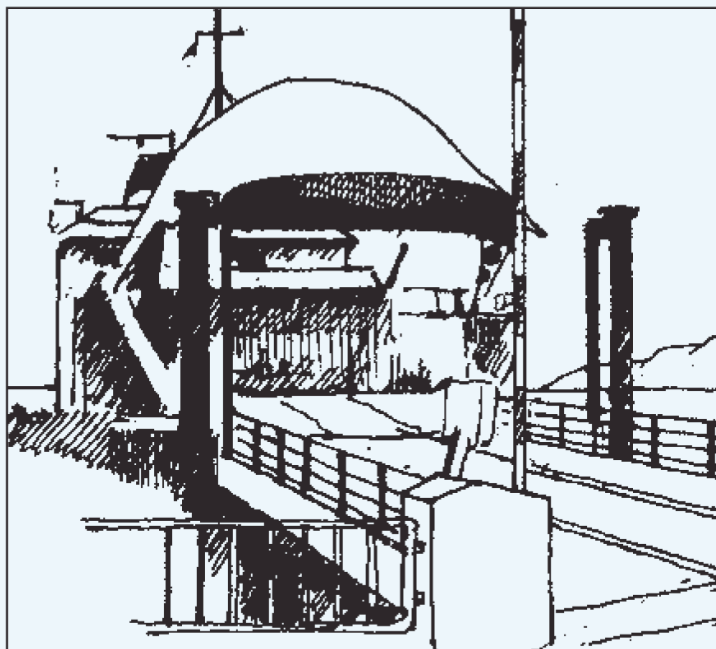




# Bruprosjektering

NORMAL

Håndbok N400



### **Statens vegvesens håndbokserie får nye nummer fra 1. juni 2014.**

Håndbøkene i Statens vegvesen er fra juni 2014 inndelt i 10 hovedtema der hvert tema får sin unike 100-nummerserie. Under hvert hovedtema er håndbøkene, som før, gruppert etter normaler, retningslinjer og veiledninger. Håndbøkene får oppdaterte kryssreferanser til de andre håndbøkene i samsvar med det nye nummereringssystemet.

Se håndboksidene ([www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker](http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker)) for mer informasjon om det nye nummereringssystemet og dokument-speil som viser oversikt over nye og gamle nummer.

Det faglige innholdet er uendret. Det er kun håndboknummeret på forsiden og kryssreferanser som er endret. Nye håndboknummer influerer ikke på gyldigheten av separate kravdokumenter, som for eksempel rundskriv, som er tilknyttet håndbøkene med den gamle nummerserien.

Denne håndboken erstatter etter omnummereringen håndbok 185, Bruprosjektering, 2009

**Vegdirektoratet, juni 2014**

## Gamle og nye håndboknummer

Følgende liste viser gamle og nye nummer for de håndbøkene det er henvist til i denne boken. Det er ikke foretatt rettelser av håndboknummer i selve håndboken.

For komplett liste over gamle/nye håndboknummer, se [www.vegvesen.no/handboker](http://www.vegvesen.no/handboker)

Nytt nr.	Gammelt nummer	Tittel
<i>Utgått</i>	Håndbok 004	Ferjeleier - 1: Landområder
V220	Håndbok 016	Geoteknikk i vegbygging
N100	Håndbok 017	Veg- og gateutforming
N200	Håndbok 018	Vegbygging
N500	Håndbok 021	Vegtunneler
R761	Håndbok 025	Prosesskode 1. Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter
R762	Håndbok 026	Prosesskode 2. Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier
R763	Håndbok 066	Konkurransesgrunnlag
<i>Utgått</i>	Håndbok 100-1	Konstruksjoner i fylling
R610	Håndbok 111	Standard for drift og vedlikehold av riksveger
R410	Håndbok 122	Kabler til hengebruer
V441	Håndbok 136	Inspeksjonshåndbok for bruer
R700	Håndbok 139	Tegningsgrunnlag
<i>Utgått</i>	Håndbok 141	Ferjeleier - 2: Ferjekaier
V411	Håndbok 147	Bruforvaltning
<i>Utgått</i>	Håndbok 151	Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter
R510	Håndbok 163	Vann- og frostsikring i tunneler
V420	Håndbok 164	Utforming av bruer
<i>Utgått</i>	Håndbok 167	Snøvern
<i>Utgått</i>	Håndbok 175	Standard ferjekaibruer
<i>Utgått</i>	Håndbok 181	Standard ferjekaier. Kaitegninger
V270	Håndbok 182	Tørrmuring med maskin
<i>Utgått</i>	Håndbok 212	Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner
V421	Håndbok 230	Steinhvelvbruer
N101	Håndbok 231	Rekkverk
R412	Håndbok 238	Bruklassifisering
<i>Utgått</i>	Håndbok 239	Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920–1973 og brunormaler 1912–1958
V160	Håndbok 267	Standard vegrekkverk
V161	Håndbok 268	Brurekkverk
V221	Håndbok 274	Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger



# Bruprosjektering

## Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Statens vegvesens håndbokserie. Vegdirektoratet har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Denne håndboka finnes kun digitalt (PDF) på Statens vegvesens nettsider, [www.vegvesen.no](http://www.vegvesen.no).

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:


**Nivå 1:** • **Oransje eller** • **grønn** fargekode på omslaget – omfatter *normal* (oransje farge) og *retningslinje* (grønn farge) godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

**Nivå 2:** • **Blå** fargekode på omslaget – omfatter *veiledning* godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

Bruprojektering  
Nr. N400 i Statens vegvesens håndbokserie

Forsidetegning:  
Sivilarkitekt Rolf Gulbrandsen

ISBN: 82-7207-591-1

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING FORORD	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 3
--	----------------------------	------------------------------------

## FORORD

Håndbok 185 Bruprosjektering<sup>1</sup>, versjon oktober 2009, er utgitt med hjemmel i Forskrift om anlegg av offentlig veg av 29. mars 2007, som igjen er hjemlet i Veglovens § 13. Innenfor rammen av nevnte forskrift fastsetter hermed Vegdirektoratet:

- Forskrift for trafikklaster (§ 2.3), kapittel 3 i dette dokumentet.
- Normal for prosjektering av bruer (§ 3.2), øvrige deler av dokumentet.

Prosjekteringsreglene<sup>2</sup> gir det generelle grunnlag for prosjektering, kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett. Håndboken skal ivareta sikkerhet og enhetlig teknisk standard på alle slike konstruksjoner.


Prosjekteringsreglene supplerer Norsk Standard der det ikke er spesielle regler for beregning og dimensjonering av brukonstruksjoner. Der det på forhånd finnes tilfredsstillende prosjekteringsgrunnlag i Norsk Standard, Statens vegvesens håndbøker og andre norske eller utenlandske dokumenter, henvises det til disse og gyldighetsrekkefølgen er listet opp.

Denne oppdaterte utgaven av Prosjekteringsreglene erstatter følgende håndbøker og rundskriv:

- Tidligere utgave av denne håndbok (1996) med senere utgitte Rettelser, endringer og tillegg og Tilleggsbestemmelser for prosjektering av aluminiumkonstruksjoner (begge 2001).
- Håndbok 184 Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett, (1995) med senere utgitte Rettelser, endringer og tillegg (2001).
- Deler av håndbok 145 Brudekker: Fuktisolering og slitelag (inkludert engelsk utgave handbok 145E Bridgedecks, begge 1997).
- NA-rundskriv nr. 2008/04: Regelverk for bruer og NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- NA-rundskriv nr. 2008/07: Overgangsplater for bruer og andre konstruksjoner i veglinja.

<sup>1</sup>Tidligere kalt Prosjekteringsregler for bruer.

<sup>2</sup>Prosjekteringsreglene brukes synonymt med håndbok 185 i dette dokumentet.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING FORORD	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 4
--	----------------------------	------------------------------------

Håndboken trer i kraft umiddelbart. Alle henvisninger til håndboken skal være på formen “okt. 2009”.

For prosjekter som er igangsatt gjøres den nye utgaven gjeldende så langt det er praktisk mulig. Spesielt gjelder oppfordringen om å ta i bruk de nye kravene til elektronisk lagring av tegninger og øvrig dokumentasjon av ferdig konstruksjon, se pkt. [1.4.8](#) og [1.4.9](#).

Når det gjelder forskriftsdelen, dvs. kap. [3](#), som omhandler trafikkklaster, er det foretatt kun mindre justeringer og lastnivået er det samme som i forrige utgave.

Av nytt stoff nevnes reglene for bruk av rustfritt stål som armering i betongkonstruksjoner. Videre er en del geometrikrav bearbeidet eller supplert for å oppnå et bedret HMS og et enklere og mer effektivt vedlikehold.

Fraviktsreglene er uendret, se pkt. [1.1.3](#) for normaldelen og pkt. [3.1.3](#) for forskriftsdelen.

Flere endringer i denne utgaven av Prosjekteringsreglene har for øvrig sammenheng med det pågående europeiske standardiseringsarbeidet. Prosjekteringsreglene vil likevel måtte gjennomgå nye oppdateringer/revisjoner i løpet av den nærmeste tid inntil omleggingen til Eurokoder er slutført. Også Forvaltningsreformen påvirker dette arbeidet. Denne utgaven av Prosjekteringsreglene blir derfor bare utgitt i elektronisk form (pdf-format). Dokumentet er utstyrt med bokmerker og med hyperlenker i teksten (vist med blått). Det kan leses, søkes i og skrives ut fra Adobe Reader. Nedlasting skjer fra:


<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker> eller  
<http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Bruer/Bru-håndbøker>.

Som grunnlag for kommende revisjon er det viktig at erfaringer og forslag til forbedringer sendes Vegdirektoratet, Teknologivdelingen ved Bruseksjonen.

Ansvarlig enhet: Teknologivdelingen, Bruseksjonen


Statens vegvesen Vegdirektoratet, oktober 2009




 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING INNHOLD	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 5
--	-----------------------------	------------------------------------

## Innhold

<b>HÅNDBØKER I STATENS VEGVESEN</b>	<b>2</b>
<b>FORORD</b>	<b>3</b>
<b>FIGURLISTE</b>	<b>21</b>
<b>TABELLISTE</b>	<b>23</b>
<b>1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</b>	<b>24</b>
1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER	24
1.1.1 VIRKEOMRÅDE	24
1.1.2 DOKUMENTHIERARKI	24
1.1.3 FRAVIK	25
1.1.4 DEFINISJONER	25
1.1.5 FORUTSETNINGER	26
1.1.5.1 Prosjekteringsforutsetninger	26
1.1.5.2 Utførelsesforutsetninger	27
1.1.5.3 Driftsforutsetninger	27
1.1.6 MÅL FOR PROSJEKTERINGEN	27
1.1.7 KONSTRUKTIV UTFORMING	28
1.1.8 PROSJEKTERINGSPRINSIPPER	29
1.1.9 ENHETER OG BETEGNELSER	29
1.2 GRUNNLAGSMATERIALE	30
1.2.1 GENERELT	30
1.2.2 GRUNNLAGSMATERIALE FOR BRUER	30
1.2.2.1 Materiale for alle bruer	30
1.2.2.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag	30
1.2.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund	31
1.2.2.4 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane	31
1.2.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg	32
1.2.2.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn	32
1.2.3 TVERRPROFILER FOR BRUER	32
1.2.3.1 Generelt	32
1.2.3.2 Kantdrager	33
1.2.3.3 Fortau	33
1.2.3.4 Gangbane	33


 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHOLD</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 6</p>
--	--	--

	1.2.3.5	Sikkerhetsrom . . . . .	33
	1.2.3.6	Gangbru . . . . .	33
1.2.4		FRI HØYDE OG FRIROMSPROFIL . . . . .	34
	1.2.4.1	Fri høyde under overgangsbruer og over brudekke .	34
	1.2.4.2	Fri høyde over vassdrag . . . . .	34
	1.2.4.3	Fri høyde over fjorder og sund . . . . .	34
		1.2.4.3.1 <i>Utenom farled</i> . . . . .	34
		1.2.4.3.2 <i>Over farled</i> . . . . .	35
	1.2.4.4	Fri høyde over terreng . . . . .	35
1.3		UTFØRELSE . . . . .	36
	1.3.1	GENERELT . . . . .	36
	1.3.2	TOLERANSER OG GEOMETRIKONTROLL . . . . .	36
1.4		KRAV TIL DOKUMENTASJON . . . . .	38
	1.4.1	GENERELT . . . . .	38
	1.4.2	GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI . . . . .	38
	1.4.3	PROSJEKTERINGSGRUNNLAG . . . . .	41
	1.4.4	KONSTRUKSJONSBEREGNINGER . . . . .	42
	1.4.5	BESKRIVELSE OG MENGDEFORTEGNELSE . . . . .	43
	1.4.6	TEGNINGER OG MATERIALLISTER . . . . .	43
		1.4.6.1 Generelt . . . . .	43
		1.4.6.2 Oversiktstegninger . . . . .	44
		1.4.6.3 Utbyggings- og montasjetegninger . . . . .	44
		1.4.6.4 Fundamenteringstegninger . . . . .	44
		1.4.6.5 Betongtegninger . . . . .	45
		1.4.6.6 Ståltegninger . . . . .	46
		1.4.6.7 Tretegninger . . . . .	46
		1.4.6.8 Aluminiumtegninger . . . . .	47
		1.4.6.9 Belegnings- og utstyrstegninger . . . . .	48
	1.4.7	INSPEKSJONS-, DRIFTS- OG VEDLIKEHOLDSPLAN . . . . .	48
	1.4.8	TEGNINGER AV FERDIG KONSTRUKSJON . . . . .	49
	1.4.9	ØVRIG DOKUMENTASJON AV FERDIG KONSTRUKSJON . . . . .	49
	1.4.10	ARKIVERING . . . . .	49
1.5		KONTROLL OG GODKJENNING . . . . .	51
	1.5.1	GRUNNLAG . . . . .	51
	1.5.2	PROSJEKTERINGSKONTROLL . . . . .	51
	1.5.3	GODKJENNING . . . . .	51


 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING INNHold	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 7
--	-----------------------------	------------------------------------

1.5.3.1	Generelt . . . . .	51
1.5.3.2	Informasjonsplikt . . . . .	52
1.5.3.3	Bruseksjonens godkjenningsordning . . . . .	53
1.5.3.4	Regionvegkontorenes godkjenningsordning . . . . .	56
1.5.4	KONTROLLGRADER OG SJEKKLISTER . . . . .	56
1.5.4.1	Generelt . . . . .	56
1.5.4.2	Kontrollgrad 0 – Standardiserte bruer . . . . .	57
1.5.4.3	Kontrollgrad I – Formell kontroll . . . . .	57
1.5.4.4	Kontrollgrad II – Delvis kontroll . . . . .	57
1.5.4.5	Kontrollgrad III – Normal kontroll . . . . .	57
1.5.4.6	Kontrollgrad IV – Omfattende kontroll . . . . .	58
1.5.4.7	Valg av kontrollgrad . . . . .	58
1.5.4.8	Utførelse av kontrollarbeidet . . . . .	58
1.5.4.9	Bruk av sjekklister . . . . .	59
	Sjekklister . . . . .	64
1.6	KVALITETSSIKRING . . . . .	71
1.6.1	GENERELT . . . . .	71
1.6.2	HELSE, MILJØ OG SIKKERHET (HMS) . . . . .	73
<b>2</b>	<b>LASTER</b> . . . . .	<b>74</b>
2.1	GENERELT . . . . .	74
2.2	KLASSIFISERING AV LASTER . . . . .	74
2.3	PERMANENTE LASTER . . . . .	77
2.3.1	GENERELT . . . . .	77
2.3.2	EGENLASTER . . . . .	77
2.3.2.1	Generelt . . . . .	77
2.3.2.2	Belegning . . . . .	78
2.3.2.3	Spesialtilfeller . . . . .	79
2.3.3	VANNTRYKK . . . . .	79
2.3.4	JORDTRYKK . . . . .	79
2.3.4.1	Generelt . . . . .	79
2.3.4.2	Jordtrykk mot endeskjørt . . . . .	80
2.4	VARIABLE LASTER . . . . .	81
2.4.1	GENERELT . . . . .	81
2.4.2	MIDLERTIDIGE LASTER . . . . .	82
2.5	NATURLASTER . . . . .	83
2.5.1	SNØLAST . . . . .	83


2.5.2	VINDLAST . . . . .	83
2.5.2.1	Vindfeltets karakteristiske egenskaper . . . . .	84
2.5.2.2	Brukonstruksjoner i vindlastklasse I . . . . .	86
2.5.2.3	Brukonstruksjoner i vindlastklasse II . . . . .	87
2.5.2.4	Brukonstruksjoner i vindlastklasse III . . . . .	88
2.5.2.5	Grensetilstander og lastkombinasjoner . . . . .	89
2.5.2.6	Hvirvelavløsningsvingninger . . . . .	90
2.5.2.7	Kontroll av instabilitetsfenomenene . . . . .	92
2.5.3	BØLGE-, STRØM- OG FLOMLASTER . . . . .	94
2.5.4	VANNTRYKK . . . . .	95
2.5.5	ISLAST . . . . .	95
2.5.5.1	Generelt . . . . .	95
2.5.5.2	Støtlaster . . . . .	96
2.5.5.3	Ekspansjonslaster . . . . .	98
2.5.5.4	Hvelvirkning fra fast isdekke . . . . .	99
2.5.5.5	Vertikale laster fra fast isdekke . . . . .	99
2.5.6	TEMPERATURLAST . . . . .	100
2.5.7	JORDSKJELVLAST . . . . .	103
2.5.7.1	Generelt . . . . .	103
2.5.7.2	Seismisk klasse, -faktor og grunnens akselerasjon . . . . .	104
2.5.7.3	Jordskjelvanalyseklasser . . . . .	105
2.5.7.4	Modifikasjon av responspekter for demping . . . . .	106
2.5.7.5	Modifikasjon for duktil konstruksjonsoppførsel . . . . .	106
2.5.7.6	Modifikasjon av responspekter for grunnforhold . . . . .	107
2.5.7.7	Punkter i NS 3491-12 som ikke gjelder for bruer . . . . .	107
2.6	DEFORMASJONSLASTER . . . . .	108
2.6.1	GENERELT . . . . .	108
2.6.2	OPSPENNING . . . . .	108
2.6.3	SVINN, KRYP OG RELAKSASJON . . . . .	108
2.6.4	SETNINGER . . . . .	108
2.7	ULYKKESLASTER . . . . .	110
2.7.1	GENERELT . . . . .	110
2.7.2	PÅKJØRINGSLASTER FRA KJØRETØYER . . . . .	111
2.7.3	PÅSEILINGSLASTER FRA SKIP . . . . .	113
2.7.3.1	Generelle regler . . . . .	113
2.7.3.2	Forenklede regler . . . . .	114

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 9</p>
--	--	--


2.7.4	PÅKJØRINGSLASTER FRA JERNBANETRAFIKK . . . . .	116
2.7.5	BRANN MED MULIG PÅFØLGENDE EKSPLOSJON . . . . .	116
2.8	SAMTIDIGHET AV LASTER . . . . .	117
<b>3</b>	<b>FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER</b>	<b>118</b>
3.1	INNLEDENDE BESTEMMELSER . . . . .	118
3.1.1	VIRKEOMRÅDE . . . . .	118
3.1.2	ORIENTERING . . . . .	118
3.1.3	FRAVIK . . . . .	119
3.1.4	IKRAFTTREDELSE . . . . .	119
3.2	TRAFIKKLASTENS PLASSERING . . . . .	119
3.3	TRAFIKKLAST PÅ VEGBRUER . . . . .	119
3.3.1	LAST PÅ KJØREBANE OG SKULDER . . . . .	120
3.3.1.1	Vertikal last . . . . .	120
3.3.1.1.1	<i>Lasttype V1</i> . . . . .	120
3.3.1.1.2	<i>Lasttype V2</i> . . . . .	121
3.3.1.1.3	<i>Lasttype V3</i> . . . . .	122
3.3.1.2	Horisontal last . . . . .	122
3.3.1.2.1	<i>Bremselast</i> . . . . .	122
3.3.1.2.2	<i>Sidelast</i> . . . . .	123
3.3.1.2.3	<i>Sentrifugallast</i> . . . . .	124
3.3.2	UTMATTINGSLAST . . . . .	124
3.3.3	LAST PÅ GANGBANE ELLER FORTAU . . . . .	125
3.3.3.1	Generelt . . . . .	125
3.3.3.2	Gangbane atskilt fra kjørebane med rekkverk . . . . .	125
3.3.3.3	Fortau atskilt fra kjøreb. m/forhøyning eller kant . . . . .	126
3.3.3.4	Gangbane i plan med kjøreb. u/rekkverk eller kant . . . . .	126
3.3.3.5	Bruer med spennvidde over 200 m . . . . .	126
3.3.4	LAST PÅ MIDTDELER . . . . .	126
3.4	TRAFIKKLAST PÅ GANGBRUER . . . . .	126
3.4.1	LAST PÅ BRUBANE . . . . .	127
3.4.1.1	Vertikal last . . . . .	127
3.4.1.1.1	<i>Lasttype G1</i> . . . . .	127
3.4.1.1.2	<i>Lasttype G2</i> . . . . .	127
3.4.1.1.3	<i>Lasttype G3</i> . . . . .	127
3.4.1.2	Horisontal last . . . . .	128
3.4.1.2.1	<i>Bremselast og sidelast</i> . . . . .	128

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 10</p>
--	--	--

3.5	TRAFIKKLAST PÅ FERJEKAIER	128
3.5.1	LAST PÅ FERJEKAIER	128
3.5.1.1	Vertikal last	128
3.5.1.1.1	<i>Lasttype F1</i>	129
3.5.1.1.2	<i>Lasttype F2</i>	129
3.5.1.1.3	<i>Lasttype F3</i>	129
3.5.1.2	Last på gangbane	130
3.5.1.3	Horisontal last	130
3.5.1.3.1	<i>Bremselast</i>	130
3.5.1.4	Støt- og fortøyningslaster på ferjekaier	131
3.5.2	LAST PÅ TILLEGGSKAIER	132
3.5.2.1	Støt- og fortøyningslaster på tilleggskaier	132
3.6	TRAFIKKLAST OG ANNEN NYTTELAST PÅ VEGFYLLING	133
3.6.1	LAST PÅ FYLLING INNTIL VEGBRUER OG FERJEKAIER	133
3.6.2	LAST PÅ FYLLING INNTIL GANGBRUER	135
3.7	LASTER PÅ REKKVERK	135
3.7.1	LAST PÅ REKKVERK FOR VEG- OG FERJEKAIER	135
3.7.2	LAST PÅ REKKVERK FOR GANGBRUER	135
<b>4</b>	<b>DIMENSJONERING</b>	<b>137</b>
4.1	INNLEDNING	137
4.1.1	OMFANG	137
4.1.2	GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI	137
4.2	DIMENSJONERINGSPRINSIPPER	137
4.2.1	DIMENSJONERINGSMETODE	137
4.2.2	KONTROLL AV GRENSETILSTANDER	137
4.2.3	LEVETID	139
4.2.4	PÅLITELIGHETSKLASSER	139
4.2.5	KRENGEPRØVER	140
4.2.6	MODELLFORSØK OG FELTMÅLINGER	140
4.3	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	141
4.3.1	BEREGNING AV LASTVIRKNING	141
4.3.1.1	Generelt	141
4.3.1.2	Dynamiske analyser	142
4.3.1.2.4	<i>Kombinasjon av ekstremverdier</i>	143
4.3.1.2.5	<i>Jordskjelvanalyse</i>	146
4.3.1.3	Modellforsøk	149


 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 11</p>
--	--	--

4.3.2	DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER . . . . .	150
4.3.2.1	Generelt . . . . .	150
4.3.2.2	Bruddgrensetilstanden . . . . .	151
4.3.2.3	Bruksgrensetilstanden . . . . .	153
4.3.2.4	Ulykkesgrensetilstanden . . . . .	154
4.3.2.5	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	155
4.4	DIMENSJONERENDE MOTSTAND . . . . .	156
4.4.1	GENERELT . . . . .	156
4.4.2	PRØVING . . . . .	156
4.4.3	GRENSETILSTANDER . . . . .	156
4.4.3.1	Bruddgrensetilstanden . . . . .	156
4.4.3.2	Bruksgrensetilstanden . . . . .	156
4.4.3.3	Ulykkesgrensetilstanden . . . . .	156
4.4.3.4	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	157
4.5	TILLEGGSKRAV TIL IKKE-LINEÆRE ANALYSER . . . . .	158
4.5.1	GENERELT . . . . .	158
<b>5</b>	<b>GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</b>	<b>160</b>
5.1	FUNKSJONSKRAV FOR BRUER . . . . .	160
5.1.1	INNLEDNING . . . . .	160
5.1.2	NEDBØYNING . . . . .	160
5.1.3	SVINGNINGER . . . . .	160
5.1.3.1	Vegbruer . . . . .	160
5.1.3.2	Gangbruer . . . . .	161
5.1.3.2.1	<i>Vertikalsvingning</i> . . . . .	161
5.1.3.2.2	<i>Horisontalsvingning</i> . . . . .	163
5.1.3.2.3	<i>Vindindusert forskyvning og akselerasjon</i>	163
5.2	KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	164
5.2.1	FUGEPLASSERING . . . . .	164
5.2.2	UTKRAGET OVERBYGNING FORBI ENDEOPPLEGG . . . . .	164
5.2.3	FRI HØYDE I KASSEBJELKER . . . . .	164
5.2.4	ADKOMST TIL LAGRE . . . . .	164
5.2.5	SPESIELLE KRAV TIL FØRINGSBREDDER . . . . .	166
5.3	BETONGKONSTRUKSJONER . . . . .	167
5.3.1	INNLEDNING . . . . .	167
5.3.1.1	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	167
5.3.1.2	Referanser . . . . .	167


 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 12</p>
--	--	--

5.3.2	MATERIALER . . . . .	167
5.3.2.1	Betong . . . . .	167
5.3.2.1.1	<i>Generelt</i> . . . . .	167
5.3.2.1.2	<i>Eksponerings- og bestandighetsklasser</i> . . . . .	167
5.3.2.1.3	<i>Valg av betongspesifikasjon</i> . . . . .	167
5.3.2.1.4	<i>Tyngdetetthet av armert normalbetong</i> . . . . .	169
5.3.2.1.5	<i>E-modul for betong</i> . . . . .	169
5.3.2.2	Armeringsstål . . . . .	169
5.3.2.2.1	<i>Rustfritt stål</i> . . . . .	169
5.3.2.3	Spennstål og spennsystemer . . . . .	170
5.3.3	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING . . . . .	170
5.3.3.1	Generelt . . . . .	170
5.3.3.2	Deformasjonslaster . . . . .	171
5.3.3.3	Beregning av dynamisk respons . . . . .	171
5.3.3.4	Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler . . . . .	172
5.3.4	DIMENSJONERING . . . . .	172
5.3.4.1	Generelt . . . . .	172
5.3.4.2	Bruddgrensetilstanden . . . . .	173
5.3.4.3	Brukgrensetilstanden . . . . .	174
5.3.4.4	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	175
5.3.5	SØYLER . . . . .	176
5.3.5.1	Generelt . . . . .	176
5.3.5.2	Bestemmelse av lastvirkninger . . . . .	176
5.3.5.3	Bestemmelse av knekkleNGder . . . . .	178
5.3.5.4	Bruddgrensetilstanden . . . . .	179
5.3.5.5	Brukgrensetilstanden . . . . .	180
5.3.6	ARMERINGSREGLER . . . . .	180
5.3.6.1	Armeringstetthet og utstøping . . . . .	180
5.3.6.2	Armeringsplassering . . . . .	181
5.3.6.2.1	<i>Generelt</i> . . . . .	181
5.3.6.2.2	<i>Krav til overdekning</i> . . . . .	182
5.3.6.2.3	<i>Toleranser, tillatt avvik</i> . . . . .	182
5.3.6.2.4	<i>Monteringsstenger</i> . . . . .	182
5.3.6.2.5	<i>Krav til minimumsoverdekning</i> . . . . .	183
5.3.6.2.6	<i>Min. overdekning for uk fundamenter</i> . . . . .	183
5.3.6.2.7	<i>Spesielle overdekningskrav</i> . . . . .	183




 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 13</p>
--	--	---


	5.3.6.3	Bøyning . . . . .	185
	5.3.6.4	Skjøting av spennkabler . . . . .	185
5.3.7		KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	186
	5.3.7.1	Generelt . . . . .	186
	5.3.7.2	Fundamenter . . . . .	187
	5.3.7.3	Søyler, vegger og tverrbærere . . . . .	188
	5.3.7.4	Landkar . . . . .	188
	5.3.7.5	Overgangsplate . . . . .	190
		5.3.7.5.1 <i>Generelt</i> . . . . .	190
		5.3.7.5.2 <i>Krav til fyllingshøyde over plate</i> . . . . .	191
		5.3.7.5.3 <i>Krav til bredder og fall</i> . . . . .	191
		5.3.7.5.4 <i>Dimensjonering</i> . . . . .	191
		5.3.7.5.5 <i>Overgangsplate utnyttet ved kraftopptak</i> . . . . .	192
	5.3.7.6	Overbygning . . . . .	192
	5.3.7.7	Spennbetong . . . . .	193
	5.3.7.8	Ekstern og uinjisert spennarmering . . . . .	194
	5.3.7.9	Katodisk beskyttelse . . . . .	194
	5.3.7.10	Utsparinger . . . . .	195
	5.3.7.11	Vektreduserende utsparinger . . . . .	195
5.4		STÅLKONSTRUKSJONER . . . . .	197
	5.4.1	INNLEDNING . . . . .	197
		5.4.1.1 Generelt . . . . .	197
		5.4.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	197
	5.4.2	MATERIALER . . . . .	197
		5.4.2.1 Konstruksjonsstål . . . . .	197
		5.4.2.2 Sveisetilsettmaterialer . . . . .	198
		5.4.2.3 Skrueforbindelser . . . . .	198
		5.4.2.4 Boltedybler . . . . .	198
		5.4.2.5 Samvirke betong – stål . . . . .	198
	5.4.3	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING . . . . .	198
		5.4.3.1 Generelt . . . . .	198
		5.4.3.2 Beregning av dynamisk respons . . . . .	199
	5.4.4	DIMENSJONERING . . . . .	200
		5.4.4.1 Generelt . . . . .	200
		5.4.4.2 Bruddgrensetilstanden . . . . .	200
		5.4.4.3 Bruksgrensetilstanden . . . . .	203

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 14</p>
--	--	---


5.4.4.4	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	206
5.4.4.5	Sveiseforbindelser . . . . .	207
5.4.4.6	Skrueforbindelser . . . . .	207
5.4.5	FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	207
5.4.5.1	Generelt . . . . .	207
5.4.5.2	Overbygning . . . . .	208
5.4.5.3	Sveiseforbindelser . . . . .	209
5.4.5.4	Skrueforbindelser . . . . .	210
5.4.6	OVERFLATEBEHANDLING . . . . .	210
5.4.6.1	Generelt . . . . .	210
5.4.6.2	Konstruksjoner i luft . . . . .	210
5.4.6.3	Innstøpningsgods . . . . .	211
5.4.6.4	Konstruksjoner i vann . . . . .	212
5.5	TREKONSTRUKSJONER . . . . .	213
5.5.1	INNLEDNING . . . . .	213
5.5.1.1	Generelt . . . . .	213
5.5.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	213
5.5.2	MATERIALER . . . . .	213
5.5.2.1	Konstruksjonstre og limtre . . . . .	213
5.5.2.2	Forbindelsesmidler og stag . . . . .	213
5.5.3	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING . . . . .	213
5.5.3.1	Generelt . . . . .	213
5.5.3.2	Laminerte brudekker . . . . .	214
5.5.3.3	Beregning av dynamisk respons . . . . .	215
5.5.4	DIMENSJONERING . . . . .	215
5.5.4.1	Generelt . . . . .	215
5.5.4.2	Bruddgrensetilstanden . . . . .	216
5.5.4.3	Bruksgrensetilstanden . . . . .	218
5.5.4.4	Utmatningsgrensetilstanden . . . . .	218
5.5.5	FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	218
5.5.5.1	Generelt . . . . .	218
5.5.5.2	Konstruktiv beskyttelse . . . . .	219
5.5.5.3	Forbindelser med innslissede plater . . . . .	220
5.5.5.4	Innfesting av kjøresterkt rekkverk i laminerte dekker	221
5.5.5.5	Sluk og drenasje . . . . .	221
5.6	ALUMINIUMKONSTRUKSJONER . . . . .	222

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 15</p>
--	--	--


5.6.1	INNLEDNING . . . . .	222
5.6.1.1	Generelt . . . . .	222
5.6.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	222
5.6.2	MATERIALER . . . . .	222
5.6.2.1	Legeringer og tilstander . . . . .	222
5.6.2.2	Sveisetilsettmaterialer . . . . .	224
5.6.2.3	Skrueforbindelser . . . . .	224
5.6.3	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING . . . . .	224
5.6.3.1	Generelt . . . . .	224
5.6.3.2	Reduksjon for varmepåvirket sone . . . . .	224
5.6.3.3	Dynamisk lastvirkning . . . . .	224
5.6.4	DIMENSJONERING . . . . .	226
5.6.4.1	Generelt . . . . .	226
5.6.4.2	Bruddgrensetilstanden . . . . .	227
5.6.4.3	Bruksgrensetilstanden . . . . .	227
5.6.4.4	Ulykkesgrensetilstanden . . . . .	227
5.6.4.5	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	227
5.6.5	FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	227
5.6.5.1	Generelt . . . . .	227
5.6.5.2	Overbygning . . . . .	228
5.6.5.3	Sveising . . . . .	228
5.6.6	KORROSJONSHINDRENDE TILTAK . . . . .	230
5.6.6.1	Generelt . . . . .	230
5.6.6.2	Konstruksjoner i luft . . . . .	230
5.6.6.3	Konstruksjoner i vann . . . . .	231
5.6.6.4	Aluminium innstøpt i betong . . . . .	231
5.7	STEIN- OG BLOKKMURKONSTRUKSJONER . . . . .	232
5.7.1	INNLEDNING . . . . .	232
5.7.1.1	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	232
5.7.1.2	Henvisninger . . . . .	232
5.8	KONSTRUKSJONER I PLAST, POLYSTYREN, ETC. . . . .	233
5.8.1	INNLEDNING . . . . .	233
5.8.1.1	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	233
5.8.1.2	Henvisninger . . . . .	233
5.8.1.3	Ekspandert eller ekstrudert polystyren i lett fylling . . . . .	233
5.9	KONSTRUKSJONER I GRUNNEN . . . . .	234

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING INNHold	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 16
--	-----------------------------	-------------------------------------


5.9.1	INNLEDNING . . . . .	234
5.9.1.1	Generelt . . . . .	234
5.9.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	234
5.9.2	DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING . . . . .	234
5.9.3	DIREKTE FUNDAMENTERING . . . . .	234
5.9.4	PELER OG PELEFUNDAMENTER . . . . .	237
5.9.4.1	Generelt . . . . .	237
5.9.4.2	Stålrørspeler . . . . .	240
5.9.5	FRITTSTÅENDE PELEGRUPPER I VANN . . . . .	241
5.9.5.1	Generelt . . . . .	241
5.9.5.2	Statisk modell . . . . .	242
5.9.5.3	Last og lastvirkning . . . . .	242
5.9.5.4	Dimensjoneringsprinsipper . . . . .	243
5.9.5.5	Bestemmelse av reduksjonsfaktoren $f_a$ . . . . .	244
5.9.5.6	Bruddgrensetilstand . . . . .	245
5.9.5.7	Brukgrensetilstand . . . . .	245
5.9.5.8	Ulykkesgrensetilstand . . . . .	245
5.9.5.9	Regler for konstruksjon og utførelse . . . . .	246
5.9.6	SPUNT OG SLISSEVEGGER . . . . .	247
5.9.7	FORANKRINGER . . . . .	248
5.9.7.1	Generelt . . . . .	248
5.9.7.2	Forspente forankringer i berg eller jord . . . . .	248
5.9.7.3	Motvektskasseforankringer . . . . .	250
5.9.7.4	Bergbolter . . . . .	250
5.9.8	DRENERING, TILBAKEFYLLING OG EROSIJONSBESKYTTELSE	251
5.10	KABLER OG KABELSYSTEMER . . . . .	252
5.10.1	INNLEDNING . . . . .	252
5.10.1.1	Generelt . . . . .	252
5.10.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	252
5.10.2	MATERIALER OG UTFØRELSE . . . . .	252
5.10.2.1	Kabler . . . . .	252
5.10.2.2	Kabelhoder . . . . .	253
5.10.2.3	Fasthetsegenskaper . . . . .	254
5.10.3	DIMENSJONERING . . . . .	254
5.10.3.1	Dimensjonerende lastvirkning . . . . .	254
5.10.3.2	Bruddgrensetilstanden . . . . .	254

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 17</p>
--	--	---


5.10.3.3	Utmattingsgrensetilstanden . . . . .	255
5.10.4	KONSTRUKSJONSKRAV . . . . .	255
5.10.4.1	Generelt . . . . .	255
5.10.4.2	Forankring av kabel i kabelhode . . . . .	255
5.10.4.3	Sadler og stangfester for spiralslåtte, lukkede kabler	255
5.10.4.4	Sadler og stangfester for parallelltrådkabler . . . . .	256
5.10.5	PARALLELLTRÅDSKABLER . . . . .	257
5.10.6	OVERFLATEBEHANDLING . . . . .	257
5.11	LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER . . . . .	258
5.11.1	GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI . . . . .	258
5.11.2	LAGER . . . . .	258
5.11.2.1	Generelt . . . . .	258
5.11.2.2	Dimensjonerende lastvirkning . . . . .	259
5.11.2.3	Dimensjoneringskriterier . . . . .	260
5.11.2.3.1	<i>Lagerbelastning</i> . . . . .	260
5.11.2.3.2	<i>Lagerforskyvning</i> . . . . .	260
5.11.2.3.3	<i>Oppløft</i> . . . . .	260
5.11.2.4	Konstruktive bestemmelser . . . . .	261
5.11.3	FUGEKONSTRUKSJONER . . . . .	261
5.11.3.1	Generelt . . . . .	261
5.11.3.2	Dimensjonering . . . . .	263
5.11.4	BETONGLEDD . . . . .	263
<b>6</b>	<b>SPESEILLE KONSTRUKSJONSKRAV</b>	<b>264</b>
6.1	FRITT FREMBYGGKONSTRUKSJONER . . . . .	264
6.1.1	INNLEDNING . . . . .	264
6.1.1.1	Generelt . . . . .	264
6.1.2	LASTER . . . . .	264
6.1.3	DIMENSJONERINGSKRITERIER FOR BYGGETILSTANDEN . . . . .	264
6.1.3.1	Generelt . . . . .	264
6.1.3.2	Tosidig utbygging fra hovedsøyle (uten hjelpesøyle)	265
6.1.3.3	Sikkerhet mot velting og sammenbrudd . . . . .	265
6.1.4	KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	265
6.2	HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER . . . . .	267
6.2.1	INNLEDNING . . . . .	267
6.2.2	BEREGNINGSMODELLER . . . . .	267
6.2.3	VIRKNING AV LENGDEAVVIK I HENGESTENGER . . . . .	267

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHOLD</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 18</p>
--	--	--

6.2.4	UTSKIFTING AV SKRÅSTAG ELLER HENGESTANG . . . . .	267
6.2.5	BRUDD I SKRÅSTAG/HENGESTANG . . . . .	268
6.2.6	FORANKRING AV BÆREKABLER I GRUNNEN . . . . .	268
6.2.7	INSPEKSJONSANORDNINGER . . . . .	269
6.2.7.1	Tårn . . . . .	269
6.2.7.2	Avstivningsbærer . . . . .	270
6.2.7.3	Bærekabler . . . . .	271
6.2.7.4	Hengestenger . . . . .	272
6.3	BEVEGELIGE BRUER . . . . .	273
6.3.1	GENERELT . . . . .	273
6.3.2	KLAFFEBRUER . . . . .	273
6.4	STEINHVELVBRUER . . . . .	274
6.4.1	INNLEDNING . . . . .	274
6.4.2	SYSTEMANALYSE . . . . .	274
6.4.2.1	Bruer med overmurer og innfyllmasse . . . . .	274
6.4.2.2	Bruer med sparebuer over hovedbuen . . . . .	274
6.4.2.3	Andre forutsetninger i analysene . . . . .	275
6.4.3	TVERRSNITTSANALYSE AV BUEN . . . . .	275
6.4.4	DIMENSJONERINGSKRITERIER . . . . .	275
6.4.5	ANDRE BEREGNINGER . . . . .	276
6.4.6	KONSTRUKSJONSREGLER . . . . .	276
6.5	SKREDOVERBYGG OG TUNNELPORTALER . . . . .	277
6.5.1	INNLEDNING . . . . .	277
6.5.1.1	Generelt . . . . .	277
6.5.1.2	Grunnlag og dokumenthierarki . . . . .	277
6.5.2	SKREDOVERBYGG . . . . .	277
6.5.2.1	Konstruksjonsforutsetninger . . . . .	277
6.5.2.1.1	<i>Skredforhold</i> . . . . .	277
6.5.2.1.2	<i>Grunnforhold</i> . . . . .	278
6.5.2.1.3	<i>Plassering</i> . . . . .	278
6.5.2.1.4	<i>Vann</i> . . . . .	278
6.5.2.2	Utforming . . . . .	278
6.5.2.3	Dimensjonering . . . . .	279
6.5.3	TUNNELPORTALER . . . . .	279
6.6	STØTTEMURER . . . . .	280
6.6.1	STØTTEMURER PÅ BERG . . . . .	280

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">INNHold</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 19</p>
--	--	--

6.6.2	ARMERT JORD	280
6.7	KULVERTER OG RØR	280
6.7.1	INNLEDNING	280
6.7.2	KULVERTER OG UNDERGANGER I PLASSTØPT BETONG	280
6.7.3	STÅLRØR	280
6.8	FERJEKAIER OG FERJEKAIBRUER	281
6.8.1	GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI	281
6.9	SEGMENTBRUER MED KASSETVERRSNITT I BETONG	281
6.10	FREMSKYVNINGSKONSTRUKSJONER	281
6.11	BUEBRUER	281
6.12	FLYTEBRUER	281
6.13	RØRBRUER	281
6.14	SENKETUNNELER	281
<b>7</b>	<b>UTSTYR OG BELEGNING</b>	<b>282</b>
7.1	INNLEDNING	282
7.1.1	OMFANG	282
7.1.2	GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI	282
7.2	UTSTYR	282
7.2.1	REKKVERK	282
7.2.2	VANNAVLØP OG ANDRE RØRSYSTEMER	282
7.2.3	JORDINGSANLEGG	282
7.2.3.1	Faktorer som utløser krav om jordingsanlegg	282
7.2.3.2	Prosjektering og utførelse av jordingsanlegg	283
7.2.4	BELYSNING OG ELEKTRISKE INSTALLASJONER	283
7.2.5	INSTALLASJONER FOR LUFTFART OG SKIPSTRAFIKK	284
7.2.6	INSTALLASJONER FOR ØVRIGE SERVICEETATER	284
7.2.6.1	Generelt	284
7.2.6.2	Kontroll og godkjenning	285
7.2.6.3	Installasjonsspesifikke krav	286
7.2.6.3.1	<i>Tele- og signalkabler</i>	286
7.2.6.3.2	<i>Høyspenningkabler</i>	287
7.2.6.3.3	<i>Væskeførende ledninger</i>	288
7.2.6.3.4	<i>Fjernvarme, gasser og brennbare væsker</i>	289
7.2.7	MANNHULL OG INSPEKSJONSLUKER	289
7.2.8	TRAPPER OG GANGBANER	289
7.2.9	NIVELLERINGSBOLTER	290

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING INNHold</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 20</p>
--	---	---

7.2.10	SIGNAL- OG BOMANLEGG FOR BRUSTENGNING . . . . .	290
7.2.11	INSTRUMENTERING . . . . .	290
7.2.12	DIVERSE . . . . .	291
7.2.12.1	Overflatebehandling av ståldeler . . . . .	291
7.2.12.2	Lager, ledd og fugekonstruksjoner . . . . .	291
7.3	BELEGNING . . . . .	292
7.3.1	GENERELT . . . . .	292
7.3.2	BELEGNINGSKLASSER . . . . .	292
<b>8</b>	<b>EKSISTERENDE OG MIDLERTIDIGE BRUER</b>	<b>295</b>
8.1	GENERELT . . . . .	295
8.2	TRAFIKKLASTER . . . . .	295
8.2.1	BRUKLASSIFISERING . . . . .	295
8.2.2	SPESIELLE VEGNETT . . . . .	295
8.2.3	MIDLERTIDIGE BRUER . . . . .	295
8.3	FORSTERKNING/OMBYGGING . . . . .	296
8.3.1	MIDLERTIDIG FORSTERKNING/OMBYGGING . . . . .	296
8.3.2	PERMANENT FORSTERKNING/OMBYGGING . . . . .	296
8.4	EKSISTERENDE BRUER SOM INNGÅR I NYE VEGANLEGG .	296
	<b>REFERANSER</b>	<b>298</b>
	<b>Vedlegg A</b>	
	<b>KOMMENTARER TIL FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER</b>	<b>299</b>




## Figurer

1	Klaring til spesielle konstruksjoner . . . . .	35
2	Definisjon av pilardimensjoner og islaster . . . . .	97
3	Påkjøringslast . . . . .	112
4	Variasjon av påseilingslastene i høyderetning . . . . .	115
5	Lasttype V1 . . . . .	121
6	Eksempler på plassering av lasttype V1 . . . . .	121
7	Lasttype V2 . . . . .	122
8	Bremselast og sidelast . . . . .	123
9	Lasttype G2 . . . . .	127
10	Lasttype F1 . . . . .	129
11	Lasttype F2 . . . . .	129
12	Bremselast . . . . .	131
13	Laster fra ferje mot ferjekaibru . . . . .	131
14	Virkeområde for støtlast på tilleggs kai . . . . .	133
15	Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk . . . . .	134
16	Snittkrefter . . . . .	144
17	Definisjon av spennviddeforholdet $d/L$ . . . . .	162
18	Dynamisk faktor $\psi$ . . . . .	162
19	Krav til fri høyde ved lagre – Del 1 . . . . .	165
20	Krav til fri høyde ved lagre – Del 2 . . . . .	166
21	Eksempler på armeringsføring . . . . .	181
22	Landkarvinger . . . . .	189
23	Vektreduserende utsparinger . . . . .	196
24	Kapasitet av forankringer . . . . .	249
25	Kabelhode . . . . .	254

## Tabeller

1	Sjekkliste – Del I . . . . .	65
2	Sjekkliste – Del II . . . . .	66
3	Sjekkliste – Del III . . . . .	67
4	Sjekkliste – Del IV . . . . .	68
5	Sjekkliste – Del V . . . . .	69
6	Sjekkliste – Del VI . . . . .	70
7	Klassifisering av laster . . . . .	76
8	Trevirkets densitet for fasthetsklassene C18 til C30 . . . . .	78
9	Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane . . . . .	79
10	Konstruksjonsdemping . . . . .	91
11	Ilastfaktor $C_1$ . . . . .	98
12	Ilastfaktor $C_2$ . . . . .	98
13	Ilastfaktor $C_3$ . . . . .	98
14	Jordskjelvanalyseklasser . . . . .	105
15	Kriterier for valg av jordskjelvanalyseklasse . . . . .	106
16	Minimum påseilingslaster . . . . .	114
17	Fordeling av aksellaster . . . . .	124
18	Karakteristisk støtlast $P$ . . . . .	132
19	Lastvirkningsgrupper . . . . .	144
20	Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden . . . . .	151
21	Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden . . . . .	154
22	Kombinasjonsfaktorer . . . . .	154
23	Lastfaktorer for ulykkesgrensetilstanden . . . . .	154
24	Lastfaktorer for utmattingsgrensetilstanden . . . . .	155
25	Utmattingsfaktorer . . . . .	157
26	Faktoren $K$ . . . . .	162
27	Grenseverdier for vindindusert forskyvningsrespons og akselerasjon . . . . .	163
28	Valg av betongspesifikasjon . . . . .	168
29	Rustfrie stål listet etter økende korrosjonsmotstand . . . . .	170
30	Minimumsoverdekning . . . . .	184
31	Knekkingsfall for jevnt fordelt last . . . . .	205
32	Knekkingsfall for punktlaster . . . . .	205
33	Dimensjonerende friksjonskoeffisienter . . . . .	217
34	Legering og tilstand . . . . .	223
35	Valg av skruetype og beskyttelse . . . . .	225

36	Valg av kontrollklasse for sveiseforbindelser . . . . .	229
37	Angivelse av kontrollklasse på tegning . . . . .	229
38	Verdier for delfaktorene til $f_a$ . . . . .	244
39	Valg av belegningsklasser . . . . .	293

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 24</p>
--	--	--

# 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

## 1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER

### 1.1.1 VIRKEOMRÅDE

Prosjekteringsreglene gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett. Overgangsbruer på privat veg over riks- og fylkesveger skal også prosjekteres etter Prosjekteringsreglene.

