

DESIGNUNDERLAG

FoU prosjekt E39 – et regionalt utviklingsprosjekt
Pilot Flytebru mellom Kirklandet og Innlandet i Kristiansund

Laget av: Jomar Tørset

Godkjent av:

Prosjektnr:

Rapporten er LUKKET

Stikkord fra prosjektet:

- Flytende gang og sykkelbru mellom Kirklandet og Innlandet.
- Foreslås tatt inn som en del av utviklingen av E39 sambandet.
- Brua er en start på å lage høyteknologiarbeidsplasser der Nord-Vestlandet har et fortrinn.
- En del av myndighetenes satsning på havrom.
- Havromskonstruksjoner eksportartikkel som en videreføring etter oljen.

Keywords:

- Floating pedestrian bridge between islands in Kristiansund.
- Proposed included as part of the development of the E39 project.
- The bridge is a starting point for creating high-tech projects where North West Norway has an advantage.
- A part of the government's strategy for development of Ocean Space
- Ocean space structures an export article as a continuation after the oil&gas industry.

Bakgrunn

Potensialet i forhold til å utnytte flytebruer er ikke fullt unyttet i dag (ref. /1/). Dette er spesielt begrunnet i begrenset kunnskap om den dynamiske oppførselen av slike konstruksjoner. Det tas i bruk nye konstruksjoner og man planlegger større anlegg lenger til havs innen havbruk og flere anlegg er enten under bygging eller planlegging. Brukonstruksjoner i dag som hovedfilosofi å designe disse på en slik måte at de er stiv nok og sterk nok til å tåle spesielt bølgelaster. Jeg kan ikke se at f.eks. vindlast er tatt med som en integrert del av PhD avhandlingen til Kvåle blant annet. For vindmøller til havs må også vindkreftene tas med. I tillegg har Bergsøysundet en vanndybde på 100 meter.

I forslaget i forhold til å bygge gang og sykkelbru mellom Kirklandet og Innlandet ligger det inne en løsning som er vindutsatt og med et vanddyp på maksimalt 18 meter. Stort sett 15 meter vil også forutsetningene være forskjellig i forhold til bølger. Siden det er såpass få erfaringer som er gjort med slike konstruksjoner er det lurt for Norge å høste flere erfaringer. Å investere i denne brua midt i området som har så stort potensiale i forhold til utvikling er lurt. Brua skal bryte med de tidligere prinsippene å være fast, mer lik flyterprinsippene innen Olje&Gass men bevegelse skal på sikt kunne oppnås til å være innenfor kravene slik som Statens vegvesen har definert det.

Behov i Norge

- E39 er ønskelig som hovedsamarbeidspartner
- Fosenbrua og Samspleis er andre initiativ som drar i samme retning.
- Andre byer og tettsteder
- Militæret
- Havrommet er strategisk satsningsområde både for Norge og EU

NTNU som er deleier i Høgskolesenteret i Kristiansund har havrom som viktig satsningsområdet men har i øyeblikket ingen aktivitet der. Dette er en start.

Behov i Kristiansund og regionen

Kristiansund ligger midt i havet og er et naturlig utgangspunkt i forhold til denne type utvikling

Det er vist oppmerksomhet på politisk hold i forhold til støtte og utvikling av høgskolesenteret i Kristiansund. Dette skyldes både potensialet som ligger i utvikling av kysten i Midt-Norge og negativ utvikling i forhold til arbeidsmarkedet. Norge trenger å utvikle havrommet og Norge trenger flere bærekraftige arbeidsplasser på kysten.

Ved Rehabilitering av fritt-frambyggbro som er eneste bru til Innlandet i dag trengs. Da må brua stenges for en periode. I den forbindelse trengs en tilleggsløsning. Det er behov for reserveløsning.

Sammendrag

E39 har som oppgave å krysse store fjorder. Kjennetegnet for disse løsningene så langt har vært at konstruksjonene har vært forankret og fastholdt i landkar. For de store fjordkryssingene har det nå vært sett på løsninger fra offshoreindustrien men slakkforankring evt. TLP-løsninger.

Dette forskningsprosjektet har til hensikt å forske på løsninger der man unngår dette, bl.a. igjennom å tenke mer på moduler som ligner mer på offshore rigger og som har kobling i mellom seg nede i sjøen i stedet for brubanen. Det legges til rette for testing av forankringsløsninger også. Bruas oppførsel skal kunne tas i øyesyn og det skal skapes blest og interesse for faget.

Det bør åpnes for avvik i forhold til standard krav i forhold til krav bevegelse av brukonstruksjonen i en innledende fase dette da det skal testes ut ulike løsninger for koblinger og dempningsløsninger. Dette da brua skal grunnlag for nye standard og at dette skal være et forskningsprosjekt.

Innholdsfortegnelse

Bakgrunn	ii
Behov i Norge	ii
Sammendrag.....	iii
Innholdsfortegnelse.....	iv
1 Innledning.....	1
2 Beregningsgrunnlag.....	1
2.1 Regelverk	1
5 Laster	2
5.1 Permanente laster.....	2
5.1.1 Egenlast	2
5.2 Variable laster	4
5.2.1 Snølast	4
5.2.2 Vindlast	4
5.2.3 Bølgelaster	6
5.2.3 Temperaturlast.....	8
5.2.4 Trafikklaster.....	11
5.3 Deformasjonslaster	15
5.4 Ulykkeslaster	15
5.5 Lastkombinasjoner	16
5.5.1 Bruddgrensetilstand	17
5.5.2 Bruksgrensetilstand	20
6 Modellering i Sap2000	22
6.1 Bruddgrensetilstand	Error! Bookmark not defined.
6.1 Bruksgrensetilstand.....	Error! Bookmark not defined.
6.1 Laster i Sap2000	23
6 Resultater fra beregningene	24

1 Innledning

Potensialet i forhold til å utnytte flytebruer er ikke fullt unyttet i dag (ref. /1/), og flytende konstruksjoner generelt er

Video Google Earth:

<https://www.youtube.com/watch?v=QcR2x7itlKE&feature=youtu.be>

Pdf av powerpoint klippet fra Google Earth:

<http://www.konstruksjon.com/manuel/gammel/Privat/Offshore/SorfjordenGoogleEarth.pdf>

Pdf av powerpoint klippet fra Tekla:

<http://www.konstruksjon.com/wp-content/uploads/2017/06/Sorfjorden.pdf>

2 Beregningsgrunnlag

2.1

2.1 Regelverk

For prosjektering av en konstruksjon ligger det bestemte prosjekteringsregler, lastforskrifter og prosjekteringsstandarder til grunn som beregningene skal baseres på.

