1 HENSIKT OG OMFANG 2
2 DIMENSJONERENDE MATERIALFASTHET 3
2.1 Betongkonstruksjonsdelen 3
2.1.1 Konstruksjonsfasthet 3
2.2 Stålkonstruksjonsdelen 3
2.2.1 Valg av stålkvalitet 3
2.2.2 Materialfasthet 3
3 DIMENSJONERING 5
3.1 Generelt 5
3.1.1 Deformasjonslaster 5
3.2 Bruddgrensetilstanden 5
3.3 Bruksgrensetilstanden 6
3.4 Utmattingsgrensetilstanden 6
3.4.1 Betongkonstruksjonsdelen 6
3.4.2 Stålkonstruksjonsdelen 6
3.4.3 Lineær skadeteori 7
3.4.4 Forenklet metode 7
3.4.4.1 Utmattingsfaktor λ 8
3.4.4.2 Spennviddefaktor λ_1 8
3.4.4.3 Trafikkfaktor λ_2 9
3.4.4.4 Levetidsfaktor λ_3 9
3.4.4.5 Sporfaktor λ_4 9
4 ARMERINGSREGLER 11
5 KONSTRUKSJONSREGLER 12
6 UTFØRELSE 13
6.1 Generelt 13
6.1.1 Betongkonstruksjonsdelen 13
6.1.2 Stålkonstruksjonsdelen 13
6.2 Materialer 13
6.2.1 Konstruksjonsstål 13
6.2.2 Skruer og muttere 13
6.2.3 Dybler 13
6.3 Stålarbeider 14
6.3.1 Toleranser 14
6.3.2 Kontrollklasser 14
6.3.3 Overflatebehandling 14

1 HENSIKT OG OMFANG

Dette kapitlet omhandler prosjektering av stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong for bruer.

Stålkonstruksjoner skal dimensjoneres i henhold til NS 3472 med referanser, med tillegg, endringer og presiseringer som gitt i denne delen.

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong skal dimensjoneres i henhold til NS 3476 med referanser, med tillegg, endringer og presiseringer som gitt i denne delen.

I tilfelle anvisningene nedenfor fører til mildere krav enn tilsvarende i NS 3472, NS 3473 og NS 3476, gjelder kravene i standardene.

Beregning av lastvirkninger skal baseres på forutsetninger og beregningsmodeller som ivaretar konstruksjonsdelenes virkemåte i den aktuelle grensetilstanden.

I det følgende behandles samvirkekonstruksjoner i stål og betong. Reglene for stål i samvirkekonstruksjoner gjelder også for bruer utført som stålkonstruksjoner alene.

2 DIMENSJONERENDE MATERIALFASTHET

2.1 Betongkonstruksjonsdelen

Dimensjonerende materialfasthet for betong og armering bestemmes i henhold til NS 3473 punkt 10.4. Reduserte materialkoeffisienter i henhold til NS 3473 punkt 10.4.3 (gitt i parentes i tabell 4) benyttes ikke.

2.1.1 Konstruksjonsfasthet

I samvirkekonstruksjoner for jernbanebruer skal ikke lavere fasthetsklasse enn C45 etter NS 3473, tabell 5 benyttes.

2.2 Stålkonstruksjonsdelen

2.2.1 Valg av stålkvalitet

Ved valg av stålkvalitet (stålsort) etter NS 3472 punkt 2.4 antas

$Z_A = 6$ for primære bærekonstruksjoner
$Z_A = 3$ for sekundære bærekonstruksjoner

Høyere Z_A-verdier enn angitt ovenfor kan være spesifisert for spesielle konstruksjonsdetaljer og konstruksjonstyper.

$Z_B = 5$ for åpne kyststrøk
$Z_B = 8$ for innlandsstrøk

Innlandsstrøk med særlig lave temperaturer vurderes spesielt.

Øvrige Z-verdier velges i henhold til NS 3472, punkt 2.4.

Normalt benyttes stålkvalitet S355J2G etter NS-EN 10025 (tidligere betegnet St52-3 etter NS 12153 eller DIN 17100).

For bruer som etter NS 3472 punkt 2.4.2 har vekttall større enn 21, eller i bruer hvor det hovedsakelig benyttes store platetykkelse (t > 50 mm) skal det benyttes stål i henhold til NS 12603.

