulation.

8.2.1 MMOPPs modeller

Som angivet i brugervejledningen betjener programmet sig af seks modeller:

- *Befæstelsesmodellen*, der fastlægger de enkelte lags egenskaber og lagtykkelser samt belægningens overflade.
- *Belastningsmodellen*, der fastlægger sammenhængen mellem vejoverfladens geometri og hjulets bevægelser og påvirkninger på vejoverfladen.
- *Klimamodellen*, der fastlægger sammenhængen mellem materialernes deformationsegenskaber og klimaet.
- *Responsmodellen*, der beskriver, hvorledes en påvirkning af vejoverfladen fordeles ned gennem befæstelsen – til denne simulering anvendes Odemark-Boussinesqs teori.
- *Model for struktureret nedbrydning*, der fastlægger sammenhæng mellem dynamiske påvirkninger og nedbrydning af asfaltlagene (revner).
- *Model for permanente deformationer*, der fastlægger sammenhæng mellem dynamiske påvirkninger og permanente deformationer (jævnhed og sporkøring).

Modellerne bringes i spil, idet et tidsforløb gennemspilles for en passende stor række delstrækninger (sektioner) af en vej. Tidsforløbet afspejler årstidernes forløb gennem et antal år. For hver årstid beregnes de påvirkninger og den afledte nedbrydning, som trafikken påfører den enkelte delstrækning af vejen.

Metoden bruger fire kriterier til at bedømme nedbrydningsgraden. Det er dels jævnheden, dels sporkøringen, dels risiciene for revnedannelser henholdsvis for slaghuller. Jævnhed og sporkøring udtrykkes ved deformationer, der med tiden udvikler sig i vejoverfladen, mens de to sidstnævnte kriterier knytter sig til den reduktion, der sker af befæstelseslagenes E -værdier.

```

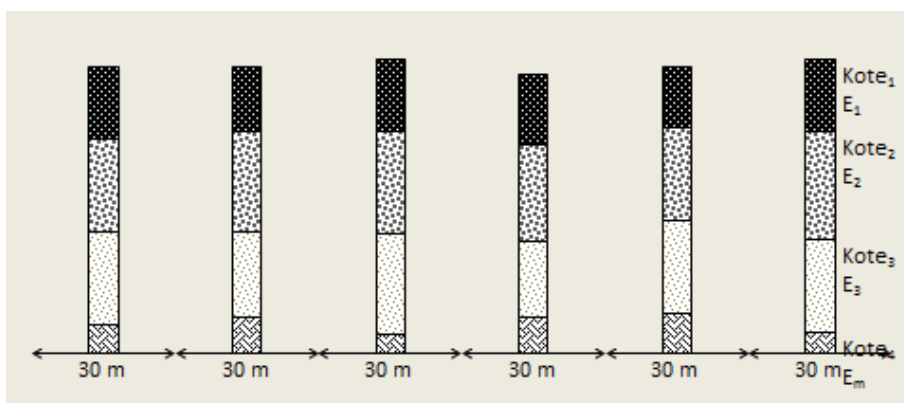
Initier sektioner (01)
FOR år = 1 TO n
  Opregn trafik (02)
  FOR sektioner = 1 TO n
    FOR årstid = 1 TO n
      Beregn årstidstrafik (03)
      Beregn årstidsværdier for E-værdier (04)
      Beregn tøjning under bundne lag (05)
      Beregn trykspænding på ubundne lag (06)
      Beregn nedskrivning af asfaltlagets E-værdi (07)
      Beregn plastisk deformation af lagene (08)
      HVIS årstid = vinter
        Beregn forstnedtrængning (09)
      END HVIS ÅRSTID
      HVIS årstid = tøbrud + 1
        Nulstil evt. permanent deformationstæller (10)
      END HVIS årstid
    END FOR årstid
  END FOR sektion
  Beregn IRI-værdi og bedøm (11)
  Beregn minimums E-værdi og bedøm (12)
  Beregn middel E-værdi og bedøm (13)
END FOR år
Afrapporter resultater

```

8.2.2 MMOPPs beregningsforløb

Princippet i beregningsforløbet og inddragelsen af programmets modeller kan præsenteres ved hosstående pseudokode. Til forløbet skal knyttes nogle kommentarer.

Vejstrækningen betragtes i 30 m lange sektioner, jævnfør Figur 44. Sektionerne har samme vejbefæstelse; men stokastiske forskelle i materialerne og variationer ved udlægning og indbygning af materialerne betyder, at der optræder mindre forskelle mellem sektionerne. Initieringen af vejstrækningerne (trin 1) opstiller situationen i år 1, idet lagtykkelser og materialeparametre får værdier, der er plausibelt fordelt i forhold til inputværdierne.



Figur 44. Koter til lagoverflader og materialeparametre bestemmes ved en 2. ordens autokorrelation, hvor værdien af et givet element afhænger af den tilsvarende værdi i de to foregående 30 m lange sektioner af vejen. Jævnfør forklaring i MMOPP Brugervejledningen (Vejdirektoratet, 2013A).

Bemærk, at det er de forskelle, der introduceres ved initieringen, som giver anledning til, at befæstelsens tilstand udvikler sig individuelt i hver enkelt sektion, og som udløser øget ujævnhed og øgede risici for revner, slaghuller og sporkøring.

Efter initieringen beregnes ét år ad gangen, idet trafikbelastningen først fremskrives på normal vis (trin 2). Dernæst gennemregnes for hver 30 m-vejsektion for hver af årets årstider.

Metodens klimamodel opdeler, jævnfør Tabel 16, året i syv årstider. Hver årstid er karakteriseret ved en varighed, en temperatur og en korrektionsfaktor for E -værdien i hver af befæstelsens lag. Korrektionsfaktorerne indebærer, at belastningspåvirkningernes effekt differentieres, så der fx tages hensyn til, at underbunden er særlig svag i tøbrudsperioder, og at asfaltbærelagene er meget bløde under en hedebløge.

Tabel 16. Parameterværdier i klimamodellen i MMOPP. (Vejdirektoratet, 2013A)

Årstid	Varighed Dage	Temperatur °C	E_1 faktor	E_2 faktor	E_3 faktor	E_m faktor
Vinter	49	-2	4	4,2	10	20
Vinter tø	10	1	3,7	0,33	10	20
Tøbrud	15	1	3,7	0,67	0,7	0,6
Senvår	46	4	3,1	1,0	0,85	0,8
Sommer	143	20	1,0	1,0	1,0	1,0
Hedebløge	10	35	0,3	1,0	1,0	1,0
Efterår	92	7	2,6	1,0	1,0	1,0

På grundlag af den trafikbelastning, der optræder i det antal dage, som årstiden varer, beregnes med de årstidskorrigerede E -værdier de optrædende tøjninger i undersiden af de bundne lag henholdsvis trykspændinger på de ubundne lag (trin 3-8). Asfaltlagets E -værdi nedskrives herefter med udgangspunkt i den beregnede tøjning i lagets underside ved det aktuelle antal akselpassager i perioden. Tilsvarende bestemmes den permanente (plastiske) deformation i de enkelte lag med udgangspunkt i de beregnede tøjninger og spændinger. For en uddybning af disse beregninger henvises til MMOPP Brugervejledningen (Vejdirektoratet, 2013A).

I de omtalte beregninger indgår et par delmodeller, der især søger at tage hensyn til de særlige forhold, når vejbefæstelsen fryser, og når der optræder tøbrud (trin 09-10). Disse modeller beregner en værdi for, hvor dybt frosten trænger ned i vejbefæstelsen i den pågældende vinter. Det sker på grundlag af en statistisk model, der ud fra historiske, meteorologiske data, genererer et bud på antallet af frostgraddøgn i det enkelte år. Det sker endvidere ved at tællingen af akselpassager, som bruges til beregning af den permanente deformation i et lag, bliver nulstillet efter hver tøbrudsfase, hvor der forinden har optrådt en frostnedtrængning på

mindst 10 mm i et belægningslag. Nulstillingen er udtryk for, at frost og tø giver anledning til omlejring af lagets materialer.