Nedenfor følger en liste over hvilke standarder og håndbøker som er benyttet i denne prosjektrapporten:

Standarder

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1]

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster [2]

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster [3]

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne

laster, Termiske påvirkninger [4]

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på
bruer [5]

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1:
Allmenne regler og regler for bygninger [6]

Håndbøker

Statens Vegvesen. Håndbok V499: Bruprosjektering [7]

Statens Vegvesen. Håndbok N101: Rekkverk og vegens sideområder [9]

5 Laster

I henhold til Statens vegvesens håndbok V499, Bruprosjektering [7] klassifiseres lastene etter deres variasjon over tid på følgende måte:

Permanente laster: Egenlast, vann- og jordtrykk

Variable laster: Trafikklast, vindlast, bølgelast, tilleggslaster pga. evt. dynamikk,
snølast og temperaturlast m.m

Deformasjonslaster: Spennkraft, kryp, svinn og relaksasjon.

Ulykkeslaster: Påkjørsel, brann og m.m

5.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som ventes å være konstante innenfor det tidsrom som betraktes og omfatter:

Tyngden av konstruksjonen(egenlast)

Tyngden av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet

Ytre vanntrykk regnet ut i fra midlere vannstand eller midlere grunnvannstand og med midlere tetthet

Jordtrykk, vekt av jord og eventuelle andre fyllmasser

[7]

I denne oppgaven vil vi kun ta hensyn til egenlast av konstruksjonen som permanent last.

5.1.1 Egenlast

Egenlasten blir definert i [7] som tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen.

I henhold til [7] skal det for betongkonstruksjoner brukes verdier av egenlaster avhengig av

anvendt betongtype og armeringsmengde.

I denne oppgaven vil egenlasten bli beregnet ut ifra vekten til hovedbjelkene (2stk.), sekundærbjelkene(3stk.), platene(11stk.), asfaltbelegg og rekkverk.

Tyngdetetthet av spennarmert betong skal i henhold til [7] ikke settes lavere enn 25 kN/m^3 .

I denne oppgaven velger vi å sette tyngdetettheten til alle betongelementer lik 25 kN/m^3 .

Tabell 3.1 i Håndbok N101 [9] stiller krav til rekkverkets styrkeklasse. Rekkverket på bruer skal tilfredsstille styrkeklasse H2

H2 eller L2	• På bruer • Ved vann dypere enn 0,5 m og fall 1:1,5 (se kap. 7.8) • Ved støttemurer og stup (fall brattere enn 1:1,5) høyere enn 4 m • Midtdeleire på motorveger og på andre veger med fartsgrense $>80 \text{ km/t}$ og $>20\%$ andel av tungtrafikk (kjøretøy $>10\text{t}$). • Steder hvor følgeskadene av en kollisjon vil bli store, f.eks. ved utkjøring i vannreservoar, jernbane, T-bane trasé, kollisjon med større drivstofftanker osv. • Steder hvor det er lite utbøyningsrom ved f.eks. tunneler, brupilarer, faste hindre, etc.,
-------------------	--

Figur 5-1: Styrkeklasse H2. Hentet fra [9].

Brua i oppgaven har rekkverk på begge sider. Dette gir en last på $1,5 \text{ kN/m}$.

Vekten av belegning for sykkel- og gangbru er gitt til å være $1,5 \text{ kN/m}^2$ for spennvidde mindre 200 m.

Største spennvidde l [m]	
$l \leq 200$	$l > 200$
$2,0 \text{ kN/m}^2$	$1,5 \text{ kN/m}^2$

Tabell 5-1: Minste krav til belegningsvekter i bruer med gang- og sykkeltrafikk. Hentet fra [7]

Sum egenlast

Del	Verdi
Hovedbjelker	$17,1 \text{ kN/m}$
Sekundærbjelker	$1,3 \text{ kN/m}$
Plate	$12,2 \text{ kN/m}$
Asfaltbelegg	6 kN/m
Rekkverk	$1,5 \text{ kN/m}$

Total egenlast	38,1 kN/m
----------------	-----------

Tabell 5-2: Sum egenlast

Beregning av egenlast, se Vedlegg B.

5.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer over tid og omfatter blant annet trafikklast, snølast, vindlast, støt og fortøyningslaster fra ferje og last fra variable ballast som kan fjernes. I denne oppgaven velger vi å se på de lastene vi tenker er mest relevante for oppgaven. Vi vil derfor kun se på trafikklast, vindlast, temperaturlast og snølast.

5.2.1 Snølast

I henhold til Håndbok-V499 regnes ikke snølast å opptre samtidig som trafikklast for bruer, fergekaier, sykkel- og gangbruer. Dersom snølasten blir liggende på konstruksjonen skal det medregnes som permanent last, altså som egenlast. Generelt kan snølast beregnes etter NS-EN 1991-1-3 [2]. I denne oppgaven blir snølasten neglisjert.

5.2.2 Vindlast

Vindlast er den belastning en bygningskonstruksjon utsettes for.

Vindlast på bruer beregnes etter NS-EN 1991-1-4 [3] og Håndbok-V499 [7] fra Statens vegvesen.

Håndbok V499 deler vindlaster i tre ulike klasser, vindklasse I, vindklasse II og vindklasse III. For å være konservativ kan man øke bruklassen dersom en av parameteren er på grensen.

Vindklasse I

Vindklasse I omfatter bruer med ubetydelig dynamisk lastvirkning og egensvingeperiode $< 2s$.

I praksis gjelder det alle typer bruer som f.eks platebruer, bjelkebruer i stål eller betong, samvirkebruer, fagverkbruer, fritt frambyggbruer i ferdig tilstand og hvelvkonstruksjoner.

Lastvirkninger i vindklasse I beregnes på grunnlag av kashastighetstrykket $q_p(z)$ i hovedstrømretningen som er gitt i NA.4.8, ref. [3] som:

$$q_p(z) = \left[1 + 2k_p \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z)$$

Der:

k_p er en toppfaktor som settes lik 3,5

$L_v(z)$ er vindens turbulentintensitet

$V_m(z)$ er stedsvindhastighet.