Prosjekteringsreglene inneholder generelle krav og forutsettes supplert med stedsavhengige data og særskilte krav for det aktuelle prosjekt.

For enkelte konstruksjonstyper, konstruksjonselementer og materialer forutsettes Prosjekteringsreglene supplert med ytterligere egne bestemmelser (nye revisjoner) eller med separate tilleggbestemmelser.


Prosjekteringsreglene gjelder for prosjektering utført i Vegvesenets egen regi eller av konsulenter, entreprenører eller leverandører. Prosjekteringsreglene gjelder for alle faser i konstruksjonens bygge- og levetid inklusive produksjons-, transport- og monteringsfase for bærende bruelementer. Videre gjelder Prosjekteringsreglene for reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne, samt for forsterkning, ombygging, riving og fjerning. Prosjekteringsreglene gjelder også for midlertidige bruer og konstruksjoner.

Prosjekteringsreglene omfatter også prosjektering av forskaling, stillaser, reisverk eller andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet hvis de går over, under, eller er plassert nær inntil offentlig trafikkert veg.

### 1.1.2 DOKUMENTHIERARKI

I Prosjekteringsreglenes pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)) er gitt en oversikt over de dokumenter i prioritert rekkefølge som forutsettes lagt til grunn for prosjekteringen.

Prosjekteringsreglene gjelder foran dokumenter det henvises til. Inneholder Prosjekteringsreglene motstridende bestemmelser, skal spesielle bestemmelser gjelde foran generelle bestemmelser.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 25
--	---	-------------------------------------

### 1.1.3 FRAVIK

Med unntak av kap. 3, Forskrift for trafikklaster (s. 118 f.), legges myndighet til å fravike Prosjekteringsreglene til Vegdirektoratet for riksveg, fylkeskommunen for fylkesveg og kommunen for kommunal veg. Tillatelse til slike fravik skal gis skriftlig.

Når det gjelder bestemmelser om fravik fra forskriften, vises det til pkt. 3.1.3 (s. 119).

Standard søknadsskjema til bruk ved fraviksbehandling kan lastes ned fra internett-siden <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Vegnormaler/Fravik>.

### 1.1.4 DEFINISJONER

Følgende betegnelser benyttet i Prosjekteringsreglene har slik betydning:

***Bruer:***


Bærende konstruksjoner i vegnettet for veg-, gang- og sykkeltrafikk som omfatter:

- Alle typer veg- og gangbruer med spennvidde større enn eller lik 2,50 m og med hovedfunksjon å bære trafikklaster. Omfatter konstruksjoner som hvelv-, plate-, bjelke-, kasse-, fagverk-, bue-, FFB-, skråstag-, henge-, flyte-, rør- og bevegelige bruer, samt ferjekaier og nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør.
- Andre bærende konstruksjoner som skal prosjekteres, bygges og forvaltes som bruer, herunder løsmassetunneler, veglokk/vegoverbygg, tunnelportaler, skredoverbygg og støttemurer med konstruksjonshøyde større enn eller lik 5,0 m.

Løsmassetunneler omfatter konstruksjoner som bygges i byggegrop, og tilbakefylles. Omfatter for eksempel senketunnel og permanent sikringskonstruksjon ved tunneldrift i løsmasser.

Veglokk/vegoverbygg omfatter konstruksjoner som bygges over vegen for å utnytte arealet over, bedre trafiksikkerheten og/eller redusere miljøulemper.

Støttemurer omfatter i tillegg til murer i betong, også murer av bl.a. naturstein, betongblokker, gabioner, armert jord, jordnagling og permanent spunt.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 26</p>
--	--	---

### *Prosjektering:*

- Alt arbeide forbundet med valg av brutype og utstyr, konstruktiv utforming, bestemmelse av laster og lastkombinasjoner, beregning og dimensjonering, tegning, byggverksbeskrivelse, beskrivelse av utførelsen, dokumentasjon, kontroll og godkjenning av prosjekteringen.
- I forbindelse med oppdrag utført av engasjerte konsulenter kan betegnelsen prosjektering ha mer omfattende betydning. Prosjekteringsreglene omfatter ikke arbeide forbundet med forundersøkelser, innsamling og sammenstilling av grunnlagsmateriale, planbehandling eller utarbeidelse av tilbudsgrunnlaget.

### *Prosjekteringsgrunnlaget:*

- Omfatter grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruprosjekter som angitt i pkt. 1.2.2 (s. 30 - 32), samt eventuell supplerende informasjon og særskilte bestemmelser for det enkelte prosjekt.

## **1.1.5 FORUTSETNINGER**


### **1.1.5.1 Prosjekteringsforutsetninger**

Det forutsettes at ansvaret for å fremskaffe nødvendig prosjekteringsgrunnlag er klarlagt før prosjekteringen settes igang. Prosjekteringen skal ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med inngående teoretisk kunnskap og praktisk innsikt.

Det forutsettes at formell plangodkjenning foreligger. Det skal settes av tilstrekkelig tid til å sikre en kvalitetsmessig god prosjektering, samt til kontroll og godkjenning av prosjekteringen.

Kvalitetssystem skal etableres, jf. avs. 1.6 (s. 71 f.).

Før prosjekteringsarbeidet begynner skal brua/byggverket tildeles et bru-/byggverksnummer på formen XX-YYYY (der XX er fylkesnummer og YYYY er løpende nummerering). Parallell bruer og separate portaler i parallelle tunneler skal ha hvert sitt bru-/byggverksnummer. Bru-/byggverksnummer fastsettes av Statens vegvesen, og skal brukes på alle dokumenter som følger prosjektet.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 27</p>
--	--	---

### 1.1.5.2 Utførelsesforutsetninger

Byggearbeidet skal ikke settes i gang før godkjente beregninger og arbeidstegninger foreligger. Alle nødvendige beregninger skal være utført. Kontroll og godkjenning i henhold til Prosjekteringsreglens bestemmelser skal være gjennomført.

Når det gjelder behandling av tilbuds- og kontraktsmessige sider av byggeplanen, henvises det til Statens vegvesens håndbok 151 Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter.

Kvalitetssystem skal etableres.

### 1.1.5.3 Driftsforutsetninger


Prosjektering i henhold til Prosjekteringsreglene forutsetter at:

- konstruksjonens bruksbetingelser ikke endres uten ny vurdering av sikkerhet og funksjon,
- konstruksjonen blir tilfredsstillende vedlikeholdt, slik at sikkerhet og funksjonsdyktighet opprettholdes,
- utarbeidede prosedyrer (IDV-plan) for utskifting av komponenter som er vesentlige for konstruksjonens bæreevne, og som forventes ikke å vare ut konstruksjonens levetid, følges. Tillatt maksimal bredde på avsperrret område i forbindelse med slik utskifting er 3,5 m, inkl. 0,5 m til midlertidig rekkverk.

### 1.1.6 MÅL FOR PROSJEKTERINGEN

Konstruksjonen og konstruksjonens enkelte elementer skal prosjekteres slik at de i hele sin forutsatte levetid:

- fungerer tilfredsstillende for det planlagte formål,
- oppfører seg tilfredsstillende under normale forhold med hensyn til bl.a. forskyvninger, setninger, svingninger og støy,
- er sikret bestandighet og funksjonsdyktighet uten unødig bruk av ressurser og med et normalt vedlikehold,
- har tilfredsstillende sikkerhet mot utmattingsbrudd,

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 28</p>
--	--	--


- tåler alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot brudd eller tilstand som kan sammenlignes med brudd,
- tåler alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot velting, oppløft, knekking eller annen virkning som vesentlig endrer konstruksjonens statiske system,
- har tilfredsstillende sikkerhet mot at en ikke tilsiktet hendelse eller mangel skal kunne medføre skader eller ulykker som er uforholdsmessig store i forhold til den utløsende årsak,
- er lokalisert slik at f.eks. snøskred, flom og oversvømmelse, jordskred, permanente store setninger eller at grunnen blir “flytende” ikke får urimelig store konsekvenser.

### 1.1.7 KONSTRUKTIV UTFORMING

Bruer, ferjekaier og andre konstruksjoner som omfattes av Prosjekteringsreglene, skal i system og detaljer utformes slik at en oppnår konstruksjoner som:

- er tilpasset miljø og landskap og er logiske og konsekvente i sin oppbygging,
- ivaretar estetiske hensyn spesielt når byggverket er lett synlig,
- kan bygges på sikker og forsvarlig måte,
- er tilpasset de stedlige grunn- og fundamenteringsforhold,
- oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstanden og er lite ømfintlige for lokale skader,
- har entydig statisk system med enkle spenningsforløp og godt samsvar mellom beregningsmodell og virkelig konstruksjon,
- har enkle detaljer uten store spenningskonsentrasjoner,
- er lite ømfintlige mot endringer i det statiske system, variasjoner i materialparametre, korrosjon og annen nedbryting og mulige feil og mangler ved utførelsen,
- er enkle å utføre og gir tilfredsstillende atkomst for inspeksjon, vedlikehold og reparasjoner,



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 29</p>
--	--	--

- muliggjør utskifting av lagre, fugekonstruksjoner og eventuelle andre elementer som kan ha kortere levetid enn forutsatt for brukonstruksjonen,
- er sikret tilfredstillende mot at uvedkommende kan komme til i uønskede områder på brua som ved klatring på kabler, underflenser, buer etc.

### 1.1.8 PROSJEKTERINGSPRINSIPPER

Prosjekteringsreglene er basert på grensetilstandsmetoden.

Det sikkerhetsnivå som er lagt til grunn for Prosjekteringsreglene skal opprettholdes uansett valg av tekniske løsninger og beregningsmetoder selv om det ikke foreligger skrevne regler for de valgte løsninger og metoder.

Prosjekteringsforutsetningene skal være i samsvar med de toleransekravene som er spesifisert for utførelsen av byggearbeidene.


Spesielle forhold kan opptre som gjør det nødvendig å basere prosjekteringen på andre laster enn de som er oppgitt eller henvist til i Prosjekteringsreglene.

For nye konstruksjonstyper hvor erfaringen er begrenset, skal det ved prosjekteringen tas tilbørlig hensyn til at slike konstruksjoner vil ha karakter av pilotprosjekt. Dette kan medføre økte krav til dokumentasjon og verifikasjon.

### 1.1.9 ENHETER OG BETEGNELSER

Enheter skal være i henhold til SI-systemet.

I den utstrekning dette er ansett nødvendig, er betegnelser definert i tilknytning til de formler eller bestemmelser hvor betegnelsene benyttes.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 30
--	--	-------------------------------------

## 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE

### 1.2.1 GENERELT

I det etterfølgende er det listet opp teknisk grunnlagsmateriale. Generell saksbehandling som høringer, skjønn, grunnverv etc. er ikke tatt med. Grunnlagsmaterialet vil variere avhengig av om brua går over vassdrag, fjord og sund, jernbane eller veg. I det etterfølgende er det listet opp hva som vanligvis trengs for hvert av disse tilfellene.


### 1.2.2 GRUNNLAGSMATERIALE FOR BRUER

#### 1.2.2.1 Materiale for alle bruer

- Oversiktskart
- Detaljkart
- Lengdeprofil av vegtrasé (LM = 1:1000, HM = 1:200)
- Tverrprofil av vegtrasé
- Lengdeprofil av brusted, M = 1:200
- Dimensjoneringsklasse
- Rapport om grunnundersøkelser
- Opplysninger om stedlige forhold som kan ha innflytelse på valg av brutype.

#### 1.2.2.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

- Lengdeprofil og tverrprofil av elveløpet
- Beskrivelse av elveløpet (jevnhet, bergblokker, stein, sand, dytt, vegetasjon, lokale strømforhold etc.)
- Vannføringsobservasjoner. Høyeste og laveste vannstand, om mulig med dato eller år. Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE. Det henvises til NVE's publikasjon Katalog over nivellerte elver med korreksjoner og tillegg.
- Vannføringsberegninger om observasjoner ikke finnes. Det vil da være behov for opplysninger om nedbørsfelt, areal, lengde, høydeforskjell, sjøprosent, årsavløp.
- Vannets surhetsgrad. Kan være aktuelt for spesielle konstruksjoner.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 31
--	--	-------------------------------------


- Spesielle opplysninger om is og isgang, fløting, fiske, båttrafikk, båttyper og størrelse. Opplysninger om dette kan innhentes hos NVE, lokale myndigheter, organisasjoner, etc.
- Eventuelle krav til fri åpning for tømmer eller båttrafikk. Opplysninger innhentes hos lokale myndigheter, organisasjoner, store bedrifter, etc.
- Ved vurdering av vannføringsobservasjoner og eventuelle vannføringsberegninger skal mulige effekter av klimaendringer også tas med i betraktningen.

### 1.2.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund

- MV, HAT, LAT og eventuelt andre nødvendige tidevannsdata som bl.a. finnes i Tidevannstabeller for den norske kyst med Svalbard, som utgis av Statens kartverk Sjøkartverket. Alternativt kan det være behov for lokale målinger. Ved valg av dimensjonerende vannstand skal usikkerhet i bestemmelse av stormflo og mulig effekt av klimaendringer tas med i vurderingen.
- Opplysninger om strøm-, vind- og bølgeførhold. For større bruer utføres som oftest vind- og strømmålinger på brustedet. Bølger kan også måles på stedet, eller beregnes ut fra vindhastighet og strøklengde (se håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, kap. 3.4).
- Krav til seilåpning, merking av seilløp og opplysninger om skipstrafikk, båttyper og -størrelser, seilingshyppighet, etc. Opplysningene kan innhentes hos Kystverket/Sjøforsvaret.
- Spesielle opplysninger om isforhold, tømmerlep, fiske, etc. Opplysningene kan innhentes hos Kystverket, lokale myndigheter, organisasjoner etc.
- Søknad om krysningsløyve sendes til Kystverkets distriktskontorer.
- Ved valg av dimensjonerende vannstand skal usikkerhet i bestemmelse av stormflo og mulig effekt av klimaendringer tas med i vurderingen.

### 1.2.2.4 Tilleggsmateriale for bruer over jernbane

- Krav til minste fri åpning (høyde og bredde). Krav til fri høyde vil avhenge av toghastighet, brubredder og jernbanens tverrfall. I byggeperioden vil Jernbanverket kunne dispensere fra de generelle kravene i enkelte tilfelle.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 32</p>
--	---	---

- Jernbaneverkets uttalelse om bruprojektet. Forprosjektet sendes til de lokale banedivisjoner.
- Det henvises til Jernbaneverkets prosjekteringsregler.

#### **1.2.2.5 Tilleggsmateriale for bruer over veg**

- Grunnlagsmaterialet skal omfatte begge (alle) vegene i krysningen.
- Krysning (krysningspunkt, krysningsvinkel, krav til minste fri høyde og bredde).
- Opplysninger om eventuell framtidig utvidelse. Må avklares med vegvesen og kommuner.

#### **1.2.2.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn**

- Høye bruer, tårn, skråstag, hengebrukabler etc. som kan være en luftfartshindring, skal merkes etter regler gitt av Luftfartsverket.

### **1.2.3 TVERRPROFILER FOR BRUER**

#### **1.2.3.1 Generelt**


Valg av tverrprofil for brua foretas i henhold til Statens vegvesens håndbok 017 Veg- og gateutforming.

Er fri bredde mellom rekkverk mindre enn 6,5 m, skal tilstrekkelig framkommelighet vurderes og dokumenteres for følgende situasjoner:

- Trafikkuhell
- Behov for at spesialkjøretøy må stå på brua under inspeksjon, drift og vedlikehold
- Behov for utskifting i driftsfasen av bruelementer som f.eks. slitelag, brufuger, lagre, rekkverk og kantdrager, hengestenger og skråstag

Normal bredde for avsperrert område i tilknytning til de to siste strekpunktene er 3,0 m. I tillegg trengs det 0,5 m til midlertidig rekkverk.

Behovet for ekstra oppleggsplass for snø skal vurderes for smale overgangsbruer. Som tiltak skal utvidelse av skulder vurderes.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 33
--	--	-------------------------------------

### 1.2.3.2 Kantdrager

Bruer over veg, gang- og sykkelveg, parkeringsarealer eller områder med andre former for aktivitet skal ha kantdrager ytterst, med høyde minimum 0,15 m over topp slitelag. Utforming skal være iht. Statens vegvesens håndbok 231 Rekkverk og 268 Brurekkverk. Kravet gjelder også når brua har fortau eller gangbane, samt for andre konstruksjoner under tilsvarende betingelser.

For gangbruer er tilsvarende krav til minimum høyde 0,10 m.

### 1.2.3.3 Fortau

Fortau skal ha minimum fri bredde på 2,5 m og skal skilles fra kjørebane med en minimum 0,15 m høy kant målt fra topp slitelag i kjørebane.

### 1.2.3.4 Gangbane

Gangbane skal skilles fra kjørebane med rekkverk. Mellomrekkverket skal være iht. håndbok 231 Rekkverk.

Minimum fri bredde på 3,0 m skal vurderes økt med minimum 0,25 m ved noe trafikk med lette kjøretøy. Samme økning vurderes for bruer med stort inspeksjonsbehov og hvor inspeksjonsvogn forutsettes å benytte gangbanen.

Som del av overgangsbru skal behov for ekstra oppleggsplass for snø vurderes.

### 1.2.3.5 Sikkerhetsrom


*Sikkerhetsrom:* Område mellom to rekkverk som ikke er beregnet på gang- og sykkeltrafikk, men som skal tjene som sikkerhetsrom ved vedlikehold/nødstopp. Sikkerhetsrommet skal ha en fri bredde på minimum 0,75 m.

Sikkerhetsrom er mest aktuelt på bruer der det ikke er gang- og sykkeltrafikk, slik som motorvegbruer.

### 1.2.3.6 Gangbru

For separate gangbruer skal minimum fri bredde på 3,0 m vurderes økt med minimum 0,25 m ved noe trafikk med lette kjøretøy.

Som overgangsbru skal behov for ekstra oppleggsplass for snø vurderes.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.2 GRUNNLAGSMATERIALE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 34
--	--	-------------------------------------

## 1.2.4 FRI HØYDE OG FRIROMSPROFIL

### 1.2.4.1 Fri høyde under overgangsbruer og for bærende elementer over brudekke

Krav til fri høyde på vegnettet er gitt i Statens vegvesens håndbok 017 Veg- og gateutforming. Ved prosjektering skal minste fri høyde for veg under overgangsbruer være 4,90 m. Kravet inkluderer 0,10 m i byggetoleranser og 0,10 m belegningstoleranser. Samme høydekravet gjelder for bruer med overliggende bærekonstruksjoner. Kravene gjelder fra ok belegning til uk konstruksjon.

For underganger for gang- og sykkelveg er kravet til minste fri høyde 3,20 m, som inkluderer bygge- og belegningstoleranser som nevnt foran.

Påkjøringslaster skal regnes etter bestemmelsene i avs. 2.7.2 (s. 111 f.).

For enkelte brutyper er det krav til klaring sidevegs til f.eks. skråstag, hengestenger, fagverksstaver etc. For vegbruer er minimum sideavstand  $a$  fra nevnte elementer til friromsprofil 0,5 m som definert i fig. 1. Kravet gjelder også inntil rekkverk på fortau og ytre rekkverk i forbindelse med separat gangbane.

For gangbruer er kravet til sideavstand  $a = 0,2$  m.

### 1.2.4.2 Fri høyde over vassdrag

Fri høyde over vassdrag skal normalt velges slik at flomvannstanden tilsvarende flom med returperiode på 200 år ikke når opp til overbygningen med minst 0,5 m klaring. Klaringen bør velges større når flommen har stor vannhastighet og fører med seg drivende gjenstander.

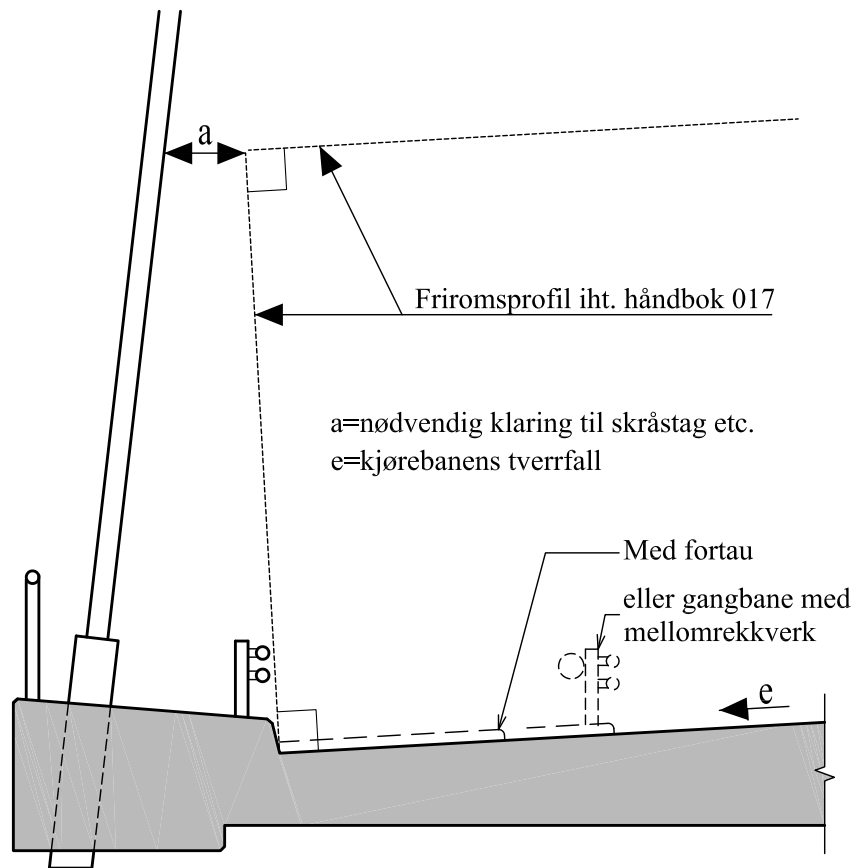
### 1.2.4.3 Fri høyde over fjorder og sund

#### 1.2.4.3.1 *Utenom farled*

Fri høyde over fjorder og sund skal velges slik at overbygningen unngår direkte kontakt med sjøen med god klaring.

I områder med moderat bølgehøyde bør minste frie høyde for bruer være den største av  $HAT + 2,5$  m og  $MV + 3,5$  m. I områder med større bølgehøyder bør fri høyde vurderes spesielt.

Reglene gjelder ikke for kulverter som brukes til vanngjennomløp i fyllinger.



Figur 1: Klaring til spesielle konstruksjoner


#### 1.2.4.3.2 *Over farled*

Krav til fri seilåpning for bruer over fjorder og sund gis av Kystverket. Det vises også til Farledsnormalen, utgitt av Kystverket, som gir generelle rammer for utforming og standard for ulike typer farleder.

Det skal legges inn tilstrekkelige marginer i bruas vertikalkurvatur mht. nedbøyninger etc. som sikrer at kravet til fri seilåpning er oppfylt gjennom hele bruas levetid.

#### 1.2.4.4 **Fri høyde over terreng**

Krav til minste fri høyde fra terreng til underkant bru er 2,0 m. Minste fri høyde kan avtrappes lineært til 0,6 m mot landkar eller søyle uten lager, målt inntil frontmur eller søyle. Avtrappingen kan foretas i bruas lengderetning over maksimalt 5,0 m lengde. For landkar eller søyle med lager, er minste fri høyde inntil frontmur eller søyle 1,0 m, med samme krav til avtrappingslengde som foran.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.3 UTFØRELSE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 36
--	---	-------------------------------------

## 1.3 UTFØRELSE

### 1.3.1 GENERELT

**1.3.1.1** Prosjekteringsreglene omfatter krav og bestemmelser med hensyn til utførelsen av fabrikkasjons- og byggearbeider i den utstrekning disse har betydning for prosjekteringen av brukonstruksjoner.

**1.3.1.2** Det forutsettes utarbeidet kontrollplaner for utførelsen av alle fabrikkasjons- og byggearbeider. Kontrollplanene skal omfatte alle forhold som påvirker byggverkets funksjonsdyktighet og holdbarhet. De detaljerte bestemmelser med hensyn til utførelseskontroll og kontrollklasser er gitt i Statens vegvesens håndbøker og norske standarder.

### 1.3.2 TOLERANSER OG GEOMETRIKONTROLL

**1.3.2.1** De spesifiserte toleranser skal dekke tilfeldige avvik ved utførelsen og får ikke utnyttes systematisk.

**1.3.2.2** Krav til fabrikkasjons- og byggetoleranser er gitt i Statens vegvesens håndbøker:

- Håndbok 026 Prosesskode 2,
- Håndbok 122 Kabler til hengebruer,

og i de dokumentene det henvises til ovenfor.


Strengere toleransekrav kan gjelde for spesielle konstruksjonstyper; det vises til Prosjekteringsreglenes kap. 5 og 6.

Gjeldende toleranser skal framgå av produksjonsunderlaget.


**1.3.2.3** Det forutsettes etablert et måleopplegg for systematisk kontroll av konstruksjonens dimensjoner og geometri for løpende å kunne påvise om de spesifiserte toleransekrav overholdes.

For slikt formål skal det utarbeides tegninger som viser teoretiske forskyvninger av brukonstruksjonen i alle stadier av utbyggingen.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.3 UTFØRELSE	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 37
--	---	-------------------------------------

**1.3.2.4** Det skal spesifiseres toleransekrav for egenvekten av eventuelle fyllmasser i ballastkasser. Kontrollplanen for prosjektet skal omfatte nødvendig dokumentasjon av at den spesifiserte egenvekt er oppnådd. Slik kontroll skal angis som egen post i tilbudet ved entreprisarbeider.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 38
--	--	-------------------------------------

## 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON

### 1.4.1 GENERELT

**1.4.1.1** Med dokumentasjon forstås prosjekteringsgrunnlag, oversiktstegning, beskrivelser, arbeidstegninger, materiallister, spennlister og konstruksjonsberegninger. Under dokumentasjon inngår også utredninger, undersøkelser og rapporter som utgjør en del av prosjekteringsoppdraget.

Dokumentasjonen skal også omfatte inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan). Det vises til Prosjekteringsreglene pkt. [1.4.7](#) (s. [48](#)).

**1.4.1.2** Krav som stilles til konstruksjonens bruksegenskaper, bæreevne og tekniske standard skal påvises teoretisk, erfaringsmessig eller ved forsøk.

**1.4.1.3** Beregninger og rapporter skal være oversiktlige med innholdsfortegnelse, forutsetninger, antagelser og resultater. Kortfattet sammendrag av rapporter og notater skal utarbeides.

**1.4.1.4** Dokumentasjonen av den ferdige konstruksjonen skal være ajourført.

**1.4.1.5** Den utførte prosjekteringskontrollen skal fremgå av dokumentasjonen. Det vises til Prosjekteringsreglene avs. [1.5.2](#) (s. [51](#)).


**1.4.1.6** Den prosjekterende skal angi eventuelle deler av konstruksjonen hvor en nøye kontroll av utførelsen er spesielt viktig, slik at dette kan innarbeides i kontrollplanene for byggearbeidene. Det vises til Prosjekteringsreglene pkt. [1.3.1.2](#) (s. [36](#)).

**1.4.1.7** Om ikke annet er avtalt, skal dokumentasjonen være på norsk.

**1.4.1.8** All dokumentasjon skal foreligge elektronisk.

### 1.4.2 GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI

Dokumentasjonen og prosjekteringen skal utføres i overensstemmelse med etterfølgende nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet som oppsatt, dvs. gruppe A foran B osv. Innenfor hver gruppe med håndbøker gjelder prioritetsrekkefølgen: (1) forskrifter,

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 39</p>
--	---	---


(2) normaler, (3) veiledninger. Ved motstrid mellom håndbøker med samme status, gjelder yngre bestemmelser foran eldre. For øvrig henvises til Prosjekteringsreglene pkt. 1.1.2 (s. 24).

A: Statens vegvesens håndbøker:

Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging  
Håndbok 017 Veg- og gateutforming  
Håndbok 018 Vegbygging  
Håndbok 025 Prosesskode 1. Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter  
Håndbok 026 Prosesskode 2. Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier  
Håndbok 066 Konkurransesgrunnlag  
Håndbok 122 Kabler til hengebruer  
Håndbok 139 Tegningsgrunnlag  
Håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler  
Håndbok 231 Rekkverk  
Håndbok 238 Bruklassifisering  
Håndbok 268 Brurekkverk

B: Statens vegvesens håndbøker:

Håndbok 004 Ferjeleier – 1: Landområder  
Håndbok 100-1 Konstruksjoner i fylling  
Håndbok 141 Ferjeleier – 2: Ferjekaier  
Håndbok 151 Styling av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdsprosjekter  
Håndbok 164 Utforming av bruer  
Håndbok 167 Snøvern  
Håndbok 175 Standard ferjekaibruer  
Håndbok 181 Standard ferjekaier. Kaitegninger  
Håndbok 182 Tørrmuring med maskin  
Håndbok 212 Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner  
Håndbok 230 Steinhvelvbruer  
Håndbok 239 Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920 – 1973 og brunormaler 1912 – 1958  
Håndbok 267 Standard vegrekkverk  
Håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 40</p>
--	---	---

C: Andre håndbøker eller internrapporter etc. utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike er aktuelle eller henvises til i prosjekterings- eller tilbudsgrunnlaget. Her nevnes:

Internrapport 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttmurer og landkar på berg

D: Norske konstruksjonsstandarder:

NS 3470-1, NS 3472, NS 3473, NS 3476, NS 3480, NS 3481, NS 3490, NS 3491-1, NS 3491-3, NS 3491-4, NS 3491-5, NS 3491-12, NS 3576-3, NS 5814, NS-EN 1317, NS-EN 1995-1-1, NS-EN 1995-2, NS-EN 12794

E: Internasjonale konstruksjonsstandarder:

ENV 1999-1-1, ENV 1999-2


F: Norske Standarder for tegning, prosjektdokumenter og overføring av prosjektdata som angitt i det følgende:

*Byggetegninger:*

NS 2401 Målestokker  
 NS 2402 Angivelse av pos.nr.  
 NS 3038 Angivelse av toleranser  
 NS 8301 Tekst  
 NS 8302 Linjer  
 NS 8303 Projeksjonsmetoder  
 NS 8304 Riss og snitt  
 NS 8305 Markering av flater. Skravering  
 NS 8306 Målsetting. Generelle regler  
 NS 8308 Målsetting. Metoder  
 NS 8330 Tegninger for betongkonstruksjoner  
 NS-EN ISO 3766 Forenklet tegnemåte for armering i betong  
 NS-EN ISO 5261 Forenklet tegnemåte for snitt av stenger og profiler  
 NS-EN ISO 5457 Størrelse og layout på tegneark  
 NS-EN ISO 8560 Tegnemåter for modulstørrelser, modullinjer og modulnett

*Maskintegninger:*

NS 1410 Målsetting  
 NS 1413 Toleranser - angivelse  
 NS 1416 Bretting av tegningskopier

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 41
--	--	-------------------------------------

NS 1418 Symboler og stykklistebetegnelser

NS-EN ISO 128-20 Generelle tegneregler. Grunnleggende prinsipper for linjer

NS-EN ISO 1302 Angivelse av overflatebeskaffenhet for teknisk produkt-  
dokumentasjon

NS-EN ISO 3098-2 Skrift. Latinsk alfabet, tall og tegn

NS-EN ISO 6410-1 Gjenger og gjengede deler. Generelle bestemmelser

*Prosjektdokumenter, beskrivelser:*

NS 3450 Prosjektdokumenter for bygg og anlegg

NS 3459 Elektronisk overføring av prosjektdata

G: Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner etter særskilt avtale med Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

H: Øvrige norske standarder som det henvises til.

I: Publikasjoner etc. utgitt av Norsk Betongforening og Norsk Byggstandardiseringsråd som det henvises til. Her nevnes:

Publikasjon 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann,  
Norsk Betongforening

Publikasjon 14 Spennarmeringsarbeider, Norsk Betongforening

Peleveiledningen 2005, utarbeidet av Den norske Pelekomité, publisert av  
Norsk Geoteknisk Forening


NEK 400 Elektriske lavspenningsinstallasjoner

Øvrige forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner som det måtte vises til, har prioritet etter forannevnte dokumenter.

### 1.4.3 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

Av prosjekteringsgrunnlaget skal fremgå:

- beskrivelse av natur- og grunnforhold
- dimensjoneringsklasse, trafikkmengde (ÅDT), miljøklasser og eventuell salting
- beskrivelse av konstruksjonen inkl. fundamentering
- lastantagelser og begrunnelse for disse

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 42
--	--	-------------------------------------

- valg av konstruksjonsmaterialer med angivelse av materialparametere og opplysninger om bestandighet
- forutsetninger med hensyn til byggemetode og utførelseskontroll
- øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene
- eventuelle godkjente fravik fra bestemmelser gitt i Prosjekteringsreglene, jf. pkt. [1.1.3](#) og [3.1.3](#)
- oversikt over beregningsprogrammer med versjonsnumre
- sammendrag av beregningsprosedyre.

#### 1.4.4 KONSTRUKSJONSBEREGNINGER


**1.4.4.1** Riktigheten av alle valg og antagelser skal påvises og dokumenteres enten ved beregninger eller ved henvisning til anerkjent litteratur eller praksis.

Dersom nye eller uvante metoder ønskes benyttet, skal disse dokumenteres og godkjennes.

**1.4.4.2** Av beregningene skal fremgå:

- konstruksjonens statiske system
- beskrivelse og begrunnelse for valg av modeller for statiske og/eller dynamiske beregninger, stivheter osv.
- beregningsforutsetninger og -metoder
- dimensjonerende lastvirkninger
- toleranser, toleranseklasse
- dimensjonering i samsvar med Prosjekteringsreglene.

Ved bruk av elektroniske beregningsverktøy skal resultater for viktige størrelser verifiseres, ev. sannsynliggjøres ved alternative analyser, overslagsberegninger, resultater fra litteratur o.l. avhengig av konstruksjonens kompleksitet og konsekvenser av svikt. Som et minimumskrav til verifikasjon av analysemodellen, skal det for konstruksjonen påført egenlast vedlegges:

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 43</p>
--	---	--

- forskyvningsfigurer
- ved bruk av rammeprogram; diagrammer over bjelkekrefter og begrunnelse for resultatenes riktighet
- ved bruk av skall- og volumelementer m.m. i FEM-analyser; påvisning av at oppintegreerte spenninger over viktige konstruksjonsutsnitt er i likevekt med påført last.

**1.4.4.3** For alle beregningsmetoder skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres. For anvendte dataprogrammer skal det foreligge brukerbeskrivelse som redegjør for beregningsmetoder, restriksjoner, utprøving, innlesing av data, regnenøyaktighet og resultatutskrifter.

**1.4.4.4** Beregninger skal være oversiktlig redigert og tydelig ført, slik at de er lette å kontrollere. Beregningene skal være kopierbare. Håndskrift kan benyttes.

#### **1.4.5 BESKRIVELSE OG MENGDEFORTEGNELSE**

**1.4.5.1** Beskrivelse og mengdefortegnelse skal i innhold, redigering og omfang være i samsvar med Statens vegvesens håndbøker 025 og 026 Prosesskode, og 066 Konkurransesgrunnlag.


Byggverks- og arbeidsbeskrivelser skal videre inneholde alle opplysninger forlangt i de aktuelle konstruksjonsstandardene.

**1.4.5.2** I tilfeller hvor en prosessbasert arbeidsbeskrivelse ikke er nødvendig med tanke på kontraktsinngåelse og vederlagsberegning, som f.eks. i en totalentreprise, OPS (Offentlig og privat samarbeid), e.l., skal det allikevel som en del av prosjekteringen utarbeides en prosesskodebasert beskrivelse på vanlig måte slik at produksjonsunderlaget blir komplett. (Mengder og enhetspriser vil som regel i slike tilfeller ha liten relevans.)

#### **1.4.6 TEGNINGER OG MATERIALLISTER**

##### **1.4.6.1 Generelt**

Tegninger skal utarbeides ved hjelp av et tegneprogram (DAK) og fortrinnsvis AutoCAD som er Statens vegvesens etatsstandard. Utveksling av digital informasjon med øvrige fagområder innen et veg- og bruprosjekt må kunne utføres.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 44
--	--	-------------------------------------

Tegninger utarbeides normalt i A1-format til bruk som arbeidstegninger på byggeplass, A3-format til øvrig filtuveksling dersom annet ikke er avtalt, og ellers etter bestemmelsene i Statens vegvesens PROF-manual. Tegninger skal være slik organisert og målsatt at håndverkere kan bygge konstruksjonen del for del, uten å søke informasjon på tegninger som viser andre deler av konstruksjonen.

#### 1.4.6.2 Oversiktstegninger

Oversiktstegning utføres som beskrevet i håndbok 139, pkt. 2.11. Bruer skal deles inn i akser. Akse 1 skal være ved landkar med laveste profilnummer. Oppriss skal i tillegg vise:

- dimensjonerende nivå for stormflo for bruer over sjøfarvann
- dimensjonerende flomnivå og vannhastighet, med korresponderende returperiode, for bruer over vann og vassdrag.

Se også Prosjekteringsreglene pkt. [1.4.8](#) (s. 49).

#### 1.4.6.3 Utbyggings- og montasjetegninger

Det skal utarbeides tegning(er) som i nødvendig grad viser byggemåte med angivelse av seksjonsinndeling, montasjemetoder, rekkefølge, eventuelle hjelpesøyler, type stillas, avstivningssystemer og lignende i samsvar med antatte beregningsforutsetninger for byggefasen.

#### 1.4.6.4 Fundamenteringstegninger


Det skal lages fundamenteringstegninger i en detaljeringsgrad som sikrer at utførelsen på byggeplass kan foregå uten ytterligere beskrivelse, og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen.

For tegninger som viser utførelse i betong, stål, tre og aluminium, vises det til etterfølgende punkter [1.4.6.5](#)–[1.4.6.8](#) som også gjelder for fundamenteringstegninger.

Det skal lages egne tegninger som viser fundamenteringsplan.

Tegninger skal vise alle detaljer som omfang og utgravingsnivå, grunnforsterkning, fundamenteringsnivå, drenering, tilbakefyllingsnivå, komprimering, frostisolasjon og erosjonssikring (utstrekning, tykkelse, massetyper og gradering).



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 45</p>
--	---	---

For sålefundamenter på løsmasser og ved fundamentering på svevende peler skal målepunkter for kontroll av setninger og rotasjoner fremgå av tegningsgrunnlag, fortrinnsvis formtegninger (pkt. 1.4.6.5).

For peler til berg skal detaljer som viser innmeisling av pelespiss i berg tegnes spesielt.

#### 1.4.6.5 Betongtegninger


Ved prosjekteringen utarbeides et produksjonsunderlag i samsvar med NS 3473, kap. 8 og NS 3465, avs. 4.2. Det vises også til NS 3465, vedl. A (informativt).

Det skal utarbeides form-, armerings- og spennarmeringstegninger med nødvendige armerings- og spennlister, samt tegninger av utstyr, innstøpningsgods og lignende. Betongspesifikasjon og armeringsoverdekning som velges for hele eller deler av byggverket, skal angis i prosjekteringsdokumentene og på arbeidstegninger.

Form- og armeringstegninger skal normalt være i målestokk 1:50. Med unntak for underordnede, enkle bygningsdeler skal det være separate form- og armeringstegninger. Tegningene skal inndeles etter konstruksjonsdeler slik at alle nødvendige opplysninger for utførelse av den enkelte konstruksjonsdel er å finne på én enkelt eller på et fåtall tegninger.

Formtegningene skal vise bygningsdelene i plan, oppriss (ev. lengdesnitt) og snitt. Ev. overhøyder skal angis, enten på egen tegning eller på formtegning. Spesielle detaljer eller spesiell utførelse som innstøpningsdetaljer o.l., skal i nødvendig utstrekning være vist i stor målestokk, enten på formtegningene eller på separate tegninger (f.eks. typetegninger).

Armering skal være vist i plan, ev. i oppriss, med full angivelse kun ett sted iht. NS-EN ISO 3766, og i nødvendig utstrekning i snitt med kun pos.nr., fortrinnsvis i større målestokk. Det skal detaljeres i større målestokk, spesielt i områder hvor dette er viktig for å sikre god utførelse, f.eks. i skjøteområder og hvor det er stor armeringstetthet. Her skal det vises beliggenhet av alle armeringsjern, samt armeringsavstander. Antall, dimensjon, kvalitet, senteravstand, beliggenhet og henvisning til bøyeliste skal fremgå. Hver stang som har en definert geometri ut fra betongformen skal være målsatt i bøyelisten. Variable mål målsatt med formler skal ikke benyttes.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 46</p>
--	---	--

Spennarmeringstegningene skal vise beliggenheten av hver enkelt kabel definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde. Mål og vinkler/helninger i støpeskjøter og forankringsdetaljer angis spesielt. Spennlister utarbeides av spennarmeringsleverandør. Vedr. ansvarsfordeling mellom byggherre/rådgiver og utførende/leverandør på spennarmering, vises det til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14, kap. 4.

Krav til utførelsen angitt i Prosjekteringsreglene som fortanning av støpeskjøter, epoksyrim i støpeskjøter og alle andre detaljer som forutsettes gjennomført ved utførelsen, skal gjengis og detaljeres på arbeidstegningene.

#### **1.4.6.6 Ståltegninger**

For stålkonstruksjoner skal det utarbeides komplette målsatte arbeidstegninger med de nødvendige snitt og detaljer.

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer og av skrueskjøter, tverrkryss og lignende skal være i større målestokk. Alle sveiser skal være påført med sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler. Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i stor målestokk. Tegningene skal påføres kontrollklasse, og dersom dette er hensiktsmessig, stål kvalitet. På de aktuelle tegninger skal det påføres skruesymboler og fasthetsklasser.


Verkstedtegninger utføres vanligvis av entreprenør. Dersom den prosjekterende skal ha ansvaret for utarbeidelse av disse tegningene, skal dette tas inn i kontrakten med ham. Det skal tegnes skjæreplan for delene til bærende konstruksjoner. Skjæreplan skal angi pos.nr. og stål kvalitet. Utlegg av hovedkonstruksjonen i verkstedet i spenningsløs tilstand skal vises på egen tegning.

Det skal utarbeides materiallister inneholdende pos.nr., dimensjoner, antall, vekt, stål kvaliteter og overflatebehandling for samtlige ståldeler.

#### **1.4.6.7 Tretegninger**

Det skal utarbeides komplette, målsatte arbeidstegninger med alle nødvendige snitt og detaljer.