Når ét år, dvs. alle årstider, er gennemregnet for alle sektioner kan den resulterende nedbrydning af vejstrækningens befæstelse bedømmes ud fra modellens kriterier (trin 11-13). Når en sekvens af år er gennemregnet, kan nedbrydningsforløbet kortlægges.

8.2.3 MMOPPs resultater

I henhold til vejreglerne (Vejdirektoratet, 2013) vurderes resultaterne fra simuleringer med MMOPP befæstelsens nedbrydning, som nævnt, ud fra fire kriterier: Jævnhed, sporkøring, risiko for revner og risiko for slaghuller.

Kriterierne i de gældende vejregler er fastlagt, og MMOPPs nedbrydningsmodeller er tilpasset, så det opnås, dels at de forudgående vejreglers katalogbefæstelser i løbet af 15 år gennemsnitligt når et jævnhedstal, IRI¹⁸, på 2,8 m/km, dels at at asfaltlagenes nedbrydning forløber, så 75 % af belægningerne efter 15 år har en gennemsnitlig *E*-værdi, der er højere end 2/3 af startværdien. Kriterierne respekterer altså dansk vejbygningstradition.

Overfladens jævnhed beregnes ud fra overfladekoterne i midten af de enkelte sektioner. Størrelsen kaldes IRI-værdien [m/km] og udtrykker den akkumulerede værdi af de numeriske, lodrette ændringer af vejoverfladen på en vej, der burde være helt vandret. Jo større IRI-værdi, des mere ujævn er vejen at køre på.

Den tilladelige værdi for jævnhedsmålet er i vejreglerne angivet at være IRI = 4 m/km.

Overfladens sporkøring bedømmes som den gennemsnitlige spordybde, der i hver sektion fremkommer som følge af, at de plastiske deformationer i lagene løbende akkumuleres.

Den tilladelige værdi er i vejreglerne angivet at være 10 mm. Det bemærkes, at denne værdi efterlader plads til yderligere 5 mm sporkøring, som må påregnes at fremkomme som følge af forskydningsspændinger, der ikke er taget i regning i MMOPP.

Risikoen for revnedannelser bedømmes ud fra forholdet mellem asfaltlagets gennemsnitlige *E*-værdi i henhold til MMOPP-simuleringen og et intakt asfaltlag med de aktuelle materials standard *E*-moduler.

Den tilladelige værdi er i vejreglerne angivet at være 0,67 ... herefter er der risiko for begyndende revnedannelser i køresporet.

¹⁸ IRI – International Roughness Index.

Risikoen for slaghuller bedømmes ud fra forholdet mellem MMOPP-simuleringens mindste værdi af E -modulet af asfaltlaget og et intakt asfaltlag med de aktuelle materialers standard E -moduler.

Den tilladelige værdi er i vejreglerne angivet at være 0,35 ... herefter er der risiko for slaghuller i køresporet.

For så vidt de to sidste kriterier skal det bemærkes, at MMOPP ved sin initiering af belægningslagenes E -værdier (trin 1 i pseudokoden) forudsætter, at de standardværdier, der inddateres svarer til 25 % fraktilerne i den fordeling, som materialeegenskaberne følger. Det vil altså sige, at 75 % af E -værdi for laget på strækningen i udgangssituationen ligger højere end den inddaterede værdi.

8.3 Strukturel og funktionel levetid

Størrelsen af den dimensionsgivende trafikbelastning fastlægger, hvor stor en minimumsbæreevne belægningen skal kunne yde i hele sin funktionsperiode eller »levetid«, også kaldet dimensionseringsperioden. Gennem denne periode forårsager de tunge akselpassager nogle langtidsdeformationer i befæstelse og underbund, så belægningens bæreevne med tiden aftager.

Før denne nedbrydning fører til udmattelsesbrud, bør der naturligvis gribes ind, hvis vejen skal opretholdes for trafik. Interventionen sker ved, at vejbefæstelsen får nye lag. Eventuelt har man forinden fjernet dele af de udtjente lag – dels udgør de en råstofressource, der kan genbruges, dels kan affræsning medføre, at der bliver plads til at udføre den nye belægning, uden at kantstenene skal sættes om for at opnå tilstrækkelig lysning, eller at man kan opretholde et frirumsprofil under en bro.

De metoder, der er nævnt ovenfor, betragter især vejbefæstelsens strukturelle egenskaber. De har navnlig fokus på, om befæstelsen i sin stipulerede levetid kan bære den belastning, som trafikken påfører.

Jævnheden adskiller sig lidt fra de rent strukturelle egenskaber. Jævnheden har især betydning for den komfort, som trafikanterne oplever under kørslen. Jævnheden er imidlertid nøje forbundet med de strukturelle egenskaber i befæstelseslagene, og jævnheden indvirker i øvrigt selv på belægningens nedbrydningsforløb: Jo mere ujævn vejoverfladen optræder, des større vertikale kræfter optræder på grund af køretøjets bumpende kørsel, og des kraftigere stød giver dette anledning til i kontaktfladen mellem hjul og vejoverflade.

I tilgift forbruger køretøjet også mere energi til at udføre det arbejde, som de lodrette bevægelser af køretøjet indebærer ved kørsel på en ujævn vej.

Sporkøringen har på samme måde det indbyggede moment, at de afsatte spor kan influere på vejens funktionelle egenskaber. Det gælder i særdeleshed, når vandansamlinger i sporene giver risiko for akvaplaning og dermed forøget risiko for færdselsulykker.

Der er imidlertid andre parametre, som også påvirker vejbefæstelsens levetid, og som kan give anledning til intervention, men som ikke er umiddelbart knyttet til de strukturelle egenskaber.

Et eksempel på en sådan anden egenskab er vejoverfladens friktion. Friktionen er alene knyttet til slidlaget. Flere slidlagstyper bidrager ikke direkte til den strukturelle bæreevne, omend befæstelsens bæreevne tilgodeses af, at slidlaget er tæt og hindrer nedrivning af vand.

Andre eksempler på funktionelle egenskaber, der er ønskelige, er passende lyshed af vejoverfladen samt støjabsorption, så vejens naboer bliver mindre generet af hjulstøj fra trafikken.

Slidlag fornyes oftest flere gange under selve befæstelsens levetid for at sikre, at vejen bibeholder gode overfladeegenskaber. I forbindelse med fornyelsen af slidlag, kan der til en vis grad også rettes op på nogle af de strukturelle mangler, der er opstået, fx ved forsegling, så befæstelsens overflade bliver tæt og leder vand af, og ved at afhjælpe sporkøring.

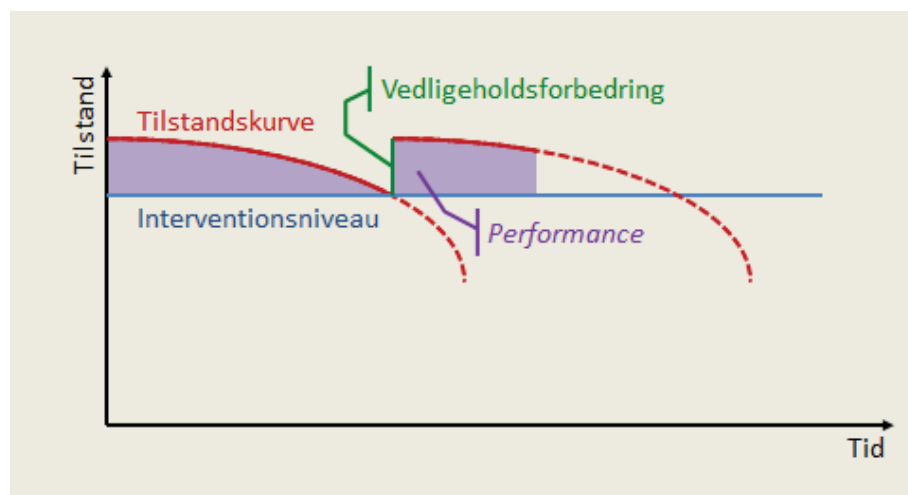
8.4 Vejinventering og faldlodsmålinger

Alle de forskellige egenskaber, strukturelle såvel som funktionelle, skal være til stede samtidigt, hvis vejen skal leve op til de stillede krav. De skal derfor holdes under observation, og der skal gribes ind med afhjælpende foranstaltninger, når en eller flere parametre ikke længere er tilfredsstillende.