2.2.2 Materialfasthet

Dimensjonerende materialfasthet for stålkonstruksjonene bestemmes i henhold til NS 3472 punkt 4.3.

Ved kontroll i bruddgrensetilstanden settes materialkoeffisienten $\gamma_M = 1{,}15$. For andre grensetilstander settes materialkoeffisienten $\gamma_M = 1{,}0$.

Normverdier for materialfastheter for S355J2G3 etter NS-EN 10025 er de samme som for St 52-3N etter utgåtte NS 12153. Se NS 3472, tabell 2.2.

Normverdier for stål etter NS 12603 er gitt i tabell 8.1.

Tabell 8.1 Normverdier for stål etter NS 12603

Norsk Standard	Godstykkelse mm	Flytegrense N/mm^2	Strekkfasthet N/mm^2
NS 12603	$t \leq 25$	355	450 - 610
	$25 < t \leq 50$	335	
	$50 < t \leq 75$	320	
	$75 < t \leq 100$	310	

3 DIMENSJONERING

3.1 Generelt

Karakteristiske laster er gitt i kapittel 5, avsnitt 4. Lastkoeffisienter for de forskjellige grensetilstandene er gitt i kapittel 5, avsnitt 3.2.

Avstivede platefelt og rørknutepunkt bør beregnes i henhold til Oljedirektoratet "Veiledning om utforming, beregning og dimensjonering av stålkonstruksjoner i petroleumsvirksomheten".

Normalt forlanges lastvirkninger beregnet etter elastisitetsteori. Skjærforbindelsene skal dimensjoneres for fullt samvirke og plasseres i samsvar med spenningsfordeling etter elastisitetsteorien.

3.1.1 Deformasjonslaster

Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger skal det tas hensyn til

- kryp og svinn
- setninger
- byggemåte
- tidsforløp

Den ferdige konstruksjon skal minimum kontrolleres for to tilstander

- en like etter at brua er åpnet for toglast
- en etter at all krypning, svinn og relaksasjon har funnet sted

Ved valg av parametere for kryp og svinn kan det normalt antas 70 % relativ fuktighet for bruas overbygning, og 80 % relativ fuktighet for søyler over vann.

For krav til totalsetninger og differensialsetninger vises det til kapittel 6, avsnitt 4.3. For bruer som er særlig ømfindtlige for setninger, som kontinuerlige bruer, skal kravene revurderes i samråd med Jernbaneverket og geoteknisk rådgiver.

3.2 Bruddgrensetilstanden

Det henvises til NS 3472 og NS 3476.

3.3 Bruksgrensetilstanden

Dimensjoneringsforutsetninger

For beregning av snittkrefter for rissviddekontroll i bruksgrensetilstanden, skal elastisitetsmodulen settes til E_{ck} for urisset tverrsnitt og $0,6E_{ck}$ for opprisset tverrsnitt.

Oppsprukket tverrsnitt defineres ved at strekkspenninger i overkant av betongdekket for laster i bruksgrensetilstanden overskrider spenningen

$$1,4 \cdot k_w \cdot f_{tn}$$

hvor k_w er en koeffisient som avhenger av tverrsnittets totalhøyde h iht. NS 3473.

$$k_w = 1,5 - h/h_1$$

hvor $h_1 = 1,0$ m.

For beregning av vridningsstivhet anvendes redusert E - modul for betong i brudekket. Følgende verdier bør benyttes: $0,04\ E_{ck}$ i bruddgrensetilstanden og $0,4\ E_{ck}$ i bruksgrensetilstanden.

Beregning av kapasitet av platefelt

k - faktor velges iht. NS 3472 pkt. 5.6.1.1 og 5.6.2.1. Ved valg av k - faktor skal platefelt forutsettes leddlagret langs kantene.

3.4 Utmattingsgrensetilstanden

3.4.1 Betongkonstruksjonsdelen

Det henvises til kapittel 7, avsnitt 3.4.

3.4.2 Stålkonstruksjonsdelen

Det henvises til NS 3472, kapittel 8.

Alternative metoder for kontroll av utmattingsgrensetilstanden kan benyttes dersom disse dokumenteres.