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer, som for eksempel knutepunkter, ledd, dekkeavslutning, rekkverksinnfesting og lignende skal være i så stor målestokk at utførelse og virkemåte klart

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 47</p>
--	---	--

fremgår. Alle bolte- og dybelforbindelser skal angis med dimensjon og nødvendige mål, som for eksempel kantavstander og innbyrdes avstander. Tegningene påføres kontrollklasse, trevirkets fasthetsklasse og eventuell impregneringstype og -klasse, eventuell avfasing av kanter og tillatt formavvik.

Produksjonstegninger skal kun være et supplement til arbeidstegningene og utarbeides av leverandøren for dennes interne behov.

Spennarmeringen i tverrspente dekker tegnes inn slik at de enkelte spennstengers beliggenhet vises entydig. Ved spennlaminerte dekker der lamellene buttskjøtes skal skjøtesystemet med forskyvning av skjøter vises tydelig på en tegning.

Det skal utarbeides materialliste inneholdende pos.nr., dimensjoner, antall, vekt, materialkvaliteter, samt overflatebehandling eller impregnering for alle tre- og ståldeler.

For betong- og ståltegninger til brua gjelder de samme regler som for betong- og stålkonstruksjoner, angitt i hhv. pkt. [1.4.6.5](#) og [1.4.6.6](#).


#### **1.4.6.8 Aluminiumtegninger**

For aluminiumkonstruksjoner skal det utarbeides komplette målsatte arbeidstegninger med de nødvendige snitt og detaljer.

Hovedtegningene i oppriss skal normalt være i målestokk 1:50. Tegninger av spesielle detaljer og av skrueskjøter, tverrkryss og lignende skal være i større målestokk. Alle sveiser skal være påført med sine respektive dimensjoner og sveise- og bearbeidingsymboler.

Viktige sveiser og sveiser med spesiell utforming skal vises i snitt og i stor målestokk. Tegningene skal påføres kontrollklasse, og dersom dette er hensiktsmessig, legeringsbetegnelse og tilstand. På de aktuelle tegningene skal det påføres skruesymboler og kvalitet på skruer og eventuelle hylser og pakninger.

Verkstedtegninger utføres vanligvis av entreprenør. Dersom den prosjekterende skal ha ansvaret for utarbeidelse av disse tegningene, skal dette tas inn i kontrakten med ham. Det skal tegnes skjæreplan for delene til bærende konstruksjoner. Skjæreplan skal angi pos.nr., legering og tilstand. Utlegg av hovedkonstruksjonen i verkstedet i spenningsløs tilstand skal vises på egen tegning.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 48
--	--	-------------------------------------

Det skal utarbeides materialister inneholdende posisjonsnummer, dimensjoner, antall, vekt, legering og tilstand for samtlige aluminiumdeler.

#### 1.4.6.9 Belegnings- og utstyrstegninger

Det skal lages belegnings- og utstyrstegninger i en detaljeringsgrad som sikrer at utførelse i verksted og på byggeplass kan foregå uten ytterligere beskrivelse, og som dessuten gir nødvendig dokumentasjon for forvaltning av konstruksjonen. Dette gjelder også for installasjoner for øvrige serviceetater (kabler, ledninger osv.).

For tegninger som viser utførelse i betong, stål, tre og aluminium, vises det til pkt. [1.4.6.5](#)–[1.4.6.8](#) som også gjelder for belegnings- og utstyrstegninger.

Tegninger skal vise alle detaljer som overganger og tilslutninger, avslutninger, føringer ved geometrisprang, dilatasjonsskjøter, innfestinger til øvrig del av konstruksjonen, gjennomføringer, føringsveier osv.

Det skal lages egne tegninger som viser opplagring og fuger samlet for hele konstruksjonen. Alle lager- og fugetyper skal fremgå sammen med dimensjonerende rotasjoner, bevegelser og belastninger.

Lokalisering, innfesting og montasje skal videre fremgå av relevante arbeidstegninger.


#### 1.4.7 INSPEKSJONS-, DRIFTS- OG VEDLIKEHOLDSPLAN

Som en del av prosjekteringen skal det for alle bruer utarbeides en inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan) som minst omfatter følgende:

*Inspeksjonsplan:* Angir alle inspeksjonstyper med intervaller og eventuelle behov for tilkomstutstyr. Videre detaljert beskrivelse av forhold som det er forutsatt skal følges spesielt opp, som f.eks. setningsutvikling i fundamenter, deformasjoner i overbygning, materialoppfølging osv.

*Driftsplan:* Angir alle driftstiltak med intervaller og nødvendig beskrivelse. Omfatter også operasjonsinstrukser for ferjekaibruer, bevegelige bruer osv., samt nødvendig kontroll/service av elektrisk og maskinelt utstyr.

*Vedlikeholdsplan:* Omfatter beskrivelse av vedlikeholdsaktiviteter som vedlikehold av overflatebehandling, og utskifting av elementer, f.eks. fugekonstruksjon, som med sikkerhet vil komme til utførelse i bruas levetid.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 49</p>
--	---	--

Spesielle forhold eller avvik i byggefasen som vil kreve ekstra oppfølging eller tiltak i driftsfasen, skal innarbeides i IDV-planen. Dersom det ikke er forhold som må beskrives spesielt, angis kun at inspeksjon, drift og vedlikehold utføres iht. standard rutiner i Statens vegvesen, se håndbøkene 111, 136 og 147.

#### **1.4.8 TEGNINGER AV FERDIG KONSTRUKSJON**

Når byggearbeidene er avsluttet, skal alle tegninger og tegningslister ajourføres for alle endringer som er foretatt i byggefasen. Videre skal beskrivelse av fuktisolering, bruutstyr osv. gjøres entydig med leverandørens typebetegnelser eller produktnavn.

Tegningene skal merkes SB (som bygd). Disse skal leveres på følgende måte: Elektronisk i DWG- og PDF-format til godkjenningmyndigheten i Statens vegvesen, sammen med ett sett tegninger på papir i A3-format.

Dersom godkjenningmyndighet og fremtidig brueier ikke er samme enhet, skal SB-tegninger på elektronisk format i DWG- og PDF-format også leveres til respektive eier.

Tidligere “ferdigbrutegning” i A3-format utgår og erstattes av SB-oversiktstegningen.


#### **1.4.9 ØVRIG DOKUMENTASJON AV FERDIG KONSTRUKSJON**

**1.4.9.1** Øvrig dokumentasjon skal hvis mulig være i elektronisk format som original filtype og i PDF-format.


**1.4.9.2** Ajourført inspeksjons-, drifts- og vedlikeholdsplan (IDV-plan), se pkt. [1.4.7](#), leveres godkjenningmyndighet og brueier i samme format som gitt i pkt. [1.4.9.1](#) foran.

#### **1.4.10 ARKIVERING**

**1.4.10.1** Statens vegvesen har ansvaret for at ajourført dokumentasjon, tegninger og saksdokumenter for ferdig bru/byggverk oppbevares så lenge brua/byggverket eksisterer, eventuelt lengre dersom materialet har museal verdi.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.4 KRAV TIL DOKUMENTASJON	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 50
--	--	-------------------------------------

**1.4.10.2** Den prosjekterende skal oppbevare ajourført dokumentasjon som tegninger, beregninger o.l. i minst 10 år. Oppbevaringen skal skje på betryggende måte, og dokumentasjonen skal være lett tilgjengelig for brueier ved behov.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 51</p>
--	--	--

## 1.5 KONTROLL OG GODKJENNING

### 1.5.1 GRUNNLAG

Kontroll og godkjenning av prosjekteringen skal verifisere at kravene i Prosjekteringsreglene og grunnlagsmateriale og dokumenter det henvises til er oppfylt. For øvrig vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)).

### 1.5.2 PROSJEKTERINGSKONTROLL

**1.5.2.1** Prosjekteringen skal ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med inngående teoretisk kunnskap og praktisk innsikt. Prosjekteringskontrollen skal utføres i henhold til en på forhånd etablert kontrollplan.

**1.5.2.2** Kontrollform og kontrollomfang velges ut fra prosjektets vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, jf. Prosjekteringsreglenes pkt. [4.2.4](#) (s. [139](#)). Kontrollform og omfang samt kontrollrutiner, sjekklister og lignende skal fremgå av den prosjekterendes kontrollplan.


**1.5.2.3** Alle beregninger og tegninger skal kontrolleres av en annen kyndig person enn den som har utarbeidet disse, og skal signeres av begge før dokumentene oversendes Vegdirektoratet/regionvegkontoret for godkjenning. Beregninger og tegninger skal videre underskrives og dateres av en person som har overordnet ansvar og nødvendig fullmakt. Armerings- og materiallister, og lignende som sendes direkte til byggeplassen uten å gjennomgå godkjenningsprosedyren, skal være kontrollert av annen kyndig person før de oversendes.

**1.5.2.4** Prosjekteringskontrollen inngår som en del av prosjekteringsoppdraget. Dokumentasjon av utført kontroll i form av sjekklister, likevektskontroller, uavhengige kontrollberegninger og lignende skal kunne fremlegges på forlangende.

### 1.5.3 GODKJENNING

#### 1.5.3.1 Generelt

**1.5.3.1.1** Prosjektering, i alle faser, av veg- og gangbruer og andre bærende konstruksjoner, se pkt. [1.1.1](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.1.4](#) (s. [25](#)), med tilknytning til riks- og fylkesveger, skal kontrolleres og godkjennes av Statens vegvesen. Krav om kontroll

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 52</p>
--	--	---

og godkjenning gjelder også for hjelpekonstruksjoner som omtalt i pkt. 1.1.1. Kontrollarbeidet kan bli utført av engasjerte konsulenter. Den prosjekterende plikter å sette seg inn i hvilke godkjenningsprosedyrer som gjelder i det enkelte tilfelle og tidsfristene for gjennomføring av godkjenning.

**1.5.3.1.2** Det overordnede ansvar for kontroll av teknisk standard og sikkerhet for bruer er tillagt Vegdirektoratet. Dette betyr at byggeplaner for og prosjekteringen av ikke-standardiserte bruer og spesielle standardiserte konstruksjoner i riksvegnettet skal godkjennes av Vegdirektoratet. Godkjenningen gis av Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen ved Bruseksjonen.

For standardiserte konstruksjoner gis godkjenning av regionvegkontorene.

**1.5.3.1.3** Statens vegvesens godkjenning representerer ingen overtagelse av ansvar. Den prosjekterende har fortsatt det hele og fulle ansvar for eventuelle feil eller mangler som måtte forekomme i prosjekteringsdokumentene.

**1.5.3.1.4** Ved godkjenning av prosjekteringen legger Statens vegvesen vekt på at konstruksjonen har tilfredsstillende teknisk standard og sikkerhet og at grunnlaget for prosjekteringen er klart definert og i samsvar med gjeldende krav.

### **1.5.3.2 Informasjonsplikt**

**1.5.3.2.1** Statens vegvesen kan kreve å få alt materiale og alle opplysninger som er nødvendig for vurdering av om prosjekteringen utføres i samsvar med de til enhver tid gjeldende bestemmelser og i overensstemmelse med tidligere erfaring og anerkjent praksis innen fagområdet. Er ikke dette oppfylt, kan det også kreves at den prosjekterende legger fram tilleggsinformasjon som for eksempel sikkerhetsstudier og konsekvensanalyser. Informasjonen skal oversendes i en form som Statens vegvesen finner hensiktsmessig. Nevnte dokumentasjon skal anses som del av prosjekteringen, og berettiger ikke til økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag.

**1.5.3.2.2** Statens vegvesen kan videre kreve å få materiale og informasjon i tillegg til det som er nevnt i pkt. 1.5.3.2.1. Dersom dette anses å berettiger økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag, skal økningen av rammene avtales på forhånd i det enkelte tilfelle.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 53</p>
--	--	---

**1.5.3.2.3** Dersom den prosjekterende unnlater å legge fram den dokumentasjon eller tilleggsinformasjon som Statens vegvesen anser nødvendig for kontrollen, vil godkjenning ikke bli gitt.

### **1.5.3.3 Bruseksjonens godkjenningsordning**

**1.5.3.3.1** Den prosjekterende bør tidligst mulig ta kontakt med Bruseksjonen for å orientere om prosjektets tidsplan, foreslåtte konstruksjonsløsninger samt eventuelle spesielle forhold ved prosjektet. Det bør i samme forbindelse dokumenteres at det foreligger nødvendig grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruplaner.

For større bruer bør forprosjekt gjennomgås av Bruseksjonen før prosjektering starter.

**1.5.3.3.2** Omfanget av Bruseksjonens kontroll vil avhenge av konstruksjonens vanskelighetsgrad og den prosjekterendes tidligere erfaring med den aktuelle bru-typen. Kontrollen vil normalt ikke omfatte tallkontroll av geometridata, armerings- eller materiallister.

**1.5.3.3.3** Regionvegkontoret, eller den prosjekterende på vegne av regionvegkontoret, sender Bruseksjonen to sett kopier av tegningene og ett sett kopier av beregningene med anmodning om godkjenning. Dersom det er engasjert kontrollkonsulent, skal i tillegg ett sett kopier av tegninger og beregninger sendes ham. Brevet skal inneholde en liste over tegningene og beregningene. Dokumentasjonen skal være i samsvar med kravene i avs. 1.4. Godkjenninger gis i brev fra Bruseksjonen til regionvegkontoret med gjenpart til den prosjekterende.

**1.5.3.3.4** Teknisk godkjenning av byggeplan kan gis samlet eller i to trinn. Når teknisk godkjenning gjøres i to trinn, skal denne deles i:

- teknisk delgodkjenning,
- godkjenning av arbeidstegninger.

Om ikke annet er avtalt, skal teknisk delgodkjenning, eller samlet teknisk godkjenning være gitt før tilbudsgrunnlaget sendes Vegdirektoratet til godkjenning.

Teknisk delgodkjenning gis ikke i forbindelse med totalentreprise.


 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 54</p>
--	--	--

**1.5.3.3.5** Teknisk delgodkjenning gis når det er dokumentert at sikkerhet, teknisk standard og økonomi er forsvarlig ivaretatt. Dette innebærer at dokumentasjonen for teknisk delgodkjenning skal omfatte:

- vurderinger av grunnlagsmaterialet og eventuelle initiativ som er tatt for supplerende undersøkelser.
- oversiktstegninger med nødvendig detaljer som viser det statiske system; bruas beliggenhet; form og hoveddimensjoner for bruas over- og underbygning; typiske detaljer; og utførelse og omfang for alle tiltak som har betydning for byggverkets funksjon, sikring mot kollisjonskrefter på pilarer og søyler, erosjonssikring, elveregulering og lignende.
- utdrag av statiske beregninger som viser beregningsforutsetninger, lastvirkninger og dimensjoner samt tilhørende kapasiteter for typiske snitt. Utdraget skal sammen med oversiktstegningene entydig definere byggverket.
- teknisk del av tilbudsgrunnlag med forutsetninger for og beskrivelse av byggverkets utførelse og drift.

I tillegg bør følgende være oppfylt:

- beregning og dimensjonering av typiske fundamenter og de mest påkjente snitt i overbygning.
- stabilitetsberegninger for landkar og støttekonstruksjoner.
- beregning av nødvendige ståltverrsnitt og avstivningssystemer for stålkonstruksjoner; de viktigste skjøtene skal være dimensjonerte.
- beregning av nødvendige aluminiumtverrsnitt og avstivningssystemer for aluminiumkonstruksjoner; de viktigste skjøtene skal være dimensjonerte.
- kontroll av bruksgrensetilstanden for de mest påkjente snitt.
- målsatte formtegninger for alle hoveddeler av konstruksjonen.
- tegninger som viser armeringen i de mest påkjente snitt.
- tegninger som viser rekkverks- og slitelagstype, lager- og fugekonstruksjoner, eventuelle belyningsanordninger, sluk og drenasjesystemer og lignende utstyr.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 55</p>
--	--	---

– tegningsliste.

Rekkverket skal være av godkjent type, jf. pkt. 7.2.1 (s. 282).

For kontroll av installasjoner, se pkt. 7.2.6.2 (s. 285).

Valgte materialkvaliteter og metode for korrosjonsbeskyttelse skal framgå av dokumentasjonen.

For aluminiumkonstruksjoner skal valgte legeringstyper og tilstander med tilhørende mekaniske egenskaper (flytegrense, bruddspenning, bruddforlengelse, elastisitetsmodul og reduksjonsfaktor for varmepåvirket sone) framgå av prosjekteringsgrunnlaget. Videre skal mekaniske egenskaper for skruer og sveisetilsettmaterialer framgå.

For konstruksjoner der aluminium inngår i hovedbæresystemet, kan det i spesielle tilfeller bli krevd økt omfang av beregning og tegning før teknisk delgodkjenning gis. Krav til dokumentasjonsomfang skal avklares med Vegdirektoratet for hvert enkelt prosjekt.

*For vanlige bruanlegg* bør byggeplan for teknisk delgodkjenning være Bruseksjonen i hende senest 6 uker før tilbudsinnbydelsen.

Samme behandlingstid gjelder også når byggeplan sendes inn til samlet teknisk godkjenning.

Kortere tidsfrister må avtales spesielt.

*For større og/eller komplekse bruanlegg* hvor kontrollarbeidet må ta lengre tid, bør den prosjekterende på et tidligst mulig tidspunkt ta kontakt med Bruseksjonen for å avtale nødvendig tidsfrist for innsendelse av planene.

**1.5.3.3.6** Godkjenning av arbeidstegninger forutsetter at nødvendige beregninger er innsendt og kontrollert, og at arbeidstegningene er utført i samsvar med forutsetningene for den tekniske godkjenningen.

Godkjente tegninger påføres henvisning til saks- og dokumentnr. i Statens vegvesens arkivsystem for godkjenningsnotatet fra Bruseksjonen. Denne henvisningen gis på egen linje i tittelfeltet som vist i håndbok 139, pkt. 2.11.3.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 56</p>
--	--	--

Ved alle utsendelser av godkjente arbeidstegninger, samt ev. senere revisjoner av disse, skal det vedlegges en ajourført tegningsliste med tegningsnummer, tittel, revisjonsbokstav og dato for tegningene. Tegningslisten skal underskrives og dateres av en person som har overordnet ansvar og nødvendig fullmakt hos den prosjekterende.

Alle tegninger som benyttes på byggeplassen skal ha henvisning til godkjenningssnotat i tittelfeltet.

Ett sett kopier av tegninger med henvisning til godkjenningssnotat sendes Bruseksjonen, og ett sett sendes til eventuell kontrollkonsulent. Samme prosedyre skal følges ved eventuelle revisjoner.

Ved store eller prinsipielle endringer må den prosjekterende vurdere om de tegninger som omfattes av endringen skal forelegges Bruseksjonen til ny godkjenning.

Ved godkjenning av arbeidstegninger bør disse være Bruseksjonen i hende minst 15 arbeidsdager før de skal leveres på byggeplassen. Ved få og enkle tegninger kan kortere frist avtales. Når det dreier seg om mange og kompliserte tegninger, kan det være nødvendig med lengre tidsfrister.

#### **1.5.3.4 Regionvegkontorenes godkjenningsordning**

Regionvegkontoret benytter den samme godkjenningsordning i tilpasset form som Bruseksjonen der godkjenningmyndigheten er tillagt regionvegkontoret.


### **1.5.4 KONTROLLGRADER OG SJEKKLISTER**

#### **1.5.4.1 Generelt**

Kontroll av teknisk dokumentasjon, som omtalt i pkt. 1.5.3 (s. 51–56), vil bli utført i et omfang som tar hensyn til konstruksjonens vanskelighetsgrad og til den prosjekterendes erfaring med den aktuelle brutype.

Byggeplaner kan kontrolleres etter fem ulike kontrollgrader, betegnet kontrollgrad 0–kontrollgrad IV, som beskrevet i det følgende.

Der det hovedsaklig benyttes ikke-lineære beregningsmetoder skal kontrollgrad IV benyttes.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 57</p>
--	--	---

#### 1.5.4.2 Kontrollgrad 0 – Standardiserte bruer

Denne kontrollgraden skal som et minimum benyttes for standardiserte konstruksjoner. Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført iht. Statens vegvesens håndbøker, og at funksjonskravene er tilfredsstilte.

#### 1.5.4.3 Kontrollgrad I – Formell kontroll

Denne kontrollgrad kan benyttes dersom brutypen er velkjent og den prosjekterende har lang erfaring med den.

Kontrollgraden innebærer en gjennomgang av tilsendt materiale der det kontrolleres at arbeidet er utført etter gjeldende bestemmelser, og at funksjonskravene er tilfredsstilte. En vurdering av konstruksjonens sikkerhet mot sammenstyrtning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

#### 1.5.4.4 Kontrollgrad II – Delvis kontroll

Denne kontrollgrad kan benyttes dersom den prosjekterende har lang erfaring med den aktuelle brutypen og dersom saksbehandleren har kontrollert liknende prosjekter tidligere.

Kontrollgraden tilsvarende kontrollgrad I, men skal i tillegg omfatte en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

#### 1.5.4.5 Kontrollgrad III – Normal kontroll

Denne kontrollgrad benyttes normalt dersom ikke helt spesielle omstendigheter tilsier kontrollgrad IV. Dersom den prosjekterende har liten erfaring med den aktuelle brutypen, skal denne eller grad IV benyttes.

Kontrollgraden innebærer en grundig gjennomgang og vurdering av alt tilsendt materiale. Hensikten er å kontrollere at arbeidet er utført i samsvar med gjeldende bestemmelser, at funksjonskravene er tilfredsstillt og at alle nødvendige beregninger er gjennomført. Det skal vurderes at de konstruktive problemer er løst på en hensiktsmessig måte. En vurdering av sikkerheten mot sammenstyrtning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

Det skal videre foretas en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende kontroll ved konferering av beregningene.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.5 KONTROLL OG GODKJENNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 58
--	---	-------------------------------------

#### 1.5.4.6 Kontrollgrad IV – Omfattende kontroll

Denne kontrollgrad benyttes bare i spesielle tilfeller, f.eks. ved helt nye tekniske løsninger eller ved spesielt kompliserte konstruksjonstyper/løsninger. Kontrollgraden kan benyttes for enkelte elementer i konstruksjonen.

I tillegg til kontroll nevnt under kontrollgrad III skal denne kontrollgraden omfatte en grundig beregningskontroll av hele konstruksjonen, eller av enkelte konstruksjonselementer

#### 1.5.4.7 Valg av kontrollgrad

Bruseksjonen avgjør hvilken kontrollgrad som skal benyttes i hvert enkelt tilfelle. For standardiserte konstruksjoner bestemmes kontrollgrad av regionvegkontoret.

Det kan velges ulik kontrollgrad for de forskjellige konstruksjonselementene, slik at visse utvalgte elementer kontrolleres grundigere enn resten av konstruksjonen. Likeledes kan det velges ulik kontrollgrad for ulike deler av beregninger og byggeplaner, slik at f.eks. arbeidstegninger kontrolleres grundigere enn beregninger osv. Dette skal imidlertid normalt ikke være nødvendig.

For bruer i aluminium velges kontrollgrad III eller IV.

#### 1.5.4.8 Utførelse av kontrollarbeidet

Kontrollen må gjøres etter beste skjønn og bør gjennomføres uten unødig detaljstyring. Det må tas i betraktning hvilke konsekvenser en eventuell endring har for prosjektet, slik at fordeler og ulemper kan veies opp mot hverandre.

Dersom det under kontrollarbeidet oppdages ting som tilsier en grundigere kontroll enn den som er valgt, bør en høyere grad velges.

Teknisk godkjenning, eventuelt delgodkjenning, gis på grunnlag av innsendt detaljprosjekt med supplerende materiale. Det skal kontrolleres at teknisk beskrivelse tilfredsstillende kravene i pkt.1.4.5 (s.43).

Ved teknisk delgodkjenning vil ofte både beregninger og tegninger være ufullstendige. Det må derfor påses at alle relevante, supplerende beregninger er utført og kontrollert etter den aktuelle kontrollgrad før godkjenning av arbeidstegning gis.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.5 KONTROLL OG GODKJENNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 59
--	---	-------------------------------------

#### 1.5.4.9 Bruk av sjekkliste

For å lette kontrollarbeidet er det utarbeidet en sjekkliste. Sjekklisten er spesielt tilpasset vegbruer og er mindre egnet ved kontroll av ferjekaier, rasoverbygg og andre spesielle konstruksjoner. Nedenfor er det angitt hvordan sjekklisten er bygget opp og hvordan den skal brukes. Sjekkpunkt 1. - 9. nedenfor refererer til tilsvarende punkter i sjekklisene til slutt i dette avsnittet.

##### 1. *Vurdering av sikkerhetsmessig standard*

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader.

- a) Vurdér ut fra erfaring om hoveddimensjonene (spennvidde, byggehøyde, tverrsnittstyper, brubredde) er rimelige.
- b) Se etter slanke, utsatte søyler og andre bæreelementer som ved påkjøring og brudd vil medføre sammenstyrtning av konstruksjonen.
- c) Ved fundamentering på løsmasser, kontrollér at en bæreevnevurdering er foretatt av sakkyndige. Vurdér spesielt sjøfundamenter i værharde og/eller sterkt trafikkerte områder. Dette punktet skal signeres i sjekklisten av den som har foretatt vurderingen, dersom det er en annen person enn saksbehandleren.


##### 2. *Funksjonskrav*

For alle kontrollgrader skal det her kontrolleres at konstruksjonen tilfredsstillende angitte funksjonskrav, slik som dimensjoneringsklasse, gangbanebredde/-plassering, krav til fri høyde over ev. kryssende veg, krav til seilingshøyde og andre helt grunnleggende krav som konstruksjonen må oppfylle.

##### 3. *Generell vurdering*

Dette punktet omfatter en generell vurdering av konstruksjonen. Pkt. 3a) og 3c) gjelder samtlige kontrollgrader. Øvrige punkter gjelder kun kontrollgrad III og IV.

- a) Sikkerhet for brukerne
  - Er konstruksjonen utformet med tilstrekkelig tanke for trafikkantenes sikkerhet?
  - Rekkverkutforming, rekkverk/kant mellom kjørende og gående, avslutning av rekkverket ved landkar.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 60</p>
--	--	--

- Avslutning av gangbane ved landkar.
- Hindret adkomst til farlige områder (tårntopp, hengebrukabler, lukkede kasser o.l.).

b) Økonomi

Dersom kontrolløren finner løsninger som han ut fra erfaring, mener er åpenbart uøkonomiske, bør han påpeke dette. På den annen side bør det også bemerkes dersom man, for å spare penger/masser, har pint konstruksjonen slik at den på lengre sikt vil påføre eier store vedlikeholdsutgifter.

c) Estetikk

Vurdér om brua er tilpasset miljø og landskap. Når bru og bruelementer er lett synlige, vurdér om estetiske hensyn er ivaretatt. Skjemmes konstruksjonen av unødig grove eller spinkle elementer eller av klumpete og stygge detaljer, bør dette påpekes og vurderes mot andre løsninger.

d) Framtidig vedlikehold

Vurdér om det er tatt tilstrekkelig hensyn til behovet for framtidig inspeksjon og vedlikehold. Undersøk om alle elementer er tilgjengelige for inspeksjon, og at inspeksjon kan skje på en forsvarlig måte.

- Er alle stålflater tilgjengelige for vedlikehold?
- Er de valgte lagre og fuger nødvendige/hensiktsmessige, og kan de i tilfelle skiftes ut?
- Kan andre slitasjeutsatte detaljer skiftes ut?
- Er slitelaget fornuftig valgt?
- Er det tatt tilstrekkelig hensyn til miljøpåkjenning ved utforming av brua (brutype, detaljer)?
- Er det tilstrekkelig betongoverdekning overalt?
- Er armeringsdetaljeringen i skjøteområder tilfredsstillende?

e) Bortledning av vann

Kontrollér at bortledning av overflatevann og drenering av fyllinger skjer på en betryggende måte.

- Er konstruksjonen utformet slik at vann ikke blir stående i hulrom eller lignende på flater og forårsaker frostsprengning og forvitring?
- Har konstruksjonen de nødvendige dryppneser?



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.5 KONTROLL OG GODKJENNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 61
--	---	-------------------------------------

– Undersøk om vann fra kjørebanen ledes over eventuell gangbane.

f) Øvrig

Her vurderes andre ting som kan være av stor viktighet for konstruksjonen, men som ikke er angitt noe sted ovenfor.

#### 4. *Kontroll av grunnlagsmaterialet*

Ved kontrollgrad III og IV skal det kontrolleres at følgende grunnlagsmateriale foreligger:

a) Geometridata

Undersøk hva som foreligger av geometridata for veglinjen. Vurdér om dette er tilstrekkelig for nøyaktig å bestemme bruas beliggenhet i terrenget. Kontrollér vertikal linjeføring av kantdrager og påse at denne ikke har markerte knekkpunkter eller skjemmende “buler” pga. tverrfallsoppbygging i kurver e.l.

b) Grunnundersøkelser


Undersøk hvilke grunnundersøkelser som er blitt foretatt, hvem som har tolket undersøkelsene og hvilke oppgaver som er gitt over bæreevne, fundamenteringskrav o.l. Vurdér om tilstrekkelige undersøkelser er gjort.

#### 5. *Kontroll av beregninger*

Dette punktet omfatter en kontroll av hvilke beregninger den prosjekterende har utført, herunder også geotekniske beregninger, hvilke metoder han har benyttet, samt omfang og grundighet, men ikke tallenes riktighet. Pkt. 5a) gjelder alle kontrollgrader, pkt. 5b) - 5f) gjelder kun kontrollgrad III og IV.

For ikke alminnelig kjente beregningsmåter skal kilder oppgis eller formler utledes så langt at riktigheten kan kontrolleres. For anvendte datamaskinprogrammer skal den prosjekterende framlegge brukerbeskrivelse som redegjør for beregningsmetode, restriksjoner, utprøving, innlesning av data og resultatutskrifter.

a) Dette punktet skal kun være en grovsjekk på om den prosjekterende har beregnet overbygning og underbygning.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 62</p>
--	--	---

b) Statisk system

Her skal den prosjekterendes valg av statisk system og regnemodell sammenholdes med det virkelige system, også med henblikk på fundamentering og type av bevegelige komponenter (lager, ledd, fuger osv.).

c) Last og lastvirkning

Kontrollér at den prosjekterende har tatt hensyn til alle aktuelle belastningstyper. Vurdér beregningsmetoden.

d) Lastkombinasjoner

Kontrollér at alle aktuelle lastkombinasjoner er undersøkt. Det skal også kontrolleres at riktige lastfaktorer er benyttet.

e) Dimensjonering

Kontrollér at den prosjekterende har undersøkt alle aktuelle grensetilstander.

f) Kontrollér om alle bruas elementer er undersøkt i samsvar med pkt. 5b) - 5e). Dette gjelder også geotekniske beregninger.

6. *Kontroll av viktige snitt*

Dette punktet gjelder kun kontrollgrad II og III.

Dette punktet skal være en stikkprøvekontroll på om den prosjekterendes beregninger for bruddgrensetilstanden er riktige. Den kan foretas enten som ren konferering av den prosjekterendes beregninger, eller ved egne lastantagelser og beregninger uavhengig av den prosjekterendes. Kontrollen skal minst omfatte de viktigste/mest avgjørende snitt som er bestemmende for bruas bæreevne. Dette vil variere fra konstruksjonstype til konstruksjonstype, men kan f.eks. omfatte snitt midt i felt, snitt over støtte, en typisk kort søyle, en typisk slank søyle o.l.

7. *Egne beregninger*

Dette punktet gjelder kun for kontrollgrad IV. Denne delen skal omfatte en tilnærmet komplett og uavhengig beregning av hele konstruksjonen eller, i visse tilfeller, deler av den med egne lastantagelser og kontroll av alle grensetilstander, men ved bruk av den prosjekterendes valgte tverrsnitt, forbindelsesmidler, armeringsmengder osv.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER</p> <p style="text-align: center;">1.5 KONTROLL OG GODKJENNING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 63</p>
--	--	--

### 8. *Kontroll av tegninger/beskrivelser*

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader.

Denne kontrollen må utføres før prosjektet gis teknisk godkjenning.

Det skal kontrolleres at tegninger, beskrivelser og tilbudsgrunnlag er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

Det skal kontrolleres at materialkvaliteter og tverrsnittstørrelser er i samsvar med beregningene. Undersøk om den prosjekterendes valg av system for overflatebehandling av eventuelle stålkonstruksjoner framgår av tegninger og beskrivelser.

### 9. *Kontroll av arbeidstegninger*

Dette punktet gjelder alle kontrollgrader unntatt kontrollgrad 0 og I. Den kan således ikke foretas før den foregående kontrollen er fullført.

Det skal kontrolleres at tegninger er utført etter Norsk Standard og gjeldende forskrifter og retningslinjer for Statens vegvesen. Påse at den prosjekterende har sendt inn en komplett tegningsoversikt.

For kontrollgrad II, III og IV skal det i tillegg kontrolleres at materialkvaliteter, fuge- og lagerplasseringer/typer o.l. samsvarer med beregningsforutsetningene og framgår av tegningene. Det bør undersøkes om tegninger er hensiktsmessig og komplett målsatt. Visse hovedmål (spennvidder, spenninndeling o.l.) bør også konfereres. Det bør også vurderes om den valgte armeringsføring er fornøftig og om montasjemetode/utbygningsrekkefølge er tilstrekkelig gjennomtenkt.

For kontrollgrad III og IV bør det dessuten kontrolleres at tverrsnittstørrelser, armeringsmengder, overhøyder, skrueforbindelser, stiverplasseringer osv. er i samsvar med beregningene. Videre bør armeringsavstand/omfar/forankring for betongkonstruksjoner og skjæreplaner, utleggsplaner, materialister o.l. for stålkonstruksjoner kontrolleres.

For kontrollgrad IV skal også viktige detaljmål, kotehøyder o.l. kontrolleres.

### 10. *Ajourføring / som bygd*

Det vises til pkt. [1.4.8](#) (s. [49](#)).

## SJEKKLISTE

PROSJEKT: .....

KONSULENT: .....

KONTROLLGRAD: .....

ANSVARLIG: .....

SAKSBEHANDLER: .....

MATERIALE MOTTATT / DATO: .....

### Symboler ved utfylling av sjekklister:

- v : Utført kontroll
- m : Mangler underlag for kontroll
- u : Uaktuell for vedkommende brutype
- (x : Ikke aktuelt i denne kontrollgraden)

### ANMERKNINGER:

.....

.....

.....

### KONTROLL FERDIG UTFØRT / DATO

.....



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<p><b>1. Vurd. av sikkerhetsmessig standard</b></p> <p>1a) Hoveddimensjoner overbygning</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rimelig forhold mellom spennvidder og konstruksjonshøyder?</li> <li>- Tverrsnitt</li> </ul> <p>1b) Søylar, pilarer o.l.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Påkjørsel-faren vurdert?</li> </ul> <p>1c) Fundamenter</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Grunnforhold vurdert av geotekniker?</li> <li>- Akseptabel fundamenteringsløsning?</li> <li>- Undervannsfundamenter vurdert mhp. påkjørsel/bølger?</li> <li>- Sikkerheten vurdert av: ..... (sign.)</li> </ul> <p><b>2. Funksjonskrav</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Dimensjoneringsklasse</li> <li>- Føringsbredde</li> <li>- Jevnhetsklasse for slitelag</li> <li>- Gangbanebredde</li> <li>- Fri høyde over veg/jernbane</li> <li>- Erosjonssikring</li> <li>- Flomvannsåpning</li> <li>- Seilåpning</li> </ul> <p><b>3. Generell vurdering</b></p> <p>3a) Sikkerhet for brukerne</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rekkverksutforming (jf. håndbok 231, pkt. 3.4.2 og 3.4.3)</li> <li>- Rekkverksavslutning</li> <li>- Rekkverk/kant mellom kjørende og gående</li> </ul> <p>Hindret adkomst til:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tårntopper</li> <li>- Hengebrukabler</li> <li>- Lukkede kasser</li> <li>- Ev. andre farlige områder</li> </ul>						

Tabell 1: Sjekkliste – Del I



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<b>3b) Økonomi</b>						
– Økonomisk utformet?	xxx	xxx	xxx			
– Anleggsmessig	xxx	xxx	xxx			
– Vedlikeholdsmessig	xxx	xxx	xxx			
<b>3c) Estetikk og miljøvurdering</b>						
– Er konstruksjonen tilpasset omgivelsene og er elementene riktig “proporsjonert” i forhold til hverandre?						
– Stygge detaljer						
<b>3d) Framtidig vedlikehold</b>						
– Hensiktsmessig valg av lagre, fuger og ledd mhp. virkemåte, justering og utskifting	xxx	xxx	xxx			
– Utskifting av andre utsatte slitedeler	xxx	xxx	xxx			
– Stålflaters tilgjengelighet	xxx	xxx	xxx			
– Slitelag	xxx	xxx	xxx			
– Betongoverdekning	xxx	xxx	xxx			
– Miljøpåvirkning	xxx	xxx	xxx			
<b>3e) Bortledning av vann</b>						
– Vannavrenning, bortledning	xxx	xxx	xxx			
– Dryppneser	xxx	xxx	xxx			
– Drenering av fyllinger	xxx	xxx	xxx			
<b>3f) Øvrig</b>						
– Jording, tele-/høyspentkabler, rørledninger	xxx	xxx	xxx			
– Brann i løsmassetunneler, veglokk, senketunnel etc.	xxx	xxx	xxx			
.....	xxx	xxx	xxx			
<b>4. Kontroll av grunnlagsmateriale</b>						
<b>4a) Geometridata</b>						
– Geometridata foreligger	xxx	xxx	xxx			
– Horisontal- og vertikalkurvatur	xxx	xxx	xxx			
– Tverrprofiler overensstemmende med Håndbok 017 Veg- og gateutforming	xxx	xxx	xxx			
– Optisk tilfredsstillende linjeføring av kantdrager	xxx	xxx	xxx			

Tabell 2: Sjekkliste – Del II



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<b>4b) Grunnundersøkelser</b>						
– Grunnboringer	xxx	xxx	xxx			
– Andre undersøkelser	xxx	xxx	xxx			
– Resultatet vurdert av: ..... (sign.)	xxx	xxx	xxx			
– Bæreevne	xxx	xxx	xxx			
– Fundamenteringsløsning	xxx	xxx	xxx			
<b>5. Kontroll av beregninger</b>						
<b>5a) Beregninger</b>						
– Underbygning beregnet?						
– Overbygning beregnet?						
– Er prosjekteringskontroll utført?						
<b>5b) Statisk system</b>						
– Statisk beregningsmodell	xxx	xxx	xxx			
– Lager, fuger og ledd / plassering og type	xxx	xxx	xxx			
<b>5c) Last og lastvirkning</b>						
<b>Permanente laster</b>						
– Egenvekt	xxx	xxx	xxx			
– Vanntrykk	xxx	xxx	xxx			
– Jordtrykk	xxx	xxx	xxx			
<b>Variable laster</b>						
– Trafikklast	xxx	xxx	xxx			
– Vanntrykk	xxx	xxx	xxx			
– Snølast	xxx	xxx	xxx			
– Vindlast	xxx	xxx	xxx			
– Bølgelast	xxx	xxx	xxx			
– Strømlast	xxx	xxx	xxx			
– Istrykk	xxx	xxx	xxx			
– Temperaturlast	xxx	xxx	xxx			
<b>Deformasjonslaster</b>						
– Spennkrefter	xxx	xxx	xxx			
– Kryp	xxx	xxx	xxx			
– Svinn	xxx	xxx	xxx			
– Setninger	xxx	xxx	xxx			

Tabell 3: Sjekkliste – Del III

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
Ulykkeslaster						
– Hjultrykk på gangbane	xxx	xxx	xxx			
– Påkjøringskrefter	xxx	xxx	xxx			
– Påseilingskrefter	xxx	xxx	xxx			
<b>5d) Lastkombinasjoner</b>						
– Bruddgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
– Bruksgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
– Utmattingsgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
– Ulykkesgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
<b>5e) Dimensjonering</b>						
<b>Bruddgrensetilstand</b>						
– Moment	xxx	xxx	xxx			
– Skjærkraft	xxx	xxx	xxx			
– Normalkraft	xxx	xxx	xxx			
– Torsjon	xxx	xxx	xxx			
– Spaltestrekk	xxx	xxx	xxx			
– Knekning	xxx	xxx	xxx			
– Vipping	xxx	xxx	xxx			
– Velting	xxx	xxx	xxx			
– Dynamisk virkning	xxx	xxx	xxx			
<b>Bruksgrensetilstand</b>						
– Nedbøyninger	xxx	xxx	xxx			
– Forskyvninger	xxx	xxx	xxx			
– Spenningskontroll	xxx	xxx	xxx			
– Riss	xxx	xxx	xxx			
– Dynamiske virkninger	xxx	xxx	xxx			
<b>Utmattingsgrensetilstand</b>						
– Levetidskontroll	xxx	xxx	xxx			
<b>Ulykkesgrensetilstand</b>						
– Ulykkesgrensetilstand	xxx	xxx	xxx			
<b>5f) Alle elementer beregnet etter pkt. 5b) - 5e)?</b>	xxx	xxx	xxx			

Tabell 4: Sjekkliste – Del IV





	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<b>6. Kontroll av viktige snitt</b>						
Etter egne beregninger (kryss her): .....						
Etter konsulentens beregn. (kryss): .....						
– Lastantagelser	xxx	xxx			xxx	
– Lastvirkninger	xxx	xxx			xxx	
– Kapasiteter	xxx	xxx			xxx	
– Snitt i felt	xxx	xxx			xxx	
– Snitt ved støtte	xxx	xxx			xxx	
– Slank søyle	xxx	xxx			xxx	
– Kort søyle	xxx	xxx			xxx	
– Fundamenter	xxx	xxx			xxx	
– Pelers	xxx	xxx			xxx	
– Friksjonsskjøt/sveist skjøt	xxx	xxx			xxx	
<b>7. Egne beregninger, alle snitt</b>						
– Lastantagelser	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Lastvirkninger	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Kapasiteter	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Dekker	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Bjelker	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Søyler	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Tverrbærere	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Landkar	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Fundamenter	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Pelers	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Tårn	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Kabler	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Forankringer	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Øvrig .....	xxx	xxx	xxx	xxx		
<b>8. Tegninger og beskrivelser</b> (Kontroll for teknisk delgodkjenning)						
– Konkurransesgrunnlag del I						
– Overflatebehandlingssystem						
– Tegningsliste						
– Oversiktstegning						
– Formtegninger						
– Armeringstegninger						
– Nødv. detaljtegninger						

Tabell 5: Sjekkliste – Del V



	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<b>9. Kontroll av arbeidstegninger</b>						
– Montasjemetode	xxx	xxx				
– Utbyggingsrekkefølge	xxx	xxx				
Formtegninger						
– Materialkvalitet	xxx	xxx				
– Lager- og fugeplassering	xxx	xxx				
– Hovedmål	xxx	xxx				
– Overhøyder	xxx	xxx	xxx			
– Viktige detaljmål	xxx	xxx	xxx	xxx		
Armeringstegninger						
– Materialkvalitet	xxx	xxx				
– Betongoverdekning	xxx	xxx				
– Monteringsjern	xxx	xxx				
– Slakkarmeringsføring	xxx	xxx				
– Spennarmeringsføring	xxx	xxx				
– Minimumsarmering	xxx	xxx	xxx			
– Armeringsavstand	xxx	xxx	xxx			
– Armeringstetthet	xxx	xxx	xxx			
– Armeringsskjøter	xxx	xxx	xxx			
– Forankring/omfaring	xxx	xxx	xxx			
– Material-/bøyelister	xxx	xxx	xxx			
Ståltegninger						
– Sveiseangivelser	xxx	xxx				
– Stiverplassering	xxx	xxx	xxx			
– Skjæreplaner	xxx	xxx	xxx			
– Utleddsplaner	xxx	xxx	xxx			
– Skrueskjøter	xxx	xxx	xxx			
– Entydig merket med pos.nr.?	xxx	xxx	xxx			
– Materiallister	xxx	xxx	xxx			
– Samsvar med statisk beregn. i viktige snitt	xxx	xxx			xxx	
– Samsvar med statisk beregn. i alle snitt	xxx	xxx	xxx	xxx		
– Andre detaljer	xxx	xxx	xxx			
– Øvrig .....	xxx	xxx	xxx			
<b>10. Ajourføring / som bygd</b>						
– Beregninger ajourført	xxx					
– Tegninger ajourført						

Tabell 6: Sjekkliste – Del VI

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.6 KVALITETSSIKRING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 71
--	--	-------------------------------------

## 1.6 KVALITETSSIKRING

### 1.6.1 GENERELT

**1.6.1.1** Formålet med kvalitetssikring er å oppnå kvalitet slik den er spesifisert i prosjekteringsgrunnlaget. Kvalitetssystemet skal bygge på de internasjonale standardene i ISO 9000-serien.

Standarden NS-EN ISO 9001 skal benyttes. Kvalitetsrevisjoner skal normalt gjennomføres i henhold til NS-ISO 19011.

**1.6.1.2** Den prosjekterende forutsettes å ha etablert et kvalitetssystem. Kvalitetssikringen skal være systematisk oppbygd og dokumentert, og tilpasset de oppgaver som utføres i organisasjonen. En overordnet beskrivelse av kvalitetssikringen skal være sammenfattet i en kvalitetshåndbok. Kvalitetshåndboka skal, foruten å informere de ansatte om deres ansvar og plikter i kvalitetstekniske saker, også kunne dokumentere prosjekterendes organisasjons kvalitetssikring overfor oppdragsgiver.

**1.6.1.3** I prosjekterendes organisasjon skal det være en person med tilstrekkelig definert ansvar, myndighet, ressurser og organisasjonsmessig handlefrihet til å gjennomføre følgende arbeidsoppgaver:

- planlegge og vedlikeholde organisasjonens kvalitetssikring,
- verifisere at spesifiserte krav tilfredsstilles,
- sette i verk tiltak eller medvirke til løsninger for å sikre kvalitet,
- planlegge og utføre kvalitetsrevisjoner.