ρ er luftens densitet

Vindklasse II

Denne vindklassen omfatter brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkninger fra vind som man ikke kan se bort ifra. Vindklasse II omfatter bruer med egensvingeperiode $\geq 2s$ og spennvidde < 300 m eller egensvingeperiode $< 2s$ og spennvidde ≤ 300 m. Denne vindklassen gjelder for blant annet fritt-frambyggbru i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.

Ved beregning i vindklasse II deles den totale vindlasten i to bidrag, ett fra middelvindhastigheten og ett fra fluktuerende vindlast. Lysvirkninger fra fluktuerende vindlast beregnes i frekvenspanelet.[3]

Vindklasse III

Vindklasse III omfatter brukonstruksjoner som er betydelig utsatt for dynamisk lastvirkning for vind som må tas hensyn til. Bruer som havner under denne klassen må ha spennvidde ≥ 300 m og egensvingeperiode $\geq 2s$. Denne klassen omfatter brukonstruksjoner som har særlig spesiell utforming og slanke gangbruer som har egensvingeperiode $\geq 2s$ uansett spennvidde.

For beregning i denne klassen skal dynamiske lastvirkninger beregnes med utgangspunkt med prinsippene gitt i vindklasse II, men beregningen skal utvides til å ta hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen.

Det skal også tas hensyn til ending av egenskaper til brukonstruksjonen på grunn av opphoping av snø på brubjelken eller mot rekkverk.

I henhold til [7] stilles det ikke krav til kontroll for samtidighet av vind og trafikklast for separerte gang- og sykkelbruer.

Gangbrua i denne oppgaven tilhører vindklasse 1, i henhold til pkt. 8.2 merknad 2) ref. [3], altså uten bygningsmessig behov for dynamisk beregning da brua har spennvidde mindre enn 40 meter.

Vindkreftene per lengdeenhet beregnes etter EK1-1-4 punkt 8.4 etter følgende ligninger:

Vindkraft i x-retning $F_{wx} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$ (Likn. 8.2, ref.[3])

Vindkraft i y-retning $F_{wy} = 0,25 \cdot F_{wx}$ (pkt. 8.3.4 (1), ref.[3])

Vindkraft i z-retning $F_{wz} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}$ (pkt. 8.3.4 (3), ref. [3])

Der:

v_b er basisvindhastighet

$A_{ref,i}$ er referansearealet i i-retning

ρ er lufttettheten

C er vindlastfaktoren

I denne oppgaven regner vi kun på vindlast i z-retning.

For vindlastberegninger, se vedlegg

5.2.3 Bølgelaster

Intervju båtførere på Sundbåten.



<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/b/b6/Rapp-P7130121.JPG/250px-Rapp-P7130121.JPG>

Sundbåttrafikken startet [18. november 1876](#) og påstås å være verdens eldste kollektive transportselskap som har vært i kontinuerlig drift.^[1] Båtruten ble startet av lokale kjøpmenn i Kristiansund som hadde behov for transport av varer og kunder i mellom øyene i byen. De dannet Kristiansund dampbåtlag i [1875](#) og startet trafikken året etter.

XXXX

Fra studie Salhusbrua

Statens Vegvesen, Hordaland
Vegkontoret
Postboks 3645
5033 FYLLINGSDALEN
Att: overing. Skogland

TELEFON
TELEFAX
TELEX
BANKGIRO

7002 TRONDHEIM
(07) 52 60 40
(07) 52 13 21
55619 AHRN
8601.06.21447
85/ 8/12.88
1809-84
Arkiv: 68.6A
DATO

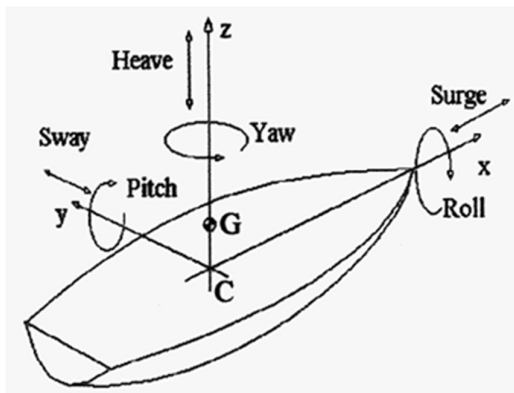
THS/ser-512050
B-1266

1.12. 1988

SALHUS FLYTEBRU - GJENNOMSTRØMNING

Vi har utført dynamiske analyser for bølgetilstand med 1-års returperiode. Her har vi benyttet bølgedata fra Bergsøysundet. Signifikant bølgehøyde er $H_s = 0,9$ meter og topp-periode for bølgeenergi $T_p = 4,2$ sek. En $H_s = 0,9$ meter betyr en maksimal bølgehøyde rundt 1,8 meter.

Nedenfor er listet opp våre resultater sammen med funksjonskravene slik disse er uttrykt i prosjekteringreglene for Bergsøysundet.



Sway forskyvning (sideveis)	: 0,24 m	Ingen
Sway aksellerasjon	: 0,53 m/s ²	0,60 m/s ²
Hiv forskyvning (vertikalt)	: 0,26 m	Ingen
Hiv aksellerasjon	: 0,58 m/s ²	0,60 m/s ²
Rull rotasjon	: 0,69°	1,15°
Rull akselkrasjon	: 1,52°/s ²	2,0°/s ²

Våre analyser er utført med værste bølgetilstand i rett vinkel mot broen. Denne bølgeretning er den mest ugunstige for en kontinuerlig bro og den mest gunstige for en pontongbro. Dermed er våre tall ovenfor høyere enn det man kan forvente, forutsatt at værtilstanden ved Salhus ikke er vesentlig forskjellig fra Bergsøysundet. Det hører også med i vurderingen at vi har benyttet flyteren fra Bergsøysundet, dvs. 15 meter i bredde.

Herved skulle det være dokumentert at byggherrens løsning med kontinuerlig flyter uten økning i kostnad lar seg modifisere for større gjennomstrømning. Den ovenfor skisserte metode er spesielt velegnet for tilfelle med oppbygd kjørebane, men samme prinsipp kan også benyttes for kjørebane på pontong.

Vi har undersøkt bevegelser og krefter for en bestemt bølgetilstand. Det gjenstår å undersøke andre bølgeperioder. Videre bør nok bredde av åpning optimaliseres med hensyn på bevegelser i kjørebanen og krefter i flyteren.

Med hilsen
for A.R. REINERTSEN RÅDGIVENDE INGENIØR


Tore H. Søreide
overing.