Vejbefæstelsens tilstand observeres ved vejinventeringer. Ved inventeringen registreres navnlig overfladens tilstand. Omfanget og karakteren af skader registreres. Det omfatter revner, krakeleringer og afskalninger, der kan ses på overfladen. Registreringen bør også inddrage observationer af kantsten, rabatter og afvandingssystem. Ofte optræder der her mangler, som bidrager til befæstelsens nedbrydning, og som derfor skal afbødes.

Med kendskab til vejbelægnings nedbrydningsprocesser giver vejinventeringerne grundlag for at stille en diagnose for, hvilke problemer, der er til stede. Herved får man også en idé om, hvilke afhjælpningstiltag, der kan overvejes.

Hvis problemerne knytter sig til vejbefæstelsens strukturelle egenskaber, vil det være fornuftigt også at få fastlagt, i hvilken stand befæstelseslagene er; navnlig hvor megen restbæreevne, de besidder. Det kan ske ved at bestemme lagenes aktuelle E -



Figur 45. Belægningens bæreevne aftager med tiden.

værdier. Uden kendskab til vejbefæstelsens aktuelle styrke, har man ingen mulighed for at vurdere, hvor kraftig en forstærkning vejen har brug for.

Fastlæggelse af befæstelseslagernes aktuelle E -værdier kan blandt andet ske ved målinger med faldlod. Det er i dag en udbredt og billig, nondestruktiv metode til at bedømme en vejbefæstelses strukturelle stand. Faldlodsmåling indebærer, at man lader et styret lod falde fra givne højder på belægningslagene, idet man måler den respons, som befæstelsen giver på slagene. Ud fra responsmålingerne bestemmer man materialernes stivhed ved i et iterativt forløb at regne baglæns med de mekanistisk-empiriske modeller. (Busch, 2016)

8.5 Pavement Management

Som nævnt, er der sund fornuft i at intervenere i vejbefæstelsernes nedbrydningsforløb, før befæstelsen er helt udtjent.

For det første vil vejbefæstelsens tilstandskurve falde stedse hurtigere, når befæstelsen for alvor begynder at blive svækket, jævnfør Figur 45. Det accelererede forløb skyldes flere forhold. For blot at nævne et par, så bliver de enkelte akselpassagers stød større, i takt med at selve vejoverfladen bliver mere ujævn. Samtidig indebærer begyndende revnedannelser, at der er øget risiko for, at vand trænger ned i befæstelseslagene, så disse får ringere styrkeegenskaber.

For det andet vil bliver omfanget af afhjælpning tilsvarende større i takt med, at vejbefæstelsernes nedbrydning skrider frem. Der er tale om, såvel at det er større områder der bliver berørt, som at skaderne kan brede sig til flere lag i befæstelsen. Omkostningerne til udbedring øges også ganske voldsomt. Problemet er blevet sammenlignet med at holde sine sko i stand: Så længe der blot er

tale om et hul i ydersålen, kan skomageren flikke den; hvis man venter til der også er hul i bindsålen, er det svært at redde skoen.

Hertil kommer, at istandsættelsen af en kraftigt nedbrudt vejbefæstelse tager længere tid, bliver mere omfattende og påfører trafikken større gener, mens arbejdet står på.

Midlerne til vedligeholdelse af vejbefæstelser er ofte i skarp konkurrence med andre behov, som de bevilgende instanser også ønsker at tilgodese. Midlerne er derfor oftest knappe og skal anvendes, hvor de giver størst mulig nytte.

Det at tilrettelægge belægningsvedligeholdelsen på et vejnet, der skal arbejde med et knebent budget, er en selvstændig disciplin, *Pavement Management*. Opgaven består kort sat i to ting.

Den ene delopgave er at disponere vejvedligeholdelsesmidlerne, så man år for år gennemfører de forstærkningsarbejder, slidlagsfornyelsesarbejder og simple reparationsarbejder på vejnettets enkelte vejstrækninger, idet man sørger for at indsatserne vælges, sådan at tilstanden af vejbefæstelserne på hele vejnettet holdes bedst muligt for færrest muligt penge ... subsidiært at tilstanden holdes så høj som muligt for de penge, der er til rådighed.

Denne delopgave kan i princippet formuleres som et lineært programmeringsproblem, der kan løses med matematiske modeller. Fremgangsmåden kræver, at man kender vejenes aktuelle tilstand, at man er i stand til at simulere effekten ud i fremtiden af de forskellige vedligeholdelsestiltag og at man kan stipulere de fremtidige vedligeholdelsesbudgetter. Der findes flere edb-programmer, som i dette øjemed kan hjælpe brugeren godt på vej. Men det er en historie, der ikke skal fortælles her.

Den anden delopgave er at forudse de fremtidige behov for midler til vejvedligeholdelse og at påvirke budgetlægningen, så midlerne er til stede, når der er brug for dem. Det er i høj grad en opgave, som består i god kommunikation med afsæt i solid ingeniørmæssig viden om vejbefæstelsernes.



APPENDIKS A: BELÆGNINGSBETEGNELSER

Dette appendiks rummer korte beskrivelser af en række af de mere almindelige belægningsmaterialer, der anvendes i vejbygning i Danmark. Appendikset tilstræber ikke at være komplet, og beskrivelsen af de enkelte materialer er ikke udtømmende.

Appendikset hviler i vid udstrækning på *Vej- og trafikteknisk ordbog* (Vejregelrådet, 2004). Mere fyldestgørende beskrivelser vil kunne findes i den litteratur, der beskæftiger sig med vejbygningsmaterialer, fx (NCC, 2001) og (Thagesen, 2006). Også blandt artiklerne i tidsskriftet *Trafik & Veje* (tidligere *Dansk Vejtidskrift*) kan yderligere oplysninger findes.¹⁹

AB ... se Asfaltbeton.

ABB ... se Asfaltbinderbeton.

AG ... se Afretningsgrus.

Afretningsgrus (AG) er velgraderet grus, der anvendes til som underlag for betonbelægningssten.

Asfaltbeton (AB) er en asfalttype, hvis stenmateriale i det væsentlige er kontinuert graderet, så der dannes en sammenknyttet struktur, og hvori bitumen højst har en penetration på 220. Materialet fremstilles i en tæt gradering (ABt) og i en åben gradering (ABå). Materialet karakteriseres efter stenmaterialets art og kornkurve: AB 6t, 8t, 11t, 16t henholdsvis 6å, 8å, 11å, 16å [maksimal kornstørrelse i mm]. Materialet skal komprimeres straks efter udlægning. Materialet kan anvendes som bindelag (ABB).

Asfaltbinderbeton (ABB) er en asfaltbeton til brug som bindelag. Materialet udmærker sig ved stor modstandsdygtighed mod permanente deformationer.

Betonbelægningssten er sten af cementbeton, der anvendes som belægning på særlige steder som stier og pladser.

BL ... se Bundsikringsmateriale.

¹⁹ Søg på internettet www.trafikogveje.dk → Artikler.

Bordursten er aflange, rektangulære natursten, anvendt som kantsten eller flise.

Brolægning er fællesbetegnelsen for vejbelægninger af natur- og betonsten eller klinker sat i brolægningsgrus, kalk- eller cementstabiliseret mørtel. Der findes fire slags brolægning af natursten: Brosten°, chaussésten°, mosaiksten (normalt lagt i mønstre) og piksten (knoldebrolægning, lagt af håndsorterede, afrundede marksten)

Brosten er granitsten med rektangulær hovedflade og med typiske dimensioner b: 12-15 cm, l: 15-25 cm, h: 15-20 cm.

Bundsikringsmateriale (BL) er et grus- eller sandmateriale med fornøden bæreevne, drænevne, frostsikkerhed, frostbestandighed, slidstyrke og filtervirkning mod finkornet underbund.

CB ... se Combibelægning.

Cementstabiliseret grus (HBB type B; CG) er et hydraulisk bundet, velgraderet grusmateriale, hvori der er nedfræset cement med henblik på at opnå forøget bæreevne. (Se også Hydraulisk bundne bærelag, HBB).