Spenningsvidder skal som hovedregel baseres på hovedspenninger. For kontroll av kilsveiser og delvis gjennombrente sveiser henvises til ENV-1993-1-1 (Eurocode 3).

For dybler settes utmattingskapasiteten lik 12 kN, 17 kN og 22 kN for boltedybel med diameter h.h.v. Ø19, Ø22 og Ø25

3.4.3 Lineær skadeteori

Det henvises til NS 3472 punkt 8.3.2 (Delskadeteori).

Antall vekslinger i konstruksjonens levetid multipliseres med utmattingsfaktor som gitt i tabell 8.2. Utnyttelsesfaktoren η i NS 3472 punkt 8.3.2 settes lik 1,0.

Tabell 8.2

Konstruksjonsdelens betydning for bruas bæreevne	Utmattingsfaktor
Avgjørende	3
Ikke avgjørende	1

Utmattingsberegningene baseres på blandet trafikk med trafikkvolum $20 \cdot 10^6$ tonn/år, jf. kapittel 5, avsnitt 11.

Toglaster skal inkludere dynamisk faktor i henhold til kapittel 5, avsnitt 5.3.

I spesielle tilfeller der vind og eventuelt bølger kan forventes å bidra til utmattingslastene skal disse laster også inkluderes.

3.4.4 Forenklet metode

For bruer der spenningsvekslingene domineres av toglaster kan utmatting kontrolleres etter forenklet metode:

Kravene i ligning 8.1 skal tilfredsstilles:

$$\lambda \cdot \Phi_2 \cdot \mathrm{SCF} \cdot \Delta\sigma_{\mathrm{LM71}} \le \Delta\sigma_C / \gamma_{\mathrm{Mf}} \qquad (8.1)$$

λ = faktor, se nedenfor
Φ_2 = dynamisk faktor, se kap. 5, avsnitt 5.3
γ_{Ff} = spenningskonsentrasjonsfaktor (partiell sikkerhetsfaktor for utmattingsbelastning)
$\Delta\sigma_{LM71}$ = spenningsvidde som skyldes Lastmodell 71
$\Delta\sigma_C$ = spenningsvidde i henhold til relevant SN-kurve ved $2 \cdot 10^6$ spenningsvekslinger, se NS-ENV 1993-1-1 (Eurocode 3) eller NS 3472
γ_{Mf} = partiell sikkerhetsfaktor for utmatting = 1,15 (1,25 for detaljer som ikke kan inspiseres i driftsfasen)

SN-kurvene inkluderer en del lokale effekter i sveisen (inklusiv sveisens kjerveffekt), jf. NS-ENV 1993-1-1 punkt 9.6.1. Spenningskonsentrasjonfaktoren γ_{Ff} skal ta vare på effekter som ikke er inkludert i SN-kurvene, og som normalt ikke er inkludert i globale beregningsmodeller. Spenningskonsentrasjonsfaktorer skal dokumenteres enten med henvisninger til litteratur, eller ved hjelp av lokale beregninger.

Hvis en sveiseforbindelse får vekslende spenninger fra både en global og en lokal bærevirkning, for eksempel gurt i fagverk som også får lokal bøyning fra toglast mellom knutepunktene, skal denne kombinerte effekten tas vare på ved ligning 8.2:

$$\lambda_L \cdot \Phi_{2,L} \cdot \Delta\sigma_{T,L} + \lambda_G \cdot \Phi_{2,G} \cdot \Delta\sigma_{T,G} \qquad (8.2)$$