5.2.3 Temperaturlast

Temperaturlast er sammensatt av virkningene av:

Jevnt fordelt temperaturlast

Vertikal lineært eller ikke- lineært varierende temperaturandel

Horisontal lineært varierende temperatur andel

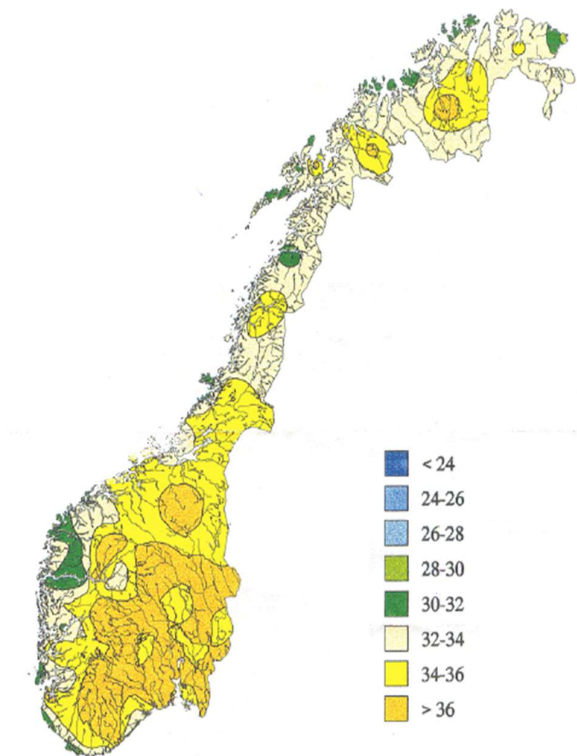
Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler

Temperatur differanse over veggtykkelse og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetversnitt.

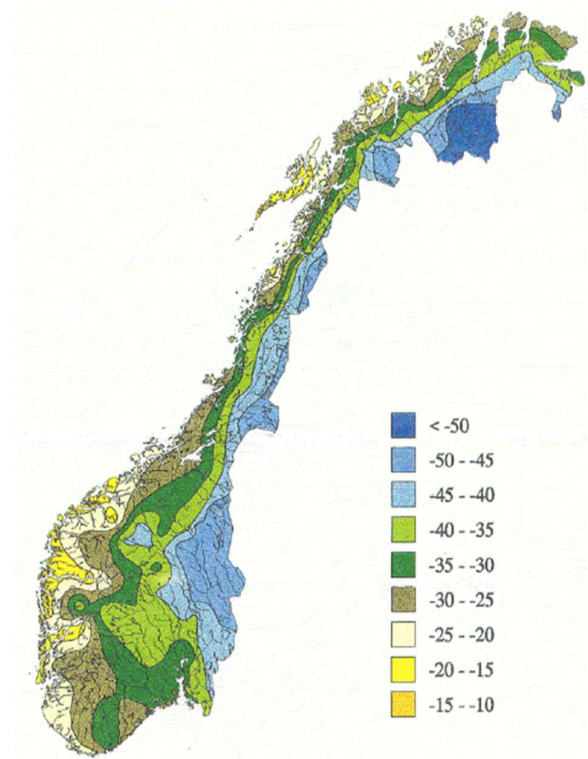
I denne oppgaven tas det kun hensyn til de to første virkningene, jevnt fordelt temperaturlast og vertikal lineært eller ikke lineært varierende temperaturlast.

Mens jevnt fordelt temperaturlast forårsaker lengdeendring i brua forårsaker den andre virkningen krumning om y-aksen. Vi ser bort fra de tre siste virkningene da disse ikke er relevante eller av liten betydning for denne oppgaven.

I henhold til NS-EN 1991-1-5 [4] pkt. NA. 6.1.1 er bruoverbygningen av Type 3, altså betongbru. Maksimum- og minimum temperaturer for en returperiode på 50 år bestemmes fra figur 5-2 og 5-3.



Figur 5-2: Maksimumstemperatur med en returperiode på 50 år. Hentet fra [4]



Figur 5-3: Minimumstemperatur med en returperiode på 50 år. Hentet fra [4]

Ut ifra figuren er maksimumstemperaturen, $T_{\max} = 36^{\circ}\text{C}$ og minimumstemperaturen, $T_{\min} = -30^{\circ}\text{C}$ for Trondheim Kommune.

Jevnt fordelt temperaturandel:

Den jevnt fordelte temperaturandelen som avhenger av den høyeste- og laveste temperaturen som kan forventes for ei bru, kan skape ekspansjon eller kontraksjon av brua. Verdier for høyeste og laveste temperaturandel bestemmes ut ifra NA. 6.1.3.(3), ref. [4] og blir som følger:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8^{\circ}\text{C} = -22^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3^{\circ}\text{C} = 33^{\circ}\text{C}$$

Dette gir følgende intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel som regnes etter punkt 6.1.1.3 (3), ref. [4]:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10^{\circ}\text{C} - (-22) = 32^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 33 - 10 = 23^{\circ}\text{C}$$

der

T_0 settes lik 10°C etter NA.A.1.(3), ref. [4]

Som et resultat av den jevnt fordelt temperaturandelen vil en stav med lengde L få en lengdeendring $\Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot L$ der α er en lineær temperaturutvidelseskoeffisient, for betong er $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Denne lengdeendringen fører til en termisk tøyning i staven som er lik $\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$.

Vertikal lineært varierende temperaturlast:

Med vertikal lineært varierende temperaturandel menes temperaturforskjeller over bruas tverrsnittshøyde. Temperaturforskjeller over tverrsnittet i vertikalretning gir brua krumning som medfører tvangskrefter pga. fastholding mot forskyvning. Tabell NA 6.1 ref. [4] gir verdier for lineær varierende temperaturandel. Her er $\Delta T_{M,heat}$ tilfelle hvor bruas overside er varmere enn undersiden, og $\Delta T_{M,cool}$ er tilfelle hvor undersiden er varmere enn oversiden. For betongbruer av betongbjelker er:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C}.$$

Her er det forutsatt at beleggtykkelsen er 50 mm, altså $k_{sur} = 1$

k_{sur} er en faktor som tar hensyn til ulike tykkelser av belegg og multipliseres med $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$

Vi ser bort ifra ikke-lineært varierende temperaturandel i denne oppgaven.

Den lineære varierende temperaturforskjellen mellom oversiden og undersiden av en fritt opplagt bjelke fører til en krumning i bjelken som er lik $\kappa = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$. Denne krumningen fører til nedbøying.