Cementstabiliseret sand (HBB type A; CS) er et sandmateriale, hvori der er nedfræset cement med henblik på at opnå forøget bæreevne. (Se også Hydraulisk bundne bærelag, HBB).

CG ... se Cementstabiliseret grus.

Chaussésten er granitsten med tilnærmelsesvis kvadratisk hovedflade med typiske dimensioner b: 10-12 cm, l: 10-12 cm, h: 10-12 cm. Eventuelt lagt i buer.

Combibelægning (CB) er et asfaltermateriale, der ikke er medtaget i vejreglerne, men som finder anvendelse som kombineret slid- og bærelag på lavt trafikerede veje.

CS ... se Cementstabiliseret sand.

DA ... se Drænasfalt.

Drænasfalt (DA) er en asfaltbeton°, hvis stemmateriale har en kornkurve, således at materialets enkelte hulrum er ret store og står i forbindelse med hinanden. Herved giver materialet mulighed for at vand kan drænes bort gennem belægningen. Denne egenskab er navnlig interessant i slidlag gennem overgangskurver på flade strækninger, hvor tværfaldet kan være meget lille eller nul.

Filler er fint materiale, som anvendes til at tilsætte en kornet blanding for at opfylde dens klassificering; indenfor vejteknikken

er det betegnelsen for den del af et mineralsk materiale, der passerer en sigte med maskevidde 0,063 mm.

GAB ... se Grusasfaltbeton.

Grusasfaltbeton (GAB) er en type af asfaltbeton°, hvis stenmateriale er uknust bakke- eller sømateriale. De tre typer (GAB 0, GAB I og GAB II) adskiller sig ved hvor vel graderet kornkurven er, ved maksimal kornstørrelse og ved bitumenmængden. GAB anvendes overvejende til bærelag. Materialet kan i en kort periode tjene som slidlag, men skal afdækkes med et egentligt slidlag inden fastsatte tidsrum, hvis bygherren skal kunne gøre krav gældende om den levetid, materialet er leveret med.

Bemærk, at de tre typer i flæng betegnes med arabertal (GAB0, GAB1 og GAB2) og med romertal (GAB 0, GAB I og GAB II).

HBB ... se Hydraulisk bundne bærelag.

Hydraulisk bundne bærelag er nyeste betegnelse for et lag bestående af typisk cementstabiliserede friktionsmaterialer, fx cementbundet grus° og cementbundet sand.

Macadam betegner ubundne bærelag, der fremstilles af enskornede sten, som forkiles ved tromling, hvorefter mellemrummene mellem stenene udfyldes med dækgrus. Der skelnes mellem bundstensmacadam (sortering 63/125 mm), singelsmacadam° (sortering 31,5/63 mm) og skærvemacadam°.

OB ... se Overfladebehandling.

Overfladebehandling (OB) er en slidlagstype. Den fremstilles ved at påføre vejoverfladen et flydende bindemiddel og efterfølgende afdække bindemidlet med stenmateriale. OB betegnes ved den anvendte stensortering: 2/5, 5/8 henholdsvis 8/11 [kornstørrelsen i mm]. Bitumenhinden er relativt tyk, og giver en god beskyttelse mod nedtrængning af overfladevand. Efter udlægning, inden materialet er afbundet, er der risiko for stenafrspring. Derfor påbydes trafikken nedsat hastighed.

PA ... se Pulverasfalt.

Pulverasfalt (PA) er en slidlagstype, hvis stenmateriale i det væsentlige er kontinuert graderet, og hvori bitumen har en penetration på mindst 250. Materialet fremstilles i en tæt gradering (PA_t) og i en åben gradering (PA_å) og karakteriseres efter stenmaterialets art og kornkurve: PA 4t, 6t, 8t, 11t, 16t henholdsvis 6å, 8å, 11å, 16å [maksimal kornstørrelse i mm]. Bindemiddelindholdet afhænger af stenmaterialets gradering, trafikbelastningen og indbygningsmåden.

SG ... se Stabilt grus.

SIM ... se Singelsmacadam.

Singelsmacadam (SIM) er et stenbærelag udført af singels, dvs. stærke og vejrfaste bjergarter med beskedent indhold af hård kalksten, sandsten og lignende, og med nominel kornstørrelse i intervallet 32-64 mm. Stenmaterialet udlægges med overtykkelse og efterkomprimeres til det angivne mål.

SKM ... se Skærvemakadam.

Skærvemacadam (SKM) er et stenbærelag udført af skærver, dvs. stærke og vejrfaste bjergarter, uden indhold af flint, kalksten, sandsten, skifer eller lignende. Mindst 80 % af skærverne skal være kubiske og alle skal have mindst én brudflade. Den nominelle kornstørrelse skal ligge i intervallet 32-64 mm. Stenmaterialet udlægges med overtykkelse og efterkomprimeres til det angivne mål.

Skærvemastiks (SMA) er en åbengraderet type af asfaltbeton^o tilsat specialfiller med meget stor overflade i forhold til vægten, således at stenskelettet kan binde en stor bitumenmængde og alligevel opnå en lav hulrumprocent. Materialet karakteriseres efter kornkurve: SMA 8, 11, 16 [maksimal kornstørrelse i mm]. SMA anvendes som slidlag navnlig på tungt belastede gader og veje, herunder i kryds.

SMA ... se Skærvemastiks.

Stabilt grus (SG) er et velgraderet, komprimeret grusmateriale med et minimum af hulrum.

Stenmel er et materiale med nominel maksimal kornstørrelse 2 mm, fremkommet ved knusning af sten.

TB ... se Tyndlagsbelægning.

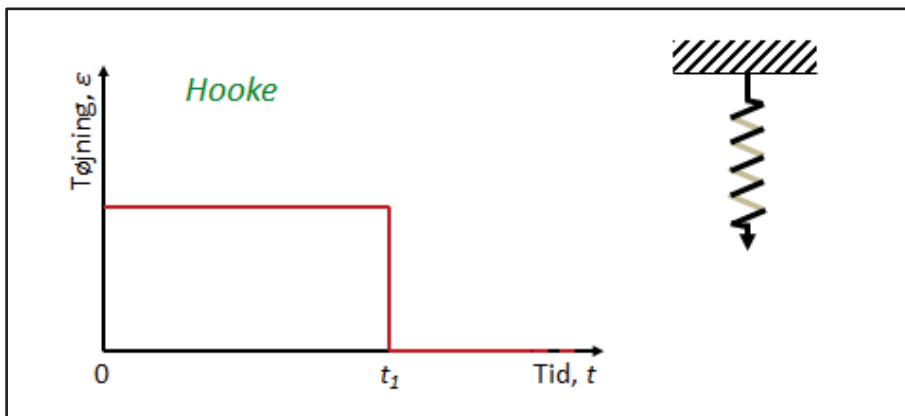
Tyndlagsbelægning (TB) er en slidlagstype i form af asfalmateriale med en halvåben gradering, udlagt på 1 – 1,5 kg/m² emulsion i én arbejdsgang i tynde lag.



APPENDIKS B: REOLOGI

Bituminøse bindemidler og bituminøse belægningsmasser har såvel elastiske som viskose egenskaber. De førstnævnte kommer navnlig frem under hurtige påvirkninger, mens de sidste viser sig ved længerevarende påvirkninger.

Til at beskrive stoffer, der har begge egenskaber, benytter man ofte såkaldte reologiske modeller. Modellerne opbygges af grundelementer, der kan sammensættes til legemer.



Figur 46. Krybningsforsøgets forløb for et Hooke'sk element.