**1.6.1.4** Den prosjekterendes kvalitetssystem skal minst sikre at:

- organisasjon og interne ansvarsforhold er kjent; stillings- og arbeidsinstrukser skal utarbeides i nødvendig omfang,
- prosjekteringen ledes, utføres og kontrolleres av fagfolk med inngående teoretisk kunnskap og praktisk innsikt,
- alt personell som utfører arbeid av betydning for kvalitet, skal ha de nødvendige kvalifikasjoner og forutsetninger for dette,

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING  1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER  1.6 KVALITETSSIKRING</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185  Okt. 2009  Side 72</p>
--	---	---

- rammebetingelser og gjeldende retningslinjer for prosjekteringen er forstått og overholdes,
- den prosjekterendes egenkontroll omfatter alle sider av prosjekteringsoppgaven,
- dokumentasjonen er oversiktlig og klart viser grunnlaget for og resultatene av prosjekteringen,
- alle avvik fra definerte krav registreres og systematiseres som grunnlag for korrigerende tiltak.

**1.6.1.5** For større prosjekter og/eller der oppdragsgiver stiller krav om dette, utarbeides det en kvalitetsplan. Den prosjekterendes kvalitetssystem danner sammen med oppdragsgivers kvalitetssystem og krav, grunnlaget for en kvalitetsplan for det konkrete bruprojektet.

Kvalitetsplanen kan ha følgende oppbygging:

0. Ajourhold/distribusjon
1. Prosjektbeskrivelse/informasjon
2. Organisasjon
3. Framdrift/dokumenter/økonomi
4. Dokumentbehandling
5. Kontraktgjennomgang
6. Prosjektgjennomføring
7. Avviksbehandling - korrigerende og forebyggende tiltak
8. Kvalitetsrevisjoner

En kvalitetsplan vil ofte inneholde følgende delplaner:

- Aktivitetsplan (1)
- Organisasjonsplan (2)
- Fremdriftsplan (3)
- Dokumentplan (3)
- Kontrollplan (5)
- Plan for kvalitetssikring av HMS (6)

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 1 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 1.6 KVALITETSSIKRING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 73
--	--	-------------------------------------

– Revisjonsplan (8)

I parentes er angitt hvor i kvalitetsplanen de ulike delplanene hører til.

Stillingsinstrukser bør tas inn i (2), og endringer og kontroll i (5).


**1.6.1.6** Resultatene av utførte kvalitetssikringsaktiviteter skal registreres.

Byggherren kan foreta kvalitetsrevisjon av den prosjekterendes kvalitetssystem.

### **1.6.2 HELSE, MILJØ OG SIKKERHET (HMS)**

Systemet for kvalitetssikring av Helse, miljø og sikkerhet (HMS) skal tilfredsstillere kravene i Internkontrollforskriften.

Det vises til Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (Byggherreforskriften), og til Statens vegvesens håndbøker 066 Konkurransesgrunnlag, kap. D, og 151 Styring av utbyggings-, drifts- og vedlikeholdprosjekter.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.1 GENERELT	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 74
--	--	-------------------------------------

## 2 LASTER

### 2.1 GENERELT

**2.1.1** Dette kapittelet inneholder bestemmelser med hensyn til beregning av karakteristiske laster. I tillegg er det gitt særskilte forskriftsbestemmelser for trafikklaster i kap. 3 (s. 118 f.). Vedrørende dokumenthierarki vises det til pkt. 4.1.2 (s. 137).

**2.1.2** En last defineres som enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen, f.eks. kraft eller påført deformasjon.

**2.1.3** Trafikklastene inkluderer dynamisk tillegg og virkning av ujevn lastfordeling. For øvrig forutsettes virkningene av dynamisk last ivaretatt ved en særskilt vurdering.

**2.1.4** Bestemmelsene omfatter alminnelig opptredende laster og forutsettes ikke å dekke alle spesialtilfeller. Det skal derfor alltid vurderes om et aktuelt tilfelle er dekket av reglene i dette dokument.


### 2.2 KLASSIFISERING AV LASTER

**2.2.1** Etter sin art og sannsynligheten for at de skal opptre, inndeles lastene i:

- permanente laster
- variable laster
- deformasjonslaster
- ulykkeslaster.

**2.2.2** Lastverdier som skal benyttes som grunnlag for beregning av dimensjonerende lastvirkninger betegnes som karakteristiske laster. Verdier av en karakteristisk last kan være avhengig av om den opptrer:

- i midlertidige faser som under bygging, installering, fjerning og lignende
- under normal bruk
- under unormal påvirkning (av ulykkeslast eller unormal trafikk- eller naturlast)
- i en skadetilstand.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.2 KLASSIFISERING AV LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 75
--	--	-------------------------------------

Utmatningslast defineres ved lasthistorien. Karakteristisk last og antall vekslinger bestemmes som forventet lasthistorie over konstruksjonens levetid.


**2.2.3** Oversikt over enkeltlaste, deres betegnelser og klassifisering er vist i tab. 7. Variable laste med betegnelsen E er naturlaste.

Tabell 7: Klassifisering av laster

LAST	BETEGNELSE
<b>PERMANENTE LASTER</b>	<b>P</b>
– Egenlast (tyngde)	G
– Vanntrykk, permanent del	V
– Jordtrykk	J
<b>VARIABLE LASTER</b>	<b>Q</b>
– Trafikklast (på bru og tilstøtende fyllinger)	T (A*)
– Støt-/fortøyningslast fra ferje	T
– Variabel ballast og utstyrsvekt	L
– Variabel last i midlertidige faser	L
– Friksjon	L
– Snø	E
– Vind	E
– Bølger	E
– Strøm	E
– Vanntrykk, variabel del	E
– Last fra variasjon i vannets tetthet	E
– Is	E
– Temperatur	E
– Jordskjelv	E (A*)
<b>DEFORMASJONSLASTER</b>	<b>D</b>
– Oppspenning (Spennkraft)	D
– Svinn, kryp og relaksasjon	D
– Setninger	D
– Tvang fra bygge- eller installasjonsmetode	D
<b>ULYKKESLASTER</b>	<b>A</b>
– Påkjøringslast fra kjøretøy	A
– Påseilingslast fra skip	A
– Påkjøringslast fra jernbanetraffikk	A
– Kabelbrudd	A
– Fallende gjenstander	A
– Eksplosjon	A
– Brann	A
– Laster forårsaket av skred	A

\* Unormale trafikk- og naturlaster har betegnelse A og behandles som ulykkeslaster.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.3 PERMANENTE LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 77
--	---	-------------------------------------

## 2.3 PERMANENTE LASTER

### 2.3.1 GENERELT

**2.3.1.1** Permanente laster er laster som kan anses som konstante innenfor det tidsrom som betraktes og omfatter:

- tyngde av konstruksjonen (egenlast)
- tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- ytre vanntrykk regnet ut fra midlere vannstand eller midlere grunnvannstand og med midlere tetthet
- jordtrykk, vekt av jord og eventuelle andre fyllmasser.

**2.3.1.2** Karakteristisk last av jordtrykk bestemmes ved at karakteristiske skjærfasthetsparametre divideres med en partialfaktor som angitt i NS 3480, [5] (s. 298) og håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging. For permanente laster for øvrig defineres karakteristisk verdi som forventet middelvei. Karakteristisk verdi av trykk fra andre fyllmasser bestemmes særskilt.

**2.3.1.3** Vekt av jord og jordtrykk kan anses som permanent last unntatt i tilfeller hvor jord eller eventuelle andre fyllmasser må antas å kunne bli fjernet eller tilført. I slikt tilfelle skal den tilhørende endring i last anses som variabel og fri last.

### 2.3.2 EGENLASTER

#### 2.3.2.1 Generelt

Som egenlast regnes tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. Det skal normalt ikke tas hensyn til konstruksjonstoleranser ved beregning av egenlasten.

For betongkonstruksjoner skal det brukes verdier av egenlaster avhengig av anvendt betongtype og armeringsmengde.

For trekonstruksjoner skal det tas hensyn til variasjon i densitet forårsaket av varierende trefuktighet. Der det er ugunstig skal lave densitetsverdier som følge av uttørkning av trevirket over tid, legges til grunn for beregningene, og eventuelt både øvre og nedre grenseverdier undersøkes. Ved impregnert trevirke skal det gis densitetstillegg for impregneringsstoffet. Hvis ikke mer nøyaktige verdier foreligger, kan verdiene i tab. 8 legges til grunn.

Tabell 8: Trevirkets densitet for fasthetsklassene C18 til C30 [kg/m<sup>3</sup>]

Type	Fraktil	Trefuktighet		
		8 %	12 %	18 %
Uimpregnert konstruksjonsvirke	5 %	335	340	350
	Middel	400	410	425
	95 %	470	480	495
Kreosotimpregnert konstruksjonsvirke klasse A	5 %	–	395	–
	Middel	–	465	–
	95 %	–	555	–
Kreosotimpregnert konstruksjonsvirke klasse AB	5 %	–	380	–
	Middel	–	455	–
	95 %	–	540	–

Kommentarer:

- Verdiene er utarbeidet av Norsk Treteknisk Institutt og basert på statistisk behandling av et stort antall måleverdier for trevirke av nordisk gran og furu.
- For kreosotimpregnert konstruksjonstrevirke angis det verdier kun for trefuktighet 12 %. Dette forklares ved at normal trefuktighet før impregnering er ca. 17 % og at en del av fuktigheten fordampes i impregneringsprosessen. Normal restfuktighet etter impregnering er ca. 12 %. Kreosotimpregnert trevirke er forholdsvis lite påvirket av omgivende luftfuktighet.

### 2.3.2.2 Belegning

I egenlasten skal det alltid regnes med vekten av en belegning på brudekket i tillegg til det prosjekterte tverrsnitt. Krav til vekt av belegningen er gitt under dette punkt, mens valg av belegningsklasse for brudekket er behandlet i pkt. 7.3.2 (s. 292 f.).

Valg av belegningsvekt skal fastlegges i hvert enkelt tilfelle slik at alle framtidige egenlastsituasjoner blir dekket. Flere forhold skal vurderes; så som brutype, spennvidder, type brubredde, trafikkmengde, vedlikehold og økonomi.

I tab. 9 er det gitt minimumskrav for valg av belegningsvekter i kjørebane, avhengig av spennvidder og ÅDT, for brudekker i betong, stål og tre.

Fortau, gangbane og separate gangbruer skal minimum dimensjoneres for 1,5 kN/m<sup>2</sup> (60 mm).

ÅDT	Spennvidde $l$ [m]			
	$l \leq 10$	$10 < l \leq 35$	$35 < l \leq 200$	$l > 200$
$< 2000$	5,0 kN/m <sup>2</sup> (200 mm)	2,5 kN/m <sup>2</sup> (100 mm)	2,0 kN/m <sup>2</sup> (80 mm)	2,0 kN/m <sup>2</sup> (80 mm)
$\geq 2000$		3,0 kN/m <sup>2</sup> (120 mm)	2,5 kN/m <sup>2</sup> (100 mm)	2,0 kN/m <sup>2</sup> (80 mm)

Tabell 9: Minstekrav til belegningsvekter i kjørebane ved dimensjonering av bruer med brudekker i betong, stål eller tre

For bruer med tett ståldekke og bevegelige bruer settes minstekravet til 2,0 kN/m<sup>2</sup> i kjørebane og 1,0 kN/m<sup>2</sup> på fortau og gangbane uavhengig av spennvidder  $> 10$  m.

Der dekkekonstruksjonen er i betong skal den konstruktivt nødvendige armerings-overdekning ikke regnes med i belegningen.

Mindre bruer som kulverter etc. med gjennomgående vegoverbygning skal dimensjoneres for denne i tillegg til belegningsvektene i tab. 9.

### 2.3.2.3 Spesialtilfeller

I tilfeller hvor nøyaktig bestemmelse av størrelse og fordeling av konstruksjonens egenlast er spesielt viktig for konstruksjonens sikkerhet, som ved kontroll av veltestabilitet og lageroppløft, skal det tas hensyn til usikkerheter i fordelingen av egenlasten.


### 2.3.3 VANNTRYKK

Det vises til relevante Norske Standarder. Se også avs. 2.5.4 (s. 95) for variabel del.

### 2.3.4 JORDTRYKK

#### 2.3.4.1 Generelt

Det vises til relevante Norske Standarder og håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.3 PERMANENTE LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 80
--	---	-------------------------------------

### 2.3.4.2 Jordtrykk mot endeskjørt

For en konstruksjon som forskyves mot jorden, kan det totale jordtrykket, representert ved jordtrykkskoeffisienten  $k$ , forenklet bestemmes som:

$$k = \begin{cases} k_o + (k_p - k_o) \delta / \delta_p & ; 0 \leq \delta \leq \delta_p \\ k_p & ; \delta > \delta_p \end{cases}$$

hvor:


$k_o$  – koeffisient for hviletrykk

$k_p$  – koeffisient for passivt jordtrykk

$\delta_p$  – forskyvning ved full mobilisering av passivt jordtrykk

$\delta$  – opptredende forskyvning

For landkarløse bruer kan jordtrykk på endeskjørt (f.eks. pga. temperaturbevegelse) bestemmes fra uttrykket foran ved innsetting av  $\delta_p = H/200$ , hvor  $H$  er endeskjørtets høyde.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.4 VARIABLE LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 81
--	---	-------------------------------------

## 2.4 VARIABLE LASTER

### 2.4.1 GENERELT

**2.4.1.1** Variable laster er laster som varierer i tid, og omfatter:

- trafikklaster
- støt- og fortøyningslaster fra ferje
- naturlaster
- andre variable laster som;
  - last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
  - laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning og lignende.


Trafikk- og naturlaster kan også være unormale laster med sannsynlighet for overskridelse tilsvarende ulykkeslast, se tab. 7 (s. 76).

**2.4.1.2** Karakteristiske verdier for normerte trafikklaster og støt- og fortøyningslaster fra ferje er gitt i kap. 3 (s. 118 f.). Oversikten i kap. 3 omfatter også unormal trafikklast, se pkt. 3.3.3.3 (s. 126) og pkt. 3.5.1.2 (s. 130).

**2.4.1.3** Naturlaster er laster som skyldes naturforholdene og omfatter virkningene av:

- snø
- vind
- bølger
- strøm
- vannstands- og grunnvannstandsvariasjoner
- variasjoner i vannets tetthet (for konstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift)
- is
- temperatur
- jordskjelv.

Naturlaster er nærmere behandlet i avs. 2.5 (s. 83 f.).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.4 VARIABLE LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 82
--	---	-------------------------------------

**2.4.1.4** Behovet for og omfanget av eventuelle målinger og observasjoner for å fastlegge naturforholdene på brustedet avgjøres særskilt for det enkelte prosjekt.

**2.4.1.5** Den karakteristiske verdi av en variabel naturlast på en permanent konstruksjon bestemmes som den last som har en sannsynlighet  $p = 0,98$  for at den ikke overskrides et enkelt år, dvs. ved en returperiode på 50 år.

For konstruksjonsfaser kan returperioden reduseres til 10 år. Dersom slik fase med sikkerhet faller innenfor en gunstig periode, kan dette tas hensyn til.

Returperiode lik 10 år benyttes også ved kontroll av skadetilstander.

Unormal naturlast har returperiode tilsvarende ulykkeslast.

**2.4.1.6** Jordskjelvlast er unormal naturlast. Grunnlag for beregning av karakteristiske verdier er gitt i pkt. [2.5.7](#) (s. 103).

**2.4.1.7** Karakteristisk verdi for “andre variable laster” defineres som den ugunstigste forventede last ut fra de aktuelle forhold.


## **2.4.2 MIDLERTIDIGE LASTER**

Det skal tas hensyn til midlertidige laster fra:

- materialer og utstyr som lagres på konstruksjonen eller tilstøtende vegfylling
- utstyr og transport som er nødvendig for utførelsen

Størrelsen på lastene kan bestemmes i samråd med den som utfører konstruksjonen.

Hvis ikke nøyaktigere beregninger eller undersøkelser gjennomføres, skal det for anleggstrafikk som trafikkerer konstruksjonen i byggefase, regnes et dynamisk tillegg på 20 % av kjøretøyets totallast. Hastigheten for slik trafikk skal begrenses til maks. 40 km/t.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 83
--	---	-------------------------------------

## 2.5 NATURLASTER

### 2.5.1 SNØLAST

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier, fergekaibruer eller gangbruer. Dersom konstruksjonsdelen kan brukes til lagringsplass for snø, eller ikke kan påregnes ryddet for snø, må lasten vurderes særskilt.

Konstruksjoner som beskytter bruer, (tak o.l.) skal beregnes for snølast som angitt i NS 3491-3, [8] (s. 298).

Snølast som kan bli liggende på konstruksjonen over tid, skal i beregningene medtas som permanent last.

### 2.5.2 VINDLAST

Vindlast på brukonstruksjoner bestemmes i følgende vindlastklasser:

**Vindlastklasse I:** Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse I omfatter alle bruer, hvor laveste egensvingeperiode er  $< 2$  s.

Eksempel på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand, hvelvkonstruksjoner.


**Vindlastklasse II:** Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Vindlastklasse II omfatter alle brukonstruksjoner hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- laveste egensvingeperiode er  $\geq 2$  s
- spennvidden er  $< 300$  m

Eksempel på brukonstruksjoner i vindlastklasse II er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde.

**Vindlastklasse III:** Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind. Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- laveste egensvingeperiode er  $\geq 2$  s
- spennvidden er  $\geq 300$  m

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 84
--	---	-------------------------------------

Brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming skal regnes å tilhøre vindlastklasse III selv om spennvidden er  $< 300$  m, gitt at laveste egensvingeperiode er  $\geq 2$  s. Andre eksempel på brukonstruksjoner i vindlastklasse III er kabler og slanke staver i fagverk.

Alternativt kan en brukonstruksjon beregnes etter en høyere vindlastklasse enn den tilhører.

### 2.5.2.1 Vindfeltets karakteristiske egenskaper

Stedsvindhastigheten  $V_S$  som uttrykker tidsmiddelverdien av vindhastigheten i hovedstrømsretningen ( $x$ ), er gitt ved

$$V_S(z, T, R) = V_{REF} \cdot c_{RET} \cdot c_{ARS} \cdot c_{HOH} \cdot c_{SAN} \cdot c_t(z) \cdot c_r(z)$$


hvor:

- $z$  – posisjon i vertikalretning lokalt over terreng
- $T$  – statistisk midlingsperiode,  $T = 600$  s
- $R$  – returperiode,  $R = 1/p$ , hvor  $p$  er sannsynlighet for årlig overskridelse
- $V_{REF}$  – referansevindhastighet
- $c_{RET}$  – vindretningsfaktor
- $c_{ARS}$  – årstidsfaktor
- $c_{HOH}$  – nivåfaktor, som angir byggestedets terrenghøyde over havet
- $c_{SAN}$  – faktor for sannsynlighet for årlig overskridelse
- $c_t$  – topografifaktor
- $c_r = \begin{cases} k_T \ln(z/z_0) & ; z_{min} < z \leq 200 \text{ m} \\ k_T \ln(z_{min}/z_0) & ; z \leq z_{min} \end{cases}$
- $k_T$  – terrengruhetsfaktor
- $z_0$  – ruhetslengde
- $z_{min}$  – startnivå for det logaritmiske vindprofilet

Vindfeltets turbulensegenskaper beskrives av turbulensintensiteter, integrale lengdeskalaer, ettpunkts turbulensspekter (vindspektrum) og normaliserte kospekter (koherens).

Det forutsettes at vindfeltet kan beskrives innenfor basistilfellene I–IV av terrengruhetskategorier som angitt i NS 3491-4, [9] (s. 298). Da er turbulensintensiteten i hovedstrømsretningen gitt ved



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 85
--	---	-------------------------------------

$$I_u(z) = \begin{cases} c_{tt} / \ln(z/z_0) & ; z > z_{min} \\ c_{tt} / \ln(z_{min}/z_0) & ; z \leq z_{min} \end{cases}$$

hvor:

$c_{tt}$  – turbulensfaktor

Den integrale lengdeskalaen  ${}^xL_u$  er gitt ved

$${}^xL_u(z) = \begin{cases} L_1 (z/z_1)^{0,3} & ; z > z_{min} \\ L_1 (z_{min}/z_1)^{0,3} & ; z \leq z_{min} \end{cases}$$

hvor:

$L_1$  – referanse lengdeskala lik 100 m

$z_1$  – referansehøyde lik 10 m

For tilnærmet homogene strømningsforhold, er de øvrige turbulensintensitetene og integrale lengdeskalaene gitt ved


$$\begin{Bmatrix} I_v \\ I_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3/4 \\ 1/2 \end{Bmatrix} I_u \quad \text{og} \quad \begin{Bmatrix} {}^yL_u \\ {}^zL_u \\ {}^xL_v \\ {}^yL_v \\ {}^zL_v \\ {}^xL_w \\ {}^yL_w \\ {}^zL_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{Bmatrix} {}^xL_u$$

Ettpunkts spektra  $S_i(n)$  for turbulenskomponentene  $u$ ,  $v$  og  $w$ , uttrykt ved frekvensen  $n$ , er gitt ved

$$\frac{n S_i}{\sigma_i^2} = \frac{A_i \hat{n}_i}{(1 + 1,5 A_i \hat{n}_i)^{5/3}} \quad \text{for } i = u, v, w$$

hvor  $\sigma_i$  er standardavviket til turbulenskomponenten  $i$ , og:

$$\hat{n}_i = \frac{n {}^xL_i(z)}{V_S(z)}, \quad A_u = 6,8, \quad A_v = 9,4, \quad A_w = 9,4$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 86
--	--	-------------------------------------

Kospektra  $S_{i_1 i_2}$  på normalisert form for separasjon normalt på hovedstrømsretningen, horisontalt ( $y$ ) eller vertikalt ( $z$ ), er gitt ved

$$\frac{\operatorname{Re} [S_{i_1 i_2}(n, \Delta s_j)]}{\sqrt{S_{i_1}(n) \cdot S_{i_2}(n)}} = \exp \left( -C_{ij} \frac{n \Delta s_j}{V_s(z)} \right)$$

hvor  $\Delta s_j$  er horisontal- eller vertikalavstanden mellom betraktete punkter, og:

$$i_1, i_2 = u, v, w \quad , \quad j = y, z$$

$$C_{uy} = C_{uz} = 10,0 \quad , \quad C_{vy} = C_{vz} = C_{wy} = 6,5 \quad , \quad C_{wz} = 3,0$$

Alternative anerkjente spektra kan brukes etter godkjenning av Vegdirektoratet.

Hvis forutsetningene for å bestemme vindfeltets karakteristiske egenskaper som angitt foran, ikke er til stede, skal det gjøres vindmålinger på brustedet. For å kartlegge vindfeltet mer detaljert, kan slike feltmålinger suppleres med undersøkelser av terrengmodell i vindtunnel, eller med numeriske simuleringer. Disse undersøkelsene kan ikke erstatte feltmålinger.

For bruer i vindlastklasse III med spennvidde over 300 m skal det utføres vindmålinger på brustedet.

### 2.5.2.2 Brukonstruksjoner i vindlastklasse I

Lastvirkninger beregnes på grunnlag av kasthastighetstrykket  $q_{kast}$  i hovedstrømsretningen, som er gitt ved


$$q_{kast} = [1 + 2 k_p I_u(z)] \frac{1}{2} \rho V_s^2(z, T, R)$$

hvor:

$k_p$  – toppfaktor lik 3,5

$\rho$  – luftas tetthet lik 1,25 kg/m<sup>3</sup>

Den totale vindlasten pr. lengdeenhet av brukonstruksjonen er gitt som produktet av kasthastighetstrykket og kraftfaktorer (formfaktorer). Vindlastens tre komponenter  $q_D$ ,  $q_L$  og  $q_M$ , hhv. horisontalkraft, vertikalkraft og vridningsmoment, refereres til tverrsnittets skjærsenter:

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 87
--	---	-------------------------------------

$$\left\{ \begin{array}{l} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{array} \right\}_{tot} = q_{kast} \left\{ \begin{array}{l} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{array} \right\}$$

hvor:

$h$  – referansehøyde for kraftfaktoren  $c_D$

$b$  – referansebredde for kraftfaktorene  $c_L$  og  $c_M$

Kraftfaktorer (formfaktorer) hentes fra NS 3491-4 eller relevante litteraturkilder.

Vindlasten skal reduseres med inntil 50 % på deler av konstruksjonen dersom dette gir ugunstigere virkning.

### 2.5.2.3 Brukonstruksjoner i vindlastklasse II

Den totale vindlasten deles opp i to bidrag; ett fra middelvindhastigheten og ett fra fluktuerende vindlast, slik at  $\mathbf{q}_{tot} = \bar{\mathbf{q}} + \mathbf{q}(t)$ . Lastvirkninger fra fluktuerende vindlast beregnes i frekvensplanet.

Bidrag fra middelvindhastigheten beregnes tilsvarende som for brukonstruksjoner i vindlastklasse I (pkt. 2.5.2.2). Vindlastens tre lastkomponenter er dermed gitt ved


$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{q}_D(z) \\ \bar{q}_L(z) \\ \bar{q}_M(z) \end{array} \right\} = \bar{q} \left\{ \begin{array}{l} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{array} \right\}$$

og hvor hastighetstrykket  $\bar{q}$  er gitt ved

$$\bar{q} = \frac{1}{2} \rho V_s^2(z, T, R)$$

I tidsplanet er de tre komponentene av den fluktuerende delen av vindlasten gitt som

$$\left\{ \begin{array}{l} q_D(y, z, t) \\ q_L(y, z, t) \\ q_M(y, z, t) \end{array} \right\} = \frac{1}{2} \rho V_s^2(z, T, R) \begin{bmatrix} 2 c_D h & (c'_D h - c_L b) \\ 2 c_L b & (c_D h + c'_L b) \\ 2 c_M b^2 & c'_M b^2 \end{bmatrix} \mathbf{v}$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 88
--	---	-------------------------------------

Her gjelder faktorene  $c_D$ ,  $c_L$  og  $c_M$  for vindinnfallsvinkelen  $\alpha = \bar{r}_\theta$ , hvor  $\bar{r}_\theta$  er midlere tverrsnittsrotasjon, og:

$$c'_D = \frac{\partial c_D(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha}, \quad c'_L = \frac{\partial c_L(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha}, \quad c'_M = \frac{\partial c_M(\bar{r}_\theta)}{\partial \alpha}$$

For en horisontal brukonstruksjon, f.eks. en brubjelke, er

$$\mathbf{v} = \begin{pmatrix} u(y, z, t) \\ w(y, z, t) \end{pmatrix}$$

For en vertikal brukonstruksjon, f.eks. ei søyle, er

$$\mathbf{v} = \begin{pmatrix} u(y, z, t) \\ v(y, z, t) \end{pmatrix}$$


Kraftfaktorer (formfaktorer) hentes fra NS 3491-4 eller relevante litteraturkilder.

#### 2.5.2.4 Brukonstruksjoner i vindlastklasse III

For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal dynamiske lastvirkninger beregnes med utgangspunkt i prinsippene angitt for vindlastklasse II (pkt. 2.5.2.3), men beregningen skal utvides til i større grad å ta hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen. Bl.a. innebærer dette at:

- kraftfaktorer og deres deriverte skal bestemmes med seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel
- seksjonsmodellen skal også benyttes til å bestemme uttrykk for aerodynamisk deriverte (flutterderiverte)
- beregningsmodellen skal utvides slik at den også inkluderer aerodynamisk demping og aerodynamisk stivhetsreduksjon
- lastbidrag fra turbulenskomponentene, aerodynamisk demping og aerodynamisk stivhetsreduksjon skal alle baseres på aerodynamisk deriverte fra seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel

Endrede egenskaper til brukonstruksjonen på grunn av mulig opphopning av snø på brubjelken eller mot rekkverk; snø, is og vann på kabler; og andre tilsvarende endringer av det dynamiske systemet, skal vurderes.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 89
--	---	-------------------------------------

### 2.5.2.5 Grensetilstander og lastkombinasjoner

Den ferdige brukonstruksjonen uten trafikklast skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år (jf. pkt. 2.4.1.5, s. 82). For en returperiode på 50 år er  $c_{SAN} = 1,0$ . For andre returperioder  $\geq 2$  år er  $c_{SAN}$  gitt ved

$$c_{SAN}(p) = \frac{3}{4} \sqrt{1 - 0,2 \ln[-\ln(1 - p)]}$$

I byggetilstander skal brukonstruksjonen kontrolleres for et vindfelt med returperiode lik 10 år (jf. pkt. 2.4.1.5). For midlertidige faser  $< 3$  døgn kan imidlertid returperioden reduseres til 1 år når tilstrekkelig sikre værvarsel foreligger for en 5 døgns periode. Tilstrekkelig sikre værvarsel kan være at det ikke er meldt kuling eller sterkere vind for denne 5 døgnsperioden.

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 500 år. Disse brukonstruksjonene skal også kontrolleres for instabilitet slik at

$$\frac{V_{kr}}{\gamma_{Vkr}} \geq V_s(z = z_m, T = 600, R = 500)$$

hvor:


$$\gamma_{Vkr} = 1,6$$

$z_m$  – referanseposisjon for beregning av kritisk vindhastighet  $V_{kr}$ , eksempelvis brubjelkens skjærsenter

Kritisk vindhastighet bestemmes som angitt i pkt. 2.5.2.7.

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I og II skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindflaten av kjøretøy på vegbruer antas som en rektangulær flate med høyde 2 m regnet fra kjørebansens overside, mens tilsvarende høyde på gangbruer settes til 1,5 m. Det skal ikke samtidig regnes med tillegg fra rekkverk. Lengden på vindflaten av kjøretøy (og trafikklaster) settes lik den som gir ugunstigst lastvirkning. Vindlasten beregnes med et vindfelt hvor kastvindhastigheten ved kjørebansens høyeste punkt er lik 35 m/s, eller med et vindfelt med returperiode lik 50 år dersom det gir lavere verdi.

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklast. Vindflaten av kjøretøy på vegbruer antas

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 90
--	---	-------------------------------------

som en rektangulær flate med høyde 2,0 m regnet 0,2 m fra kjørebansens overside, mens tilsvarende høyde på gangbruer settes til 1,5 m regnet fra kjørebansens overside. Bredden på kjøretøyene for vegbruer settes til 2,0 m pr. lastfelt. Lengden på vindflaten, antall lastfelt med plassering i tverretning for vegbruer og kjøretøybredde med plassering i tverretning for gangbruer, settes lik det som samlet sett (vind og trafikk) gir ugunstigst lastvirkning. Kraftfaktorer bestemmes med numeriske simuleringer, eventuelt med seksjonsmodell i vindtunnel. Vindlasten beregnes med et vindfelt hvor kastvindhastigheten ved kjørebansens høyeste punkt er lik 35 m/s, eller med et vindfelt med returperiode lik 50 år dersom det gir lavere verdi.

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes kontrollert i utmattingsgrensetilstand – se pkt. [2.5.2.6](#).

Gangbruer i vindlastklasse III skal kontrolleres i bruksgrensetilstand med hensyn til vindinduserte forskyvninger og akselerasjoner, se pkt. [5.1.3.2.3](#). Vindlasten skal beregnes med en redusert stedsvindhastighet lik  $0,7 V_s$ .

### 2.5.2.6 Hvirvelavløsningssvingninger

Brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal vurderes med hensyn til hvirvelavløsningssvingninger. Disse oppstår på grunn av alternerende hvirveldannelser på hver side av tverrsnittet, som gir fluktuerende krefter  $q_L(t)$  på tvers av hovedstrømsretningen, og vridningsmoment  $q_M(t)$  om skjærsenteret. Hvirvelavløsningsfrekvensen  $n_s$  er gitt ved

$$n_s = \frac{V St}{h}$$

hvor:

$V$  – middelvindhastighet

$St$  – Strouhals tall

$h$  – referanse høyde for måling av Strouhals tall

Hvirvelavløsningssvingninger vil kunne oppstå innenfor et vindhastighetsområde rundt hver middelvindhastighet  $V$  som gir resonans. Resonante vindhastigheter  $V_r$  som skal vurderes, er gitt ved

$$V_r = \frac{n_i h}{St}$$

hvor:

$n_i$  – brukonstruksjonens egensvingefrekvens nr.  $i$

For brukonstruksjoner i vindlastklasse I og II, kan data og metoder gitt i NS 3491-4 brukes for å vurdere muligheten for og størrelsen på eventuelle hvirvelavløsningsvingninger. For brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal data fra felt- eller vindtunnelundersøkelser legges til grunn ved beregning av lastvirkninger.

Beregning av lastvirkninger i brukonstruksjoner i vindlastklassene I, II og III skal baseres på et lavturbulent vindfelt, hvor  $I_u \leq 0,05$ . Brukonstruksjonens dempings-egenskaper ved beregning av hvirvelavløsningsvingninger er gitt i tab. 10.

Brukonstruksjon	Dempingsforhold $\xi_0$ [%]
Henge- og skråstagbruer	0,2
Stålbruer	0,4
Samvirkebruer	0,6
Betongbruer, urisset	0,8
Betongbruer, risset	1,6
Trebruer	1,25

Tabell 10: Konstruksjonsdemping


For utmattingsberegninger på grunn av hvirvelavløsningsvingninger skal den årlige sannsynligheten for at middelvindhastigheten  $V$  skal ha retning  $\varphi \pm \Delta\varphi$  i forhold til brukonstruksjonen, og samtidig ligge innenfor et område av  $V_r$  som gir hvirvelavløsningsvingninger, beregnes av

$$P(V_r, \varphi) = 2\epsilon_0 \left(\frac{V_r}{V_m}\right)^2 \exp\left[-\left(\frac{V_r}{V_m}\right)^2\right] P(\varphi - \Delta\varphi \leq \bar{\varphi} \leq \varphi + \Delta\varphi)$$

Her er:

$\epsilon_0$  – parameter som beskriver hastighetsområdet omkring  $V_r$ , hvor hvirvelavløsningsvingningene eksisterer. Dersom ikke andre verdier kan dokumenteres, settes  $\epsilon_0 = 0,3$ .

$P(\varphi - \Delta\varphi \leq \bar{\varphi} \leq \varphi + \Delta\varphi)$  – sannsynligheten for at middelvindretningen skal ligge i området  $\varphi \pm \Delta\varphi$ . Den bestemmes ut fra meteorologiske data fra nærliggende målestasjoner. Hvis ikke annen verdi velges som mer hensiktsmessig, settes  $\Delta\varphi = 15^\circ$ .

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 92
--	---	-------------------------------------

$V_m$  – middelvindhastighet ved hastighetsfordelingens topp, gitt ved

$$V_m = \frac{1}{5} V(z = z_m, T = 600, R)$$

hvor  $z_m$  er posisjonen der hvirvelavløsningseffekten er størst, f.eks. midt i bjelke-spennet eller i tårntopp.

### 2.5.2.7 Kontroll av instabilitetsfenomenene

Brukonstruksjoner i vindlastklasse III skal kontrolleres for instabilitet.

De fire kategoriene av instabilitetsfenomen som skal kontrolleres, er galloping, statisk divergens, koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet og torsjonsinstabilitet. Instabilitet betegner her en fiktiv grense for kritisk vindhastighet  $V_{kr}$ , hvor brukonstruksjonens totale demping eller stivhet beregningsmessig er lik null. Når vindhastigheten  $V$  nærmer seg  $V_{kr}$ , er brukonstruksjonens oppførsel preget av betydelige forskyvninger, som i hovedsak skyldes interaksjon mellom luftstrømningen og brukonstruksjonens statiske og dynamiske respons.

Galloping er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen. Fenomenet forekommer for brukonstruksjoner med en tverrsnittsform hvor løftekoeffisientens helning  $c'_L$  er negativ. Den kritiske vindhastigheten for galloping er gitt ved

$$V_{kr} = \frac{8 \pi n_z m_z \xi_z}{\rho b} \cdot \frac{1}{- \left[ c'_L(\bar{r}_\theta) + \frac{h}{b} c_D(\bar{r}_\theta) \right]}$$

hvor:

$n_z$  – laveste egenfrekvens med hensyn til egensvingninger på tvers av hovedstrømsretningen

$\xi_z$  – dempingsforhold for tilhørende egensvingning

$m_z$  – jevnt fordelt ekvivalent modal translasjonsmasse:

$$m_z = \frac{\int_L m_{z0}(s) \phi_z^2(s) ds}{\int_L \phi_z^2(s) ds}$$


hvor:

$m_{z0}(s)$  – translasjonsmasse pr. lengdeenhet i vilkårlig posisjon  $s$

$\phi_z(s)$  – egensvingning med tilhørende egenfrekvens  $n_z$

Statisk divergens er et instabilitetsfenomen som skyldes negative bidrag fra bevegelsesinduserte vridningskrefter til brukonstruksjonens totale torsjonsstivhet. Den kritiske vindhastigheten for statisk divergens er gitt ved



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 93
--	---	-------------------------------------

$$V_{kr} = 2 \pi b n_{\theta} \sqrt{\frac{2 m_{\theta}}{\rho b^4 c'_L(\bar{r}_{\theta})}}$$

hvor:

- $n_{\theta}$  – laveste egenfrekvens for torsjonssvingning
- $m_{\theta}$  – jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse

Koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet (klassisk flutter) er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte krefter på tvers av hovedstrømsretningen i kombinasjon med tverrsnittsvridning. Et forenklet uttrykk for den kritiske vindhastigheten er gitt ved Selbergs formel for klassisk flutter

$$V_{kr} = 3,7 b n_{\theta} \sqrt{\frac{m_z r}{\rho b^3} \left[ 1 - \left( \frac{n_z}{n_{\theta}} \right)^2 \right]}$$

hvor:


$$r = \sqrt{\frac{m_{\theta}}{m_z}} \quad \text{– treghetsradien til tverrsnittet}$$

Forenkelt beregning med Selbergs formel kan benyttes for brukonstruksjoner i vindlastklasse II, gitt at kravet i pkt. 2.5.2.5 er oppfylt med  $\gamma_{V_{kr}} = 2,0$ . For brukonstruksjoner i vindlastklasse II som ikke tilfredsstiller dette krav, og for alle brukonstruksjoner i vindlastklasse III, skal den kritiske vindhastigheten dokumenteres med følgende metoder (begge metodene skal dokumenteres):

- eksperimentelt med seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel
- beregninger i frekvensplanet basert på aerodynamisk deriverte (flutterderiverte) fra seksjonsmodellundersøkelser i vindtunnel

For spesielt slanke brukonstruksjoner skal det også undersøkes om mer enn én vertikal egensvingeform, samt horisontale egensvingeformer, bidrar til fluttermekanismen. Disse undersøkelsene skal baseres på frekvensavhengige lastkoeffisienter.

Torsjonsinstabilitet er et instabilitetsfenomen som skyldes bevegelsesinduserte vridningskrefter. Torsjonsinstabilitet skal dokumenteres for de tilfeller hvor det er krav til at koblet vertikal- og torsjonsinstabilitet skal dokumenteres ut over bruken av Selbergs formel.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 94
--	---	-------------------------------------

### 2.5.3 BØLGE-, STRØM- OG FLOMLASTER

**2.5.3.1** Bølge- og strømforholdene på brustedet bestemmes ut fra målinger, eller indirekte, på grunnlag av vindhastigheter og strøklengder samt generelt kjennskap til forholdene på brustedet.

**2.5.3.2** Bølgekinematikken ut fra lineær bølge teori kan bestemmes av f.eks. et JONSWAP-spektrum. Alternativt kan lastene bestemmes ut fra en dimensjonerende bølge, men metoden må brukes med forsiktighet, og bare om bølgelastene kan anses som statisk eller tilnærmet statisk last.


**2.5.3.3** For langstrakte konstruksjoner, som rør- og flytebruer, kan bølgenes retningsspredning ha stor betydning. For slike konstruksjoner må retningsspredningen vurderes særskilt i det enkelte tilfelle.

**2.5.3.4** Flomlast er en ulykkeslast som skal tilfredsstille Prosjekteringsregulenes avs. 2.7 (s. 110 f.). Når fri høyde er valgt i henhold til pkt. 1.2.4.2 (s. 34), skal laster fra flom for en returperiode på 200 år bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

**2.5.3.5** Ved beregning av bølge- og strømlaster skal det tas hensyn til økede dimensjoner og andre effekter av eventuell is og begroing.

**2.5.3.6** Bølge- og strømlaster i sjø kan bestemmes ut fra teori og metoder beskrevet i Oljedirektoratets Veiledning om laster og lastvirkninger i petroleumsvirksomheten, kap. 4. Retningsspekteret må vurderes spesielt i det enkelte tilfelle. De anbefalte spredningsfunksjoner gitt i nevnte "Veiledning" bør ikke anvendes for langstrakte konstruksjoner som rør- og flytebruer.

**2.5.3.7** Beregningene av vind-, bølge- og strømlaster skal inkludere bestemmelse av mulige oscillerende laster forårsaket av virvelavløsning. Beregninger skal utføres for bruas hovedkonstruksjon samt for brukonstruksjonens enkelte elementer (tårn, master, kabler og lignende). Endringer over tid av de enkelte elementers ruhet på grunn av begroing, mulig korrosjon og lignende skal tas hensyn til.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 95
--	---	-------------------------------------

## 2.5.4 VANNTRYKK

**2.5.4.1** Variable vanntrykklaster skyldes variasjoner i vannstand eller grunnvannstand. Karakteristiske verdier bestemmes på grunnlag av høyeste og laveste observerte vannstand. For grunnvannstanden skal grensene vurderes særskilt. Dersom det sørges for effektiv og varig drenering, kan dette tas hensyn til ved bestemmelse av variabel vanntrykklast.

## 2.5.5 ISLAST

### 2.5.5.1 Generelt

Brukonstruksjoner skal dimensjoneres for mulige islaster. Lastene bestemmes ut fra de lokale forhold og konstruksjonens utforming.


Følgende hovedtyper av islast kan opptre:

1. Støtlaster fra isflak som driver eller presses mot konstruksjonen under påvirkning fra vind og strøm, inkl. laster pga. isgang, skruis, pakkis, etc.
2. Horisontale ekspansjonslaster på grunn av temperaturendringer i sammenhengende fastholdte isdekker.
3. Laster på grunn av hvelvirkninger i isen som oppstår ved vannstandsvariasjoner.
4. Løftelast eller påhengslast fra is som er frosset til konstruksjonen.

Forenklet antas islastene i sjø (hav) å virke på ugunstigste nivå mellom HAT og LAT, jf. pkt. [1.2.2.3](#) (s. 31), for type 1 og mellom MV og LAT for type 2–4. Spesielt for type 3 bør det imidlertid undersøkes om lokale forhold også kan medføre høyere angrepspunkt enn MV. I magasin/regulerte sjøer gjelder tilsvarende, men da med HAT og LAT erstattet av hhv. HRV (høyeste regulerte vannstand) og LRV (laveste regulerte vannstand). For elver skal angrepsnivåer for islaster vurderes spesielt.

Islaster kan vanligvis anses som statisk last, men ved støtlast mot slanke konstruksjoner skal dynamiske virkninger undersøkes.

Pilarer i vann hvor is kan forekomme, skal minst dimensjoneres for et istrykk tilsvarende 200 kN i pilartverrsnittets lengderetning og 200 kN vinkelrett på dette. Lastene kan antas å ikke virke samtidig.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 96
--	---	-------------------------------------

Hvis isens drivretning avviker mer enn ca. 30° fra pilarens lengdeakse, bør det utføres en nærmere utredning av islastenes størrelse.

Istykkelsen,  $t$ , på innsjøer kan regnes å være:

$$t = \frac{\sqrt{F}}{175} \text{ [m]}$$

der  $F$  er frostmengden i timegrader [h °C], antatt gitt ved:

$$F = (F_{10} + F_{100}) / 2$$

hvor  $F_{10}$  og  $F_{100}$  er frostmengder med returperiode hhv. 10 og 100 år, se Statens vegvesens håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging og håndbok 018 Vegbygging.

Istykkelsen vil reduseres betydelig allerede ved 0,05 m snødekke, og for et snødekke tykkere enn 0,10 m kan beregnet istykkelse reduseres med 30 %.

Istykkelsen på sakte rennende elver kan antas å være 0,65  $t$ .

Beregnet istykkelse og valg av andre viktige forutsetninger for beregning av islaster som flakstørrelser, strømhastighet, drivretning, oppstuing etc. bør sammenholdes med lokale observasjoner og registreringer.

I fig. 2 er vist de betegnelser som benyttes ved beregning av islaster:

### 2.5.5.2 Støtlaster

Last fra drivende is i retning tilnærmet pilarens lengderetning beregnes av formelen:

$$I_1 = C_1 C_2 C_3 \sigma_k t b \tag{1}$$

Her er:

$C_1$  – formfaktor for pilarens bredde, se tab. 11

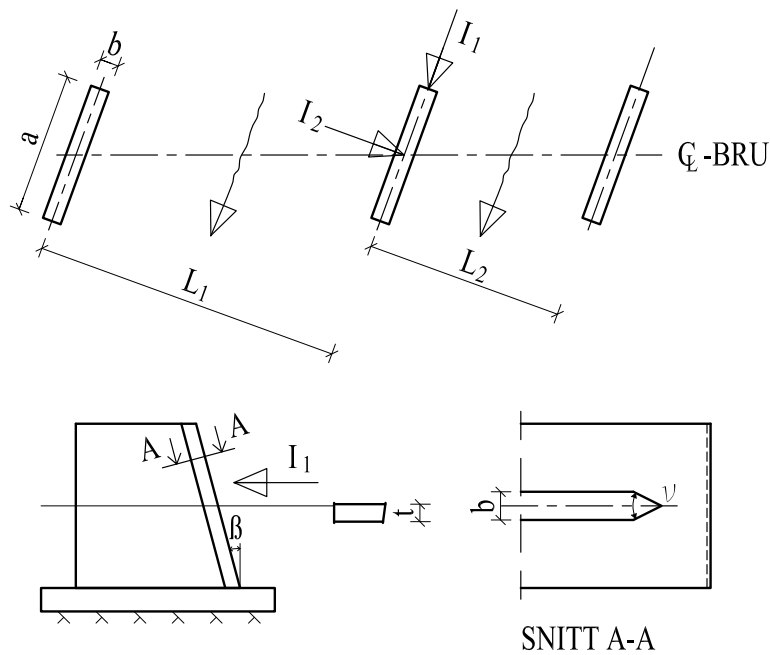
$C_2$  – formfaktor for helningen av pilarfronten, se tab. 12

$C_3$  – formfaktor for utforming av pilarfronten, se tab. 13.