indeks L = effekt av lokal bærevirkning
indeks G = effekt av global bærevirkning

3.4.4.1 Utmattingsfaktor λ

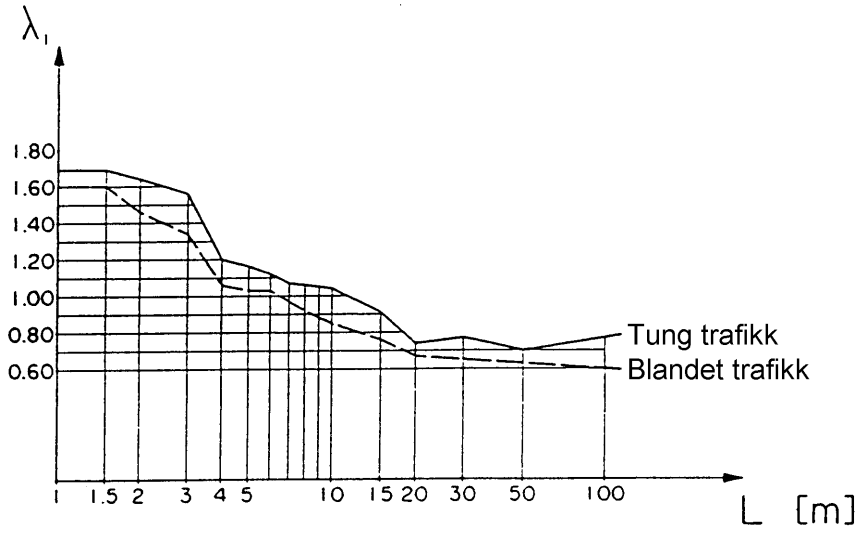
Faktoren beregnes etter ligning 8.3:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 < \lambda_{maks} \qquad (8.3)$$

λ_1 = spennviddefaktor
λ_2 = trafikkfaktor, avhengig av trafikkvolum
λ_3 = levetidsfaktor, avhengig av bruas spesifiserte levetid
λ_4 = sporfaktor, faktor avhengig av antall spor (lik 1,0 dersom ett spor)
λ_{maks} = 1,4, største verdi av λ som kan anvendes

3.4.4.2 Spennviddefaktor λ_1

Spennviddefaktoren, λ_1, som funksjon av spennvidde er gitt i figur 8.1. Normalt benyttes omslutningsdiagram for blandet trafikk.

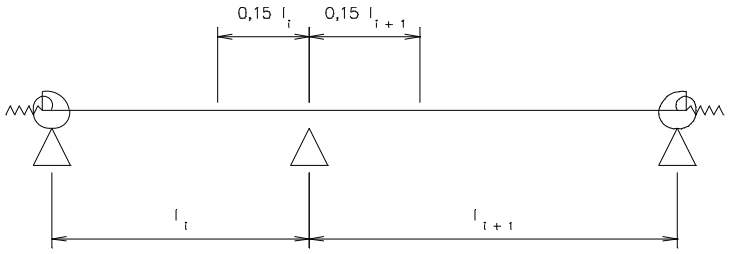


Figur 8.1 *l_1 som funksjon av spennvidde L*

Spennvidden skal antas som følger:

- For fritt opplagte bruer benyttes spennvidden

- For kontinuerlige bruer benyttes ved kontroll over opplegg, innenfor områdene 0,15 l_i og 0,15 l_{i+1}, middellengden av l_i og l_{i+1}, se figur 8.2. Ved kontroll i felt, utenfor lengdene 0,15 l_i og 0,15 l_{i+1} , benyttes den aktuelle spennvidde.
- For tverrbærere benyttes summen av senteravstandene mellom den aktuelle tverrbærer og nabotverrbærerne



Figur 8.2 "Spennvidde" for kontinuerlige bruer

3.4.4.3 Trafikkfaktor λ_2

Tabell 8.3 Trafikkfaktor l_2

Trafikkvolum	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Trafikkvolum er gitt i 10^6 tonn/år.

Trafikkvolum $20 \cdot 10^6$ tonn/år skal forutsettes dersom ikke særskilt volum er spesifisert for den aktuelle brua, jf. kap. 5, avsnitt 11.

3.4.4.4 Levetidsfaktor λ_3

Tabell 8.4 Levetidsfaktor l_3

Spesifisert levetid (år)	50	60	75	80	95	100
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00

100 års levetid skal forutsettes dersom ikke annet er oppgitt.

3.4.4.5 Sporfaktor λ_4

For bruer med enkeltspor er λ_4 lik 1,0. For dobbeltsporede bruer kan λ_4 tas fra tabell 8.5. Tabellen forutsetter at det i 12 % av tilfellene passerer tog på begge spor samtidig.

Tabell 8.5 *Sporfaktor l_4*

$\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

$\Delta\sigma_1$ = spenningsvidde på grunn av Lastmodell 71 i ugunstigste spor i forhold til den detaljen som kontrolleres
$\Delta\sigma_{1+2}$ = spenningsvidde i den samme detaljen forutsatt Lastmodell 71 i begge spor

4 ARMERINGSREGLER

Armeringsreglene i NS 3473 punkt 17 gjelder generelt.