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

Etter punkt 6.1.5 ref. [4] skal man ta hensyn til virkningen av jevnt fordelte temperaturandel og den lineært varierende temperaturdifferanser. Kombinasjonen av disse to lastvirkningene regnes av følgende ligninger og den ugunstige virkningen velges.

$$\Delta T_{M,heat} (\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (\text{Likn. 6.3, ref. [4]})$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} (\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (\text{Likn. 6.4, ref. [4]})$$

der

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Totalt får man 8 kombinasjoner som benyttes ved videre analyse av brua.

$$\text{Kombinasjon nr. 1: } \Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N \Delta T_{N,\text{exp}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C} + 0,35 \cdot 23\text{ }^{\circ}\text{C} = 23\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 2: } \Delta T_{M,\text{heat}} + \omega_N \Delta T_{N,\text{con}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C} + 0,35 \cdot 32\text{ }^{\circ}\text{C} = 26\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 3: } \Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \Delta T_{N,\text{exp}} = 8\text{ }^{\circ}\text{C} + 0,35 \cdot 23\text{ }^{\circ}\text{C} = 16\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 4: } \Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \Delta T_{N,\text{con}} = 8\text{ }^{\circ}\text{C} + 0,35 \cdot 32\text{ }^{\circ}\text{C} = 19\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 5: } \omega_M \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\text{exp}} = 0,75 \cdot 15\text{ }^{\circ}\text{C} + 23\text{ }^{\circ}\text{C} = 34\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 6: } \omega_M \Delta T_{M,\text{heat}} + \Delta T_{N,\text{con}} = 0,75 \cdot 15\text{ }^{\circ}\text{C} + 32\text{ }^{\circ}\text{C} = 43\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 7: } \omega_M \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{exp}} = 0,75 \cdot 8\text{ }^{\circ}\text{C} + 23\text{ }^{\circ}\text{C} = 29\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kombinasjon nr. 8: } \omega_M \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{con}} = 0,75 \cdot 8\text{ }^{\circ}\text{C} + 32\text{ }^{\circ}\text{C} = 38\text{ }^{\circ}\text{C}$$

For fritt opplagt bjelke gir temperaturlast kun forskyvinger, ikke moment og skjærkraft. Derfor har vi valgt å se bort ifra temperaturlast i beregning av dimensjonerende moment og skjærkrefter. Dersom konstruksjonen var statisk ubestemt så ville temperaturlasten bidratt til moment på brubjelkene, og temperaturlasten ville blitt tatt hensyn til som beskrevet ovenfor.

5.2.4 Trafikklast

Trafikklast defineres som laster på brua, både vertikale- og horisontale laster som kan oppstå fra lette og tunge kjøretøyer, samt fotgjengere og syklistene.

Trafikklast skal plasseres på mest ugunstige måte i lengde- og tverretning innenfor tilgjengelig føringsavstand.

Føringsavstand er den minste av:

Avstanden mellom to skulderkanter

Avstanden mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller annen fysisk hindring

Avstanden mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

Føringsavstanden for Lerkendal gang- og sykkelbru er 3,0 meter.

Trafikklastene skal dekke belastningen i forhold til normaltrafikk som konstruksjonen tillater.

Trafikklasten blir beskrevet ved hjelp av forenklete laster plassert på mest ugunstig posisjon innenfor føringsavstanden.

Vertikal trafikklast

Vertikallastene blir bestemt ut ifra brutype og lastmodell. Lastmodellene gir en beskrivelse av ulike trafikkbelastninger som mennesker, biler, tog og spesialkjøretøy. Ulike brutyper som er beskrevet i standarden [5] for trafikklast er:

Veibruer

Syssel- og gangbruer

Jernbanebruer

Lastmodell 1 (LM1)

For gangbru uten samtidig trafikklast benyttes en jevnt fordelt last q_k på 5 kN/m².

NA.5.3.2.1(1), ref. [5].

Lasten plasseres mest ugunstig i både lengderetning og tverretning. I tverretning plasseres lasten innenfor føringsavstanden som er 3,0 m for brua i denne oppgaven.

Lastmodell 2 (LM2)

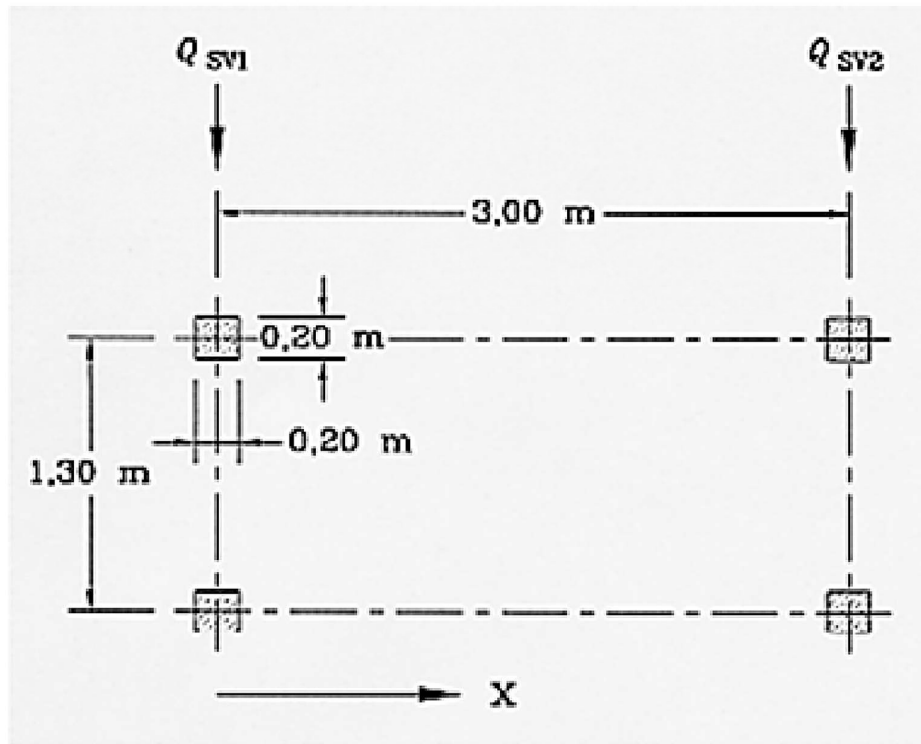
Lastmodell 2 består av en konsentrert punktlast Q_{fwk} med verdi 10 kN som virker på en kvadratisk flate lik 0,10 m. NA.5.3.2.2.(1), ref. [5]

Lasttilfelle 2 kan sees bort ifra dersom det er tiltenkt spesialkjøretøy på brua. Lastmodell 2 blir derfor ikke tatt med i videre beregninger i denne oppgaven. Årsaken til dette er at det er tiltenkt spesialkjøretøy på brua, lastmodell 3. Disse aksellastene er betydelig høyere enn den konsentrerte lasten i lastmodell 2.