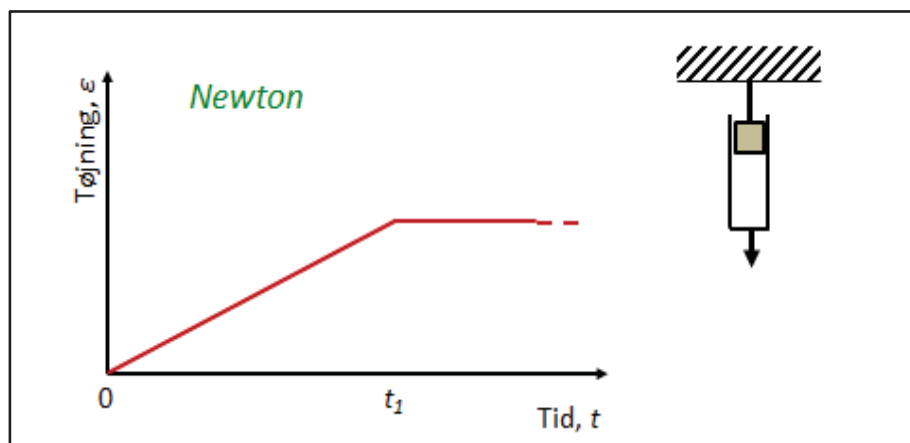
Reologiske elementer

Et Hooke²⁰-element svarer til den klassiske, ideale lineær-elastiske fjeder. Her er den relative forlængelse, ε_H , er ligefrem proportional med den påførte spænding, σ , dvs. $\sigma = E \cdot \varepsilon_H$. Den optrædende konstant, E , er materialets elasticitetsmodul eller Youngs²¹ modul.

Ved krybningsforsøget, der er et af de vigtigste reologiske forsøg, påfører man til tiden $t = 0$ pludselig elementet et konstant spænding, som man atter fjerner efter en vis tid, $t = t_1$. I et t - ε -diagram vil krybningsforsøget for et Hooke-element se ud som vist på Figur 46.

²⁰ Robert Hooke (1635-1703), engelsk naturfilosof og matematiker.

²¹ Thomas Young (1773-1829), engelsk matematiker og fysiker.



Figur 47. Krybningsforsøgets forløb for et Newton'sk element.

Et Newton²²-element svarer til den ideale væske, og afbildes gerne som en væskebremse (en støddæmper). Her er den relative forlængelse pr. tidsenhed, $\dot{\epsilon}_N$, ligefrem proportional med spændingen, σ : $\sigma = \eta \cdot \dot{\epsilon}_N$. Den optrædende konstant, η , er materialets viskositetskoefficient.

Et Newton'sk element vil ved krybningsforsøget udvise et t - ϵ -diagram som vist på Figur 47.

Et tredje reologisk element er opkaldt efter Saint-Venant²³ og modsvarer et tørt friktionselement, hvor tøjningen også vokser lineært, men kun når spændingen overstiger den friktionskoefficient, materialet kan mobilisere.

Reologiske legemer

Et Kelvin²⁴-legeme, også kaldet et Voigt²⁵-legeme, består af et Hooke-element og et Newton-element, der er koblet parallelt. I et sådant legeme er den resulterende spænding, σ_K , lig summen af spændingerne i de to elementer:

$$[40] \quad \sigma_K = \sigma_H + \sigma_N = E_H \cdot \epsilon + \eta_N \cdot \dot{\epsilon}$$

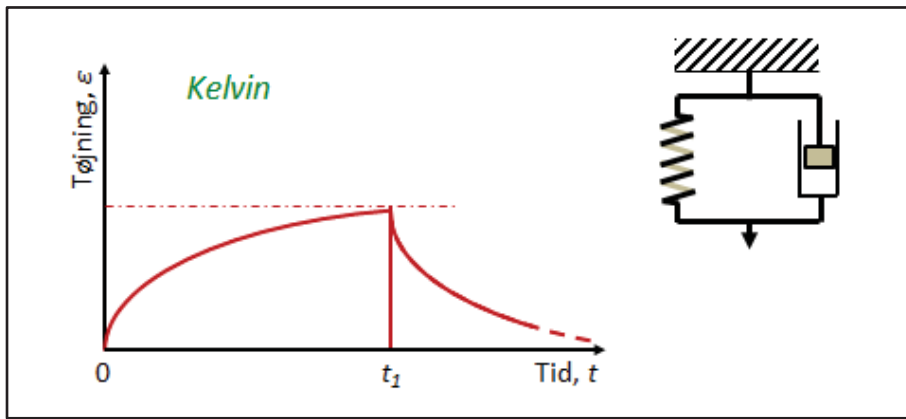
Ved et krybningsforsøg, nærmer deformationen sig asymptotisk til værdien σ/E_H , altså til den værdi, som Hooke-elementet udviser, jævnfør Figur 48. Tøjningens udvikling findes ved at løse den inhomogene, lineære, første ordens differentiaalligning:

²² Isaac Newton (1642-1726), engelsk fysiker og matematiker.

²³ Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant (1797-1886), fransk fysiker og matematiker.

²⁴ William Thomson, 1st Baron Kelvin (1824-1907), britisk matematiker, fysiker og ingeniør.

²⁵ Woldemar Voigt (1850-1919), tysk fysiker.

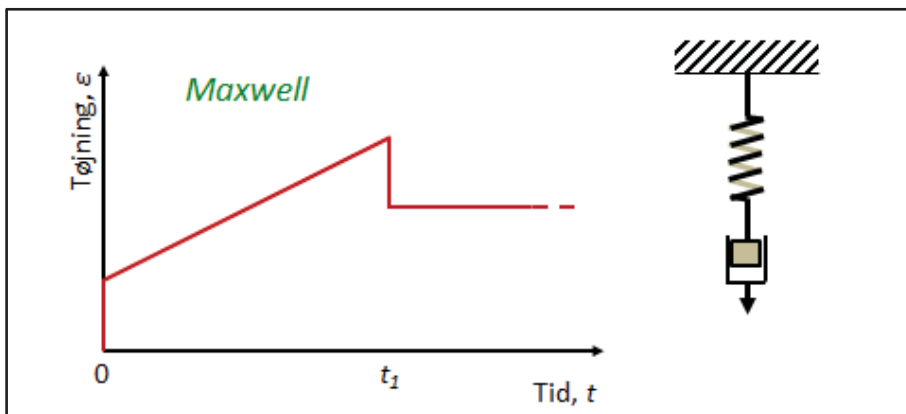


Figur 48. Krybningsforsøgets forløb for et Kelvin-legeme.

$$[41] \quad \varepsilon_K = \frac{\sigma}{E_H} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_H}{\eta_N} t}\right)$$

Størrelsen $\tau = \eta_N/E_H$ har dimensionen tid og kaldes retardations-tiden. Den angiver det tidspunkt, hvor Kelvin-legemet mangler $1/e$ af sin slutdeformation.

Et Maxwell²⁶-legeme består af et Hooke-element og et Newton-element, der er serieforbundne. Her er den resulterende deforma-



Figur 49. Krybningsforsøgets forløb for et Maxwell-legeme.

tion, ε_M , lig summen af deformationerne i de to elementer:

$$[42] \quad \varepsilon_M = \varepsilon_H + \varepsilon_N = \frac{\sigma}{E_H} + \frac{\sigma \cdot t}{\eta_N}$$

Ved et krybningsforsøg optræder en momentan deformation, σ/E_H , efterfulgt af en viskos deformation, $\sigma \cdot t/\eta_N$, der vokser lineært med tiden, jævnfør Figur 49.

Foretager man et spændingsrelaxationsforsøg, hvor man til tiden $t = 0$ pludselig påfører et Maxwell-legeme en deformation, ε_M , og

²⁶ James Clerk Maxwell (1831-1879), skotsk videnskabsmand indenfor matematisk fysik.

fastholder deformationen, vil spændingen gradvist falde fra begyndelsesværdien $E_H \varepsilon_M$ til 0.