For halvsirkelformet kant regnes  $C_3 = 0,9$

$\sigma_k$  – isens knusningsfasthet

$t$  – istykkelse



Figur 2: Definisjon av pilardimensjoner og islaster

$b$  – tverrsnittsdimensjon i pilarens tverretning

Isens knusningsfasthet,  $\sigma_k$ , bestemmes med veiledning fra følgende verdier:

$\sigma_k = 700 \text{ kN/m}^2$  – eksempelvis små flak med temperatur rundt nullpunktet. Regulerte elver i midt-Norge og nord-Norge. Tidligere benyttet for Mjøsa.

$\sigma_k = 1400 \text{ kN/m}^2$  – eksempelvis ved sterk isgang eller svært store flak av kjerneis kombinert med lav temperatur og høy strømhastighet. Tidligere benyttet for normal våris i Tana.

$\sigma_k = 2500 \text{ kN/m}^2$  – benyttes unntaksvis for særlig store isflak påvirket av strøm og vind og lave temperaturer, f.eks. stålis med lav temperatur.

Fastheten av sjøis settes normalt til  $2/3$  av fastheten for tilsvarende angitte veiledende verdier for ferskvannsis.

Hvis pilarens lengdeakse er tilnærmet parallell med isens bevegelsesretning, settes  $I_2 = 0,15 I_1$ .  $I_1$  og  $I_2$  antas å virke samtidig.

Hvis bevegelsesretningen ved isgang ikke er tilnærmet parallell med pilarens lengdeakse, deles lasten opp vektorielt, men med  $I_2 \geq 0,2 I_1$ .

Tabell 11: Islastfaktor  $C_1$

$b/t$	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	$\geq 4,0$
$C_1$	1,8	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8

For mellomliggende verdier interpoleres lineært.

Tabell 12: Islastfaktor  $C_2$

$\beta$ [°]	0 – 15	15 – 30	30 – 45
$C_2$	1,0	0,75	0,5

$\beta$  er pilarfrontens helning med vertikalen, se fig. 2.

Merk: Produktet  $C_1 \cdot C_2$  bør ikke regnes mindre enn 0,50.

Tabell 13: Islastfaktor  $C_3$

$\nu$ [°]	45	60	75	90	120	180
$C_3$	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00

$\nu$  er pilarfrontens åpningsvinkel, se fig. 2.

For mellomliggende verdier interpoleres lineært.

$I_1$  og  $I_2$  virker horisontalt. Vertikalkomponenten kan beregnes ved å anta en friksjonskoeffisient mellom is og konstruksjon på  $\mu = 0,15$ .

For bruer der pakkis kan bygge seg opp mot pilarer, kan islaster bestemt av lign. 1 (s. 96) antas også å dekke laster fra pakkis, men med tilleggskravet:

$$I_1 \geq i_1 (L_1 + L_2) / 2$$


hvor  $i_1$  normalt varierer fra 10 til 30 kN/m.  $L_1 + L_2$  settes ikke inn med større verdi enn 100 m (se fig. 2).

Hvis store isflak støter mot en konstruksjon med stor utstrekning, f.eks. den lengste siden av en pilar, bør det benyttes metoder som tar hensyn til både isflakets bevegelsesenergi og konstruksjonens utstrekning/utforming.

### 2.5.5.3 Ekspansjonslaster

Ensidig last fra fast isdekke ved temperaturendringer beregnes ut fra en jevnt fordelt last  $i_2$ :

$$i_2 = 300 t + 2,5 |T| < 250 \text{ [kN/m]} \quad (2)$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 99
--	---	-------------------------------------

Her er:

$t$  – istykkelsen i m, skal ikke innføres med større verdi enn 0,5 m

$T$  – karakteristisk verdi av laveste døgnmiddeltemperatur  $T_{0-}$  [°C] med returperiode 50 år.

Hvis det er råk på motsatt side av pilaren (ensidig last), beregnes islastene som:

$$I_1 = i_2 (L_1 + L_2) / 20 \quad (3)$$

$$I_2 = i_2 a \quad (4)$$

hvor  $L_1$ ,  $L_2$  og  $a$  er definert i fig. 2 (s. 97).  $L_1 + L_2$  settes ikke inn med større verdi enn 100 m.

Bakenforliggende pilarer regnes samtidig for 25 % av verdiene i lign. 3 og 4.

Ved fast isdekke på alle sider av pilaren (tosidig last), kan islastene fastsettes til 25 % av verdiene i lign. 3 og 4.

Det må vurderes ut fra lokale forhold om pilaren skal belastes med både  $I_1$  og  $I_2$ , og om de eventuelt skal virke samtidig.

Det kan tas hensyn til pilarens ettergivelse. Lengdeutvidelseskoeffisienten for is kan da settes til  $\alpha = 5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

#### 2.5.5.4 Laster fra fast isdekke gjennom hvelvvirkninger

Vannstandsendringer medfører at isdekket rundt pilarer kan brytes ned slik at isen over tid blir tykkere og eventuelle sprekker fylles med vann og fryser. Ensidig horisontaltrykk fra hvelvvirkning kan beregnes fra lign. 4 hvor  $i_2$  normalt ikke skal regnes større enn 200 kN/m.


#### 2.5.5.5 Vertikale laster fra fast isdekke

Ved vannstandsendringer kan laster fra fast is angitt i pkt. 2.5.5.4 få en vertikal oppadrettet komponent som maksimalt er 1/3 av den horisontale lasten.

Isdekke fastfrosset i pilarer kan ved stigende vannstand gi løftelaster som beregnes som følger:

$$I_v = 2(a + b) i_v$$

$$i_v = 0,6 t \sqrt{\sigma_b h k}$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 100
--	---	--------------------------------------

Her er:

$I_v$  – løftelast

$i_v$  – løftelast ved lang rett vegg

$\sigma_b$  – isdekkets bøyefasthet ( $= 0,7 \sigma_k$ , se s. 97)

$h$  – vannstandsvariasjonen

$t$  – istykkelsen i m, skal ikke innføres med større verdi enn 0,6 m

$k$  – opptrykksmodulen ( $= 10 \text{ kN/m}^3$ )

For frittstående pel kan løftelasten antas å være:

$$I_v = A t^2$$

hvor:

$$t \leq 0,6 \text{ m}$$

$$A < 1600 \text{ kN/m}^2 \text{ for ferskvannsis}$$

$$A < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ for saltvannsis}$$


## 2.5.6 TEMPERATURLAST

2.5.6.1 Temperaturlasten er sammensatt av virkningene av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel,  
alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

De ulike temperaturandelene og samtidighet av disse beregnes iht. NS 3491-5, [10] (s. 298), samt etterfølgende angitte tilleggsbestemmelser.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">2 LASTER</p> <p style="text-align: center;">2.5 NATURLASTER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 101</p>
--	--	---


**2.5.6.2** For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som ikke dekkes under tverrsnitt definert i NS 3491-5, gruppe 1, 2 og 3, kan følgende temperaturandeler benyttes:

- Stålbuer med kassetverrsnitt:
  - Jevnt fordelt brutemperatur som for gruppe 1
  - Vertikal lineært varierende temperaturandel som for gruppe 1, uten beleg
  - Vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel som for gruppe 1a), uten beleg
- Betongbuer med kassetverrsnitt:
  - Jevnt fordelt brutemperatur som for gruppe 3
  - Vertikal lineært varierende temperaturandel som for gruppe 3, uten beleg
  - Vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel som for gruppe 3c), uten beleg
- For øvrige konstruksjoner og konstruksjonsdeler:
  - Jevnt fordelt brutemperatur settes lik representativ lufttemperatur, dersom nøyaktigere verdi ikke legges til grunn
  - Varierende temperaturandel vurderes spesielt

**2.5.6.3** For stålbruer (gruppe 1) og betongbruer (gruppe 3) vil det normalt og konservativt kunne benyttes vertikal lineært varierende temperaturandel (NS 3491-5, pkt. 6.1.4.1). Dersom nøyaktigere beregning vurderes som nødvendig, kan alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel anvendes (NS 3491-5, pkt. 6.1.4.2). Aluminiumbruer kan behandles tilsvarende som stålbruer (gruppe 1).

For samvirkebruer (gruppe 2) skal det benyttes vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel beregnet etter forenklet prosedyre (NS 3491-5, fig. 4). Ved oppvarming settes  $\Delta T_1 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ . Ved avkjøling benyttes  $\Delta T_1 = -15 \text{ }^\circ\text{C}$ .  $\Delta T_1$  er uavhengig av beleggstykkelse.

Bruoverbygning som er sammensatt av aluminium og stål, eller aluminium og betong skal beregnes etter samme forenklete prosedyre som gruppe 2 med  $\Delta T_1 = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ .

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 102
--	---	--------------------------------------

Vertikal lineært varierende temperaturandel skal fordeles over tverrsnittshøyden slik at den ikke gir bidrag til maksimale temperaturintervall  $\Delta T_{N,eks}$  og  $\Delta T_{N,kon}$  (NS 3491-5, pkt. 6.1.3.3), med mindre det kan påvises at slikt bidrag kan ses bort fra. Kravet tilfredsstilles når fordelingen gir  $\Delta T = 0$  i tverrsnittets tyngdepunkt-sakse.

For vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel vil det normalt ikke være nødvendig å korrigere for bidrag som fordelingen gir til  $\Delta T_{N,eks}$  og  $\Delta T_{N,kon}$ .

**2.5.6.4** I enkelte spesielle tilfeller, som for særlig breie bruer, samt for bruer som er orientert slik at solstrålingen gir vesentlig større oppvarming på én side, kan det være nødvendig å ta hensyn til horisontal temperaturforskjell på tvers av overbygningen. Det kan benyttes horisontal lineært varierende temperaturandel iht. NS 3491-5, pkt. 6.1.4.3. Temperaturandelen regnes å virke over total brubredde.

**2.5.6.5** Ved beregning av forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler (NS 3491-5, pkt. 6.1.6), skal den ugunstigste konstruksjonsdelen antas å ha den ekstreme temperaturen ( $T_{e,maks}$  hhv.  $T_{e,min}$ ), mens temperaturen for de andre konstruksjonsdelene framkommer som en reduksjon av tallverdien i forhold til ekstremtemperaturen.


**2.5.6.6** Temperaturdifferanser i overbygninger av betongkasser samt i hule betongpilarer (NS 3491-5, pkt. 6.1.4.4 og 6.2.2 (2)) omfatter for begge konstruksjonsdeler:

- Temperaturforskjell 15 °C mellom en indre og en ytre vegg
- Lineært varierende temperaturvariasjon 15 °C mellom innvendig og utvendig overflate av en vegg

Temperaturdifferanser i hule ståltverrsnitt (overbygninger og pilarer) fastsettes i hvert enkelt tilfelle.

**2.5.6.7** Ved beregning av globale lastvirkninger skal samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og vertikal varierende temperaturandel beregnes som angitt i NS 3491-5, pkt. 6.1.5.

Videre skal forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler, samt eventuell horisontal varierende temperaturandel, regnes å virke samtidig med forannevnte temperaturandeler. Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 103
--	---	--------------------------------------

mellom ulike konstruksjonsdeler gis samme faktor  $\omega_N$  som jevnt fordelt temperaturandel. Eventuell horisontal varierende temperaturandel gis faktor  $\omega_H$ .

Følgende tre sett med kombinasjonsfaktorer for samtidighet av temperaturandeler skal benyttes:

- a:      $\omega_M = 1,0$       $\omega_N = 0,35$       $\omega_H = 0,5$   
b:      $\omega_M = 0,75$       $\omega_N = 1,0$       $\omega_H = 0,5$   
c:      $\omega_M = 0,75$       $\omega_N = 0,35$       $\omega_H = 1,0$

Alle kombinasjoner av temperaturandeler anses mulig. Dog skal eventuell horisontal varierende temperaturandel kun tas med der  $\Delta T_{N,eks}$  inngår.

**2.5.6.8** Temperaturdifferanser i overbygninger og pilarer, kfr. pkt. 2.5.6.6, vil normalt ikke inngå ved beregning av globale lastvirkninger. De lokale lastvirkninger skal beregnes.

Ved kontroll av konstruksjonsdeler som er påkjent av både globale og lokale lastvirkninger, skal temperaturdifferanser iht. pkt. 2.5.6.6 regnes med full verdi i kombinasjon med permanente laster. I kombinasjon med ugunstigste lastvirkning inkludert alle variable laster regnes temperaturdifferanser med 50 % av full verdi.

**2.5.6.9** Verdiene til maksimalt intervall for ekspansjon eller kontraksjon for jevnt fordelt brutemperatur ved lagre og fuger som forinnstilles, kan settes til  $\Delta T_{N,eks} + 5$  °C og  $\Delta T_{N,kon} + 5$  °C, tilsvarende som angitt i NS 3491-5, pkt. 6.1.3.3 (5).


## 2.5.7 JORDSKJELVLAST

### 2.5.7.1 Generelt

Jordskjelvlast er unormal naturlast.

Jordskjelvlast karakteriseres ved hjelp av seismiske sonkart for akselerasjonen i berggrunn, gitt som spissverdien  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>] ved frekvens  $f = 40$  Hz.

Jordskjelvlasten angis som en beskrivelse av bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. Bevegelsen er normalt tilfredsstillende beskrevet ved hjelp av tre komponenter (translasjoner i de tre hovedretningene). Tre forskjellige metoder kan normalt benyttes for å beskrive hver av disse komponentene:

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 104
--	---	--------------------------------------

- Et normalisert elastisk responspekter (heretter benevnt responspekter)
- En spektraltetthetsfunksjon for grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen
- En tidsserierepresentasjon av grunnbevegelsen/grunnakselerasjonen

Beskrivelse med responspekter benyttes i disse reglene som den grunnleggende metoden. For analyser basert på denne metoden (og tre komponenter) kan konstruksjonen analyseres for hver av de tre komponentene som så kombineres etter nærmere angitte regler.

For konstruksjoner som ikke står direkte på berggrunnen, må det kompenseres for den endring av jordskjelvakselerasjonen som skjer mellom berggrunnen og konstruksjonen. Grunnundersøkelser må foretas for å klassifisere grunnforholdene.

Romlig variasjon av jordskjelvbevegelsen må vurderes når:

- konstruksjonen er fundamentert på diskontinuerlige variable grunnforhold, dvs. grunnforhold med vesentlig forskjellige egenskaper
- lengden av konstruksjonen er større enn 500 m

Dersom det ikke utføres en nøyaktig fastsettelse av jordskjelvlastene på det aktuelle brusted, skal reglene i NS 3491-12, [11] (s. 298), følges sammen med presiseringer som angitt i etterfølgende pkt. 2.5.7.2 – 2.5.7.7. Når det gjelder forklaring av begreper og symboler, vises til NS 3491-12.

### 2.5.7.2 Seismisk klasse, seismisk faktor $\gamma_I$ og grunnens akselerasjon $a_g$

Størrelsen på den seismiske faktor  $\gamma_I$  er bestemt ut fra bruas plassering i seismisk klasse som gitt i det etterfølgende<sup>3</sup>:

- *Seismisk klasse IV*,  $\gamma_I = 1,8$  (tilsvarer returperiode på ca. 2000 år)
  - Bruer med  $L_{tot} > 600$  m
  - Bruer med  $L_{tot} > 200$  m og  $\text{ÅDT} > 8000$
  - Samfunnsmessig viktige bruer  
(Dette er f.eks. bruer som er lokalisert på hovedatkomstveger til geografiske regioner, sykehus eller brannvesen i større byer. Omfatter også bruer som ligger i tettbebygde strøk, og hvor det får store konsekvenser om bruene ødelegges.)

---

<sup>3</sup> $L_{tot}$  er total brulengde.

- *Seismisk klasse III*,  $\gamma_I = 1,4$  (tilsvarer returperiode på ca. 1000 år)
  - Bruer med  $L_{tot} > 200$  m
  - Bruer med  $L_{tot} > 30$  m og  $\text{ÅDT} > 8000$
- *Seismisk klasse II*,  $\gamma_I = 1,0$  (tilsvarer returperiode på 475 år)
  - Vegbruer, unntatt de som er plassert i seismisk klasse III og IV
  - Gangbruer

Der brua oppfyller kravene i flere klasser skal strengeste (høyeste klasse) benyttes.

Størrelsen på grunnakselerasjonen  $a_g$  i berggrunnen på det aktuelle brusted finnes fra seismiske sonekart for returperiode 475 år, gitt i NS 3491-12, tillegg A.

### 2.5.7.3 Jordskjelvanalyseklasser

Jordskjelvanalysen graderes i tre klasser som vist i tab. 14.

Analyseklasse	Analysenivå
0	Ingen jordskjelvanalyse
1	Forenklet jordskjelvanalyse
2	Detaljert jordskjelvanalyse

Tabell 14: Jordskjelvanalyseklasser

De forskjellige analyseklassene innebærer:

- 0: Det utføres ingen spesiell analyse for jordskjelv. Det forutsettes at dimensjonering pga. andre horisontalkrefter, f.eks. vind og trafikklast, også er dekkende for jordskjelv.
- 1: Analysen kan baseres på en forenklet responsanalyse. Det forutsettes at man kan anvende en forenklet metode for responsanalyse som gir tilstrekkelig nøyaktighet for den aktuelle brua. Metoden som anvendes må være anerkjent og vel dokumentert. Hvis brua ikke oppfyller kravene til at en forenklet metode kan benyttes, må analyse iht. 2 utføres.
- 2: Minimum en dynamisk responsanalyse basert på responspektermetoden.

Tabell 15: Kriterier for valg av jordskjelvanalyseklasse

Seismisk klasse ↓	$a_d = k_s \cdot \gamma_I \cdot a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]		
	$a_d \geq 1,5$	$0,7 \leq a_d < 1,5$	$a_d < 0,7$
IV	2	2	1
III	2	1	0
II	1	0	0

Analyseklassen for den enkelte bru bestemmes av bruas seismisk klasse og dimensjonerende akselerasjonsnivå i grunnen på brustedet,  $a_d$ , etter inndelingen vist i tab. 15.

Enkelte bruer kan ha så spesiell geometri og utforming (skjevhet, krumning, statisk system, etc.) at de bør plasseres i høyere analyseklasse enn det som framgår av tab. 15. Dette bestemmes i hvert enkelt tilfelle i samråd med Bruseksjonen.

Utfyllende bestemmelser for jordskjelvanalyse er gitt i pkt. 4.3.1.2.5 (s. 146 f.).

#### 2.5.7.4 Modifikasjon av responsspekter for demping ( $\eta$ )

Responsspekteret i NS 3491-12, pkt. 4.2, er gitt som funksjon av modifikasjonsfaktoren for demping  $\eta$ . Normalt kan det antas at  $\eta = 1,0$  (tilsvarer total systemdemping på 5 % av kritisk demping).

#### 2.5.7.5 Modifikasjon for duktil konstruksjonsoppførsel ( $k_Q$ )

For brukonstruksjoner som ikke kan absorbere energi ved ikke-lineær oppførsel, er  $k_Q = 1,0$ .


For brukonstruksjoner som kan absorbere energi ved ikke-lineær oppførsel, kan det regnes uten nærmere påvisning av tilstrekkelig duktilitet ved å anta<sup>4</sup>  $k_Q \leq 0,8$ .

Ved valg av  $k_Q < 0,8$  skal det påvises at rammehjørner og knutepunkter i hovedbæresystemet er utformet slik at de har minst samme styrke som tilstøtende deler, dersom ikke tilstrekkelig duktilitet påvises på annen måte.

Ved valg av  $k_Q \leq 0,5$  skal det påvises at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet.

Valg av  $k_Q < 1,0$  forutsetter samtidig at  $\eta \leq 1,0$ .

<sup>4</sup>↯: Ikke mindre enn.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.5 NATURLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 107
--	---	--------------------------------------

### 2.5.7.6 Modifikasjon av responsspekter for grunnforhold ( $k_s$ )


Dersom ikke mer omfattende vurderinger utføres, kan  $k_s$  fastsettes iht. NS 3491-12, pkt. 4.5.

### 2.5.7.7 Punkter i NS 3491-12 som ikke gjelder for bruer

Beregning av jordskjelvrespons basert på et påtrykt forskyvningsmønster, jf. NS 3491-12, pkt. 5.2 og tillegg C.4.3, tillates ikke benyttet for bruer.

Beregning av jordskjelvrespons iht. NS 3491-12, tillegg C.2.1 – C.2.4, tillates ikke benyttet for bruer.

Ved kombinasjon av lastvirkningskomponentene etter NS 3491-12, pkt. 4.6, gjelder ikke alternativene i de to siste avsnittene for bruer.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.6 DEFORMASJONSLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 108
--	--	--------------------------------------

## 2.6 DEFORMASJONSLASTER

### 2.6.1 GENERELT

**2.6.1.1** Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- Oppspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- svinn, kryp og relaksasjon
- setninger
- deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikasjons-, bygge- eller installasjonsmetode.

**2.6.1.2** Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige. Karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes.

### 2.6.2 OPPSPENNING

Lastvirkningen av oppspenning er sammensatt av:

- last som virker direkte på den oppspente konstruksjonsdelen, og
- indirekte virkninger (tvangskrefter) som opptrer ved oppspenning av statisk ubestemte konstruksjoner.

Ved bestemmelse av deformasjonslaster på grunn av oppspenning skal det tas hensyn til friksjons- og låsetap ved oppspenningen og tidsavhengige virkninger av svinn, kryp og relaksasjon.

Det vises for øvrig til bestemmelsene under pkt. [5.3.3.2](#) (s. 171).

### 2.6.3 SVINN, KRYP OG RELAKSASJON


Det vises til bestemmelsene under pkt. [5.3.3.2](#) (s. 171).

### 2.6.4 SETNINGER

Deformasjonslaster på grunn av setninger omfatter:


- laster påført konstruksjonen som resultat av jevne setninger,
- laster påført konstruksjonen som resultat av differensial- og skjevsetninger,



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.6 DEFORMASJONSLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 109
--	--	--------------------------------------

- laster påført konstruksjonen som resultat av skjærdeformasjon i skråninger eller fyllinger med anstrengt stabilitet. Omfatter også laster påført peler pga. samme effekt.

Ved beregning av karakteristisk verdi kan det tas hensyn til planlagt overvåking av setningene og til eventuelle forberedte tiltak for å hindre at de foreskrevne maksimalverdier overskrides.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.7 ULYKKESLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 110
--	---	--------------------------------------

## 2.7 ULYKKESLASTER

### 2.7.1 GENERELT

**2.7.1.1** Ulykkeslaster 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 jernbanetraffikk
- last fra fallende gjenstander
- eksplosjon med mulig påfølgende brann
- brann med mulig påfølgende eksplosjon
- laster forårsaket av skred.

**2.7.1.2** Karakteristiske ulykkeslaster er i hovedsak nominelle verdier fastsatt ut fra skjønn og kan vanligvis ikke knyttes til et definert sannsynlighetsnivå. I den utstrekning ulykkeslasten kan bestemmes ved hjelp av sannsynlighetsberegninger, bør sannsynligheten for hendelser som en ser bort fra i analysen, ikke overstige  $10^{-4}$  pr. år.


Regelverk med andre sikkerhetsnivåer kan komme til anvendelse når andre konstruksjoner påvirker våre bruere eller omvendt. Det skal avklares hvilke regelverk som er bestemmende. Spesielt skal andre statlige eller kommunale godkjenningmyndigheter varsles dersom sikkerhetsnivået i Prosjekteringsreglene er lavere enn i andre berørte regelverk.

**2.7.1.3** Karakteristiske verdier for påkjøringslaster fra kjøretøy og påseilingslaster fra skip er gitt i det etterfølgende, hhv. under i pkt. [2.7.2](#) og pkt. [2.7.3](#).

**2.7.1.4** Karakteristisk verdi for mulig ulykkeslast forårsaket av brann eller eksplosjon fastsettes særskilt for det enkelte prosjekt.

For krav til brannbelastning for løsmassetunneler, lokk-konstruksjoner, senketunneler og rørbruere henvises det til håndbøkene 021 Vegtunneler og 163 Vann- og frostsikring i tunneler.

For spesielle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som senketunneler og rørbruere, hvor konsekvensene av en brann kan være vanninnbrudd og tap av konstruksjonen, skal konstruksjonen dimensjoneres for en brannbelastning på 300 MW

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.7 ULYKKESSLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 111
--	--	--------------------------------------

basert på RWS-kurven i 2 timer, se håndbok 163, kap. 5, fig. 5.1. Samme brannbelastningskrav gjelder også for andre konstruksjoner hvor brann kan medføre sammenbrudd i konstruksjonen med store konsekvenser for omgivelsene, f.eks. bebyggelse og installasjoner på løsmassetunneler, lokk-konstruksjoner, etc.

**2.7.1.5** Risiko for skred fra land eller undervannsskred skal vurderes for det enkelte brusted. I tilfelle slik risiko foreligger, bør dette tas hensyn til ved valg av brutype og konstruktiv utforming. Karakteristiske verdier for skredinduserte laster bestemmes i det enkelte tilfelle.

## **2.7.2 PÅKJØRINGSLASTER FRA KJØRETØYER**

**2.7.2.1** Dersom det er risiko for at søyler, overbygning eller andre bærende konstruksjoner kan påkjøres, skal de kontrolleres for påkjøringslaster.

Avgjørende for påkjøringsrisikoen kan være konstruksjonens plassering i forhold til vegbanen, siktforhold, samt vegens kurvatur og helning i nærheten av konstruksjonen.

Påkjøringslasten regnes vanligvis ikke å opptre samtidig med variable laster. Unntak gjøres dersom det er avhengighet mellom påkjøringskraften og trafikklasten.

**2.7.2.2** Dimensjoneringen for påkjøringslaster vurderes særskilt for

- bruer med flere pilarer nær vegbanen
- overbygning som består av flere bjelker ved siden av hverandre
- hengestenger, staver i overliggende fagverk o.l.
- vegger i tunneler, underganger o.l.

**2.7.2.3** Hvis ikke påkjøringslastene bestemmes etter nøyaktigere metoder, skal verdiene nedenfor benyttes:

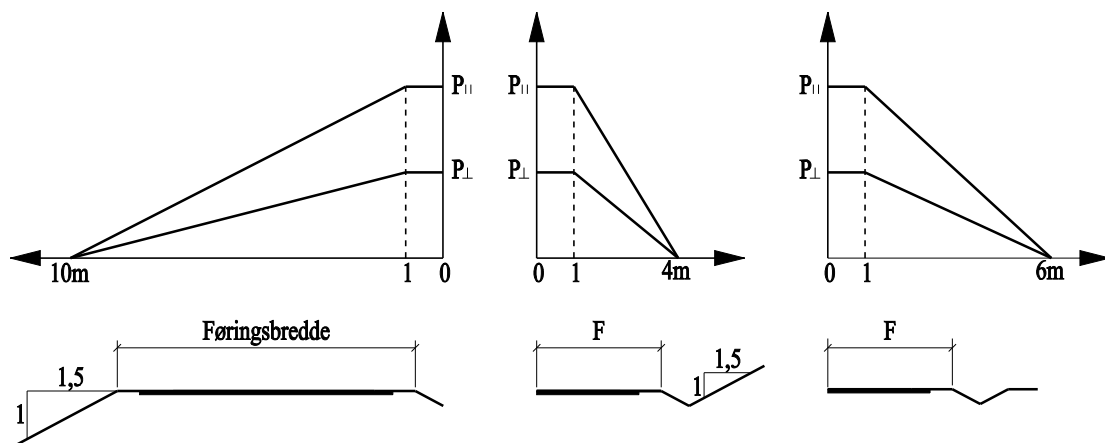
### **Søyler, landkar o.l.**

- Påkjøringslasten parallelt med kjøreretningen på den kryssende vegen og med angrepspunkt opptil 1,0 m over terreng er 1000 kN for fartsgrense 80 km/t eller høyere på kryssende veg. For fartsgrense 60 eller 70 km/t multipliseres denne lasten med faktor 0,75, og for fartsgrense 50 km/t eller lavere med faktor 0,5. For kryssende gang- og sykkelveg er tilsvarende last 150 kN.

Med angrepspunkt mellom 1,0 og 4,0 m over terreng er lasten 100 kN uavhengig av fartsgrense og vegtype.

Dersom konstruksjonen er beskyttet av et kjøresterkt rekkverk, settes lasten lik 100 kN uavhengig av angrepspunkt, fartsgrense og vegtype.


- Tvers på kjøreretningen er lasten halvparten av verdiene ovenfor.
- Lastene på langs og tvers regnes ikke å virke samtidig.
- Hvis avstanden fra konstruksjonen til skulderkant eller føring, målt horisontalt og tvers på kjøreretningen, er større enn 1,0 m, kan påkjøringslasten reduseres. Lasten antas da å variere lineært fra full verdi ved 1,0 m avstand til null ved henholdsvis 4,0, 6,0 og 10,0 m avstand, avhengig av terrenghelningen, se fig. 3. For mellomliggende helninger interpoleres.



Figur 3: Påkjøringslast

### Overbygning

- Overbygning som er plassert over kjøreveg med tillatt fartsgrense 80 km/t eller høyere, skal belastes med en horisontal last på maksimalt 500 kN virkende i kjøreretningen. For fartsgrense 60 eller 70 km/t multipliseres denne lasten med faktor 0,75, og for fartsgrense 50 km/t eller lavere med faktor 0,5. For underliggende gangveg er maksimallasten 75 kN.
- For fri høyde opptil 4,90 m opptrer lasten med sin maksimalverdi, og avtar så lineært til null ved fri høyde 5,90 m.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.7 ULYKKESLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 113
--	---	--------------------------------------

- Lasten fordeles over en flate på maksimalt  $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$ . Den kan forskyves vilkårlig sideveis mellom vegens føringer eller skulderkanter.

## 2.7.3 PÅSEILINGSLASTER FRA SKIP

### 2.7.3.1 Generelle regler

**2.7.3.1.1** Ved bruer som går over seilled, skal brukonstruksjonene planlegges og utformes slik at risiko for påseiling blir minst mulig. For å oppnå dette bør brua plasseres i en passende avstand fra steder hvor seilleden endrer retning, eller hvor navigasjonsforholdene av andre grunner er vanskelige.

**2.7.3.1.2** Fri høyde og bredde i seilløp skal minst tilfredsstille de krav som fastsettes av Kystverket for hvert enkelt prosjekt. Samtidig kan seilløpet være pålagt møterestriksjoner, krav til varslings- og navigasjonssystemer etc.

**2.7.3.1.3** Alle deler av en brukonstruksjon som kan bli utsatt for påseiling av skip, skal dimensjoneres for de tilhørende påseilingslaster.

Om en bestemt del av brukonstruksjonen kan bli påseilt avhenger blant annet av vandyp og fri høyde og om konstruksjonen er beskyttet av naturlige eller kunstige hindringer.

**2.7.3.1.4** Påseilingslastene avhenger av fartøyets utforming og størrelse, dets last og fart, kollisjonspunkt og støtretning samt brukonstruksjonens masse, stivhet og eventuelle fenderkonstruksjoner.

**2.7.3.1.5** For bruer bør dimensjonerende skipstørrelse og tilhørende påseilingslast for hver enkelt del av brua fastsettes ut fra en risikoanalyse.

Ved risikoanalysen bestemmes sannsynligheten for påseiling ut fra skipstrafikkens intensitet og sammensetning, navigasjonsforholdene, bruelementenes plassering i forhold til seilleden, dybdeforhold og eventuelle hindringer, farvannsmerking, bruk av los, systemer for overvåkning av skipstrafikken etc.

Risikoanalysen skal gjennomføres etter anerkjente metoder, f.eks. i henhold til NS 5814.

	$P_{\perp}$ [MN]	$P_{\parallel}$ [MN]
Alle piler i sjø	1,0	0,5
Overbygning, u.k.	0,1	

Tabell 16: Minimum påseilingslaster

**2.7.3.1.6** Det skal ikke i noe tilfelle regnes med lavere påseilingslaster på bruer i sjø enn angitt i tab. 16.  $P_{\perp}$  og  $P_{\parallel}$  er påseilingslaster hhv. vinkelrett og parallelt bruaksen.  $P_{\perp}$  og  $P_{\parallel}$  virker ikke samtidig.

**2.7.3.1.7** Vedrørende beregningsmetoder og prinsipper for fending, vises det til referansene [12] og [13] (s. 298).

### 2.7.3.2 Forenklede regler

**2.7.3.2.1** Dersom påseilingslastene ikke bestemmes som angitt under foregående avs. 2.7.3.1, kan etterfølgende forenklede regler benyttes. Det skal imidlertid ikke regnes med lavere verdier enn angitt i pkt. 2.7.3.1.6.

**2.7.3.2.2** Påseilingslastene på pilarene nærmest seilløpet kan forenklet fastsettes slik:

$$P_{\perp} = 0,9 \sqrt{DTW} \frac{v}{8}$$

$$P_{\parallel} = 0,5 P_{\perp}$$

hvor

$P_{\perp}, P_{\parallel}$  – påseilingslaster [MN], definert i pkt. 2.7.3.1.6

$DTW$  – størrelsen på det dimensjonerende skip [tonn dødvekt]

$v$  – skipets hastighet i påseilings-øyeblikket [m/s]

Påseilingslast på piler regnes å angripe i nivå med middelvann (MV).

Størrelsen på det dimensjonerende skip fastsettes slik at de skip som er større, utgjør høyst 50 skip i gjennomsnitt pr. år.

Skipets hastighet i støtøyeblikket,  $v$ , settes lik normal passeringshastighet på det aktuelle brustedet, men ikke lavere enn 4 m/s.

Dersom fri bredde mellom pilarene nærmest seilløpet er mindre enn lengden av det dimensjonerende skip, skal det regnes med dobbelt så store påseilingslaster som angitt foran. Hvis fri bredde er mellom  $1,0$  og  $2,0 \times$  lengden av det dimensjonerende skip, interpoleres lineært mellom  $2 P_{\perp}$  og  $P_{\perp}$ .

### 2.7.3.2.3 Påseilingslastene på bruas øvrige pilarer fastsettes slik:

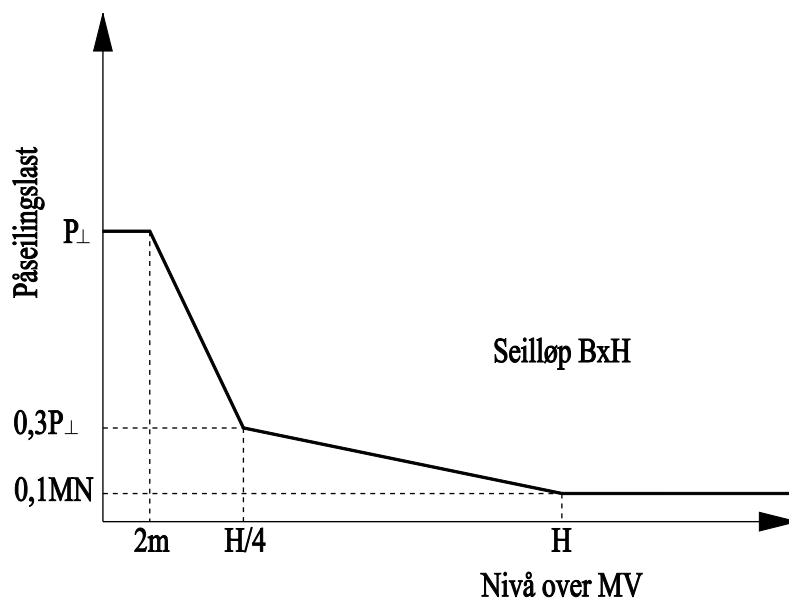
Ved plassering av pilarene nærmere senterlinje seilløp enn  $1,0 \times$  lengden av det dimensjonerende skip, settes påseilingslasten lik  $1,0 P_{\perp}$ . Plasseres pilarene mer enn  $1,5 \times$  lengden av det dimensjonerende skip fra senterlinje seilløp, settes påseilingslasten lik  $1,0$  MN. Ved plassering mellom disse avstandene interpoleres lineært mellom  $P_{\perp}$  og  $1,0$  MN.

Parallelt bruaksen regnes  $P_{\parallel} = 0,5 P_{\perp}$ .


### 2.7.3.2.4 Konstruksjonsdeler som er plassert utenfor kant av fundament eller fenderplate, f.eks. skrå søyler, buekonstruksjoner eller overbygningen, skal dimensjoneres for påseilingslaster.

Påseilingslast mot overbygningen regnes å angripe i nivå med underkant av denne.

I høyderetningen skal størrelsen av påseilingslastene antas å variere som vist i fig. 4.



Figur 4: Variasjon av påseilingslastene i høyderetning

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.7 ULYKKESLASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 116
--	---	--------------------------------------

Minste påseilingslast settes til 0,1 MN, også for deler av overbygningen som ligger høyere enn seilløpet.

## **2.7.4 PÅKJØRINGSLASTER FRA JERNBANETRAFIKK**

**2.7.4.1** Det regnes vanligvis ikke med påkjøringslaster fra jernbanetrafiikk, da påkjøringsrisikoen regnes mindre enn angitt i pkt. [2.7.1.2](#) (s. 110). Det vises til Jernbaneverkets prosjekteringsregler.


## **2.7.5 BRANN MED MULIG PÅFØLGENDE EKSPLOSJON**

**2.7.5.1** Det skal vurderes om spesiell brannbeskyttelse er nødvendig for:

- Bruer som er lokalisert slik at brann fra nærliggende bebyggelse, parkeringsplass etc. kan ha betydning trafikkantenes og konstruksjonens sikkerhet
- Bruer med spennkabler som ikke er innstøpt i betong

**2.7.5.2** For bruer som iht. vurderingen etter pkt. [2.7.5.1](#) er brannutsatt, skal bærende konstruksjoner og konstruksjonsdetaljer utformes og dimensjoneres slik at sikkerheten mot materialbrudd eller instabilitet (knekking, vipping etc.) ved dimensjonerende last er betryggende ved brann. Ved beregning av reduksjon i bæreevne skal det tas utgangspunkt i den brannbelastning (temperatur og varighet) som tilliggende bebyggelse (f.eks. bensinlager, trelastlager, parkeringsplass) antas å representere.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 2 LASTER 2.8 SAMTIDIGHET AV LASTER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 117
--	---	--------------------------------------

## 2.8 SAMTIDIGHET AV LASTER

**2.8.1** To eller flere laster som er sterkt avhengige i tid og plassering, eller som ofte opptrer med sin maksimalverdi til samme tid, regnes som én last ved kombinasjon av laster. Laster som ut fra et rimelighetssynspunkt utelukker hverandre, kombineres ikke.

**2.8.2** Ugunstigste vind-, strøm-, bølge og tidevannslast skal vanligvis antas å opptre samtidig. I kombinasjon med andre laster skal kombinasjoner av ovennevnte naturlaster regnes som én last.

Dersom det kan påvises ved hjelp av registreringer, eller annen relevant dokumentasjon, at ugunstigste vind-, strøm-, bølge og tidevannslast ikke opptrer samtidig så kan den generelle regel ovenfor fravikes. Det skal dokumenteres hvordan ovennevnte laster opptrer sammen og hvordan de skal kombineres med andre laster.

**2.8.3** Temperaturlaster og laster forårsaket av variasjoner i vannets tetthet kan antas å være uavhengige av naturlaster for øvrig. Middeltemperatur og temperaturgradienter skal dersom ikke nøyaktigere dokumentasjon av temperaturfordelingen foreligger, regnes å opptre med sine maksimalverdier samtidig.


**2.8.4** Trafikklast som etter forskriften (kap. 3) kan virke samtidig, som for eksempel lasttype V1, bremselast, sidelast og last på gangbane regnes som én last i kombinasjon med andre laster.

De ulike vertikale trafikklaster, som for eksempel lasttypene V1, V2 og V3, opptrer ikke på samme tid.

Andre innbyrdes kombinasjoner av trafikklaster er behandlet i kap. 3.

**2.8.5** Snølast opptrer ikke samtidig med trafikklaster på vegbruer, ferjekaier, ferjekai-bruer eller gangbruer, med unntak av konstruksjonsdeler som ikke ryddes for snø.

**2.8.6** Kun én ulykkeslast eller én unormal trafikk- eller naturlast tas med i den lastkombinasjon som undersøkes. Jordskjelvlaster kombineres ikke med andre naturlaster.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 118
--	--	--------------------------------------

## 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER

### 3.1 INNLEDENDE BESTEMMELSER

#### 3.1.1 VIRKEOMRÅDE

Forskrift for trafikkklaster gjelder som minimumskrav ved dimensjonering av vegbruer, gangbruer og ferjekaier i det offentlige vegnett. Forskriften skal også legges til grunn ved dimensjonering av:

- overgangsbruer for private veger over offentlig veg
- bærende konstruksjoner under offentlige rom, som torvarealer, gågater o.l., uten fysiske hindringer for kjøretøyers atkomst

For klassifisering av eksisterende bruer og for midlertidige bruer gjelder spesielle regler for trafikklast, se Statens vegvesens håndbok 238 Brukklassifisering.

#### 3.1.2 ORIENTERING

Forskriften definerer størrelsen på de trafikkklaster som skal legges til grunn ved dimensjonering av vegbruer, gangbruer og ferjekaier i det offentlige vegnett.


Forskriften forutsetter dimensjonering etter partialfaktormetoden; de angitte laster er å oppfatte som karakteristiske verdier.

Trafikklastene for vegbruer er fastsatt ut fra utredninger og vedtak i Nordisk Vegteknisk Forbund.

Trafikklastene på gangbruer dekker:

- laster fra gående og syklende i samsvar med NS 3491-1, [7] (s. 298)
- laster fra kjøretøyer som tillates å trafikkere brua

Trafikklastene for ferjekaier er de samme som for vegbruer med unntak for ferjekai-bruer. Trafikklastene for ferjekai-bruer er fastsatt i samsvar med de lastene ferjene er dimensjonert for.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.2 TRAFIKKLASTENS PLASSERING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 119
--	--	--------------------------------------

### 3.1.3 FRAVIK

Forskrift for trafikkklaster kan fravikes dersom spesielle grunner gjør dette nødvendig eller rimelig. Myndighet til å fravike forskriften er lagt til Vegdirektoratet for riks- og fylkesveger og regionvegkontoret for kommunale veger. Tillatelse til slike fravik skal gis skriftlig.

Standard søknadsskjema til bruk ved fraviksbehandling kan lastes ned fra internett-siden <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Vegnormaler/Fravik>.

### 3.1.4 IKRAFTTREDELSE

Denne utgave av forskrift for trafikkklaster trer i kraft umiddelbart.

## 3.2 TRAFIKKLASTENS PLASSERING

Trafikklast plasseres på brua i ugunstigste stilling i lengderetningen og i tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

Føringsavstand er den minste horisontale bredde av:


- avstand mellom skulderkanter
- avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller annen fysisk hindring
- avstand mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

## 3.3 TRAFIKKLAST PÅ VEGBRUER

Med trafikklast forstås belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra såvel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner.

Trafikklastene i forskriften dekker belastningen fra den trafikk som normalt tillates på konstruksjonen. Tyngre kjøretøyer kan ikke passere uten at det foreligger dispensasjon.

Trafikklasten beskrives ved hjelp av ekvivalentlaster, dvs. forenklede laster som dekker virkningen av visse tunge typekjøretøyer omgitt av en blanding av lette og tunge kjøretøyer.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.3 TRAFIKKLAST PÅ VEGBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 120
--	--	--------------------------------------

### 3.3.1 LAST PÅ KJØREBANE OG SKULDER

#### 3.3.1.1 Vertikal last

Lastvirkningen av kjøretøyer inklusive støtt tillegg beregnes på grunnlag av lasttypene V1, V2 og V3.

De enkelte elementer av konstruksjonen belastes med den lasttype som gir den ugunstigste lastvirkning.

Last type V1 og V2 forutsettes plassert innenfor ett lastfelt, dvs. en 3 m bred flate, med lengde lik brulengden.

I bruas lengderetning plasseres trafikklaster vilkårlig slik at ugunstigste lastvirkning oppnås.

Lastfeltenes plassering i tverretningen velges i hvert enkelt tilfelle slik at ugunstigste virkning oppnås.

Antall lastfelt skal høyst være lik det antall kjørefelt som er forutsatt for brua.

På énfelts bruer med møteplass belastes møteplassen med:

- aksellastene i lasttype V1 samtidig med full last av lasttype V1 på kjørebane, eller
- lasttype V3 uten samtidig trafikklaster på kjørebane.

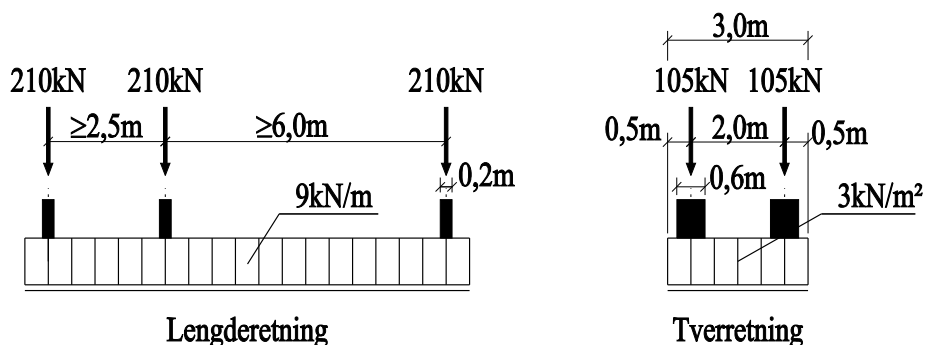
Tofelts bruer med kjørebanebredde under 6,0 m skal belastes med full last av lasttype V1 i begge felt.