Lastmodell 3 (LM3)

Der annet ikke er oppgitt for det enkelte prosjekt eller dersom føringsavstanden ikke er for liten, skal alle gangbruer belastes med tjenestekjøretøy(spesialkjøretøy). NA.5.3.2.3(1), ref.[5]

Denne lasten består av to aksellaster på $Q_{sv1}=80$ kN og $Q_{sv2}=40$ kN, med akselavstand på 3 m og hjulavstand på tvers lik 1,3 m målt mellom hjulenes senterlinjer. Hjulenes kontaktflate er kvadratisk med sidekant lik 0,2 m på belegningens flate.



Key

x : Bridge axis direction

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figur 5-4: Illustrasjon for aksellastene i lastmodell 3.

Q_{sv1} setter vi lik 80 kN og Q_{sv2} settes lik 40 kN. Hentet fra figur 5.2, ref. [5].

Horisontal trafikklast

Horisontale trafikklaster er en samlebetegnelse for lastene:

Bremselast- og Akselerasjonskrefter

Sidelast

Sentrifugallast

Disse lastene opptrer samtidig med de tilhørende vertikale lastene. [5]

Bremse- og akselerasjonskrefter

I henhold til Håndbok-V499 skal det også tas hensyn til horisontale krefter i bruens lengderetning. Brems- og akselerasjonskreftene opptrer samtidig som de vertikale lastene fra

lastmodell 1 og 3. Brems- og akselerasjonskreftene skal derfor kombineres med disse lastmodellene.

Den karakteristiske verdien av den horisontale kraften Q_{flk} i bruens lengderetning settes i henhold til NA.5.4(2), ref. [5] lik den største av følgende to verdier:

10% av total jevnt fordelt last

60% av totalvekten av tjenestekjøretøy

Størst verdi for denne oppgaven blir 60% av totalvekten av tjenestekjøretøy. Den karakteristiske verdien av den horisontale kraften i bruens lengderetning Q_{flk} blir lik 72 kN. Akselerasjonskreftene antas å være lik bremskraften, men motsatt rettet.

Sentrifugallast

Gang- og sykkelbrua har ingen horisontalkurvatur, som gir radius lik null. Det medfører at sentrifugalkrefter ikke vil være tilstede på brua.

Sideveislaster

I henhold til Håndbok-V499 skal det tas hensyn til horisontale krefter i bruens tverretning. Horisontalkreftene i bruens tverretning opptrer kun samtidig med tjenestekjøretøy. Denne kraften settes i henhold til NA.5.4(2), ref. [5] lik 25% av den horisontale kraften i bruens lengderetning fra tjenestekjøretøy.

Den karakteristiske verdien på den horisontale kraften i tverretning Q_{trk} blir 18 kN.

Grupper av trafikklaster på gangbru

Lasttype		Vertikale krefter		Horisontale krefter	
Last system		Uniform jevnt fordelt last	tjenestekjøretøy		
Lastmodell	LM1	q_{fk}	0	Q_{fk}	
	LM3	0	Q_{serv}	$Q_{fk} + Q_{trk}$	

Tabell 5-3: Grupper av trafikklaster på gangbru

5.3 Deformasjonslaster

I henhold til [7] blir deformasjonslaster definert som laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- Initialtilstand
- Forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge-, eller installasjonsmetode

I denne oppgaven har vi sett på de to første punktene, krefter fra forspenning av konstruksjonen samt svinn, kryp og relaksasjon.

5.4 Ulykkeslaster

Definisjon av ulykkeslaster i henhold til [7], er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormal hendelse slik som:

- Påkjøringslaster fra kjøretøy
- Påseilingslaster fra skip
- Påkjøringslaster fra jernbanetrafikk

- Last fra fallende gjenstander
- Eksplosjon med mulig påfølgende brann
- Brann med mulig påfølgende eksplosjon
- Laster forårsaket av skred

Ut ifra Håndbok V499 sin definisjon av ulykkeslaster er det først og fremst påkjøringslaster fra kjøretøy som er mest aktuell for denne oppgaven ettersom det er kryssende trafikk under brua. Brua er bygd som en-felts bru uten understøttende søyler, noe som vil redusere risikoen for kollisjon fra kjøretøy. På bakgrunn av dette og for å begrense oppgaven velger vi å se bort fra ulykkeslaster i denne oppgaven.

5.5 Lastkombinasjoner

For å kombinere laster blir NS-EN 1990:2002+NA:2008, “Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner” benyttet. I denne standarden gis det ulike krav for konstruksjoners sikkerhet, bestandighet og brukbarhet.

Kravene til bruer er gitt under kapittel 6 og tillegg A2 (anvendelse for bruer).

I denne oppgaven kontrolleres brua i brudd- og bruksgrensetilstand, dimensjonerende brukstid for bruer er 100 år.

Påvisning ved partialfaktormetoden:

“Ved bruk av partialfaktormetoden skal det påvises at ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjoner når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter er benyttet i beregningsmodellene.”

pkt. 6.1.(1)P, ref. [1].

Faktorene for variable laster (ψ -faktorer) for gangbruer er gitt i tabell 5-4

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2^4	$\psi_{1,infq}^{1)}$
Trafikklast	Gr1 (jevnt fordelt last)	0,72)	0,7	0,2/0,5	0,8
	Q_{fwk} (konsentrert last)	0,72)	0,7	0,2/0,5	0,8
	Gr2 (tjenestekjøretøy)	0,72)	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0/0,05	0,8
Temperatur ³⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,05	0,8

$\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert som F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0

Påvirkning for temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstanden dersom virkningen er ugunstig.

Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent last" benyttes verdien 0,5. Verdien 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

5.5.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand i konstruksjoner regnes etter punkt 6.4, ref. [1]. Bruddgrensetilstand knyttes opp mot konstruksjonenes kapasitet mot brudd og er av betydning for konstruksjonens og menneskets sikkerhet. Det er fire kategorier for bruddgrensetilstand; EQU-, STR-, GEO- og FAT- bruddgrensetilstand som alle representerer ulike måter konstruksjonen kan gå i brudd på. I denne oppgaven regner vi kun på STR-bruddgrensetilstand, brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene. Dersom STR overskrides vil brua ha store deformasjoner og vil gå til brudd. Pkt.6.4.3.2 (3), ref. [1] gir to likninger for lastkombinering i bruddgrensetilstand og hvor den minst gunstige velges som dimensjonerende lastkombinasjon. De to likningene er som følger:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{Likn. 6.10a, ref. [1]})$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{Likn. 6.10b, ref. [1]})$$

Der:

"+" betyr "kombinert med"

$\sum$ betyr "kombinert virkning av"

$\gamma_{G,j}$ partialfaktor for permanente påvirkninger j

γ_P partialfaktor for forspenningslaster

$\gamma_{Q,1}$ partialfaktor for dominerende variable påvirkninger av 1

$\gamma_{Q,i}$ partialfaktor for variabel påvirkning i

$G_{k,j}$ karakteristisk verdi for permanente påvirkning j

P er forspenningslast

$Q_{k,1}$ karakteristisk verdi for den dominerende variable påvirkning 1

$Q_{k,i}$ karaktersitisk verdi for en variabel påvirkning i

$\psi_{0,i}$ faktor for en kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning

ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G.

De dimensjonerende verdiene for laster i bruddgrensetilstand er gitt i tabell 5-5 som følger:

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dimensjonerende variable last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(ligning 6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell 5-5: Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstand. Hentet fra Tabell NA A2.4(B), ref. [1].

De ulike faktorene i likn. (6.10a) og (6.10b) er gitt i tabell 5-5 og er som følger:

$\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf} = 1,35/1,0$ for ugunstig/ gunstig permanent lastvirkning

$\gamma_P = 0,9/1,1$ avhenger hva som er mest ugunstigst

$\gamma_Q = 1,35$ for vegtrafikk for kjøretøy og fotgjengere, hvis gunstig 0

$\gamma_Q = 1,5$ for jernbanetrafikk

$\gamma_Q = 1,6$ for vindlast, hvis gunstig 0

$\gamma_Q = 1,2$ for temperatur, hvis gunstig 0

$\gamma_Q = 1,5$ for øvrige variable laster, hvis gunstig 0

$\xi = 0,89$ for egenvekt

Karakteristiske laster som skal tas med i denne oppgaven gis følgende forkortelser:

G = Egenlast

PT =Forspenning

TR =Trafikklast

V= Vindlast på bru uten trafikk

KST = Kryp- svinn- og relaksasjonslat

T =Temperaturlast

Dimensjonerende lastkombinasjoner gis følgende forkortelser:

ULS-STR = bruddgrensetilstand for kapasitetskontroll

Lastkombinasjon	G	TR	V	T
ULS-STR 6.10a m/TR TR LM1 dom	1,35	$1,35 \cdot 0,7 = 0,95$	—	$1,2 \cdot 0,7 = 0,84$
ULS-STR 6.10a m/TR TR LM3 dom	1,35	$1,35 \cdot 0,7 = 0,95$	—	0,84
ULS-STR 6.10a u/TR V dom.	1,35	-	$1,6 \cdot 0,7 = 1,12$	0,84
ULS-STR 6.10b TR LM1 dom.	$0,89 \cdot 1,3 = 1,2$	1,35	—	0,84
ULS-STR 6.10b TR LM3 dom.	1,2	1,35	—	0,84
ULS-STR 6.10b u/TR V domin.	$0,89 \cdot 1,3 = 1,2$	—	1,6	0,84

Tabell 5-6: Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

I pkt. NA.A 2.2.3 “kombinasjonsregler for gangbruer”, ref. [1] er det gitt at snølast generelt ikke kombineres med lastmodell 1 og 2 for gangbruer unntatt i spesielle tilfeller som f.eks. bruer med tak. På bakgrunn av dette er det derfor ikke tatt hensyn til snølast ved dimensjonering i denne oppgaven.

I denne oppgaven har vi benyttet tre lastkombinasjoner for påvisning i bruddgrensetilstand.

Lastkombinasjonene ble valgt ut fra samtidig opptredende laster og dens plassering på brua, for å påvise maksimalverdier for moment og skjærkraft.

Opptredende variable laster er trafikklast lastmodell 1 og lastmodell 3 og vindlast(z-retning).

Forspenningskraften vil for denne oppgaven virke gunstig i forhold til å påvise

maksimalverdier. Faktoren for forspenning (PT) vil i denne oppgaven vil derfor være 0,9 for påvisning av maksimalverdier i bruddgrensetilstand.

I henhold til tabell NA.A 2.2, fotnote 2 ref. [1] settes trafikklast lik 0, der vindlasten behandles som den dominerende lasten.

I denne oppgaven er det valgt å neglisjere virkningene av kryp, svinn ved beregninger i bruddgrensetilstand. Dette fordi bjelken er fritt opplagt og kan forskyve seg fritt i lengderetning. Disse virkningene vil da ha veldig liten påvirkning for påvisning av de maksimale verdiene.

5.5.2 Bruksgrensetilstand

I henhold til pkt. A2.2.1(4) ref. [1] skal lastkombinasjonene som er gitt i ligningene 6.14a til 6.16b, benyttes ved påvisning av bruksgrensetilstander.

I standarden [1] er det gitt tre lastkombinasjoner som skal kontrolleres i bruksgrensetilstanden.

Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.14b)}$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.15b)}$$

Tilnærmet-permanent kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.16b)}$$

- Der E_d er den dimensjonerende lasten.

Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrensetilstanden er gitt av tabell NA. A2.6 ref. [1].

I henhold til standarden skal det for bruksgrensetilstanden påvises i fire kombinasjoner. Disse

kombinasjonene er karakteristisk, sjeldent forekommende, ofte forekommende og tilnærmet permanent. I denne oppgaven er tilstanden sjeldent forekommende neglisjert ettersom ingen av lastene brukt i denne oppgaven kan gå under kategorien sjeldent forekommende.

Bruksgrensetilstanden karakteristisk brukes for å påvise irreversible grensetilstander, pkt.6.5.3(2a), ref. [1]

Bruksgrensetilstanden ofte forekommende blir brukt for å påvise reversible grensetilstander som nedbøying. pkt.6.5.3(2b), ref. [1].

Bruksgrensetilstanden tilnærmet permanent brukes for å påvise langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende som ved beregning av rissvidde. Pkt. 6.5.3(2c) ref. [1].