Differentieres ligning [42], fås idet ε_M er konstant, og $\dot{\varepsilon}$ derfor er 0:

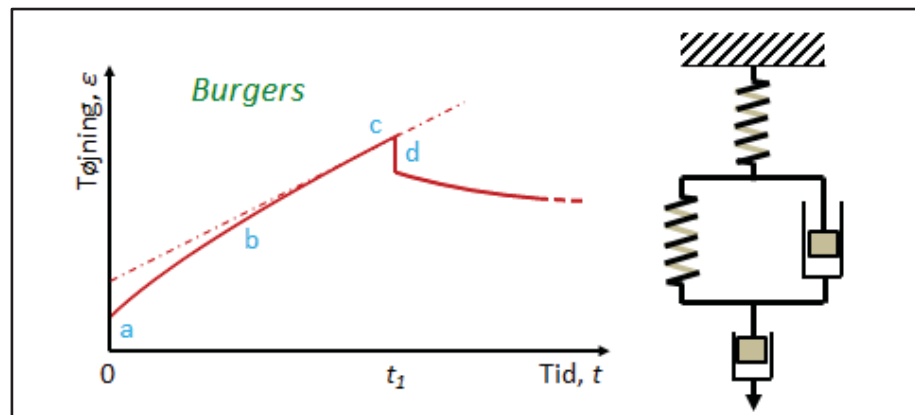
$$[43] \quad \dot{\varepsilon}_H + \dot{\varepsilon}_N = \frac{\dot{\sigma}}{E_H} + \frac{\sigma}{\eta_N} = 0$$

... hvorefter:

$$[44] \quad \sigma = E_H \cdot \varepsilon_M e^{-\frac{E_H}{\eta_N} t}$$

Størrelsen $\tau = \eta_N/E_H$, der har dimensionen tid, kaldes i denne sammenhæng relaksationstiden. Den angiver det tidspunkt, hvor spændingen i Maxwell-legemet er faldet til 1/e af sin begyndelses-spænding.

Modeller for bitumen



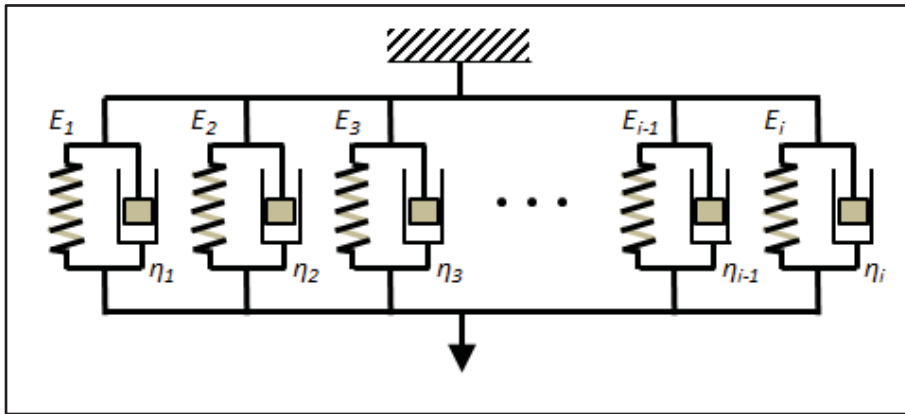
Figur 50. Krybningsforsøgets forløb for en Burgers-model.

Det anføres (Anonym, 1971), at bitumen og bituminøse belægningsmasser ofte beskrives ved en Burgers²⁷-model, der består af et Kelvin-legeme og et Maxwell-legeme sat i serie. Den resulterende deformation, ε_B , er summen af de to legemers:

$$[45] \quad \varepsilon_B = \varepsilon_K + \varepsilon_M$$

Burgers-modellens krybningskurve, Figur 50, udviser ved a) og ved d) momentane deformationer, der stammer fra Maxwell-legemets fjederelement, E_M . Hældningen af asymptoten ved c) bestemmes af Maxwell-legemets viskositetskoefficient, η_M . Asymptotens skæringspunkt ved $t=0$ bestemmes af $\sigma/E_M + \sigma/E_K$, og formen af kurven ved b) bestemmes af forholdet mellem η_K og E_K i Kelvin-legemet.

²⁷ Johannes (Jan) Martinus Burgers (1895-1981), hollandsk fysiker.



Figur 51. Generaliseret Maxwell-legeme. Efter (González, 2010).

Af Burgers-modellens krybningskurve ses, at E_M er vigtigst for korte belastninger, svarende til at bitumen her optræder elastisk. For lange belastningstider er η_M derimod vigtigst, svarende til at bitumen optræder viskos. For mellemliggende belastningstider er den forsinkede elasticitet fra Kelvin-legemet vigtig.

Alternativt hertil anfører blandt andet González (2010), at bitumen og bituminøse masser kan beskrives ved en såkaldt generaliseret Maxwell-model, dvs. et arrangement, hvor en række Maxwell-legemer er parallelkoblede, se Figur 51. Denne model gør det muligt at opnå en beskrivelse, der giver god overensstemmelse med eksperimentelle resultater fra et stof med komplekse egenskaber.



APPENDIKS C: KOGEBOG FOR BEREGNINGER

Appendikset er en »kogebog«, der giver en trin-for-trin fremgangsmåde for dimensioneringsberegninger med den mekanisk-empiriske metode med én belastningsflade og generaliserede ækvivaleringsfaktorer.

1 – Fastlæg beregningssituationen

Fastlæg de sammenhørende værdier for:

- Hjultryk, P (ofte 60 kN inklusive stødtillæg)
- Kontakttryk, σ_0 (ofte 70 MPa)
- Kontaktfladens radius, a (ofte 165 mm)

idet $P = \sigma_0 \pi \cdot a^2$.

Fastlæg den 10 tons ækvivalente akselbelastning fra dimensioneringstrafikken, $N_{\text{Æ10}}$.

2 – Fastlæg minimumstykkelsen

Afgør om underbunden er frostsikker, frosttvivlsom eller frostfarlig.

Fastlæg på grund af trafikklassen overbygningens samlede mindstetykkelse.

3 – Skitser befæstelsens opbygning

Bestem type og materialeparametre (E og ν) samt et første bud på lagtykkelse (h) af de enkelte lag, der skal indgå i befæstelsen.

Kontroller, at alle lagtykkelser ligger i materialets udførelsesinterval.

4 – Beregn tilladelige påvirkninger i en lagskilleflade

Tøjning under et asfaltlag:

$$\varepsilon_{\text{Till}} = 300 \cdot 10^{-6} \cdot (N_{\text{Æ10}}/10^6)^{-0,178}$$

Tøjning under et hydraulisk bundet lag – se undervisningsnotens formler.

Trykspænding på ubundne lag og underbund:

$$\sigma_{\text{Till}} = 0,120 \cdot (E/160)^{1,00} \cdot (N_{\text{Æ10}}/10^6)^{-0,307} \dots \text{for } E \leq 160 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{Till}} = 0,120 \cdot (E/160)^{1,16} \cdot (N_{\text{Æ10}}/10^6)^{-0,307} \dots \text{for } E > 160 \text{ Mpa}$$

5 – Beregn asfaltlagets resulterende E-værdi

Bestem resulterende E-værdi, E_{res} , for befæstelsens asfaltlag.

$$E_{res} = \left(\frac{\sum_i h_i \cdot \sqrt[3]{E_i}}{\sum_i h_i} \right)^3$$

Husk at skelne mellem E-værdier for det materiale, der ligger mindre henholdsvis mere end 100 mm under overfladen.

Korriger for eventuel lav hastighed.

6A – Ækvivaler ved hver lagskillemflade

Ækvivaler lagene over den aktuelle skilleflade, og bestem den ækvivalente lagtykkelse, h_e , i forhold til egenskaberne for materialet under skillefladen.

$$h_e = \sum_{i=1}^{k-1} \left(h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_k} \cdot \frac{(1-\nu_k^2)}{(1-\nu_i^2)}} \right)$$

Bestem den generaliserede ækvivaleringsfaktor, f .

$$f = 0,80 + 0,98 \cdot \left(\frac{h_e}{a} \right)^{-1,54}$$

Bestem den beregningsmæssige dybde, R , der skal indsættes i Boussinesqs formler.

$$R = f \cdot h_e$$

6B – Beregn påvirkninger i skillefladen

Bestem aktuelle påvirkninger ved belastningen fra den optrædende trafik.

For bitumenbundne lag: træktøjningen, ε_r .

$$\varepsilon_r = - \frac{(1+\nu) \cdot (1+2 \cdot \nu) \cdot P}{4 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot E}$$

For hydraulisk bundne lag: træktøjningen, ε_r – se undervisningsnotatets formler.

For ubundne lag: normalspændingen, σ_z .