Ved inn- og utkjøringsfelt nær vegkryss, brede bruer for énfeltsveger o.l. vurderes antall lastfelt spesielt.

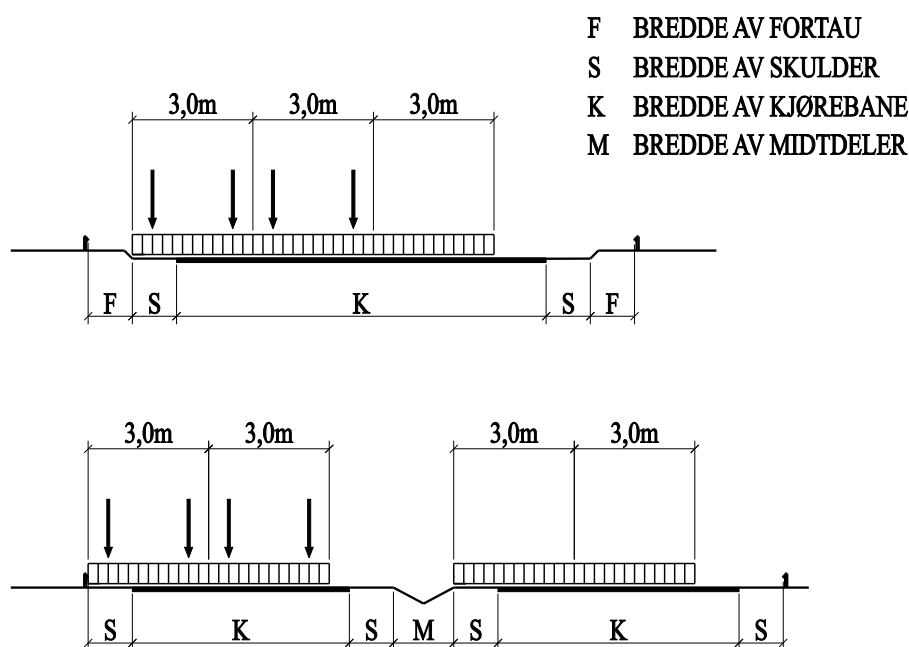
##### 3.3.1.1.1 *Lasttype V1* (fig. 5 og 6)

Lasttypen består av en jevnt fordelt last  $p = 9$  kN/m og tre aksellaster à 210 kN med avstand  $\geq 2,5$  m og  $\geq 6,0$  m. Lasten  $p = 9$  kN/m er jevnt fordelt over lastfeltets bredde.

Hver aksellast består av to hjullaster à 105 kN med senteravstand 2,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m tvers på denne. Hjullastene står symmetrisk i lastfeltet.



Figur 5: Lasttype V1

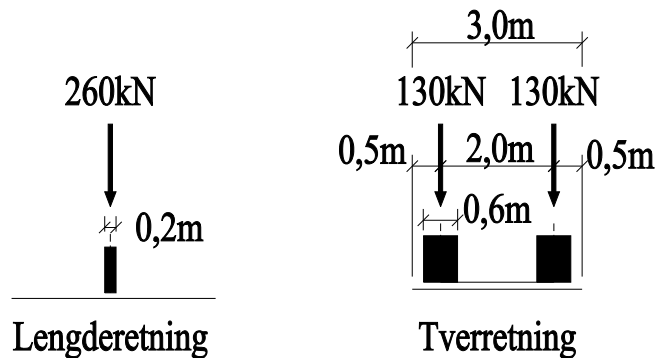


Figur 6: Eksempler på plassering av lasttype V1

Maksimalt to lastfelt belastes med aksellastene. Øvrige lastfelt belastes kun med flatelasten. Lastfeltene plasseres i bruas tverretning i ugunstigste stilling innen hele det område som er tilgjengelig for kjørende trafikk inklusive skuldre og andre flater i kjørebansens plan. De deler av dette område som faller utenfor lastfeltene gis ingen trafikklast. Fig. 6 viser eksempler på plassering av lastfeltene.

### 3.3.1.1.2 Lasttype V2 (fig. 7)

Lasten består av én aksellast på 260 kN fordelt på to hjullaster à 130 kN med senteravstand 2,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i



Figur 7: Lasttype V2

kjøreretningen og 0,6 m tvers på denne. Hjullastene står symmetrisk i lastfeltet.

Ett eller to lastfelt plassert i ugunstigste stilling belastes med aksellast type V2 etter de samme retningslinjer som for aksellastene fra type V1.

### 3.3.1.1.3 Lasttype V3

Lasten består av en enkel hjullast på 130 kN, med anleggsflate 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m tvers på denne.

Hjullasten plasseres vilkårlig i tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring er 0,5 m.

### 3.3.1.2 Horisontal last

De horisontale trafikklastene bremselast, sidelast og sentrifugallast, kan ikke opp- tre alene, bare samtidig med de tilhørende vertikale trafikklastene. Sentrifugallast opptrer ikke samtidig med bremselast og sidelast.

#### 3.3.1.2.1 Bremselast (fig. 8)

Virkingen av kjøretøyers bremsing og akselerasjon i ett lastfelt beregnes på grunn- lag av en horisontallast  $B = 200$  kN ved effektiv brulengde  $L \leq 10$  m og  $B = 500$  kN ved effektiv brulengde  $L \geq 40$  m. For effektiv brulengde mellom 10 og 40 m bestemmes  $B$  ved rettlinjert interpolasjon. Ved to eller flere lastfelter i sam- me retning, er horisontallasten lik  $1,5 B$ .

Med effektiv brulengde  $L$  forstås i denne forbindelse den samlede lengden av den eller de brudeler som samtidig kan overføre bremselast til den konstruksjonsdel som skal dimensjoneres.

Bremselasten regnes å kunne opptre samtidig med lasttype V1 eller V2.

Den forutsettes å virke i bruas lengderetning i høyde med kjørebanelen, og kan antas jevnt fordelt over hele kjørebanelens bredde.

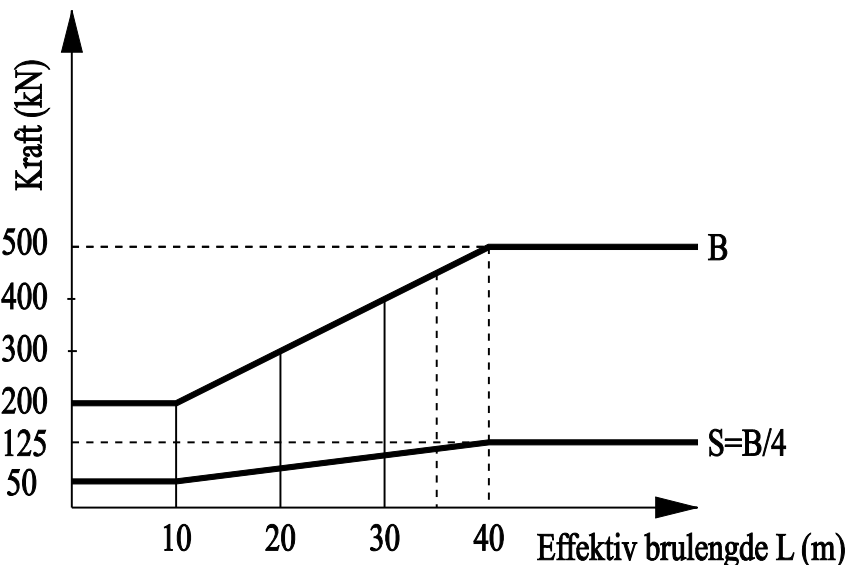
Ved dimensjonering av konstruksjoner som kan forutsettes belastet med bare én aksellast, f.eks. fugekonstruksjoner, skal bremselasten,  $B$ , settes lik 80 kN. Denne antas oppdelt i to dellaster à 40 kN i senteravstand 2,0 m fordelt på anleggsflater på 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m tvers på denne. Bremselasten regnes i dette tilfelle å virke samtidig med den vertikale aksellast fra lasttype V2.

### 3.3.1.2.2 Sidelast (fig. 8)

Virkingen av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt o.l., beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast  $S = 25\%$  av bremselasten foran. Den opptrer samtidig med bremselasten og den tilhørende vertikallast.

Sidelasten forutsettes å virke vinkelrett på bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen.

Fugekonstruksjoner o.l. skal også belastes med sidelast.



Figur 8: Bremselast og sidelast

### 3.3.1.2.3 Sentrifugallast

Virkingen av sentrifugallast fra kjøretøyer regnes å virke samtidig med lasttype V1 eller V2 og med samme fordeling i bruas lengderetning. Sentrifugallast virker ikke samtidig med bremselast og sidelast.

$$S_c = \frac{40}{R} V \leq 0,2 V$$

Her er:

$S_c$  – sentrifugallasten med samme enhet som  $V$  ([kN], [kN/m])

$V$  – vertikallasten i [kN] for aksellastene og i [kN/m] for den jevnt fordelte lasten

$R$  – horisontalkurvens radius [m]

Sentrifugallasten virker i høyde med kjørebanelen. Ved  $R \geq 1500$  m behøver en ikke ta hensyn til sentrifugallasten.

### 3.3.2 UTMATTINGSLAST

Dersom det ikke utføres en nøyaktigere bestemmelse av utmattingslasten, skal reglene nedenfor benyttes.

Utmattingslasten består av 3 aksellaster med innbyrdes avstand som angitt i fig. 5. Aksellastene består av 5 grupper hvor størrelse og tilhørende andel av totalt antall passeringer av tunge kjøretøyer ( $n$ ) er gitt i tab. 17:


Aksellast [kN]	Andel av $n$ [%]
3 · 60	75
3 · 80	10
3 · 100	5
3 · 125	5
3 · 145	5

Tabell 17: Fordeling av aksellaster

Hvis utmattingskapasiteten er gitt av rettlinjert S/N-kurve uten utmattingsgrense og med helningskoeffisient  $m = 3$ , kan det forenklet regnes med én ekvivalentlast med 3 aksellaster à 80 kN med totalt antall passeringer lik  $n$ .

Utmattingslastene regnes å bevege seg i kjørefeltets retning med en eksentrisitet på høyst lik 0,3 m til begge sider av senterlinje kjørefelt. Den ugunstigste verdi



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER</p> <p style="text-align: center;">3.3 TRAFIKKLAST PÅ VEGBRUER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 125</p>
--	---	---

av eksentrisiteten legges til grunn for dimensjoneringen. Kun ett kjørefelt skal regnes å være belastet om gangen. På bruer med mer enn ett kjørefelt i hver retning regnes all trafikk å gå i høyre kjørefelt for hver retning. For fuger og overgangskonstruksjoner skal det regnes 25 % støtt tillegg, dvs. alle aksellastene gitt ovenfor skal økes med 25 %.

Totalt antall passeringer av utmattingslasten regnes å være:

$$n = 3650 \text{ ÅDT}$$

hvor ÅDT er vegens årsgjennsnitttrafikk. ÅDT skal ikke regnes mindre enn 1000.

Når det har betydning for dimensjoneringen, kan det regnes med en fordeling av trafikken med 50 % i hver retning.

Utmattingslasten er fastsatt ut fra 100 års levetid for brukonstruksjonen og 10 % andel tunge kjøretøyer. Dersom det er av betydning for bestemmelse av lastvirkningene, skal det tas hensyn til trafikkenes fordeling på de to kjøreretningene.

Dersom det forventes svært høy trafikk med stor andel av tunge kjøretøyer, må både utmattingslastens størrelse og antall lastvekslinger vurderes særskilt.

### **3.3.3 LAST PÅ GANGBANE ELLER FORTAU**

#### **3.3.3.1 Generelt**


Gangbane eller fortau skal belastes med vertikal trafikklast av type G1, G2 eller G3, jf. avs. 3.4. For bruer med spennvidde over 200 m gjelder pkt. 3.3.3.5.

#### **3.3.3.2 Gangbane atskilt fra kjørebane med rekkverk**

Uten samtidig trafikklast på kjørebane belastes gangbanen med:

- last G1, G2 eller G3 dersom føringsbredden på gangbanen  $\geq 2,5$  m
- last G1 eller 0,6 G3 dersom føringsbredden på gangbanen  $< 2,5$  m

Med samtidig trafikklast på kjørebane er lasten på gangbanen lik 0,5 G1.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.4 TRAFIKKLAST PÅ GANGBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 126
--	---	--------------------------------------

### 3.3.3.3 Fortau atskilt fra kjørebanelen med forhøyning eller kant

Uten samtidig trafikklast på kjørebanelen belastes gangbanelen med last G1 eller V3. I denne forbindelse betraktes V3 som en unormal trafikklast.

Med samtidig trafikklast på kjørebanelen er lasten på gangbanelen 0,5 G1.

For at forhøyning eller kant kan regnes effektiv må høyden, målt fra topp slitelag, være minst 0,15 m (pkt. 1.2.3.3, s. 33).

### 3.3.3.4 Gangbane i plan med kjørebanelen uten rekkverk eller kant

Gangbane som ligger i plan med kjørebanelen og ikke er beskyttet med rekkverk eller kant, regnes å inngå i kjørebanelen.

Gangbanelen belastes med trafikklast eller når trafikklaster ikke er sideforskjøvet, med gangbanelast. Gangbanelasten er som angitt foran i pkt. 3.3.3.3.

### 3.3.3.5 Bruer med spennvidde over 200 m

Uten samtidig trafikklast på kjørebanelen er gangbanelasten som angitt i punktene foran.

Med samtidig trafikklast på kjørebanelen, og spennvidder over 400 m er gangbanelasten lik 2 kN/m. For spennvidder mellom 200 og 400 m interpoleres lineært mellom denne verdien og verdien i punktene foran.

## 3.3.4 LAST PÅ MIDTDELER

Midtdeler og annen flate som ikke er kjørebane, skulder, gangbane eller sykkelbane, belastes som gangbane såfremt spesielle forhold ikke tilsier annen last.

## 3.4 TRAFIKKLAST PÅ GANGBRUER

Gangbruer med fysiske hindringer eller som er skiltet for kjøretøyer med totaltyngde under 75 kN, skal belastes med trafikklast etter dette avsnitt.

Trafikklaster på gangbruer som kan trafikkeres av kjøretøyer med totaltyngde over 75 kN må vurderes særskilt.

### 3.4.1 LAST PÅ BRUBANE

#### 3.4.1.1 Vertikal last

Gangbruer med føringsavstand  $\geq 2,5$  m belastes med lasttype G1, G2 eller G3.

Bruer med føringsavstand  $< 2,5$  m belastes med lasttype G1 eller 0,6 G3.

Bruer som er stengt for brøytetraktor o.l. med fysiske hindringer, og adkomsttrapper til gangbruer belastes med lasttype G1.

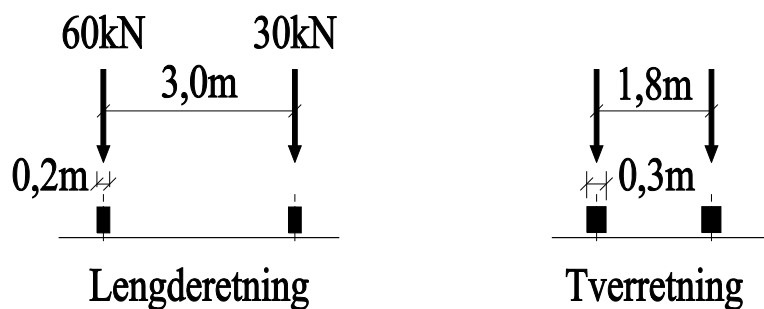
##### 3.4.1.1.1 Lasttype G1

Lasten består av en flatelast på  $4 \text{ kN/m}^2$ . Den plasseres i ugunstigste stilling i lengderetningen, og dekker hele brubredden mellom rekkverkene.

##### 3.4.1.1.2 Lasttype G2 (fig. 9)

Lasten består av to aksellaster på 60 og 30 kN med akselavstand 3,0 m fordelt på to hjullaster på henholdsvis 30 og 15 kN med senteravstand 1,8 m. Hjullastenes anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,3 m tvers på denne.


Lasten plasseres i ugunstigste stilling i lengde- og tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring settes til 0,35 m.



Figur 9: Lasttype G2

##### 3.4.1.1.3 Lasttype G3

Lasten består av en enkel hjullast på 30 kN, med anleggsflate 0,2 m i lengderetningen og 0,3 m tvers på denne. Lasten plasseres i ugunstigste stilling i lengde- og tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring er 0,35 m.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.5 TRAFIKKLAST PÅ FERJEKAIER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 128
--	--	--------------------------------------

### 3.4.1.2 Horisontal last

#### 3.4.1.2.1 Bremselast og sidelast

Gangbruer med føringsavstand  $\geq 2,5$  m skal belastes med bremselast og en samtidig sidelast, som begge virker horisontalt i høyde med brudekket. Bremselasten settes til 50 kN. Den regnes å angripe i bruas senterlinje.

Sidelasten settes til 15 kN med angrepsretning vinkelrett på senterlinjen.

Horisontallastene opptrer kun samtidig med lasttype G2.

Bruer med føringsavstand  $< 2,5$  m belastes med en last på 10 kN i vilkårlig horisontal retning.

## 3.5 TRAFIKKLAST PÅ FERJEKAIER

Alle deler av ei ferjekai som inngår i det offentlige vegnett, bortsett fra ferjekai-bruer, skal belastes med vertikal trafikklast som for vegbruer som angitt under pkt. 3.3.1.1 (s. 120 f.). For brede oppstillingsplasser kan antall lastfelt med trafikklast vurderes særskilt.

Last på tilleggs kai er gitt i pkt. 3.5.2 (s. 132).

Ferjekaier for passasjer- og godstrafikk, men uten kjørbar forbindelse til land, belastes med en jevnt fordelt last på 5 kN/m<sup>2</sup>.

Laster på ferjekaier og ferjekai-bruer som overføres fra ferja under normale driftsforhold, betraktes som trafikklast.

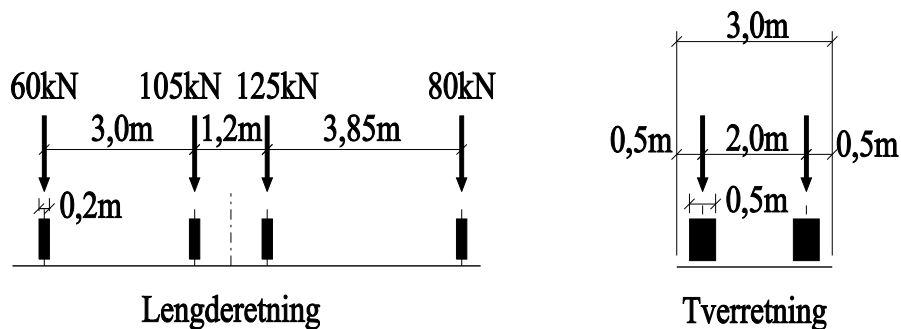
### 3.5.1 LAST PÅ FERJEKAI BRUER

#### 3.5.1.1 Vertikal last

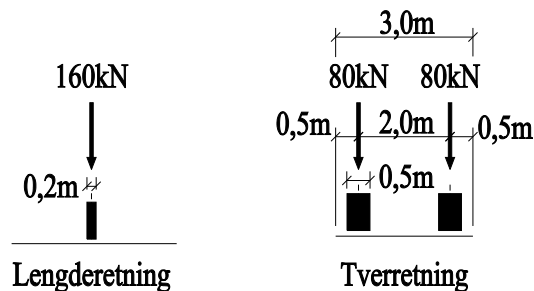
Virkingen av kjøretøyer inklusive støttilllegg beregnes på grunnlag av lasttypene F1, F2 og F3. De enkelte elementer av konstruksjonen belastes med den lasttype som gir den ugunstigste lastvirkning.

Antall lastfelt skal høyst være lik det antall kjørefelt som er forutsatt for ferjekai-brua. Lastfeltene plasseres i bruas tverretning i ugunstigste stilling i det område som er tilgjengelig for kjørende trafikk. De deler av dette område som faller utenfor lastfeltene gis ingen trafikklast.

Lasten plasseres i bruas lengderetning slik at ugunstigste virkning oppnås.



Figur 10: Lasttype F1



Figur 11: Lasttype F2

#### 3.5.1.1.1 Lasttype F1


Lasten består av fire aksellaster i innbyrdes avstand som vist på fig. 10. Hver aksel har to like store hjullaster med senteravstand 2,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,5 m tvers på denne. Hjullastene står symmetrisk i lastfeltet.

#### 3.5.1.1.2 Lasttype F2 (fig. 11)

Lasten består av én aksellast på 160 kN fordelt på to hjullaster à 80 kN i senteravstand 2,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,5 m tvers på denne. Hjullastene står symmetrisk i lastfeltet.

#### 3.5.1.1.3 Lasttype F3

Lasten består av én enkel hjullast på 80 kN, med anleggsflate 0,2 m i kjøreretningen og 0,5 m tvers på denne.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.5 TRAFIKKLAST PÅ FERJEKAIER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 130
--	--	--------------------------------------

Hjullasten plasseres vilkårlig i tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring settes til 0,5 m.

### 3.5.1.2 Last på gangbane

Gangbane på ferjekaibruer som er avgrenset fra kjørebanelen med rekkverk, skal belastes med:

- vertikal trafikklast som for gangbruer, jf. pkt. 3.4 (s. 126 f.), dersom det ikke er samtidig trafikklast på kjørebanelen,
- en flatelast lik 0,5 G1 ved samtidig trafikklast på kjørebanelen.

Gangbane som er atskilt fra kjørebanelen bare med en forhøyning som ikke hindrer kjøretøyer i å komme inn, skal belastes med:

- en flatelast lik G1 dersom det ikke er samtidig trafikklast på kjørebanelen,
- en flatelast lik 0,5 G1 ved samtidig kjørebanelast,
- hjullast ifølge lasttype F3, som i denne forbindelse betraktes som unormal trafikklast, og som ikke opptrer samtidig med annen trafikklast.

Gangbane som ligger i plan med kjørebanelen og ikke er beskyttet med rekkverk, regnes å inngå i kjørebanelen. Gangbanelen belastes med trafikklast eller når trafikken ikke er sideforskjøvet, med gangbanelast.

### 3.5.1.3 Horisontal last

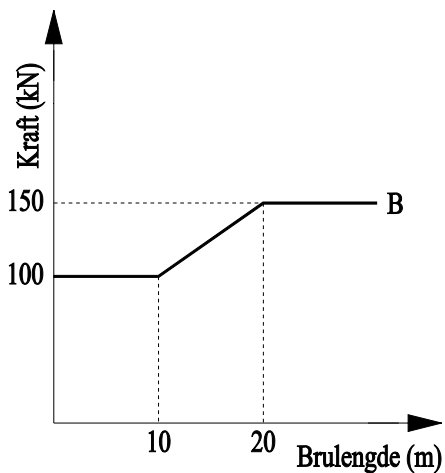
#### 3.5.1.3.1 Bremselast (fig. 12)

Virkingen av kjøretøyenes bremsing og akselerasjon beregnes på grunnlag av en horisontallast  $B = 100 \text{ kN}$  ved brulengde  $L \leq 10 \text{ m}$  og  $B = 150 \text{ kN}$  ved brulengde  $L \geq 20 \text{ m}$ . For brulengde mellom 10 og 20 m bestemmes  $B$  ved rettlinjet interpolasjon.

Bremselasten forutsettes å virke i bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen. Den kan antas jevnt fordelt over hele kjørebanelens bredde.

Bremselasten kan ikke opptre alene, bare samtidig med lasttype F1.

Ved dimensjonering av konstruksjoner som kan forutsettes belastet med bare én aksellast, f.eks. fugekonstruksjoner, skal det regnes med en bremselast lik 80 kN. Denne antas oppdelt i to dellaster à 40 kN i senteravstand 2,0 m fordelt på anleggsflater som for lasttype F2. Bremselasten regnes å virke samtidig med den vertikale aksellast fra lasttype F2.

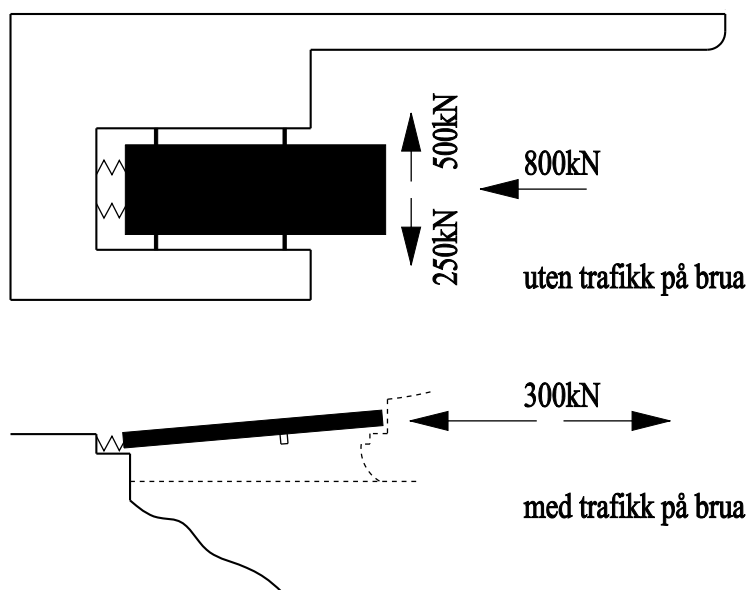


Figur 12: Bremselast

### 3.5.1.4 Støt- og fortøyningslaster på ferjekaibru

Ferjekaibru skal dimensjoneres for laster fra ferja ved at brufrenten belastes med den ugunstigste kombinasjon av de fire punktlaster som er beskrevet nedenfor:

- Punktlaster som ikke opptrer samtidig med trafikklast på brua:
  - 800 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas senterlinje.
  - 500 kN horisontalt og vinkelrett på bruas senterlinje i retning mot tilleggs kai,



Figur 13: Laster fra ferje mot ferjekaibru

se fig. 13. I motsatt retning er lasten 250 kN. Lasten kan angripe opp til en høyde 1,5 m over kainivå. Den kan opptre samtidig med ovennevnte last.

- Punktlaster som kan opptre samtidig med trafikklast på brua:
  - 300 kN horisontalt trykk fra ferja i bruas senterlinje, eller
  - 300 kN horisontalt strekk fra låsehake på ferja i bruas senterlinje.

### 3.5.2 LAST PÅ TILLEGGSKAIER

Tilleggskaier som er standardisert, eller som har samme størrelse og utforming som de standardiserte, skal belastes med vertikal trafikklast type F1, F2 og F3. Andre typer tilleggskaier belastes som angitt i NS 3479, avs. 3.5.

#### 3.5.2.1 Støt- og fortøyningslaster på tilleggskaier

Ferjekaier skal dimensjoneres for fortøyningslaster og støtlaster fra ferja:

- Fortøyningslasten fastsettes ut fra den største ferja som bruker ferjeleiet og de lokale forhold. Lasten skal ikke regnes mindre enn 300 kN pollerstrekk pr. poller i ugunstigste retning. Lasten regnes å virke på to pollere som anvendes samtidig.
- Støtlastene fastsettes ut fra den største ferja som bruker ferjeleiet, de lokale forholdene og det fenderverk som benyttes. Støtlastene skal ikke regnes mindre enn 500 kN.

Støtlasten regnes å virke horisontalt og vinkelrett på kaien på det ugunstige sted.


Dersom ikke nøyaktigere beregninger utføres, kan ferjekaiene kontrolleres for de største støtlaster (punktlaster) som er vist i tab. 18. For andre ferjestørrelser vurderes støtlaster i hvert enkelt tilfelle.

Tabell 18: Karakteristisk støtlast P

Største ferje som bruker kaien [PBE]	Karakteristisk støtlast P [kN]
< 50	500
50 – 100	800
> 100	1500

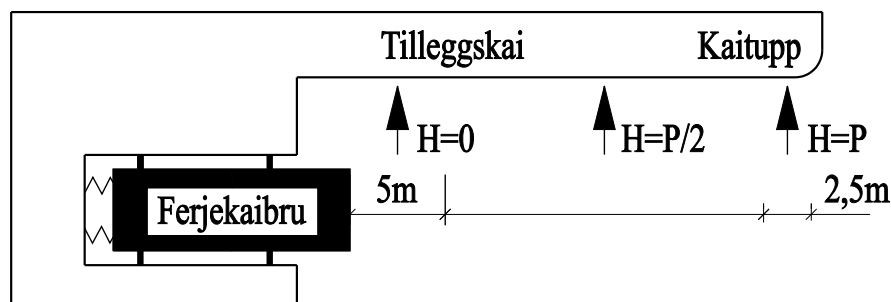
PBE: Personbilenheter.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSEKTERING	Håndbok 185
	3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER	Okt. 2009
	3.6 TRAFIKKLAST OG ANNEN NYTTELAST PÅ VEGFYLLING	Side 133

Støtlastene i tab. 18 forutsetter fenderverk ifølge håndbok 141-2, Ferjekaier.

Støtlastene angitt foran regnes å virke på de ytterste 2,5 m av hovedkaaien. Fra 2,5 m fra kaitupp og til 5 m fra brufront regnes halv støtlast. Støtlastene antas ikke å kunne angripe hovedkaaien nærmere brufronten enn 5,0 m, se fig. 14.



Figur 14: Virkeområde for støtlast på tilleggs kai

#### *Lastens angrepspunkt:*

Støtlastens angrepspunkt i høyden vil variere med tidevann, ferjetype, svell og trim.

Støtlastene regnes å virke mellom øvre og nedre grense på fenderverket som angitt i håndbok 141-2 Ferjekaier.

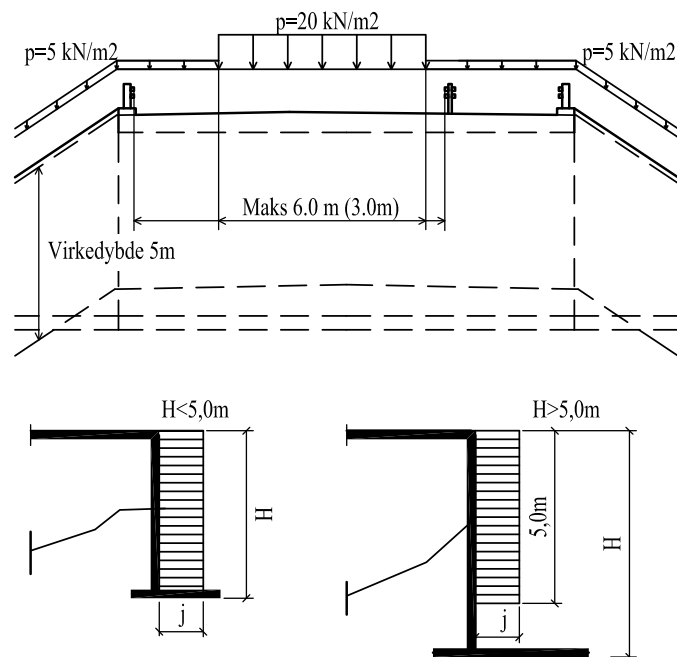
#### *Lastflate:*

Som grunnlag for dimensjonering av konstruksjon bak fending med lastebildekk eller dumperdekk kan antas en lastflate med utstrekning bredde  $\times$  høyde =  $1,1 \times 0,3 \text{ m}^2$ .

## 3.6 TRAFIKKLAST OG ANNEN NYTTELAST PÅ VEGFYLLING

### 3.6.1 LAST PÅ FYLLING INNTIL VEGBRUER OG FERJEKAIER

Støttekonstruksjoner som landkar, tverrbærere, vinger og støttemurer, skal belastes med virkningene av trafikklast og annen nyttelest på vegfyllingen inntil konstruksjonen. Lasten antas å ha intensiteten  $20 \text{ kN/m}^2$  over en bredde på 6 m for bruer



Figur 15: Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk

med to eller flere kjørefelt og 3 m med ett kjørefelt. Den øvrige del av vegbredden inklusive skuldre, gangbaner, rekkverksrom og midtdeler, samt utenforliggende arealer med eventuelle skråninger, belastes med  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Det 6 m, ev. 3 m, brede felt som belastes med  $20 \text{ kN/m}^2$ , plasseres i ugunstigste stilling i vegens tverretning begrenset av rekkverk eller ytterkant skulder.


Nevnte last på  $20 \text{ kN/m}^2$  i den ene bruenden kan opptre samtidig med last maksimalt på  $5 \text{ kN/m}^2$  over hele fyllingsbredden i den andre bruenden.

Lasten  $20 \text{ kN/m}^2$  kan også opptre samtidig med trafikklast type V1 uten aksellaster oppå brua, dvs.  $9 \text{ kN/m}$  pr. lastfelt. Lasten  $20 \text{ kN/m}^2$  kan ikke opptre samtidig med lasttype V2 eller V3 oppå brua.

Dersom vegfyllingen i byggeperioden eller senere under vedlikehold av konstruksjonen kan belastes midlertidig med laster som er større enn angitt foran, skal dette tas hensyn til.

Jordtrykket  $j$  fra lasten på vegfyllingen vinkelrett mot støttekonstruksjonen regnes som:

$$j = k \cdot p$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.7 LASTER PÅ REKKVERK	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 135
--	---	--------------------------------------

hvor

$p$  – trafikklasten og annen nyttelast, jf. fig. 15

$k$  – jordtrykkskoeffisienten, ref. NS 3480 og håndbok 016

Jordtrykk fra lastene 20 og 5 kN/m<sup>2</sup> har en virkedybde på 5 m. Lasten 20 kN/m<sup>2</sup> fordeles i dybden over en konstant bredde på 6 m, ev. 3 m, som vist på fig. 15.

Hvis konstruksjonen krysser senterlinje veg med et avvik  $\alpha$  i forhold til vinkelrett kryssing, skal  $j$  fra lasten 20 kN/m<sup>2</sup> virke over bredden  $b/\cos \alpha$ , der  $b$  er 6 m, ev. 3 m.

Virkingen av bremselast, sidelast og ev. sentrifugallast, samt den komprimering som trafikklasten gir fyllingen, er inkludert i forannevnte jordtrykk.

### 3.6.2 LAST PÅ FYLLING INNTIL GANGBRUER

Støttekonstruksjoner som landkar, tverrbærere, vinger og støttemurer for separate gangveger, skal belastes med virkningene av trafikklast og annen nyttelast på vegfyllingen inntil konstruksjonen. Lasten antas å ha intensiteten 5 kN/m<sup>2</sup> over trafikkert areal og rekkverksrom, samt utenforliggende arealer med eventuelle skrånninger.

Lasten kan opptre samtidig på fyllingen i begge bruender, og samtidig med last type G1, G2 eller G3 på brua.

Jordtrykket pga. last på fylling beregnes på samme måte og har samme virkedybde som for vegbruer.

## 3.7 LASTER PÅ REKKVERK


### 3.7.1 LAST PÅ REKKVERK FOR VEG- OG FERJEKAIBRUER

Rekkverk på vegbruer og ferjekaibruer skal beregnes for laster spesifisert i håndbøkene 231 Rekkverk og 268 Brurekkverk. Se også pkt. 7.2.1 (s. 282).

### 3.7.2 LAST PÅ REKKVERK FOR GANGBRUER


Rekkverk på gangbruer skal belastes med:

- En horisontal linjelast på 1,5 kN/m. Lasten antas å virke vinkelrett mot overkant rekkverk.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 3 FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER 3.7 LASTER PÅ REKKVERK	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 136
--	---	--------------------------------------

- En vertikal linjelast på 1,5 kN/m. Lasten antas å virke vertikalt mot overkant rekkverk. Den opptrer ikke samtidig med horisontallasten.

Rekkverk på gangbruer skal ikke belastes med påkjøringskrefter. Sprosser og paneler beregnes for laster spesifisert i håndbok 268.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.1 INNLEDNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 137
--	--	--------------------------------------

## 4 DIMENSJONERING

### 4.1 INNLEDNING

#### 4.1.1 OMFANG

Prosjekteringsreglene kap. 4 omhandler dimensjoneringsprinsipper, beregning av laster, dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand. Bestemmelsene er generelle; tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i Prosjekteringsreglene kap. 6 (s. 264 f.).

#### 4.1.2 GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI

Det vises til Prosjekteringsreglene pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38).

## 4.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER

### 4.2.1 DIMENSJONERINGSMETODE

**4.2.1.1** Prosjekteringsreglene forutsetter dimensjonering ved beregninger etter partialfaktormetoden. Formålet med beregningene er å påvise at de dimensjonerende lastvirkninger ikke overskrider gitte motstandskriterier.


**4.2.1.2** Alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving, skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

### 4.2.2 KONTROLL AV GRENSETILSTANDER

**4.2.2.1** Brukonstruksjoner skal alltid kontrolleres i;

- bruddgrensetilstanden,
- bruksgrensetilstanden,
- ulykkesgrensetilstanden,
- og i enkelte tilfelle også i utmattingsgrensetilstanden.

**4.2.2.2** Dimensjonerende lastvirkning i de ulike grensetilstander bestemmes ved å kombinere virkningen av de karakteristiske laster multiplisert med de i Prosjekteringsreglene angitte lastfaktorer.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 138
--	---	--------------------------------------

**4.2.2.3** Dimensjonerende motstand bestemmes ut fra karakteristiske motstander og materialfaktorer som angitt i konstruksjonsstandardene.

**4.2.2.4** Dimensjonering mot utmattingsbrudd skal baseres på enten S-N-kurver eller bruddmekaniske sprekkvekstanalyser.

**4.2.2.5** Dimensjonerende lastvirkning og motstand kan beregnes ved å bruke deterministiske regnemodeller. Normale usikkerheter i regnemodellene forutsettes dekket av partialfaktorene. Dersom regnemodellene er spesielt usikre, skal det velges modeller som for de kritiske deler av konstruksjonen er rimelig konservative.

**4.2.2.6** Dersom geometriavvik har uheldig virkning på konstruksjonens sikkerhet, skal disse innføres i beregningen med sine ugunstigste toleransegrenser. Dersom toleransegrensene overskrides, skal konstruksjonen etterregnes med innmålte verdier.

**4.2.2.7** Regnemodeller for dynamiske beregninger baseres på forventede verdier for stivhet, demping og masse i den grensetilstand som betraktes.


**4.2.2.8** Det kan tas hensyn til elastoplastisk oppførsel ved bestemmelse av lastvirkning og motstand for bruddgrensetilstanden og ulykkesgrensetilstanden. For bruddgrensetilstanden forutsetter dette at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flyting. Knekking eller andre ikke-lineære ustabiliteter må tas hensyn til i beregningen.

**4.2.2.9** Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres i følgende to trinn:

*a:* Konstruksjonens motstand mot unormal påvirkning i permanent tilstand. Slik unormal påvirkning kan være definert ulykkeslast eller annen unormal last. Formålet er å kontrollere omfanget av lokale skader for slik påvirkning samt konstruksjonens stabilitet.

I byggetilstand kan unormal påvirkning reduseres eller sløyfes dersom konsekvensen av skade kan vurderes til å ligge på et akseptabelt nivå. Det skal i en slik vurdering legges vekt på om:

- det er tid til å evakuere konstruksjonen,

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 139
--	---	--------------------------------------

- konstruksjonen er midlertidig beskyttet mot unormal påvirkning ved fysiske beskyttelsestiltak, skilting, varsling, belysning, overvåkning etc.,
- den som lider økonomisk tap (utførende/byggherre) er villig til å akseptere tapet.

*b*: Konstruksjonen i skadet tilstand. Skadet tilstand kan være lokal skade som bestemt under pkt. *a*, eller annen nærmere definert lokal skade.

Det forutsettes etablert akseptkriterier som angir hvilke lokale skader som kan godtas i det enkelte tilfelle. Kriteriene skal godkjennes av Vegdirektoratet. Lokale skader vil normalt kunne aksepteres forutsatt at slik tilstand ikke medfører fare for:

- tap av menneskeliv,
- totalt tap av brukonstruksjonen eller store økonomiske tap,
- skader som vanskelig lar seg reparere, eller
- umuliggjør en trygg evakuering av brukonstruksjonen.

I praksis kan det være nødvendig å se bort fra de mest usannsynlige påvirkninger.


Sannsynligheten for unormale påvirkninger som en ser bort fra i analysen, bør likevel ikke etter beste skjønn overstige  $10^{-4}$  pr. år.

### 4.2.3 LEVETID

Bruer skal normalt prosjekteres for 100 års levetid. Nevnte levetid skal legges til grunn ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden. Korrosjonsbeskyttelsessystemer kan dimensjoneres for kortere levetid enn 100 år, men skal da kunne fornyes. Komponenter og utstyr som har sikker levetid mindre enn 100 år, skal kunne skiftes ut. Konstruksjonen skal være dimensjonert og utformet for planlagte utskiftningsarbeider, og det skal etableres godkjente prosedyrer for slike arbeider.

### 4.2.4 PÅLITELIGHETSKLASSER

Brukonstruksjoner tilhører pålitelighetsklasse 3 i NS 3490, [6] (s. 298). Klassifiseringen kan ha betydning ved valg av materialfaktorer. Konstruksjonsdeler, komponenter eller utstyr skal ikke prosjekteres i lavere pålitelighetsklasse enn angitt, selv om de påvises å ha bæreevnereserver ut over kravene i Prosjekteringsreglene.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 140
--	---	--------------------------------------


#### **4.2.5 KRENGEPRØVER**

For brukonstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift i bruksfasen, som flytebruer og rørbruer, skal tyngdepunktets beliggenhet kontrolleres ved målinger.

#### **4.2.6 MODELLFORSØK OG FELTMÅLINGER**

Dersom laster, lastvirkninger, motstander eller bestandighet har stor usikkerhet eller ikke kan fastsettes med rimelig nøyaktighet, eller hvor Vegdirektoratet ut fra spesielle vurderinger finner dette nødvendig, skal det utføres modellforsøk og/eller feltmålinger.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 141
--	--	--------------------------------------

## 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

### 4.3.1 BEREGNING AV LASTVIRKNING

#### 4.3.1.1 Generelt

**4.3.1.1.1** Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer eller systemflater.

Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med de angitte byggetoleranser, der dette har vesentlig betydning for lastvirkningene.

**4.3.1.1.2** Lastvirkningene skal bestemmes ved bruk av anerkjente metoder som tar hensyn til lastenes variasjon i tid og rom, konstruksjonens respons, de aktuelle natur- og grunnforhold samt den grensetilstand som skal kontrolleres. Forenklete metoder kan benyttes hvis det er tilstrekkelig dokumentert at de gir resultater til den sikre siden.

**4.3.1.1.3** Når ikke-lineære effekter kan ha betydning på grunn av last- eller responskarakteristikk, skal disse effektene vurderes.


**4.3.1.1.4** Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger ved beregning av krefter og momenter i konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

Konstruksjoners knekk lengde skal bestemmes i samsvar med innspenningsforholdene.

**4.3.1.1.5** For brukonstruksjoner hvor kabelkonstruksjoner inngår, skal det ved modelleringen av kabelsystemenes deformasjonskarakteristikk tas hensyn til kabelens helning og forspenningsnivå.

**4.3.1.1.6** Hydrodynamisk respons skal bestemmes ved bruk av metoder som gir best mulig beskrivelse av vannets kinematikk, de hydrodynamiske koeffisienter, samvirke mellom væske og konstruksjon og konstruksjonens oppleggsbetingelser. Det skal tas hensyn til marin begroing og eventuell is og til forholdet mellom bølgelengde og dimensjonene av konstruksjonsdelene.

Forenklete deterministiske analyser, basert på vanlig brukte hydrodynamiske koeffisienter, kan brukes for konstruksjoner som er lite ømfintlige for variasjoner i dynamisk last.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 142
--	--	--------------------------------------

**4.3.1.1.7** Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager- og fugekonstruksjoner, kan bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner. Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper, mulig korrosjon og risiko for opphoping av sand, jord og lignende i fugen.

**4.3.1.1.8** Resulterende friksjonskraft fra glidelagre fordeles på konstruksjonens øvrige opplegg i samsvar med stivhetene for disse opplegg. Det skal regnes med full friksjonskraft i alle glidelagre som har beliggenhet på den siden av konstruksjonens bevegelsessenter som samlet gir størst virkning, mens glidelagre på motsatt side regnes å ha 50 % av full friksjonskraft. Resulterende friksjonskraft skal allikevel ikke være mindre enn største kraft fra glidelagrene i en enkelt oppleggsakse.

#### **4.3.1.2 Dynamiske analyser**

**4.3.1.2.1** Lastfaktorene gitt i Prosjekteringsreglene inneholder ikke dynamiske tillegg. Virkningene av dynamisk last forutsettes tatt vare på ved en dynamisk analyse eller inkludert i lasten som støtt tillegg.


**4.3.1.2.2** Dynamiske regnemodeller skal ta hensyn til konstruksjonens randbetingelser og til stivhetsforholdene for fundamenter og grunn. Det skal være samsvar mellom de antatte stivhetsverdier og beregnede verdier for ugunstigste lastkombinasjon i den grensetilstand som betraktes.

Antagelser med hensyn til demping skal dokumenteres ved beregninger eller ut fra anerkjent litteratur. I frekvensområder med resonans er det spesielt viktig at verdiene for aero- eller hydrodynamisk masse og demping er pålitelige og til den sikre siden.

Dempingsverdier benyttet ved seismisk responsanalyse basert på responsspektermetoden skal være konstruksjonens totale demping, dvs. sum av konstruksjonsdemping og energitap til jord.

Aktuelle verdier for konstruksjonsdemping er gitt i Prosjekteringsreglenes kap. 5 (s. 160 f.).