5 KONSTRUKSJONSREGLER

Konstruksjonsreglene i NS 3472 og NS 3473 gjelder generelt.

Bru som er klargjort for trafikk skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur etter at all krypning, svinn og relaksasjon har funnet sted, men uten toglast.

Ved utforming av bruer skal det legges vekt på

- vedlikeholdsvennlige konstruksjoner
- god vannavrenning
- unngå vannlommer (horisontale flater bør unngås)
- god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av eksponerte flater og lagre
- hulrom, som rør, hulprofiler, trapesstivere og lignende, skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner
- lukkede stivere inne i avfuktede kasser behøver ikke å utføres lufttett. Det skal imidlertid sørges for avrenning.

I beregningene skal det tas hensyn til egenlast, kryp og svinn, relaksasjon og byggemetode slik at brudekket beregningsmessig ligger på teoretisk linje etter langtidsdeformasjoner. Ved spesifikasjon av overhøyder på tegninger skal toleranser for bygging reflekteres.

Overgang mellom flens og stegplater med forskjellig tykkelse skal utføres med helning maksimalt 1:5. Breddeendring av flenser skal utføres med helning maksimalt 1:10.

Rottehull (små hulrom) bør unngås, og skal om nødvendig lukkes.

Stivere på stegplater plasseres så langt mulig på innsiden, slik at de ikke er synlige fra bruas utside.

Kraftoverførende kilsveis skal utføres med minimum a-mål lik 4 mm for platetykkelser opp til 25 mm, 5 mm for tykkere plater.

6 UTFØRELSE

6.1 Generelt

Den prosjekterende skal sørge for at all nødvendig informasjon om materialer, utførelse og kontroll overbringes til den utførende via tegninger og beskrivelser. Som generell beskrivelse benyttes Statens vegvesens håndbok 025 og 026, Prosesskoden.

6.1.1 Betongkonstruksjonsdelen

Det henvises til kapittel 7.

6.1.2 Stålkonstruksjonsdelen

Det henvises til Statens vegvesens håndbok 026, kode 85.

6.2 Materialer

6.2.1 Konstruksjonsstål

Konstruksjonsstål skal leveres i henhold til Statens vegvesens håndbok 026.

I konstruksjonsdeler med strekk på tvers av valseretningen skal det benyttes stål som er sertifisert for slik belastning (Z-kvalitet).

I spesielle tilfeller skal det benyttes stål i henhold til NS 12603, jf. punkt 2.2.1.

Forholdet mellom strekkfasthet og flytegrense skal være større eller lik 1,2 uansett stålkvalitet.

6.2.2 Skruer og muttere

Materialer i skruer og muttere i bærende forbindelser skal leveres i henhold til Statens vegvesens håndbok 026, kode 85.

Høyere fasthetsklasse enn 8,8 skal ikke benyttes.

6.2.3 Dybler

Dybler skal leveres i henhold til Statens vegvesens håndbok 026, kode 85.14.

6.3 Stålarbeider

6.3.1 Toleranser

Toleranser for fabrikasjon og montering av bruer skal være i henhold til Statens Vegvesens håndbok 026, Prosesskode 2.

6.3.2 Kontrollklasser

Kontrollen deles i 3 klasser, 1, 2 og 3, avhengig av konstruksjonstype og arbeidsprosess, jf. Statens vegvesens håndbok 026.

Kontrollklasse 1: Liten kontroll
Kontrollklasse 2: Middels kontroll
Kontrollklasse 3: Omfattende kontroll

Kontrollklasse skal velges i samsvar med Statens vegvesens håndbok 026.

For sveiseforbindelser hvor utmatting er dimensjonerende skal kontrollklasse 2 erstattes med kontrollklasse 3. Dette skal angis i den *spesielle beskrivelsen.*

Kontrollklasse for sveiser skal påføres tegninger sammen med sveisesymbolene.

6.3.3 Overflatebehandling

For overflatebehandling vises til kap. 9 Overflatebehandling av stålkonstruksjoner.