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2}$$

6C – Vurder de optrædende påvirkninger

Sammenhold den beregnede aktuelle påvirkning med den tilladte påvirkning og vurder om befæstelsen ved skillefladen er tilstrækkelig stærk. Hvis ikke, så forstærk eller forøg lagene over skillefladen styrk laget under skillefladen. Hvis OK, så se på den næste lagskillemflade i befæstelsens opbygning.



BIBLIOGRAFI

- Andersson, O. G. (November 2012). Dansk asfaltvejbygning igennem 125 år. *Trafik & Veje*, 4-13.
- Anonym. (1971). *Forelæsningsnoter og vejledning til laboratorieøvelser i Institutet for Vejbygning, Trafikteknik og Byplanlægning*. København: Akademisk Forlag.
- Berg, F. (2004). Nye vejregler for stabilt grus og bundsikring. *Dansk Vejtidskrift*(4), s. 22-25.
- Bolet, L., & Kristiansen, J. (2011). *Vejbefæstelser*. UDKAST. Trafikforskningsgruppen, Institut for Planlægning. Aalborg: Aalborg Universitet.
- Busch, C. (November 2010). Dansk analytisk belægningsdimensionering - fra Kirk til MMOPP. *Trafik & Veje*(11), s. 36-41.
- Busch, C. (2016). PRIMAX - RoSy Design - FWD Back Calculation and Design Background. *Technical Note*, 40. Glostrup: Sweco A/S.
- Ertman, H. J., & Stubstad, R. N. (1981). Dimensionerings af fleksible vejbelægninger ved brug af HP-41C/HP-97 programmer. *Laboratorierapport 49B*. Roskilde: Statens Vejlaboratorium.
- González, M. N. (2010). *Rheology and Engineering Parameters of Bitumen Modified with Polyolefins, Elastomers and Reactive Polymers*. Berlin: Technische Universität Berlin.
- Jansen, J. M. (2014). *Vejteknik - Vejbefæstelsen*. UDKAST.
- Jansen, J. M. (2014a). *Vejteknik - Jordarbejdet*. UDKAST.
- Justitsministeriet. (2013). Færdselsloven. *LBK nr 1386 af 11/12/2013*. Justitsministeriet.
- Kirk, J. M. (1961). Vurdering af vejbefæstelsers bæreevne. *Dansk Vejtidskrift*, 38. årgang(5), s. 109-128.
- Kristiansen, J. (2003). *Dimensionering af vejbefæstelser - Den analytisk-empiriske metode*. Aalborg: Institut for Samfundsudvikling og Planlægning, Aalborg Universitet.
- Larsen, J. K., & Dybdal, M. (2013). *Vejasfaltarbejde - Materialer og maskinudlægning*. København: Efteruddannelsesudvalget for bygge/anlæg og industri.
- NCC. (2001). *Vejbygning*. NCC.
- Nielsen, S. (1984). Nye former for δ og ϵ i flerlagssystemer med Poissons forhold $\nu = 0,35$. *Notat 162*, 13. Roskilde: Statens Vejlaboratorium.
- Phønix. (1992). *Vejbygning - Materialer, belægninger, befæstelser* (3. udg.). Vejen: Phønix.

- Read, J., & Whiteoak, D. (2003). *The Shell Bitumen Handbook* (5 udg.). London: Thomas Telford Publishing Ltd.
- Schou Jørgensen, M., & Egeberg, T. (2000). De tidligste danske vejbelægnings. *Dansk Vejtidskrift*(4), s. 34-36.
- Statens Vejlaboratorium. (1981). Vejslid. *Interne Notater* 129, 23. Roskilde: Statens Vejlaboratorium.
- Stubstad, R. N. (1981). Description of HP41C/HP-97 Program "DELSAN 4" for Elastic Layered Pavement Structures. *Labnatorierapport* 49A. Roskilde: Statens Vejlaboratorium.
- Thagesen, B. (2006). *Veje og Stier* (1. udg.). Lyngby: Polyteknisk Forlag.
- Trafikstyrelsen. (2011). Bekendtgørelse om køretøjers største bredde, længde, højde, vægt og akseltryk. *BEK nr 657 af 19/06/2007*. Trafikstyrelsen.
- Ullidtz, P. (1978). Computer Simulation of Pavement Performance. *IVTB-Report No. 18*. Kgs. Lyngby: Danmarks tekniske Højskole - Institut for Veje, Trafik og Byplan.
- Ullidtz, P. (1987). *Pavement Analysis*. Amsterdam - Oxford - New York - Tokyo: Elsevier.
- Ullidtz, P. (1998). *Modelling Flexible Pavement Responce and Performance*. Lyngby: Polyteknisk Forlag.
- Vejdirektoratet. (2013). *Vejregelhåndbog. Dimensionering af befæstelser og forstærkningsbelægnings*. København: Vejdirektoratet.
- Vejdirektoratet. (2013A). *MMOPP Dimensioneringsprogram for vejbefæstelser. Brugervejledning*. København: Vejdirektoratet.
- Vejdirektoratet. (u.d.). Hvad skal vi med vejregler? *Diasserie*.
- Vejregelrådet. (2004). *Vej- og trafikteknisk ordbog*. København: Vejdirektoratet.
- Vejregelrådet. (2009). *Vejregel. Vedligehold af færdselsarealet*. København: Vejdirektoratet.
- Vejregeludvalget. (1984). *7.10.03 - Vejregler for dimensionering af befæstelser*. København: Vejdirektoratet.
- Willadsen, J. B. (1963). *Vejbygning - Befæstelser og Belægnings*. Vejen: A/S Phønix.



STIKORDSREGISTER

4. potens formel; 36; 38
AB; *Se* asfaltbeton
ABB; *Se* asfaltbinderbeton
afretningsgrus; 115
afskalning; 22
AG; *Se* afretningsgrus
akseltryk; 32
alkali-kisel-reaktion; 66
analytisk-empirisk metode; *Se* mekanistisk-empirisk metode
anlægsstørrelse; 25
asfaltbeton; 68; 115
asfaltbinderbeton; 115
asfaltén; 52
asfaltharpiks; 52
asfaltolie; 52
bakkemateriale; 47
befæstelsesmaterialer; 45
belægningsbetegnelser; 115
belægningstype; 15
betonbelægning; 66
betonbelægningssten; 75; 115
bindelag; 10
bindemiddel; 14
bitumen; 14; 51
bitumenbundne materialer; 67
bitumenegenskaber; 53
bitumenemulsion; 56
bitumenhårdhed; 54
bitumenmodifikatorer; 56
bitumenopløsning; 56
bitumenproduktion; 52
BL; *Se* bundsikringsmateriale
blød bund; 12
blødhedspunkt; 54
bordursten; 116
Boussinesq, Joseph Valentin; 80
Boussinesqs formler; 80
brolægning; 116
brosten; 116
bundsikring; 63
bundsikringslag; 10
bundsikringsmateriale; 116
Burgers, Johannes Martinus; 122
Burgers-model; 54; 122
bærelag; 10
Californian Bearing Ratio; 62
CB; *Se* combibelægning
CBR; 62
cementbundne materialer; 65
cementstabiliseret grus; 116
cementstabiliseret sand; 116
CG; *Se* cementstabiliseret grus
chaussésten; 116
combibelægning; 116
CS; *Se* cementstabiliseret sand
cutback-bitumen; 56
cykelstibelægning; 16
DA; *Se* drænasfalt
deflektion; 82
dimensioneringskriterium
 bitumenbundne lag; 99
 cementbundne lag; 98
 hydraulisk bundne lag; 98
 ubundne lag; 97
dimensioneringsperiode; 110
dimensionsbekendtgørelse; 32
dimensionsgivende trafik; 39
drænasfalt; 68; 116
elasticitetsmodul; 119
ELLEA1; 89
E-modul; 119
E-værdi; 59
faldlodsmåling; 62; 111
faldunderlag; 19
FEM; 90
f-faktor; *Se* ækvivaleringsfaktor
filler; 51; 116
finite element modeller; 90
firelags-system; 85
fliser; 29
flisethed; 48
forbundetplan; 27
forsegling; 70
forskydningsmodul; 88
fortovsbelægning; 18
fraktion; 46; 47
friktion; 67; 111
frostfølsomhed; 10; 12; 60
frostnedtrængning; 108
funktionskrav; 19
GAB; *Se* grusasfaltbeton
genbrugsmaterialer; 50
generaliseret *f*-faktor; 94
glisonite; 52
grusasfaltbeton; 68; 117
grusgravmateriale; 47
gågadebelægning; 17
HBB; *Se* hydraulisk bundne bærelag
Hooke, Robert; 119
Hooke-element; 119
hydraulisk bundne bærelag; 117
hydraulisk bundne materialer; 65
International Roughness Index; 109
IRI; 109
islinse; 61