**4.3.1.2.3** For konstruksjoner som enten under bygging eller i ferdig tilstand er svingningsømfintlige, skal dynamiske virkninger av vindlasten beregnes i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes avs. 2.5.2 (s. 83 f.) og NS 3491-4.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 143
--	--	--------------------------------------

#### 4.3.1.2.4 *Kombinasjon av ekstremverdier (korrelasjon)*

Ekstremverdiene for responsstørrelser som opptrer i samme lastsituasjon skal anses som fullt korrelerte dersom korrelasjonen ikke beregnes. Dersom slik korrelasjon tas hensyn til, skal beregningsmetoden dokumenteres.

Når ekstremverdiene for de dynamiske lastvirkningene og korrelasjonen mellom dem (korrelasjonskoeffisientene  $\rho_{ij}$ ) er kjent, kan metoden beskrevet i det følgende benyttes for å bestemme lastvirkninger som for lastkombinering kan regnes som samtidige.

Metoden går ut på at en ekstrem dynamisk lastvirkning regnes å opptre med full verdi mens de øvrige ekstreme dynamiske lastvirkninger multipliseres med  $\alpha$ -faktorer som er mindre eller lik 1,0. Det er definert to varianter av denne beregningsmetoden, én forenklet og én detaljert metode der forskjellen består i hvordan  $\alpha$ -faktorene bestemmes.

Utgangspunktet i begge metoder er beregnede ekstremverdier for de dynamiske lastvirkningene. For eksempel vil dette være ekstremverdiene av de 6 snittkreftene i det snitt man skal dimensjonere, se fig. 16 der  $(X, Y, Z)$  er lokalt aksesystem for tverrsnittet:

$PX$  – skjærkraft langs  $X$ -akse

$PY$  – normalkraft (aksialkraft)

$PZ$  – skjærkraft langs  $Z$ -akse

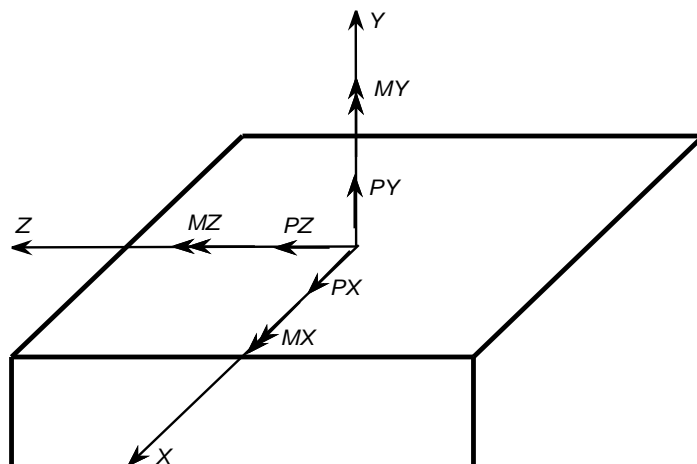
$MX$  – moment om  $X$ -akse

$MY$  – torsjonsmoment

$MZ$  – moment om  $Z$ -akse

Ved bruk av  $\alpha_{ji}$ -faktorer ( $j=1,6, i=1,5$ ) kombineres snittkreftene, som vist i tab. 19, til 6 mulige lastvirkningsgrupper, LG $_j$ , tilhørende samme lastkombinasjon. For videre kombinasjon med øvrige lastvirkninger velges da den lastvirkningsgruppen som gir ugunstigst resultat for den fullstendige lastkombinasjonen.

Korrelasjon mellom lastvirkningene må bestemmes. Korrelasjonskoeffisienter kan beregnes direkte i den stokastiske lastvirkningsanalysen. For lastvirkningsanalyser basert på modal superposisjon hvor korrelasjonskoeffisienter ikke bestemmes



Figur 16: Snittkrefter

LG1:	$\pm PY$	$\pm\alpha_{11} MX$	$\pm\alpha_{12} MZ$	$\pm\alpha_{13} PX$	$\pm\alpha_{14} PZ$	$\pm\alpha_{15} MY$
LG2:	$\pm MX$	$\pm\alpha_{21} PY$	$\pm\alpha_{22} MZ$	$\pm\alpha_{23} PX$	$\pm\alpha_{24} PZ$	$\pm\alpha_{25} MY$
LG3:	$\pm MZ$	$\pm\alpha_{31} PY$	$\pm\alpha_{32} MX$	$\pm\alpha_{33} PX$	$\pm\alpha_{34} PZ$	$\pm\alpha_{35} MY$
LG4:	$\pm PX$	$\pm\alpha_{41} PY$	$\pm\alpha_{42} MX$	$\pm\alpha_{43} MZ$	$\pm\alpha_{44} PZ$	$\pm\alpha_{45} MY$
LG5:	$\pm PZ$	$\pm\alpha_{51} PY$	$\pm\alpha_{52} MX$	$\pm\alpha_{53} MZ$	$\pm\alpha_{54} PX$	$\pm\alpha_{55} MY$
LG6:	$\pm MY$	$\pm\alpha_{61} PY$	$\pm\alpha_{62} MX$	$\pm\alpha_{63} MZ$	$\pm\alpha_{64} PX$	$\pm\alpha_{65} PZ$


Tabell 19: Lastvirkningsgrupper

direkte, kan tilnærmete metoder benyttes. Prosedyren for beregning av korrelasjonskoeffisienter må inkludere effekten av korrelasjon mellom svingeformene, dersom disse ikke er så godt separerte at kravet kan fravikes. Kravet kan fravikes når følgende forutsetning er oppfylt:

$$\frac{f_m}{f_n} \leq \frac{0,1}{0,1 + \xi}$$

der  $f_m$  og  $f_n$  er egenfrekvensene ( $f_m < f_n$ ) og  $\xi$  er den totale demping (summen av mekanisk og f.eks. aerodynamisk) i forhold til kritisk demping, innsatt med reell verdi (ikke %).

Når de betraktede lastvirkninger hver for seg kommer fra forskjellige svingeformer, som i tillegg er godt separerte, vil korrelasjonskoeffisientene mellom disse dermed tilnærmet kunne settes lik 0.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 145
--	--	--------------------------------------

### ***Forenklet metode:***

For den forenklete metode kombineres ekstremverdiene av lastvirkningene som følger:

1. Kraftkomponent  $j$  har sin fulle verdi og det bestemmes  $\alpha$ -faktor for de fem andre komponentene, dvs.  $\alpha_{ji}$ ,  $i=1,5$ .
2. Dersom komponent  $i$  er ukorrelert med komponent  $j$ , settes  $\alpha_{ji} = 0,5$ .
3. Dersom komponent  $i$  er korrelert med komponent  $j$ , beregnes effekten av korrelasjonen ved å interpolere en verdi for  $\alpha_{ji}$  lineært mellom 0,5 og 1,0, dvs. for korrelasjonskoeffisienten  $\rho_{jk}$  får en:  $\alpha_{ji} = 0,5 (1 + |\rho_{jk}|)$ , der korrelasjonsmatri-sens nummer  $k$  tilsvarer lastgruppens komponent  $i$ .

Det må følgelig bestemmes 30  $\alpha$ -faktorer totalt ( $6 \times 5$ ).

### ***Detaljert metode:***


For å bestemme mer nøyaktige verdier for  $\alpha$ -faktorene, må effekten av de forskjellige lastvirkningene på tverrsnittet sammenlignes. For dette formål må det velges et kriterium for bestemmelse av  $\alpha$ -faktoren som er representativt for den konstruksjon og tverrsnittstype man betrakter.

For søyler i betongbruer utsatt for svingninger av overbygningen, vil et spenningskriterium basert på flytning i lengdearmeringen stort sett gi tilstrekkelig konservative verdier i det elastiske området. Dette kriteriet innebærer en sum av elastiske aksial- og skjærspenninger for et kritisk punkt i tverrsnittet. Dermed får man 3 komponenter med aksialspenninger ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) og 3 komponenter med skjærspenninger ( $\sigma_4, \sigma_5, \sigma_6$ ). For en søyle med lokal  $Y$ -akse vertikalt, lokal  $Z$ -akse parallell med bruas lengdeakse (bruaksen) og lokal  $X$ -akse normalt på bruaksen fåes:

$$\begin{aligned}
PX &\rightarrow \sigma_4 = |\tau_{PX}| && - \text{skjærspenning fra skjærkraft normalt bruaksen} \\
PY &\rightarrow \sigma_1 = |\sigma_{PY}| && - \text{aksialspenning fra vertikallast} \\
PZ &\rightarrow \sigma_5 = |\tau_{PZ}| && - \text{skjærspenning fra skjærkraft i bruaksens retning} \\
MX &\rightarrow \sigma_2 = |\sigma_{MX}| && - \text{bøyesspenning fra moment normalt bruaksen} \\
MY &\rightarrow \sigma_6 = |\tau_{MY}| && - \text{skjærspenning fra torsjonsmoment} \\
MZ &\rightarrow \sigma_3 = |\sigma_{MZ}| && - \text{bøyesspenning fra moment om bruaksen}
\end{aligned}$$

For hver snittkraft  $j$  (med tilhørende spenningskomponent) beregnes så én tilhørende  $\alpha_j$ -faktor (dvs. at for komponent  $j$  er  $\alpha_{ji}$  lik for alle  $i$ ,  $i=1,5$ , i lastvirkningsgruppe LGj):

$$\alpha_j = \frac{\hat{\sigma} - \sigma_j}{\check{\sigma} - \sigma_j}$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 146
--	--	--------------------------------------

der:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\sum \sigma_j^2} \quad - \quad \text{kvadratrotssummen av spenningskomponentene}$$

$$\check{\sigma} = \sum \sigma_j \quad - \quad \text{summen av spenningskomponentene}$$

for det undersøkte punkt. I formlene foran benyttes tallverdien av de beregnede spenningene da man benytter kvadratrotssummen  $\hat{\sigma}$  av spenningskomponenten ved bestemmelse av  $\alpha$ -faktoren.

Formlene gitt foran baseres på at snittkreftene og spenningskomponentene er ukorrelert. Dersom dette ikke er tilfelle, må korrelasjonen mellom lastvirkningene i betraktet snitt,  $\rho_{ij}$ , benyttes. Uttrykket for kvadratrotssummen av spenningene blir dermed:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j}$$

Korrelasjonskoeffisientene  $\rho_{ij}$  skal benyttes med fortegn.


Ekstremverdiene av lastvirkningene kombineres ved at kraftkomponent  $j$  har sin fulle verdi i lastvirkningsgruppe LG $_j$  mens de øvrige snittkrefter multipliseres med  $\alpha_j$ -faktoren. Om nødvendig gjentas prosedyren for flere punkt i tverrsnittet inntil man har funnet det mest kritiske.

#### 4.3.1.2.5 *Jordskjelvanalyse*

Seismiske responsanalyser skal baseres på karakteristisk eksitasjon beskrevet ved et pseudo-akselerasjons-responsspekter (heretter benevnt responsspekter), en spekt-raltetthetsfunksjon, eller tidshistorier. Beskrivelse med responsspekter benyttes i disse reglene som den grunnleggende metoden.

Lastgrunlaget er beskrevet i NS 3491-12, [11] (s. 298), sammen med presiseringer gitt i Prosjekteringsreglene under avs. 2.5.7 (s. 103 f.).

Normalt benyttes elastisk oppførsel ved både lastvirkningsanalyse og dimensjonering av konstruksjonen. Dersom vesentlig plastisk oppførsel er nødvendig i dimensjoneringen, må dette også tas hensyn til ved beregning av lastvirkningen. Hvordan dette gjøres må dokumenteres ut fra beregninger eller anerkjent litteratur. Dersom analysen baseres på karakteristisk eksitasjon beskrevet av responsspekter, modifiseres spekteret for duktilitet som beskrevet i NS 3491-12. Merk da Prosjekteringsreglenes pkt. 2.5.7.5 (s. 106) hva gjelder betingelser knyttet til valg av verdi på konstruksjonsfaktoren  $k_Q$ .

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 147
--	--	--------------------------------------

For seismisk responsanalyse skal en analysemodell velges som tilfredsstillende representerer bruas romlige fordeling av stivhet og masse, slik at vesentlige utbøyingsformer og treghetskrefter blir tatt vare på. Forenklete modeller der bevegelsen separeres i tre hovedretninger kan anvendes så lenge dette harmonerer med den valgte lastmodell og tilfredsstiller forannevnte krav.

Når full dynamisk analyse basert på responspektermetoden anvendes, bør alle svingeformer med vesentlige bidrag til konstruksjonsresponsen medtas. Hvis det modale superposisjonsprinsipp anvendes, kan dette for en normal bru anses oppfylt når summen av effektiv modal masse for de svingeformer ('moder') som inkluderes, utgjør over 90 % av den totale masse. Dette gjelder for bruer der summen av effektiv modal masse for alle svingeformer er lik den totale masse.

For analyser basert på responspektermetoden kombineres bidragene fra de forskjellige svingeformene til den total lastvirkningen  $E_E$ , enten ved kvadratrotsum av kvadratet av bidragene fra de enkelte svingeformer  $E_{Ei}$ ,  $i=1,k$  (SRSS-regelen):

$$E_E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{Ei}^2}$$

eller ved en komplett kvadratisk kombinasjon (CQC-regelen):

$$E_E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k E_{Ei} \rho_{ij} E_{Ej}}$$


der  $\rho_{ij}$  er korrelasjonskoeffisienten mellom lastvirkningene i svingeform  $i$  og  $j$ .

Sistnevnte metode må benyttes når to svingeformer har egenverdier som ligger nær hverandre, dvs. når:

$$\frac{T_j}{T_i} > \frac{0,1}{0,1 + \xi}$$

der  $T_i$  og  $T_j$  er egenperiodene for svingeform  $i$  og  $j$  ( $T_i > T_j$ ) og  $\xi$  er dempingsforholdet gitt i reell verdi (ikke %).

For en responspekteranalyse kan konstruksjonen analyseres for to uavhengige ortogonale horisontalkomponenter og én uavhengig vertikal komponent. Lastvirkningene kan da bestemmes ved kombinasjon av lastvirkningene fra uavhengige analyser for hver av de tre retningene ved tre alternative prosedyrer.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 148
--	--	--------------------------------------

I alle tre prosedyrer antas intensiteten til den andre horisontale komponenten å være ca. 15 % lavere enn for hovedretningen, samt at konstruksjonen forutsettes orientert langs hoved- eller tverretningen. De tre prosedyrene er beskrevet i det følgende:

1. Det gjennomføres en jordskjelvanalyse for hver av de tre hovedretningene. Lastvirkninger fra disse tre retningene kombineres så etter følgende skjema til tre lasttilfeller:

$$E_1 = |E_x| + 0,30 |E_y| + 0,30 |E_z|$$

$$E_2 = 0,30 |E_x| + |E_y| + 0,30 |E_z|$$

$$E_3 = 0,30 |E_x| + 0,30 |E_y| + |E_z|$$

der  $(E_x, E_y, E_z)$  er lastvirkninger pga. jordskjelvbelastning i de tre respektive retningene beregnet ut fra responspekteret ( $E_z$  beregnes ut fra vertikalspekteret) med svingeforbidrag kombinert etter foranstående regler (SRSS eller CQC). Som seismisk lastvirkning benyttes så den ugunstigste av de tre lasttilfellene for hver enkelt lastvirkningskomponent.

2. Det gjennomføres en jordskjelvanalyse for hver av de tre hovedretningene. Lastvirkninger fra disse tre retningene kombineres så til følgende to lasttilfeller:

$$E_1 = \sqrt{E_x^2 + (0,85 E_y)^2 + E_z^2}$$

$$E_2 = \sqrt{(0,85 E_x)^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

der  $(E_x, E_y, E_z)$  er som i prosedyre 1. Som seismisk lastvirkning benyttes så den ugunstigste av de to lasttilfellene for hver enkelt lastvirkningskomponent.

3. Det gjennomføres en jordskjelvanalyse for samtidig fundamentbevegelse i alle tre hovedretninger. Det beregnes da respons for følgende to kombinerte fundamentbevegelser:

$$1: \mathbf{S}_x(\xi_i, \omega_i) + 0,85 \mathbf{S}_y(\xi_i, \omega_i) + \mathbf{S}_z(\xi_i, \omega_i)$$

$$2: 0,85 \mathbf{S}_x(\xi_i, \omega_i) + \mathbf{S}_y(\xi_i, \omega_i) + \mathbf{S}_z(\xi_i, \omega_i)$$

der  $(\mathbf{S}_x(\xi_i, \omega_i), \mathbf{S}_y(\xi_i, \omega_i), \mathbf{S}_z(\xi_i, \omega_i))$  er responspektre for de tre retningene. Beregningene gjennomføres for alle svingeformer ( $i=1,k$ ) og resultatet fås ved å kombinere svingeforbidrag etter foranstående regler (SRSS eller CQC) for de respektive lastvirkningene. Som seismisk lastvirkning benyttes så det ugunstigste resultat av de to beregningene for hver enkelt lastvirkningskomponent.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 149
--	--	--------------------------------------

Alle prosedyrene gir amplitudeverdier som resultat. Verdiene er derfor gitt uten fortegn, og man må ta hensyn til  $\pm$ -verdien for alle snitt ved den praktiske anvendelse av resultatene.

Som alternativ til de tre prosedyrene beskrevet foran, kan analysen baseres på en forenklet responsanalyse. Det forutsettes imidlertid at den forenklete analysen gir tilstrekkelig nøyaktighet for den aktuelle brua. Metoden som anvendes må dessuten være anerkjent og vel dokumentert. Hvis disse krav ikke kan oppfylles, må analyse utføres iht. en av de tre beskrevne prosedyrene.

Bruavdelings<sup>5</sup> rapport 00-09 Veiledning i jordskjelvanalyse på bruer, gir mer bakgrunnsinformasjon om hvordan jordskjelvanalysene kan utføres. Der er beskrevet to forenklete metoder, med definerte grenser for når de kan anvendes. Merk at rapporten ikke er oppdatert i forhold til denne utgaven av Prosjekteringsreglene og ny NS 3491-12.

#### 4.3.1.3 Modellforsøk

**4.3.1.3.1** Modellforsøk skal ikke erstatte beregninger når beregninger er mulig. I slike tilfeller skal beregninger og modellforsøk gjøres parallelt. Når det er mulig, skal det også i tilstrekkelig omfang gjøres beregninger av modellen for å dokumentere denne.

**4.3.1.3.2** Modellforsøk vil kunne bestemme last eller lastvirkning i de tilfeller regnemetoder, håndbøker og prosjekteringsstandarder ikke gir tilstrekkelige opplysninger for dimensjoneringen.

Modellforsøk kan også benyttes til å bestemme grunnlagsdata, f.eks. koeffisienter for bruk i beregninger, avdekke instabiliteter, bestemme kritiske hastigheter for ulike fenomener som skyldes interaksjon mellom konstruksjon og omkringliggende medium (luft eller vann), m.m.


**4.3.1.3.3** Det skilles prinsipielt mellom følgende lasttyper:

Lasttype I: Laster som er uavhengig av konstruksjonens bevegelser, alternativt at bevegelsene er så små at de ikke påvirker lastbildet.

Lasttype II: Tilfeller hvor konstruksjonens bevegelser påvirker lastbildet, f.eks. slanke konstruksjoner i luft eller vann.

---

<sup>5</sup>Nå Bruseksjonen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 150
--	--	--------------------------------------

**4.3.1.3.4** Lasttype I og II som definert foran, setter ulike krav til representasjon av konstruksjonen i forsøkene. Dette skal vurderes ved planlegging og utforming av modellen.

**4.3.1.3.5** Før modellforsøk skal det utføres tilstrekkelig med lastvirkningsanalyser, eventuelt vurderinger for å kunne fastlegge sensitivitet mht. konstruksjonsparametre, så som stivhet og egenperiode.

**4.3.1.3.6** Riktig fordeling av stivhet og masse i alle viktige konstruksjonskomponenter skal ivaretas i forsøkene. Dette innebærer at både frekvenser og egenvingeformer skal gjenskapes i forsøkene. Dempingsforholdene i modell og omkringliggende medium (luft eller vann) skal også ivaretas, dersom dette har betydning for resultatene.

**4.3.1.3.7** Valg av modellov og begrunnelse for dette skal foreligge i god tid før modell bygges og forsøk gjennomføres. Sammenheng mellom parametre i prototyp og modellskala skal dokumenteres. For de parametre hvor skaleringslovene fravikes, skal forklaring/begrunnelse for dette angis.

**4.3.1.3.8** Alle konstruksjonsparametre som har betydning for forsøket skal inkluderes i modellen. For slanke konstruksjoner skal alle statiske og dynamiske parametre av betydning gjenskapes i modellen. For både seksjonsmodell- og fullmodellforsøk skal egenskapene til den virkelige konstruksjonen representeres tilstrekkelig.

**4.3.1.3.9** Ikke-lineære effekter som ikke følger skaleringslover mellom prototyp og modell, kan kreve analyse av både prototyp og modell.

**4.3.1.3.10** Overflateruhet og Reynoldstall, eksempelvis for seksjonsmodeller, må vies ekstra oppmerksomhet ved forsøk i luft eller vann.

## **4.3.2 DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER**

### **4.3.2.1 Generelt**

**4.3.2.1.1** For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Ugunstigste kombinasjon for den lastvirkning som betraktes, skal legges til grunn for dimensjoneringen.

**4.3.2.1.2** Ved fastsettelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til:

- mulighet for at lastene kan avvike fra de karakteristiske verdier,
- redusert sannsynlighet for at de forskjellige laster som bidrar til den totale lastvirkning som betraktes, vil oppnå sine karakteristiske verdier samtidig,
- unøyaktighet ved beregning av lastvirkningen, i den utstrekning slik unøyaktighet kan antas å være uavhengig av konstruksjonsmaterialet og dimensjonstoleransene.

### 4.3.2.2 Bruddgrensetilstanden

**4.3.2.2.1** Bruddgrensetilstanden skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, med lastfaktorer som angitt i tab. 20. Den ugunstigste av kombinasjonene *a* eller *b* legges til grunn for dimensjoneringen.

Lastbetegnelsene er definert i pkt. 2.2.3, tab. 7 (s. 76).

Andre lastfaktorer kan være gitt i Prosjekteringsreglenes kap. 6 (s. 264 f.) for enkelte spesielle konstruksjonstyper.


Tabell 20: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Betegnelse → Kombinasjon ↓	P		D	Q
	J	Andre		
<i>a</i>	1,0	1,2	$\gamma_D$	$\gamma_1 Q_1$
<i>b</i>	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 Q_1 + 0,8 \sum Q_n$

hvor:

$$\gamma_D = \begin{cases} 1,1 (0,9) \text{ for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2,} \\ 0,9 - 1,1 \text{ for spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2 ved beregning av statisk ubestemte størrelser – anbefalt verdi er 1,0,} \\ 1,0 \text{ for øvrige deformasjonslast.} \end{cases}$$

$$\gamma_1 = \begin{cases} 1,3 \text{ for trafikklast,} \\ 1,2 \text{ for variabel del av vanntrykk og støt- og forføyningslast fra ferje,} \\ 1,0 \text{ for temperaturlast,} \\ 1,2 \text{ for friksjonslast,} \\ 1,6 \text{ for øvrige variable laster.} \end{cases}$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 152
--	--	--------------------------------------

$$\gamma_2 = \begin{cases} 1,2 \text{ for trafikklast,} \\ 1,0 \text{ for variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje,} \\ 0,8 \text{ for temperaturlast,} \\ 1,0 \text{ for friksjonslast,} \\ 1,3 \text{ for øvrige variable laster.} \end{cases}$$

I lastkombinasjonen  $a$  skal lastfaktoren for permanente laster settes lik 1,0 dersom dette er ugunstigere. Når jord er en ren last på konstruksjonen (ikke jordtrykk), skal lastfaktor for jord settes lik 1,2 dersom dette er ugunstigere.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning;


$Q_1$ : Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

$Q_n$ : Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

For bru med trafikklast beregnes den karakteristiske vindlasten på grunnlag av et korrigert vindfelt som angitt i pkt. [2.5.2.5](#) (s. 89).

**4.3.2.2.2** Global stabilitet og sikkerhet mot velting av konstruksjonen skal kontrolleres i bruddgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt tab. [20](#), men med følgende endring for begge lastkombinasjoner  $a$  og  $b$ :

- Lastfaktoren for egenlast som virker gunstig skal settes lik 0,9, og lik 1,0 for egenlast som virker ugunstig. Det kan være aktuelt å benytte ulike lastfaktorer for ulike deler av konstruksjonen.
- I tilfeller hvor større usikkerhet i egenlast må forventes, skal det benyttes faktorer 0,8 og 1,0. Dette gjelder f.eks. brukonstruksjoner hvor stabilitet oppnås ved bruk av ballast eller motvektskasser, med mindre spesielle tiltak iverksettes for nøyaktig bestemmelse av vekt. Faktoren 0,8 må kun benyttes på den del av gunstig egenvekt som har større usikkerhet. For den resterende del av gunstig egenvekt kan faktoren 0,9 benyttes.
- For spesielle konstruksjoner der det iverksettes egnede måletiltak for å kontrollere at egenlasten holder seg innenfor spesifikke toleranser, kan andre verdier på lastfaktorene benyttes. Dette skal godkjennes av Bruseksjonen i hvert enkelt tilfelle.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 153
--	--	--------------------------------------

Kontrollen gjelder primært brukonstruksjoners globale stabilitet. Materialfaktorer lik 1,0 kan derfor tillates. Mindre endringer av statisk system (f.eks. lagerløft, strekkpeler som ‘fjernes’, flyteledd) kan aksepteres forutsatt at konsekvensen av dette tas hensyn til. (Dvs. ny kontroll iht. dette punkt utføres med det endrede statiske system).

Nærmere anvisninger er gitt i kap. 6 (s. 264 f.) for enkelte konstruksjonstyper.

#### 4.3.2.3 Bruksgrensetilstanden

Avhengig av bruksgrensekrav skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for lastkombinasjonene  $a$ ,  $b$  og  $c$ :

- Kombinasjon  $a$  antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid og anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvninger og lignende.
- Kombinasjon  $b$  antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, og anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.
- Kombinasjon  $c$  antas å representere en forventet midlere lasttilstand over konstruksjonens levetid og anvendes for kontroll av konstruksjonens varige deformasjoner.

Lastfaktorer for nevnte kombinasjoner er gitt i tab. 21. Lastbetegnelsene som det refereres til er definert i tab. 7 (s. 76), mens  $(Q_1, Q_n)$  er definert i pkt. 4.3.2.2.1 (s. 151), og kombinasjonsfaktorene  $(\psi_1, \psi_2)$  er gitt i tab. 22.

For bru med trafikklast beregnes den karakteristiske vindlasten på grunnlag av et korrigert vindfelt som angitt i pkt. 2.5.2.5 (s. 89).

For konstruksjoner som er svingningsømfintlige, skal  $\psi_1 E$  for kombinasjon  $b$  erstattes av naturlast med returperiode lik 1 år. Dersom nøyaktigere verdier ikke finnes, kan vindhastighet med 1 års returperiode finnes fra vindhastighet med 50 års returperiode ved sammenhengen:

$$v_{1\text{år}} = 0,755 v_{50\text{år}}$$

Lavere kombinasjonsfaktorer enn angitt i tab. 22 kan benyttes for kontroll av kombinasjon  $c$ , dersom reduserte verdier kan begrunnes som mer representative for det tilfelle som betraktes.

Tabell 21: Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden

Betegnelse → Kombinasjon ↓	P	D	Q		
			L	T	E
<i>a</i>	1,0	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \sum Q_n$	
<i>b</i>	1,0	1,0	$\psi_1 Q_1 + 0,7 \sum \psi_1 Q_n$		
<i>c</i>	1,0	1,0	$\sum \psi_2 Q$		

Tabell 22: Kombinasjonsfaktorer

Kombinasjonsfaktorer →		$\psi_1$	$\psi_2$
Trafikklast	T	0,5	0,2
Naturlast	E	0,5	0,0
Andre variable laster	L	1,0	0,7

#### 4.3.2.4 Ulykkesgrensetilstanden

Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres i to trinn, *a* og *b*, som beskrevet i Prosjekteringsreglenes pkt. 4.2.2.9. En kortversjon er gitt i det følgende:

*a*: Konstruksjonen i permanent tilstand utsatt for unormal påvirkning (ulykkeslast eller unormal trafikk- eller naturlast).

*b*: Konstruksjonen i skadet tilstand.

Lastfaktorer for nevnte to trinn er gitt i tab. 23. Lastbetegnelsene som det refereres til er definert i tab. 7 (s. 76).

Tabell 23: Lastfaktorer for ulykkesgrensetilstanden

Betegnelse → Kombinasjon ↓	P	D	Q			A
			T	E	L	
<i>a</i>	1,0	$\gamma_D$	$\gamma_T$	0,0	1,0	1,0
<i>b</i>	1,0	$\gamma_D$	0,0	1,0	1,0	0,0

Her er:

$$\gamma_D = \begin{cases} 1,0 & \text{for spennkrefter,} \\ 0,0 & \text{normalt for \u00f8vrige deformasjonslaster.} \end{cases}$$

$$\gamma_T = \begin{cases} 0,6 & \text{ved avhengighet mellom trafikklasten og ulykkeslasten,} \\ 0,0 & \text{n\u00e5r trafikklast type V3 og F3 er unormal trafikklast p\u00e5 gangbane,} \\ 0,0 & \text{for \u00f8vrig.} \end{cases}$$

Returperioden for karakteristiske naturlaster i kombinasjon  $b$  er 10 år.

Det kan ved dimensjoneringen i ulykkesgrensetilstand godtas større forskyvninger enn dem som vanligvis forutsettes ved påvisninger i bruddgrensetilstand, og det kan velges statiske systemer og bæremåter som normalt ikke tillates i bruddgrensetilstand.


#### 4.3.2.5 Utmattingsgrensetilstanden

Ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal lastfaktoren settes lik 1,0 for alle *utmattingsvirkende* laster. Antall lastvekslinger multipliseres med en utmattingsfaktor som angitt i tab. 25 (s. 157). Øvrige laster innføres i kombinasjonen med lastfaktorer som angitt i tab. 24. Lastbetegnelse som det refereres til er definert i tab. 7 (s. 76).

Tabell 24: Lastfaktorer for utmattingsgrensetilstanden

Betegnelse → Kombinasjon ↓	Ikke utmattingsvirkende last					Utmattingslast
	P	D	Q			
			T	L	E	
$a$	1,0	1,0	0,0	1,0	0,5	1,0

Temperaturlaster kan ses bort fra ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.4 DIMENSJONERENDE MOTSTAND	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 156
--	--	--------------------------------------

## 4.4 DIMENSJONERENDE MOTSTAND

### 4.4.1 GENERELT

**4.4.1.1** For bestemmelse av dimensjonerende motstand henvises til de relevante konstruksjonsstandarder.

**4.4.1.2** Materialfaktoren skal ivareta usikkerheter i materialfasthet, utførelse, tverrsnittsmål og modell for beregning av motstand. I enkelte tilfeller er materialfaktoren avhengig av pålitelighetsklasse. Det vises til konstruksjonsstandardene og til Prosjekteringsreglenes kap. 5 (s. 160 f.) for nærmere bestemmelser.

### 4.4.2 PRØVING

**4.4.2.1** Karakteristisk motstand av konstruksjonsdeler og konstruksjonselementer kan kontrolleres ved modellforsøk eller ved kombinasjon av forsøk og beregning.

**4.4.2.2** Pelers dimensjonerende bæreevne kan bestemmes på grunnlag av rammekriterier eller prøvebelastning.

**4.4.2.3** Bæreevnen til ankere og forankringer i grunnen skal kontrolleres ved prøvebelastning etter installering.

### 4.4.3 GRENSETILSTANDER

#### 4.4.3.1 Bruddgrensetilstanden

Nærmere bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende motstand er gitt i konstruksjonsstandardene og i Prosjekteringsreglenes kap. 5 (s. 160 f.).

#### 4.4.3.2 Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden defineres ved bestemte bruks- og bestandighetskrav.

#### 4.4.3.3 Ulykkesgrensetilstanden

Nærmere bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende motstand er gitt i konstruksjonsstandardene. Det skal tas hensyn til mulige endringer i karakteristisk motstand som skyldes unormal påvirkning (f.eks. brann).




#### 4.4.3.4 Utmattingsgrensetilstanden

Deler av konstruksjonen som påkjennes av utpreget repetert belastning skal kontrolleres for mulig utmattingsbrudd. Ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden multipliseres antallet lastvekslinger i brukonstruksjonens forutsatte levetid med faktorene gitt i tab. 25. For konstruksjonselementer som har kortere planlagt levetid enn forutsatt for brukonstruksjoner generelt, og som kan skiftes ut, reduseres faktorene i tab. 25 tilsvarende.

Tabell 25: Utmattingsfaktorer

Konstruksjonsdelens betydning for brukonstruksjonens bæreevne	Utmattingsfaktor
Avgjørende <sup>(1)</sup>	3
Ikke avgjørende	1

- (1) Med avgjørende betydning for brukonstruksjonens bæreevne menes at sammenbrudd i detaljen medfører sammenbrudd av hele eller vesentlige deler av brukonstruksjonen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.5 TILLEGGSKRAV TIL IKKE-LINEÆRE ANALYSER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 158
--	--	--------------------------------------


## 4.5 TILLEGGSKRAV TIL IKKE-LINEÆRE ANALYSER

### 4.5.1 GENERELT

#### 4.5.1.1 Ikke-lineære analyser skal være basert på:

- Systemformuleringer som kan frambringe alle aktuelle bruddformer og bruddforløp. Slanke konstruksjoner må analyseres med formulering for store forskyvninger. Virkning av formfeil medtas i konstruksjonens geometri i samsvar med kritiske knekkformer. Virkning av endringer i konstruksjonssystem må kunne ivaretas.
- Elementformuleringer med frihetsgrader og tøyningkomponenter etc. som kan frambringe alle aktuelle bruddformer. Finhet i elementinndeling må være slik at spenninger/krefter kan beregnes med god nøyaktighet.
- Materialmodeller som;
  - kan frambringe alle aktuelle bruddformer, og som gir representativ styrke i forhold til aktuell grensetilstand (brudd- eller ulykkesgrensetilstand),
  - gir representativ stivhet i forhold til aktuelt lastnivå (for betong kan det være aktuelt å gjennomføre analyser med ulike verdier for E-modul og strekkfasthet dersom det ikke er åpenbart hva som er til sikker side),
  - ivaretar materialenes tidsavhengige egenskaper (kryp, svinn, relaksasjon, etc.),
  - ivaretar materialenes ulike oppførsel under på- og avlastning.
- Logisk rekkefølge i påføring av laster slik at permanente laster kommer forut for variable, og slik at lastene blir påført i riktig konstruksjonssystem og til riktig tid.
- For spennkrefter må det tas hensyn til friksjon og låsetap under oppspenningen og at kraftens retning følger deformert geometri. Effekt av tøyningsemdringer i konstruksjonen etter oppspenningen (fra kryp, svinn, temperatur, ytre last, etc.) må være inkludert sammen med relaksasjon.

**4.5.1.2** Det må påvises at konstruksjonens detaljutforming samsvarer med analysemodellens forutsetninger slik at f.eks. de inelastiske deformasjoner indikert i analysen faktisk kan finne sted.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.5 TILLEGGSKRAV TIL IKKE-LINEÆRE ANALYSER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 159
--	--	--------------------------------------

**4.5.1.3** Dersom konstruksjonsproblemet er slik at proporsjonal (samtidig) påføring av alle laster anses forsvarlig og ønskelig, skal forslag til framgangsmåte på forhånd godkjennes av Bruseksjonen.

**4.5.1.4** Det må foreligge dokumentasjon på at det anvendte analyseprogram har egenskaper som oppfyller kravene i pkt. [4.5.1.1](#) og øvrige punkter av relevans i Prosjekteringsreglene, og at programmet er testet med godt resultat mot forsøk og standardeksempler ('benchmarks') som er relevante i forhold til den konstruksjon som skal analyseres.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.1 FUNKSJONSKRAV FOR BRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 160
--	--	--------------------------------------

## 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV

### 5.1 FUNKSJONSKRAV FOR BRUER

#### 5.1.1 INNLEDNING

I dette avsnittet gis tilleggskrav for vanlige brutyper som plate- og bjelkebruer, fritt frembyggbruer og fremskyvningsbruer. For spesielle brutyper som henge- og skråstagbruer med store spenn, flytebruer og dykkede rørbruer gjelder de tilsvarende bestemmelser gitt eller referert til i de respektive avsnitt under kap. 6 (s. 264 f.).

#### 5.1.2 NEDBØYNING

Nedbøyning av brukonstruksjonens hovedbæresystem på grunn av trafikklast alene skal ikke for noen lastplassering overstige  $L/350$ , hvor  $L$  = lengden av det betraktede spenn. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden med lastfaktor 0,7 på trafikklasten.

For hengebruer gjelder ikke kravet til at maksimal nedbøyning skal begrenses til  $L/350$ . Istedet gjelder at maximal rotasjonvinkel ved opplegg,  $\alpha$ , skal begrenses til:  $\tan \alpha \leq 1/30$ .

Lokale nedbøyningsforskjeller ved fuger i kjørebanelen, for eksempel mellom overbygning og landkar, skal ikke overstige 5 mm. Eventuelle deformasjoner i lagre skal inkluderes. Hvis den valgte fugekonstruksjon har strengere krav, eventuelle tilleggskrav til deformasjon, skal disse overholdes. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden med lastfaktor 0,7 på trafikklasten.

#### 5.1.3 SVINGNINGER

##### 5.1.3.1 Vegbruer

Svingningsømfindtlige vegbruer skal dimensjoneres slik at maksimale akselerasjoner ikke overstiger følgende verdier:

Bruer uten gangtrafikk: 1,0 m/s<sup>2</sup>

Bruer med betydelig gangtrafikk: 0,6 m/s<sup>2</sup>

For bruer med liten gangtrafikk benyttes mellomliggende verdier.

Angitte akselerasjoner refererer til kant fortau dersom brua har gangtrafikk, ellers til senterlinje kjørebane for ytterste kjørefelt.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.1 FUNKSJONSKRAV FOR BRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 161
--	--	--------------------------------------

Akselerasjonene beregnes i bruksgrensetilstanden, kombinasjon  $b$  ifølge Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.2.3 (s. 153).

Bevegelser av brua vil være forårsaket av vind- eller trafikkklaster eller en kombinasjon av disse lastene. Bestemmelse av de tilhørende akselerasjoner vil normalt kreve en dynamisk beregning

For enkelte brutyper kan det i visse tilfeller være nødvendig med grundigere analyser og mer inngående vurderinger av krav.

### 5.1.3.2 Gangbruer

#### 5.1.3.2.1 Vertikalsvingning

Svingningsømfintlige gangbruer skal dimensjoneres slik at referanseakselerasjonen,  $a_r$ , oppfyller følgende krav:

$$a_r \leq 0,25 f^{0,7782} \text{ [m/s}^2\text{]}$$

Referanseakselerasjonen  $a_r$  kan tilnærmet bestemmes som:

$$a_r = 4 \pi^2 f^2 W_s K \psi r$$

hvor:

$f$  = brukonstruksjonens første egenfrekvens [Hz] for svingning i vertikalplanet

$W_s$  = statisk nedbøyning [m] for en punktlast lik 700 N

$K$  = faktor som avhenger av antall spenn og innbyrdes spennviddeforhold, se tab. 26 og fig. 17

$\psi$  = dynamisk faktor som avhenger av spennvidden og dempingsforholdet  $\xi$ , se fig. 18

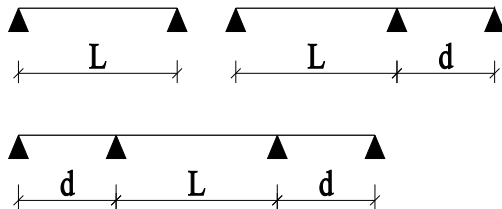
$\xi$  = konstruksjonens dempingsforhold

$r$  = korreksjonsfaktor for referanseakselerasjonen; funksjon av  $f$  [Hz]:

$$r = \begin{cases} 1,0 & ; f \leq 4 \\ 3,0 - f/2 & ; 4 < f < 6 \\ 0,0 & ; f \geq 6 \end{cases}$$

Gangbruer med første vertikale egenfrekvens  $f$  større enn 6 Hz vil følgelig ikke være å regne som svingningsømfintlige.

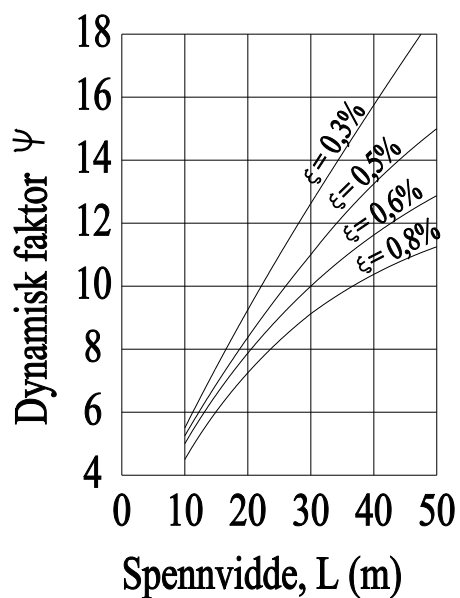
Figur 17: Definisjon av spennviddeforholdet  $d/L$  for bestemmelse av  $K$  i tab. 26



Tabell 26: Faktoren  $K$

$d/L$ (se fig. 17)	$K$	
	2 spenn	3 spenn
1,0	0,70	0,60
0,8	0,92	0,82
0,6	0,96	0,92
0,4	0,96	0,92
0,2	0,95	0,92

For ett spenn er  $K = 1,0$ .



Figur 18: Dynamisk faktor  $\psi$  som funksjon av spennvidde  $L$  og dempingsforhold  $\xi$

### 5.1.3.2.2 *Horisontalsvingning*

Bruer med horisontal egenfrekvens i området  $0,5 < f < 1,3$  [Hz] skal kontrolleres for personinduserte horisontale svingninger ved at kritisk antall personer som går på brua beregnes som:

$$N_L = \frac{8 \pi \xi f M}{k}$$

hvor:

- $N_L$  = antall gående personer jevnt fordelt over brua [-], som kan gi uakseptable horisontale vibrasjoner (instabilitet)
- $\xi$  = dempingsforholdet i reell verdi [-]
- $f$  = horisontal egenfrekvens [Hz]
- $M$  = 'modal' brumasse [kg]
- $k$  = 300 Ns/m (forholdstall; indusert kraft/hastighet)

Antall beregnede personer sammenliknes med mulig antall gående personer jevnt fordelt over brua. Alternativt kan nødvendig demping beregnes.

### 5.1.3.2.3 *Vindindusert forskyvningsrespons og akselerasjon*

Forskyvninger og akselerasjoner i gangbruer på grunn av vindinduserte svingninger skal begrenses. Vurdering av akselerasjonsbegrensningen baseres på standardavviket til den frekvensvektede (filtrerte) horisontal- eller vertikalakselerasjonen,  $\ddot{\sigma}_x$  eller  $\ddot{\sigma}_y$ . Strategien for frekvensvektingen skal være representativ for trafikantenes følsomhet over et relevant frekvensområde, f.eks. iht. ISO 2631.

Øvre grenseverdier for forskyvningsrespons og akselerasjoner i gangbruer på grunn av vindinduserte svingninger er gitt i tab. 27.

Forskyvninger [-] [rad]			Akselerasjoner [m/s <sup>2</sup> ]	
Horisontalt	Vertikalt	Rotasjon	Horisontalt	Vertikalt
$\sigma_x/b$	$\sigma_z/h$	$\sigma_\theta$	$\ddot{\sigma}_x$	$\ddot{\sigma}_y$
0,02	0,04	0,001	0,25	0,5

Tabell 27: Grenseverdier for vindindusert forskyvningsrespons og akselerasjon

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.2 KONSTRUKSJONSREGLER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 164
--	--	--------------------------------------

## 5.2 KONSTRUKSJONSREGLER

### 5.2.1 FUGEPLASSERING

Bruer skal prosjekteres med færrest mulig antall fuger. Fuger skal plasseres ved landkar, dvs. plassering over pilarer eller ute i spenn er ikke tillatt. Unntatt fra kravet er hengebruer der plassering ved tårn tillates. Forutsetningen er at eventuelle viadukter fastholdes ved landkar og at bevegelsene tas opp i fuge ved tårn.

Bruer med større totallengder enn det landkarløse brutyper med mykasfaltfuger dekker for det aktuelle brusted (bl.a. temperatur- og materialavhengig), bør fastholdes i langsretning i den ene enden og utstyres med fugekonstruksjon i den andre. Fastholdingsenden kan være uten fuge, ha rissanvisende- eller mykasfaltfuge, avhengig av overbygningens stivhet.

Ved økende total brulengde og dermed økende fastholdingskrefter nås en praktisk grense for løsningen foran med én fugekonstruksjon. For større brulengder forutsettes derfor fastlager ute på brua med fugekonstruksjon i hver bruende.

### 5.2.2 UTKRAGET OVERBYGNING FORBI ENDEOPPLEGG

Maksimal tillatt utkraging av overbygning forbi endeopplegg er 2,5 m, målt fra ende overbygning til senter opplegg.

### 5.2.3 FRI HØYDE I KASSEBJELKER

Minimum fri høyde i kassebjelker med konstant høyde og som forutsettes åpen for inspeksjon, er 1,6 m for total kasselengde inntil 50 m. For større totale kasselengder med konstant høyde er kravet minimum 2,0 m.

For kassebjelker med variabel høyde gjelder følgende krav pr. spenn: Maksimalt 50 m av spennets midtre del kan ha fri høyde mindre enn 2,0 m, men ikke mindre enn 1,6 m. Det forutsettes at minimum 10 m i hver ende av spennet har fri høyde på minimum 2,0 m.