De benyttede verdiene vises under i tabell 5-7

	Karakteristisk (6.14b)			Ofte forekommende (6.15b)		
Lastkombinasjoner	Kar 1	Kar 2	Kar 3	Ofte 1	Ofte 2	Ofte 3
Ugunstige	Trafikk LM1	Trafikk LM3	Vind	Trafikk LM1	Trafikk LM3	Vind
Egenvekt	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk LM1	1,0	-	-	0,7	-	-
Trafikk LM3	-	1,0	-	-	0,7	-
Vind	-	-	1,0	-	-	0,7
Kryp, svinn, relaksasjon	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 5-7: Partialfaktorer for lastkombinering i bruksgrense (1)

	Tilnærmet permanent (6.16b)		
Lastkombinasjoner	Perm 1	Perm 2	Perm 3
Ugunstige	Trafikk LM1	Trafikk LM3	Vind
egenvekt	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0
Trafikk LM1	0,5	-	-
Trafikk LM3	-	0,5	-
Vind	-	-	0,5
Kryp, svinn, relaksasjon	1,0	1,0	1,0

Tabell 5-7: Partialfaktorer for lastkombinering i bruksgrense (2)

I denne oppgaven er det mest interessant å se på de vertikale lastvirkningene. Det er derfor kun sett på trafikklaster som dominerende last i bruksgrensetilstanden.

Virkningene av kryp, svinn og relaksasjon må legges inn og plasseres manuelt som en last i Sap2000. Disse virkningene ble derfor i stedet medregnet ved hjelp av manuelle beregninger.

6 Modellering i Sap2000

Ved brudimensjonering stilles det krav til undersøkelse av alle lasttilfeller. Enkelte laster er permanente, mens andre varierer. Det er også laster som ikke kan opptre samtidig. Det er til en viss grad mulig å forutse hvilke kombinasjoner som vil gi størst belastning, men gruppa har valgt å beregne flest mulige for størst mulig sikkerhet. Det skal i tillegg tas hensyn til forskjellige lastkombinasjonsfaktorer. Disse faktorene gir økt usikkerhet.

Lastkombinasjonene tar utgangspunkt i tre forskjellige hovedsituasjoner:

- Tjenestekjøretøy som kjører over brua
- Folkemengde av ulik størrelse som passerer brua
- Vindlast

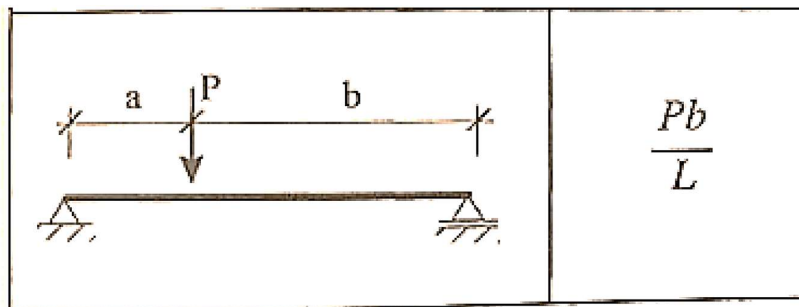
Et av tilfellene fra en av disse hoved-situasjonene er representert i hver lastkombinasjon. Snø- og trafikklaster regnes som ikke samtidig opptredende. Lasten fra folkemengden er en jevnt fordelt last som er større enn den jevnt fordelte lasten fra snø. Derfor er snølast utelukket fra lastkombinasjonene. For gang- og sykkelbruer stilles det, ifølge *N400*, heller ikke krav til kontroll for samtidighet av vind- og trafikklaster. Vindlast og trafikklaster er av den grunn ikke i samme kombinasjoner. Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner dersom virkningen er ugunstig. Det samme gjelder jordtrykk. Egenlast er representert i alle lastkombinasjoner. [1] [13]

Lastkombinasjoner fra FEM-design er brukt til å dimensjonere brudekket, søylene og fundamentet. På overgangsplaten og vingene er lokale beregninger brukt.

En oversikt over lastkombinasjonene vises i " vedlegg D.1" og " vedlegg D.2".

6.1 Laster i Sap2000

Et problem med modellen i Sap2000 var plasseringen av trafikklasten i lastmodell 3, som består av aksellaster på henholdsvis 80 kN og 40 kN. Vi antok at lastene fra for- og bak-akslene var fordelt likt mellom henholdsvis de bakre og fremre hjulene. Vi antok derfor at når aksellasten ble plassert mest ugunstig for bjelken, ville bjelken måtte ta opp halve aksellasten til henholdsvis for- og bakakselen i tillegg til en viss prosent av den andre halvdelens av aksellastene. Hjulavstanden på et tjenestekjøretøy er satt til 1,3 meter i henhold til [5], og ved hjelp av bjelkeeksempel vist i figur 6-1 [14] kom vi frem til at bjelken også måtte ta opp 57% av vekten til hjulene som er plassert 1,3 meter til side for bjelken sett i bjelkens lengderetning.



Figur 6-1: Bjelkeeksempel. Hentet fra [14].

Der:

$$a = 1,3 \text{ m}$$

$$b = 1,7 \text{ m}$$

$$P = \text{Hjullast}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1,7 \text{ m}}{3 \text{ m}} \approx 0,57 = 57\%$$

Lastmodell 3 ble derfor lagt inn som to aksellaster Q_{sv1} og Q_{sv2} som figur 5-3 under kapittel om trafikklast illustrerer. Verdiene på aksellastene som ble lagt inn i Sap2000 ble henholdsvis:

$$Q_{sv1} = 40 \text{ kN} + 0,57 \times 40 \text{ kN} = 62,8 \text{ kN}$$

$$Q_{sv2} = 20 \text{ kN} + 0,57 \times 20 \text{ kN} = 31,4 \text{ kN}$$

Lastmodell 1, den jevnt fordelte trafikklasten, samt egenlasten av konstruksjonen og vindlast i z-retning ble antatt at ble tatt opp likt av de to bærebjelkene i konstruksjonen.

Disse tre lastene ble lagt inn i modellen som jevnt fordelt last, der den ene bjelken tar opp

halvparten av kreftene forårsaket fra disse lastene.

6 Resultater fra beregningene

7 Referanser

[1] K.A. Kvale, Ragnar Sigbjørnsson, Ole Øiseth. Modelling the stochastic dynamic behavior of a pontoon bridge: A case study.