jævnhed; 109; 110
 jævnhedstal; 109
 kantbæreevne; 86
 kantsten; 27
 katalogmetode; 23; 43; 75
 Kelvin, William Thomson 1st Baron; 120
 Kelvin-legeme; 120
 Kirk, Jes Mogens; 80
 Kirk-Odemarks metode; *Se* mekanistisk-empirisk metode
 klippegranit; 48
 koblingshøjde; 26
 koldasfalt; 70
 kontakttryk; 33
 kornkurve; 14; 48
 korrektion
 fordeling over tværsnit; 40
 hastighed; 72
 kanalisering; 41
 kørsel i rundkørsel; 41
 supersingeldæk; 41
 krone; 9
 kugle og ring-metoden; 54
 kørebanebelægning; 16
 lastbiler; 42
 LET; *Se* Lineær Elastisk Teori
 levetid; 110
 Lineær Elastisk Teori; 91; 93
 lyst tilslagsmateriale; 49
 macadam; 10; 117
 Marshall-metoden; 69
 Maxwell, James Clerk; 121
 Maxwell-legeme; 121
 Maxwell-model, generaliseret; 123
 mekanistisk-empirisk metode; 24; 79
 mineraljord; 45
 MMOPP; 25; 90; 103; 106
 modifikatoer; 56
 nedbrydningskurve; 38
 nedbrydningsmaterialer; 50
 Newton, Isaac; 120
 Newton-element; 120
 $N_{\text{Æ}10}$; *Se* $\text{Æ}10$
 OB; *Se* overfladebehandling
 Odemark, Nils; 80
 opregningsfaktor; 43
 overbygning; 10
 overfladebehandling; 68; 117
 overfladeegenskaber; 19
 PA; *Se* pulverasfalt
 Pavement Management; 112
 penetration; 54
 pladebelastningsforsøg; 62
 planum; 9
 Poisson, Siméon Denis; 60
 Poissons forhold; 60; 71
 P-pladsbelægning; 16
 pulverasfalt; 68; 117
 rendesten; 27
 reologi; 119
 revier; 27
 revneanviser; 66; 67
 revner; 22; 109
 råjord; 9
 Saint-Venant, Adhémar Jean Claude Barré; 120
 sandækvivalent; 48
 SG; *Se* stabilt grus
 shear modulus; 88
 sidestøtte; 86
 SIM; *Se* singelsmacadam
 simuleringsmetode; 25; 105
 singelsmacadam; 118
 SKM; *Se* skærvemacadam
 skærvemacadam; 118
 skærvemastiks; 68; 118
 slagge; 50
 slaghul; 22; 110
 slidlag; 10; 111
 SMA; *Se* skærvemastiks
 sporkøring; 22; 109; 111
 sprødhed; 48
 stabilt grus; 10
 standard-aksel; 33
 stenfraktion; 46
 stenmateriale; 13
 stenmaterialer; 45
 stenmel; 118
 stibelægning; 16
 stivhed; 83
 strukturelle egenskaber; 21; 110
 støbeasfalt; 70
 stødtillæg; 32
 TB; *Se* tyndlagsbelægning
 trafikklasse; 23; 43
 trelags-system; 85
 Trinidad-Epuré; 52
 trykspredning; 34
 tyndlagsbelægning; 70; 118
 tøjbrudsrestriktion; 13
 ubundne bærelag; 64
 ubundne lag; 63
 underbund; 12
 underbygning; 9
 varmblandet asfalt; 68
 vejbefæstelse; 10
 vejbelægning; 10
 vejinventering; 111
 vejkasse; 9
 vejslidsfaktor; 41
 viskositetskoefficient; 120
 Voigt, Woldemar; 120
 Voigt-legeme; 120
 vækstfaktor; 40
 Young, Thomas; 119
 $\text{Æ}10$; 36
 ækvivalent temperatur; 72
 ækvivalente akselpassager; 24; 36; 39
 ækvivalente lagtykkelsers metode; 83
 ækvivaleringsfaktor; 90; 94
 ÅDT; *Se* årsdøgntrafik
 årsdøgntrafik; 42
 AASHTO; 37

Om forfatterne:

Lars Bolet, lektor, vejbygning. Født 1951. Civilingeniør 1975. lic.techn. 1980, begge fra Danmarks Tekniske Højskole. Lars Bolet har siden sin ansættelse været ansat ved Danmarks Tekniske Højskole, ved Vejdirektoratet, ved Herlev Kommune, ved Kolding Kommune ved Fyns Amts Vejvæsen og siden 2007 ved Aalborg Universitet.

Lars Bolet har en bred teoretisk og praktisk baggrund inden for alle grene af den offentlige infrastruktur med hovedvægt på vejtrafik og på administration, udformning og drift af veje. Han har deltaget ved etableringen af det danske vejregelkompleks, i F&U-arbejde ved udvikling af de tidligste danske edb-systemer til vejvedligehold, herunder Pavement Management, og med tilvejebringelse af kvalitetsbegreber i vintertjenesten. Lars Bolet har gennem en snes år som chef i kommunale forvaltninger med reference til politiske udvalg haft ansvar for planlægning, anlæg og drift for såvel store som små, komplekse opgaver indenfor vej- og trafikområdet, kollektiv trafik, vand- og spildevandsforsyning, renovation, grønne områder mv.

Kontakt: bolet@aau.civil.dk

Christian Busch, chefkonsulent, belægnings. Født 1950. Civilingeniør 1974, lic.techn. 1980 begge fra Danmarks Tekniske Højskole. Christian Busch har siden sin uddannelse været ansat ved Danmarks Tekniske Højskole, ved Cornell University, NY, USA, ved Dynatest Engineering, ved COWI A/S og siden 2010 ved Sweco Danmark A/S (tidligere Carl Bro A/S og Grontmij A/S).

Christian Busch har en indgående teoretisk og praktisk baggrund inden for alle aspekter af belægningsundersøgelser, dimensionering og vedligeholdelse. Han har udover store, traditionelle projekter arbejdet på adskillige projekter af F&U-mæssig karakter i samarbejde med offentlige og private virksomheder. Resultaterne er blandt andet indgået i de danske vejregler og i internationalt publicerede dimensioneringsprogrammer, og har dannet baggrund for mange danske og internationale rapporter og præsentationer ved kongresser. Christian Busch har brugt sin viden i forbindelse med indførelse af EDB-baserede systemer til vurdering af bæreevne og belægningsdimensionering (Pavement Design) samt optimering af vedligeholdelse (Pavement Management), baseret på tilstandsmåling og visuel vurdering.

Kontakt: christian.busch@sweco.dk

Andre udgivelser om vej- og trafikfaget i DCE Lecture Note serien:

Note No. 35: Lars Bolet: *Vej- & Trafikteknik – Udvalgte Opgaver*. 2. udgave. 2015. 70. sider.

Note No. 39: Lars Bolet: *Vejstrækningers geometri – Kørselsdynamik*. 2015. 78 sider.

Note No. 40: Lars Bolet & Erik Kjems: *Vejstrækningers geometri – Tracering*. 2015. 116 sider.

RESUMÉ. Undervisningsnoten giver en introduktion til vejbygningsmaterialer og til design og dimensionering af vejbefæstelser med udgangspunkt i den mekanistisk-empiriske dimensioneringsmetode. Papiret er rettet mod studerende på Aalborg Universitets bacheloruddannelser i Byggeri og Anlæg.

NØGLEORD. Vejbefæstelser; Mekanistisk-empirisk Dimensionering; MMOPP.

Antal ord: 29916