### 5.2.4 ADKOMST TIL LAGRE

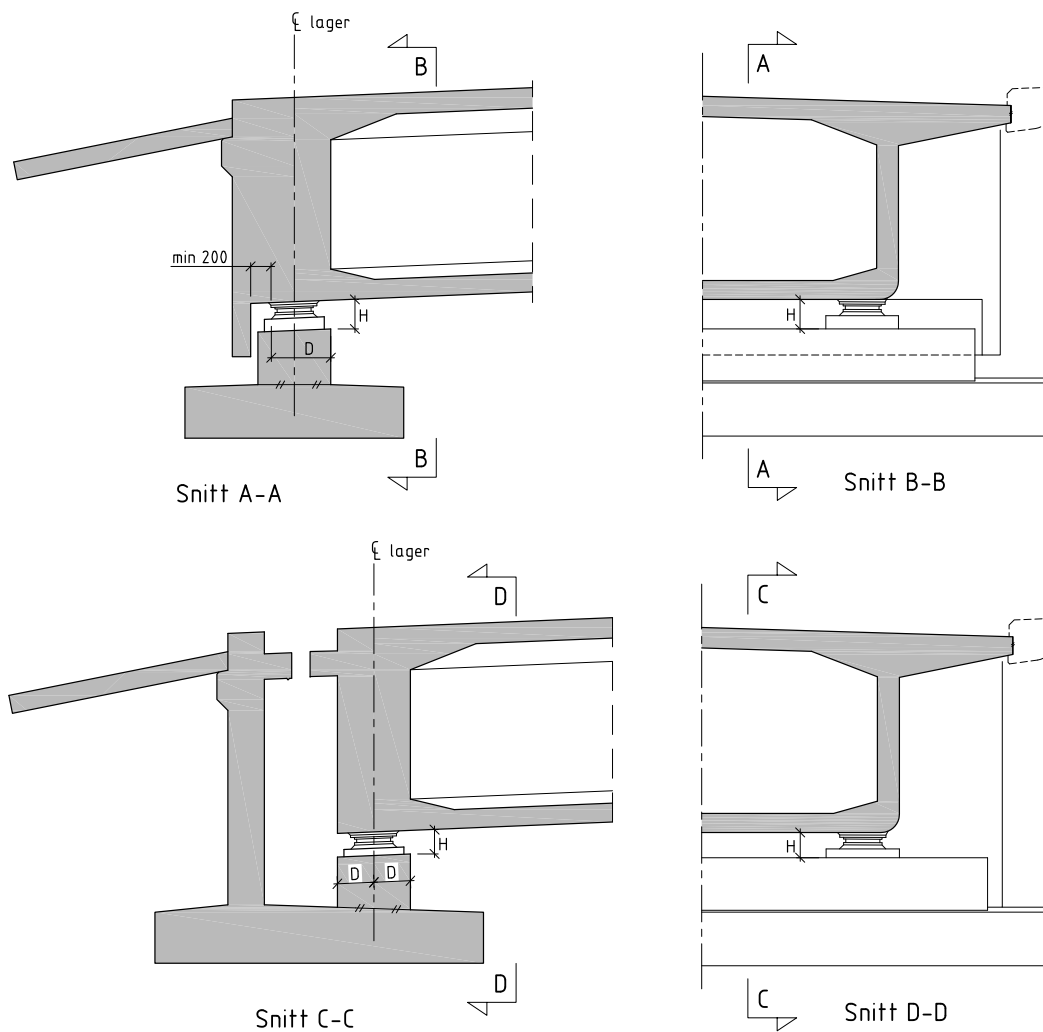
I områder ved lagre skal konstruksjoner utformes med tilstrekkelig fri åpning for å sikre tilgjengelighet ved inspeksjons-/vedlikeholdsarbeider.

Følgende krav gjelder for høyde  $H$  avhengig av dybde  $D$ , jf. fig. 19 og 20:

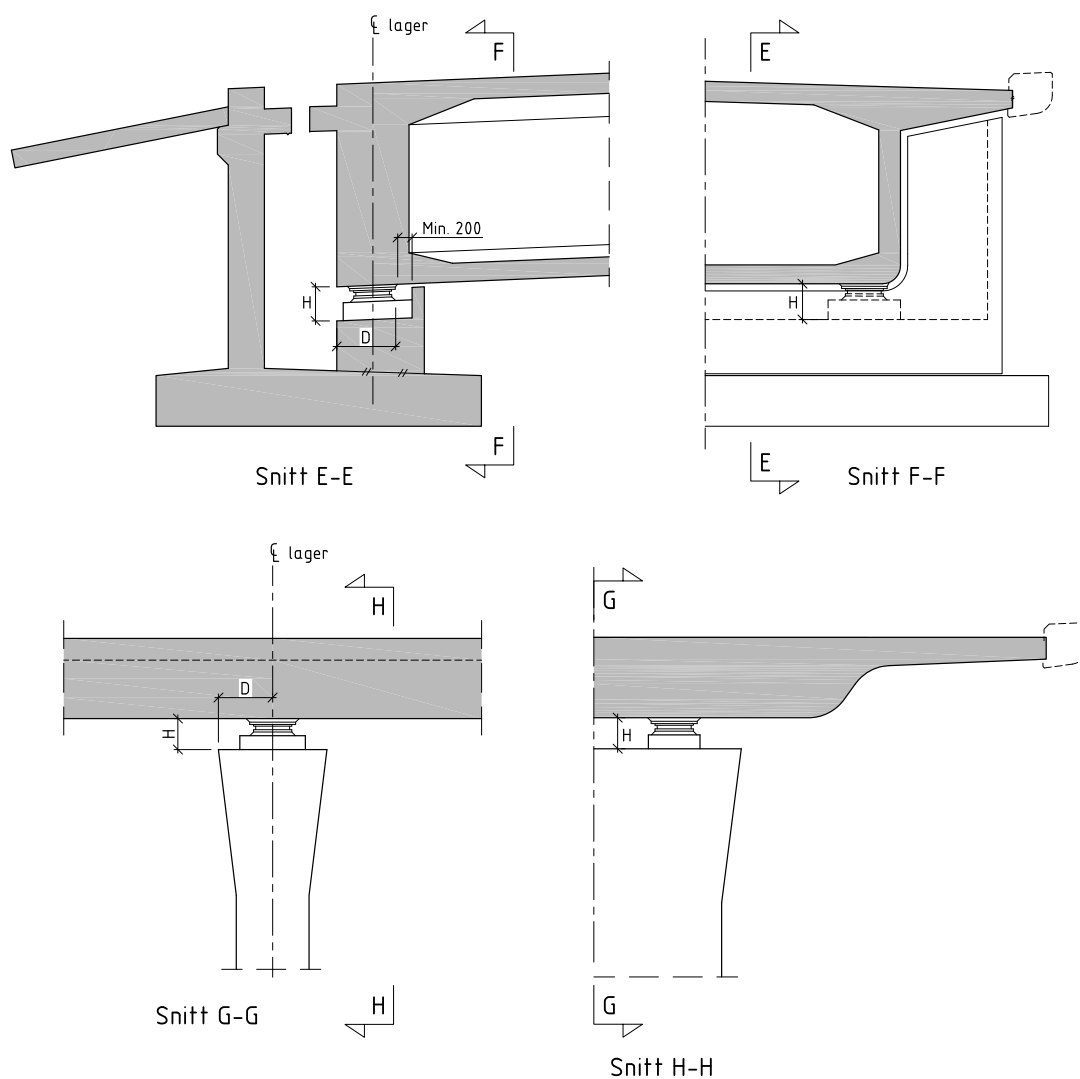


$D < 400 \text{ mm}$ :  $H \geq 200 \text{ mm}$   
 $400 \text{ mm} \leq D \leq 1200 \text{ mm}$ :  $H \geq 0,5 D$   
 $D > 1200 \text{ mm}$ :  $H \geq 600 \text{ mm}$

Størrelse på  $H$  vurderes spesielt for konstruksjoner med glidelagre som har store bevegelser.



Figur 19: Krav til fri høyde ved lagre – Del 1



Figur 20: Krav til fri høyde ved lagre – Del 2

### 5.2.5 SPESIELLE KRAV TIL FØRINGSBREDDER

Krav til fri bredde mellom rekkverk på bru er gitt i håndbok 017 Veg- og gateutforming, avs. C.3.13.

Ved vurdering av framkommelighet i forbindelse med vedlikeholdsarbeider, utskifting m.v. settes nødvendig bredde på avsperrret område lik 3,5 m, se også pkt. 1.1.5.3 (s. 27).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 167
--	---	--------------------------------------

## 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER

### 5.3.1 INNLEDNING

#### 5.3.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)).

#### 5.3.1.2 Referanser

Peler er behandlet under avs. [5.9.4](#) (s. [237](#) f.) og avs. [5.9.5](#) (s. [241](#) f.).

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong er behandlet under avs. [5.4](#) (s. [197](#) f.).

### 5.3.2 MATERIALER

#### 5.3.2.1 Betong

##### 5.3.2.1.1 *Generelt*

Alle delmaterialer, materialsammensetninger, fremstillingsmåten, utførelsen og den ferdige betongen skal tilfredsstillе kravene i Statens vegvesens håndbok 026, prosess 84.

##### 5.3.2.1.2 *Valg av eksponeringsklasser og bestandighetsklasse*

Tiltak for å sikre konstruksjonens bestandighet skal velges på grunnlag av de miljøpåvirkningene konstruksjonen vil bli utsatt for. Eksponeringsklasse skal i hvert enkelt tilfelle vurderes ut fra miljøpåvirkningens type, intensitet, frekvens, lokalitet, etc. Tiltak for å sikre bestandigheten kan variere for ulike deler av konstruksjonen.

Miljøpåvirkninger klassifiseres ifølge NS 3473, pkt. 15.2.1. Krav til betongspesifikasjon og armeringsoverdekning skal nyanseres innenfor den enkelte bestandighetsklasse som angitt i pkt. [5.3.2.1.3](#) og pkt. [5.3.6.2](#) (s. [181](#)).

Bestandighetsklasse M90 eller M60 skal ikke anvendes for bruer eller ferjekaier.

##### 5.3.2.1.3 *Valg av betongspesifikasjon*

Dersom det ikke foretas en nærmere vurdering med hensyn til miljøpåvirkning, konstruksjonsløsning, produksjonsmetode, spesielle beskyttelsetiltak, osv., velges betongspesifikasjon som angitt i tab. [28](#).

Tabell 28: Valg av betongspesifikasjon

Eksponeringsklasse i følge NS 3473	Eksponeringsforhold, konstruksjonstyper, osv.	Betongspesifikasjon i henhold til Prosesskode - 2
XSA	Konstruksjoner – utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier – i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	Fastsettes særskilt
	For betongstøp i vann, se – Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5 – Prosjekteringsreglene pkt. 5.3.7.2.6 (s. 188)	AUV-betong og/eller Normalbetong
XS3, XF4  XS1	Konstruksjoner – i tidevannssonen og skvalpesonen utført som tørrstøp – over tidevannssonen til en høyde av minst 6 m i lite utsatte kyststrøk, og til minst 12 m i værharde kyststrøk <i>(Høyderegelen gjelder også inn over land der eksponeringsforholdene tilsier det)</i>	SV-30
XS2  XS1 XD1, XD3 XF2, XF4  XA1, XA2  XD3, XF4 XC1, XC2 XF1, XF3	Konstruksjoner – permanent neddykket i saltvann, utført som tørrstøp – over og nær saltvann som ikke krever betongspesifikasjon SV-30  Prefabrikkerte betongpeler  Alle øvrige eksponeringsforhold	SV-40

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 169
--	---	--------------------------------------

#### 5.3.2.1.4 *Tyngdetetthet av armert og spennarmert normalbetong*

Tyngdetetthet av armert og spennarmert normalbetong skal ikke settes lavere enn  $25 \text{ kN/m}^3$ , kfr. NS 3491-1, tab. 4.1. Ved sterkt armerte konstruksjoner skal tyngdetettheten beregnes på grunnlag av armeringsmengde og tyngdetetthet for uarmert normalbetong, vanligvis  $24 \text{ kN/m}^3$ . Dersom tyngdetettheten for uarmert normalbetong er høyere enn  $24,5 \text{ kN/m}^3$ , f.eks. pga. tilslagsmaterialer, skal virkelig tyngdetetthet legges til grunn ved beregning av tyngdetetthet for armert og spennarmert normalbetong.

#### 5.3.2.1.5 *E-modul for betong*

For konstruksjoner der verdien på betongens E-modul har betydning for sikkerheten i ferdig- eller byggetilstand, f.eks. slanke trykkbelastede eller svingningsømfintlige konstruksjoner, skal det inntas i konkurransegrunnlaget krav til verdi på betongens E-modul for å oppfylle antagelser gjort i prosjekteringen. F.eks. kan dette gjøres ved å sette krav til verdi på koeffisienten  $k_E$  i uttrykket for E-modul i NS 3473, pkt. 9.2.1, etter retningslinjene for prøving som beskrevet der.

### 5.3.2.2 Armeringsstål

Armeringsstål skal tilfredsstillere kravene i NS 3576-3 og NS 3576-4.

#### 5.3.2.2.1 *Rustfritt stål*

Armering av rustfritt stål kan være aktuelt for konstruksjonsdeler som kjennetegnes ved én eller flere følgende forhold:

- spesielle funksjonskrav,
- aggressiv miljøeksponering,
- begrenset atkomst og mulighet for reparasjon og vedlikehold.

I tab. 29 er listet noen typer rustfrie stål som kan benyttes, rangert etter økende korrosjonsmotstand.

Kammer og mekaniske egenskaper skal tilfredsstillere kravene i NS 3576-3, pkt. 5 og 7.

Ytterligere opplysninger vedrørende bruk av rustfri armering er gitt i Teknologi-rapport 2511 Veiledning for bruk av armering av rustfritt stål.

Anvendelse av rustfri armering, samt valg av legering skal begrunnes.

Legering (EN 10088-1)	Betegnelse
1.4301	X5CrNi 18-10
1.4436	X3CrNiMo 17-13-3
1.4571	X6CrNiMoTi 17-12-2
1.4462	X2CrNiMoN 22-5-3

Tabell 29: Rustfrie stål listet etter økende korrosjonsmotstand (legering 1.4301 har lavest korrosjonsmotstand)

### 5.3.2.3 Spennstål og spennsystemer

Spennstål og spennsystemets delkomponenter skal tilfredsstille kravene i NS 3473 og Norsk Betongforenings publikasjon nr. 14.

Kabelsystemets karakteristiske spennings-tøyningssammenheng skal være dokumentert av leverandøren av systemet.

Uinjiserte kabelsystemer tillates ikke benyttet som spennarmering i brukonstruksjoner uten etter spesiell tillatelse i hvert enkelt tilfelle. Bruer med slike kabelsystemer skal dimensjoneres etter spesielle retningslinjer.

## 5.3.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

### 5.3.3.1 Generelt

**5.3.3.1.1** Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien. Det skal tas hensyn til opprissing av betongen der dette påvirker lastvirkningene vesentlig.

**5.3.3.1.2** Stivhet av overbygning i spennbetong kan beregnes på grunnlag av homogent tverrsnitt uten bidrag fra armeringen.

**5.3.3.1.3** Beregningene gjennomføres med massetetthet svarende til middelverdien for den betong som benyttes inklusive armering.

For brukonstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift som flytebruer og rørbruer, gjelder strengere bestemmelser.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 171
--	---	--------------------------------------

### 5.3.3.2 Deformasjonslaster (Se også bestemmelsene under pkt. 2.6, s. 108.)

**5.3.3.2.1** Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger skal det tas hensyn til kraftomlagringer på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, og til byggemåte og tidsforløp. Den ferdige konstruksjon skal som et minimum kontrolleres for to tilstander; én like etter at brua er åpnet for trafikk, og én hvor alt kryp, svinn og relaksasjon er avsluttet.

**5.3.3.2.2** Ved valg av parametre for kryp og svinn kan det antas 70 % relativ luftfuktighet for bruas overbygning og 80 % relativ luftfuktighet for søyler over vann.

**5.3.3.2.3** Tap av spennkraft på grunn av friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon skal beregnes etter anerkjente metoder.

Valg av parametre vedrørende:

- friksjon pga. kurvatur,
- friksjon pga. tilfeldig retningsendring,
- glidning ved låsing av forankring,
- relaksasjon,

skal være dokumentert av leverandøren for spennstålssystemet.

Den prosjekterende må forvise seg om at parametre og anvendte beregningsmetoder samsvarer (f.eks. ved tap av spennkraft pga. friksjon).

### 5.3.3.3 Beregning av dynamisk respons

**5.3.3.3.1** Bøyningsstivheter bestemmes som foreskrevet for søyler i pkt. 5.3.5.4 (s. 179) og pkt. 5.3.5.5 (s. 180).

Torsjonsstivheter bestemmes på tilsvarende måte.

**5.3.3.3.2** Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen. Dersom ikke nøyaktigere verdier dokumenteres, kan det for betongkonstruksjoner antas følgende dempingsforhold:

- 0,8 % for homogen (urisset) betong,
- 1,1 % for risset betong i bruks- og utmattingsgrensetilstanden,

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 172</p>
--	--	---

– 1,6 % for risset betong i bruddgrensetilstanden.

Dersom andre dempingskilder som demping fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk demping medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

### 5.3.3.4 Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler

**5.3.3.4.1** Slanke konstruksjonsdeler som søyler og steg, samt flenser i flenstverrsnitt, belastet med aksialtrykk eller bøyningmoment og aksialtrykk, skal kontrolleres for disse lastvirkninger kombinert med virkningen av konstruksjonens forskyvninger (tilleggsmoment beregnet etter andre ordens teori). Forskyvningene beregnes ut fra en sammenheng som samsvarer med den grensetilstand som betraktes.

**5.3.3.4.2** Kneklengden for slanke konstruksjonsdeler bestemmes på grunnlag av innspennings- og fastholdningsgraden i tilstøtende konstruksjonsdeler. Detaljerte regler for søyler er gitt i Prosjekteringsreglene avsn. 5.3.5 (s. 176 f.).

## 5.3.4 DIMENSJONERING

### 5.3.4.1 Generelt

**5.3.4.1.1** Betongkonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS 3473 og etterfølgende angitte tilleggsbestemmelser. Typespesifikke bestemmelser er gitt i Prosjekteringsreglene kap. 6 (s. 264 f.).

**5.3.4.1.2** Materialfaktorene skal fastsettes som angitt i NS 3473, tab. 4, uten at det tas hensyn til avvik i tverrsnittsmål. Reduserte materialfaktorer, hvor det tas hensyn til tverrsnittstoleranser, skal kun benyttes for spesielle konstruksjoner og etter særskilt avtale med Vegdirektoratet.

**5.3.4.1.3** For konstruksjoner utstøpt i vann skal det innføres en ekstra reduksjonsfaktor på 0,8 for betong og 0,9 for armering ved beregning av dimensjonerende fastheter, jf. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 173
--	---	--------------------------------------

### 5.3.4.2 Bruddgrensetilstanden

**5.3.4.2.1** Konstruksjonselementer skal i hvert snitt dimensjoneres for summen av 1. og 2. ordens momenter, men ikke i noe snitt for mindre moment enn 1. ordens momentet inkludert virkning av eventuell utilsiktet eksentrisitet.

Det skal ved dimensjoneringen ikke velges mindre armering i noen del av konstruksjonen enn det som er forutsatt ved beregning av forskyvningene.

**5.3.4.2.2** Ved indirekte opplegg som for eksempel tilslutning av steg til tverrbærer på smal søyle, skal det for oppleggskraften dimensjoneres opphengingsarmering etter fagverksanalogien. For øvrig vises til NS 3473, pkt. 12.3.1.3.

**5.3.4.2.3** I konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som i bygge- eller ferdigtilstand påkjennes av utpreget dynamisk last, skal strekktøyningene i armeringen ikke overstige  $\epsilon_{sy} = f_{sy}/E_s$ , hvor  $f_{sy}$  er armeringens flytegrense.

**5.3.4.2.4** Høye og slanke bjelkesteg skal dimensjoneres for andre ordens effekter. Det skal tas hensyn til redusert stivhet av steget som følge av eventuell opprissing, der dette påvirker kapasiteten vesentlig.

**5.3.4.2.5** Dersom en del av kraften i ordinær oppspent, injisert armering blir betraktet som ytre last ved dimensjoneringen, må resulterende kraft uansett ikke overskride armeringens dimensjonerende kapasitet.

**5.3.4.2.6** Skjærkraftdimensjonering etter forenklet metode i NS 3473, pkt. 12.3.2 tillates kun for konstruksjoner hvor det beregningsmessig ikke er behov for skjærarmering. For kasse-, vegg- og flenstverrsnitt tillates under ingen omstendighet forenklet metode ved dimensjonering for krefter i planet.

**5.3.4.2.7** Det skal ikke regnes med større gjennomsnittlig trykktøyning over tverrsnittet enn  $\epsilon_{co}$  (tøyning idet maksimalspenningen nås, jf. NS 3473). For kasse-tverrsnitt o.l. gjelder kravet innen hver tverrsnittsdel. Tøyninger forårsaket av svinn og lineært kryp kan legges til.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 174</p>
--	--	--

### 5.3.4.3 Bruksgrensetilstanden

**5.3.4.3.1** I konstruksjonens ferdigtilstand skal beregningsmessige karakteristiske rissvidder ikke overskride grenseverdiene:

- korrosjonsømfintlig armering            0,2 mm
- lite korrosjonsømfintlig armering    0,3 mm
- rustfri armering                            0,4 mm

For konstruksjoner i eksponeringsklasse XSA (f.eks. konstruksjoner i kontakt med særlig aggressive kjemikalier, alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann) fastsettes særskilte krav til rissvidder i samråd med Vegdirektoratet.

Rissviddebegrensningen er knyttet til beregningsmessig rissvidde i en avstand fra armeringen tilsvarende minste nominelle overdekning (= minimumsoverdekning + tallverdien av tillatt minusavvik) ifølge Prosjekteringsreglenes pkt. 5.3.6.2 (s. 181 f.). Kontrollen utføres for kombinasjon *b*, ifølge Prosjekteringsreglenes pkt. 4.3.2.3 (s. 153); de tilsvarende bestemmelser i NS 3473, pkt. 15.2.5 gjelder ikke.

Ved anvendelse av pkt. 15.2.4 i NS 3473 skal det for  $c_1$  og  $c_2$  settes inn verdier som følger:


$c_1$ : minste nominelle overdekning = minimumsoverdekning ifølge Prosjekteringsreglenes pkt. 5.3.6.2 (s. 181 f.) + tallverdien av tillatt minusavvik,

$c_2$ : aktuell nominell overdekning = prosjektert overdekning, inkludert tallverdien av tillatt minusavvik.

**5.3.4.3.2** Der ikke annet er nevnt, skal rissviddekontroll utføres for all strekkarmering; også der hvor rissretningen ikke kan antas å være vinkelrett på armeringsretningen (steg m.m.). Det vises til NS 3473, pkt. 15.6.

**5.3.4.3.3** Tillatt spenning i spaltestrekkarmering er lik 250 MPa. Spaltestrekkarmering kan bestemmes på grunnlag av forannevnte spenning i stedet for rissviddeberegninger.

**5.3.4.3.4** Forenklet risskontroll etter pkt. A.15.2.3 i NS 3473 tillates ikke for konstruksjoner hvor strekkarmeringen er mindre enn  $0,01A_c$ .

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 175
--	---	--------------------------------------

**5.3.4.3.5** Det skal utføres kontroll av forskyvninger dersom det for konstruksjonens bruk er angitt spesifikke grenser for slike størrelser.

Største tillatte forskyvninger for ulike konstruksjoner er gitt eller referert til i Prosjekteringsreglene avs. [5.1](#) (s. [160](#)).

Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, se for øvrig Prosjekteringsreglene pkt. [5.3.7.6.1](#) (s. [192](#)). Nødvendig overhøyde kan dersom ikke mer nøyaktige beregninger utføres, beregnes iht. Prosjekteringsreglene pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), kombinasjon *c*. Kombinasjonsfaktoren  $\psi_2$  for variable laster settes normalt lik 0 hvis ikke andre verdier kan begrunnes som mer representativt for det tilfellet som betraktes.

Dersom utilsiktede permanente nedbøyninger kan føre til skjemmende linjeføring, bør det vurderes å korrigere de beregnede overhøyder skjønnsmessig.

**5.3.4.3.6** For konstruksjoner som påkjennes av utpreget dynamisk last, skal det påvises at konstruksjonens svingninger og vibrasjoner er akseptable for konstruksjonens bruk. Nærmere bestemmelser er gitt i Prosjekteringsreglene avs. [5.1.3](#) (s. [160](#) f.).

#### **5.3.4.4 Utmattingsgrensetilstanden**

**5.3.4.4.1** Konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som påkjennes av utpreget repetert belastning, kontrolleres for mulig utmattingsbrudd i henhold til NS 3473, kap. 13. Antall vekslinger i konstruksjonens forutsatte levetid multipliseres med utmattingsfaktor som definert i Prosjekteringsreglene pkt. [4.4.3.4](#) (s. [157](#)). Utnyttelsesgraden definert i NS 3473, pkt. 13.1.2 settes lik  $\eta = 1,0$ .

**5.3.4.4.2** Utmattingskontrollen kan utføres etter forenklet metode forutsatt at denne er påvist å gi resultater til den sikre side.

**5.3.4.4.3** Dersom konstruksjonen eller konstruksjonsdelen er utsatt for utmattning, skal det angis på arbeidstegningene at sveising på armeringen og retting eller tilbakebøyning av armeringen ikke tillates.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 176
--	---	--------------------------------------

## 5.3.5 SØYLER

### 5.3.5.1 Generelt

Her i avs. 5.3.5 er det gitt regler for dimensjonering av brusøyler i bruks- og bruddgrensetilstanden. Reglene er delvis en utdypning av de generelle bestemmelser i de foranstående avsnittene 5.3.1 – 5.3.4 (s. 167 f.), delvis typespesifikke bestemmelser for brusøyler.

### 5.3.5.2 Bestemmelse av lastvirkninger

**5.3.5.2.1** Ved beregning av lastvirkninger skal det legges til grunn analysemodell og forutsetninger som ivaretar søylenes virkemåte i den aktuelle grensetilstand.

Lastvirkninger kan beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. De deler av en søyles systemlinje som faller innenfor tilknyttede konstruksjonsdelers flatebegrensninger, kan regnes å ha samme geometri og stivhet som søylen har ved overgangen til disse konstruksjonsdeler, forutsatt at situasjonen i etterfølgende punkt ikke foreligger.

**5.3.5.2.2** Dersom den uavstivede (frie) søylelengden er så mye mindre enn systemlengden at dette kan ha vesentlig betydning for lastvirkningene, skal en nøyaktigere søylemodell enn den beskrevet i pkt. 5.3.5.2.1 legges til grunn.

I slike tilfeller kan normalt de deler av systemlengden som faller utenfor den uavstivede søylelengden antas å ha uendelig stivhet.

**5.3.5.2.3** Lastvirkninger kan beregnes etter anerkjente metoder basert på:

- 1) Lineær-elastisk teori med stivhetsforutsetninger for aksial- og momentbelastning som gir lastvirkninger rimelig til den sikre siden.
- 2) Ikke-lineær teori som ivaretar delmaterialenes ikke-lineære egenskaper, og som tilfredsstiller krav til både likevekt og samsvar mellom tøyninger og forskyvninger.
- 3) Elasto-plastisk teori innenfor de rammebetingelser som gitt i NS 3473, pkt. 9.4.4 og Prosjekteringsreglenes pkt. 4.2.2.8 (s. 138).

Lastvirkninger skal beregnes etter 2. ordens teori når virkningen av konstruksjonens forskyvninger påvirker lastvirkningene vesentlig. I motsatt fall kan beregning etter 1. ordens teori legges til grunn.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 177
--	---	--------------------------------------

**5.3.5.2.4** Ved beregning etter 2. ordens lineær-elastisk teori skal lastvirkninger for de enkelte lasttilfeller som inngår i lastkombinasjon, beregnes med:

- aksialkrefter, og med
- sekantverdier for tverrsnittstivheter

som er representative ved lastkombinasjonenes totale lastvirkning og tilhørende tøyningstilstand i de enkelte konstruksjonsdeler.

Aksialkrefter kan normalt innføres med verdier etter 1. ordens teori. Aksialkrefter i overbygningen kan normalt neglisjeres.

Aksialkrefter og sekantstivheter kan videre normalt innføres med verdier i de forskjellige lastkombinasjoner som er representative for den dimensjonerende lastkombinasjon.

**5.3.5.2.5** Lastvirkninger etter 2. ordens teori kan alternativt beregnes med anerkjente forenklede metoder som baserer seg på separat beregning av 1. ordens og 2. ordens lastvirkninger.

Knekk lengder (effektive lengder) som kan inngå i slike metoder for beregning av 2. ordens lastvirkninger, kan beregnes som angitt i pkt. [5.3.5.3](#).

**5.3.5.2.6** Materialeegenskaper benyttet ved beregning av stivheter, ev. ved beregning av lastvirkninger direkte (ikke-lineær teori), skal i prinsippet være representative for den aktuelle grensetilstanden.

For bruksgrensetilstanden kan rettlinjett spennings-tøyningssammenheng antas for armeringsstål og for betong i trykksone.

Ved beregning av krefter og momenter i bruddgrensetilstanden etter 1. ordens lineær-elastisk teori kan det benyttes samme spennings-tøyningssammenheng og materialeegenskaper som i bruksgrensetilstanden.

Det skal tas hensyn til opprissing og til betongens kryp under langtidsbelastning når det påvirker kapasitetet eller lastvirkninger ugunstig, og når lastvirkningene ellers blir urimelig til den sikre siden.

**5.3.5.2.7** Ved beregning av 1. ordens lastvirkninger kan representative materialeegenskaper, avledet fra midlere verdier, istedenfor fra karakteristiske verdier, legges

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 178
--	---	--------------------------------------

til grunn. Der hvor virkningen fra påførte forskyvninger (deformasjonslaster) er vesentlig, skal midlere verdier normalt legges til grunn.

For 1. ordens lastvirkninger skal det normalt tas hensyn til den stivhetsøkende virkning av urisset betong mellom riss ('tension stiffening') etter anerkjente metoder.

Bestemmelsene under dette punkt gjelder ikke for lokale tverrsnittskontroller, unntatt hvor annet er angitt i tilknytning til de respektive grensetilstander.

**5.3.5.2.8** Ved beregning etter 1. ordens lineær-elastisk teori kan krefter og momenter som kun er avhengig av relative stivheter (stivhetsforhold søyle/bjelke), normalt beregnes med stivheter basert på homogent, urisset betongtverrsnitt.

### 5.3.5.3 Bestemmelse av knekk lengder

**5.3.5.3.1** Knekk lengden  $L_e$  av en søyle (trykkstav) kan beregnes fra:

$$L_e = \beta L = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{-N_{kr}}}$$

hvor  $EI$  er søyletverrsnittets bøyestivhet,  $N_{kr}$  er aksial trykkraft i staven idet den knekker,  $L$  er søylens lengde og  $\beta$  er knekk lengdefaktoren.

**5.3.5.3.2** For enkeltstående søyler kan knekk lengden bestemmes på grunnlag av innspenningsgraden i tilstøtende konstruksjonsdeler (overbygning, fundamenter).

Innspenningsgraden kan normalt bestemmes uten å ta hensyn til virkningen av aksialkrefter i tilstøtende konstruksjonsdeler, idet disse normalt er små.

For enkeltstående søyler med uforskyvelige og med fritt forskyvelige ender, kan knekk lengdefaktoren  $\beta$  bestemmes etter NS 3473, pkt. A.12.2c for søyler med konstant stivhet og aksialkraft langs akselen.

**5.3.5.3.3** Knekk lengden av søyler i en uforskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en uforskyvelig enkeltstående søyle. Rotasjonsstivhetsfaktoren ( $s_b$ ) for bjelker (overbygning) som er rotasjonstivt forbundet med søyleendene, kan settes lik 3 for endefelt og 2 for innerfelt.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 179
--	---	--------------------------------------

**5.3.5.3.4** Knekk lengden av søyler i en forskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en fritt forskyvelig enkeltsøyle dersom søylenes stivhet i den aktuelle retning og aksialkreftene er tilnærmet like i de forskjellige søyleakser.

I forskyvelig lengderetning bru kan rotasjonsstivhetsfaktoren for bjelker som er rotasjonsstivt forbundet med søyleendene, settes lik 3 for endefelt og 6 for innerfelt.

I forskyvelig tverretning bru kan søylene normalt regnes som fritt utkraget med  $s_b = 0$  ved overbygningen.

**5.3.5.3.5** Dersom forutsetningen i pkt. [5.3.5.3.4](#) ikke kan anses å være tilstede, skal knekk lengder i en forskyvelig bruretning bestemmes fra en systemknekkingsanalyse som ivaretar samvirket mellom de forskjellige søyler.

**5.3.5.3.6** I forskyvelig lengderetning bru kan knekk lengden etter pkt. [5.3.5.3.5](#) regnes som:

$$L_{e,s} = \sqrt{\frac{EI \sum \frac{N}{L}}{N \sum \frac{EI}{L_e^2 L}}}$$

for søyler med tilnærmet konstant stivhet og aksialkraft langs de enkelte søyleakser.

Summasjonene omfatter alle søyler som er forbundet til samme del av overbygningen, og som dermed får samme forskyvning i knekkretningen. Knekk lengder som inngår i summasjonen kan beregnes som angitt for forskyvelig enkeltsøyler. Forholdet  $EI/N$ , utenfor summasjonene, er for den betraktede søyle.  $EI$ -verdier kan normalt bestemmes på grunnlag av homogent, urisset betongtverrsnitt.

Knekk lengder beregnet slik skal ikke for noen søyle tas mindre enn beregningsmessig knekk lengde for samme søyle betraktet som uforskyvelig (pkt. [5.3.5.3.2](#) og pkt. [5.3.5.3.3](#) foran).

#### **5.3.5.4 Bruddgrensetilstanden**

**5.3.5.4.1** Stivhetsantagelser skal i hovedsak samsvare med de dimensjonerende lastvirkninger og tilhørende tøyningstilstand.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 180</p>
--	--	--

**5.3.5.4.2** Pkt. [5.3.5.4.1](#) kan anses tilfredsstillende oppfylt dersom antatte bøyestivheter er i samsvar med resulterende bøyestivheter, beregnet med valgt armering og for tøyningstilstand som er representativ for den dimensjonerende lastkombinasjon.

For 1. ordens lastvirkning alene vil søylemomenter beregnet med for stor antatt søylestivhet være til den sikre siden. Normalt kan søylestivheter basert på homogent betongtverrsnitt anses å være til den sikre siden.

**5.3.5.4.3** Spesiell aktsomhet med stivhetsantagelser kreves i tilfeller der duktil oppførsel av søyler eller underliggende konstruksjoner ikke nødvendigvis kan forutsettes. Eksempler er søyler med høyt aksialkraftsnivå, ev. i kombinasjon med høy betongkvalitet, og i en del tilfeller konstruksjoner fundamentert på løsmasser eller peler.

**5.3.5.4.4** Dersom det etter NS 3473, pkt. 12.2.5, ikke kan ses bort fra virkningen av forskyvninger, skal det dimensjoneres for lastvirkninger beregnet etter 2. ordens teori som angitt i pkt. [5.3.5.2](#) (s. 176 f.).

**5.3.5.4.5** En forenklet beregning etter 2. ordens teori kan gjennomføres basert på anvisninger i NS 3473, pkt. A.12.2 eller etter likeverdige metoder.

### **5.3.5.5 Bruksgrensetilstanden**

**5.3.5.5.1** Avvik fra tilsiktet systemgeometri kan normalt ses bort fra ved beregning av lastvirkninger i bruksgrensetilstanden.

**5.3.5.5.2** Det kan ses bort fra virkningen av forskyvninger (2. ordens lastvirkning) dersom den fører til mindre enn 10 % økning i bøyemoment.

**5.3.5.5.3** Bestemmelsene i pkt. [5.3.5.4.1](#) og [5.3.5.4.2](#) gjelder også for bruksgrensetilstanden.

### **5.3.6 ARMERINGSREGLER**

#### **5.3.6.1 Armeringstetthet og utstøping**

Konstruksjonen skal gis slik geometrisk utforming og slike dimensjoner, eventuelt være slik inndelt i støpeavsnitt, at den med sikkerhet kan utstøpes med fullverdig



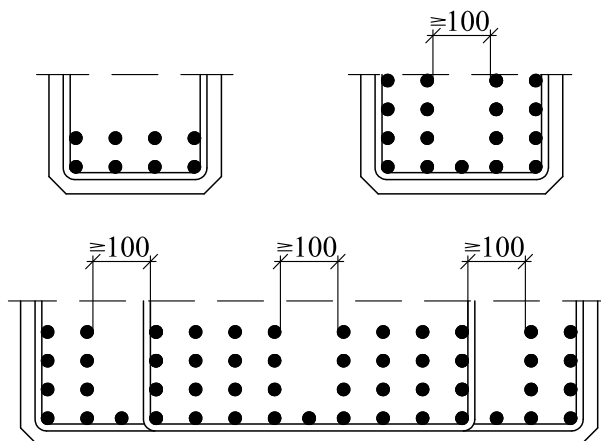
betong og at betongen kan komprimeres. Armeringsutforming og armeringstetthet skal ikke være til hinder for at konstruksjonen lar seg støpe ut på en sikker måte.

Armering i skjøteområder og andre områder med tett armering skal som kontroll av at konstruksjonen lar seg utstøpe, tegnes i forstørrede detaljer og/eller snitt som viser nøyaktig og fullstendig armeringsplassering.

Ved uakseptabel høy armeringstetthet skal armeringsløsningen omarbeides, f.eks. ved at armeringsskjøter fordeles over flere snitt, ved at det velges grovere armeringsdimensjoner, ved at det benyttes skjøtemuffer etc.

Det skal tas hensyn til at kamstålets byggemål er større enn den nominelle diameteren. Hvis monteringsjern benyttes skal det tas hensyn til dette.

Nødvendige vibratoråpninger i armeringen skal planlegges. Eksempler på planlagt armeringsføring for å sikre god utstøping er vist i fig. 21.



Figur 21: Eksempler på armeringsføring

### 5.3.6.2 Armeringsplassering

#### 5.3.6.2.1 Generelt

Generelt gjelder krav til armeringsplassering angitt i NS 3473 og håndbok 026 Prosesskode 2. Kravene er minimumskrav som kan skjerpes for å gi bedre bestandighet mot miljøpåkjenninger og sikre god utførelse.

Der ikke annet er nevnt, gjelder kravene under avs. 5.3.6.2 både for armering av karbonstål og rustfritt stål. Avvikende krav til rustfritt stål er nevnt særskilt.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 182
--	---	--------------------------------------

### 5.3.6.2.2 *Krav til overdekning*

Krav til overdekning gjelder fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armeringsstang, inkl. bøyer, i den ferdige konstruksjonen. Tykkelse av eventuelt slitelag i betong regnes ikke som overdekning.

For den konstruktive armeringen skal nominell overdekning settes lik summen av minimumsoverdekning og tallverdien av tillatt minusavvik. Nominell overdekning og tillatte avvik skal angis i beregningsforutsetningene og på arbeidstegningene, for eksempel:

Overdekning  $55 \pm 15$  mm til konstruktiv armering, og  
 $40 \pm 5$  mm til Ø12 monteringsstenger

### 5.3.6.2.3 *Toleranser, tillatt avvik*

Tillatt avvik bør angis symmetrisk, dvs. med samme tallverdi for pluss-avvik og minus-avvik. For minimumsoverdekning større eller lik 70 mm kan tillatt avvik settes til  $\pm 20$  mm. For minimumsoverdekning mindre enn 70 mm kan tillatt avvik settes til  $\pm 15$  mm. For tynne dekker, prefabrikkerte elementer, betongpeler, o.l. kan tillatt avvik settes mindre. Spesielle tiltak for å sikre overdekningen skal da spesifiseres i arbeidsbeskrivelsen og vektlegges ved utførelsen.

For armering av rustfritt stål kan tillatt avvik settes til  $\pm 10$  mm for konstruksjonsdeler med tykkelse mindre enn eller lik 250 mm. For større tykkelser kan tillatt avvik settes til + 15 og - 10 mm i samsvar med NS 3465.

### 5.3.6.2.4 *Monteringsstenger*

For monteringsstenger utenfor den konstruktive armeringen, skal nominell overdekning være minst lik minimumsoverdekningen for konstruktiv armering, uten tillegg av tallverdien av minustoleransen. For slike monteringsstenger skal det spesifiseres tillatt avvik på  $\pm 5$  mm for minimumsoverdekning mindre enn 70 mm,  $\pm 10$  mm for minimumsoverdekning større eller lik 70 mm. Ved tillatt avvik  $\pm 15$  mm kan det benyttes monteringsstenger Ø12 mm, og monteringsstenger Ø16 mm ved tillatt avvik  $\pm 20$  mm. Monteringen skal utføres etter Prosesskode-2, prosess 84.

Fordeling og plassering av monteringsstenger og armeringsstoler er den utførendes ansvar, og skal normalt ikke planlegges eller angis av den prosjekterende.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 183
--	---	--------------------------------------

Ved montering av rustfri armering skal det kun benyttes monteringsjern og binde-tråd av rustfritt stål og kun armeringsstoler av betong.

#### **5.3.6.2.5 *Krav til minimumsoverdekning***

Kravene til minste tillatte minimumsoverdekning er angitt i tab. 30. Større minimumsoverdekning enn angitt i tab. 30 kan velges for å gi bedre bestandighet.

Tab. 30 gir egne verdier for minimumsoverdekning ved bruk av rustfri armering. Disse verdiene er gitt i parentes i tabellen. Overdekningskravene gjelder ikke der rustfri armering går gjennom betongoverdekningen, som f.eks. festebolter, gjengehylser mv.

#### **5.3.6.2.6 *Krav til minimumsoverdekning for underkant fundamenter***

Fundamenter over vann:

- støp mot betongavretting 40 mm
- støp mot berg eller faste løsmasser 60 mm

Fundamenter i vann, tørrlagt byggegrop:

- tørrstøp mot betongavretting 60 mm
- tørrstøp mot berg eller faste masser 100 mm

Fundamenter i vann, undervannstøp:

- det vises til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5

Ved bruk av rustfri armering kan minimumsoverdekning for underkant fundamenter fastsettes i samsvar med tab. 30.

#### **5.3.6.2.7 *Spesielle overdekningskrav***

For overflater i prefabrikkerte elementer som det seinere skal støpes inntil, og for overflater i utsparinger som seinere skal gjenstøpes, settes minimumsoverdekningen til 20 mm.

For korrosjonsømfintlig armering økes overdekningen med 10 mm.

Ved glideforskaling økes overdekningen med 10 mm.

For flater med overforskaling økes overdekningen med 10 mm hvis det ikke er iverksatt tiltak som reduserer poreomfanget i overflaten (f.eks. permeabel dukforskaling).

Tabell 30: Minimumsoverdekning

Eksponeringsklasse iht. NS 3473	Eksponeringsforhold, produksjonsmetode, konstruksjonstyper, osv.	Minimums- overdekning* [mm]
XSA	Konstruksjoner – utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier – i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	Fastsettes særskilt
XS2	Undervannsstøp (for betongstøp i vann gjelder Norsk Betongforenings publ. nr. 5, jf. pkt. 5.3.7.1.5 (s. 186))	100 (70)
XS3, XF4	I tidevannssonen og skvalpesonen (for slanke søyler kan overdekn. reduseres til 60 (40) mm dersom søylene beskyttes ekstra med membraner, tette belegg, ishud, o.l.	100 (70)
XS2	Under tidevannssonen, utført som tørrstøp	60 (40)
XS1	Over tidevannssonen/skvalpesonen til en høyde av minst 6 m i lite utsatte kyststrøk, og til minst 12 m i værharde kyststrøk (høyderegeleen gjelder også inn over land der eksponeringsforholdene tilsier det)	60 (40)
XF3, XF4, XD3	Oversiden av brudekker (samme krav for rustfri armering pga. behov for ev. fresing av dekket senere)	60 (60)
Uavh. av eksp.klasse	Konstruksjonsdeler der tilgjengeligheten for inspeksjon og vedlikehold er vanskelig (f.eks. i fugespalter)  Etterfølgende krav knyttet til bruk av tinesalt gjelder også dersom framtidig bruk av tinesalt kan bli aktuelt:	60 (40)
XF2, XF4, XD3	Pilarer nær saltet vegbane utsatt for saltsprut/-føyke (inklusive fundament og del av søyle under terreng)	60 (40)
XD1, XF2	Konstruksjonsdeler utsatt for saltsprut og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted (f.eks. nedre del av vegger i kulverter, tunnelportaler, miljøtunneler, etc. fra 2 m over vegbanen til uk fund.)	60 (40)
XF2, XF4, XD3	Når brudekket saltes: Innerkant kantdragere/betongrekkverk. Sidekant brudekke og ytterste 2 m av uk bruplate for bruer uten kantdrager/betongrekkverk	60 (40)
XF2, XF4, XD2	Innside av vinger og frontvegger på landkar, inkl. ende-bjelker og vinger på landkarløse bruer, når det saltes	60 (40)
XF2, XF4, XD3	Arealer under fugekonstruksjon som vil bli utsatt for saltholdig lekkasjevann	60 (40)
XC2, XC3, XC4 XF1, XF3 XA1, XA2	Alle øvrige flater	40 (25)
XC1	Mot tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. i kassetvernsnitt og søyler, samt mot sparerør	30 (15)

\*Overdekningsverdier i parentes gjelder for rustfri armering.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 185
--	---	--------------------------------------

### 5.3.6.3 Bøyning

Armering som skal rettes eller ombøyes, skal ikke ha lavere temperatur enn 0 °C. Armeringsstenger med større diameter enn 16 mm skal ikke rettes eller ombøyes.

### 5.3.6.4 Skjøting av spennkabler

**5.3.6.4.1** Dersom skjøting av spennkabler utføres med skjøtekoblinger, tillates maksimalt 80 % av kablene skjøtt i samme snitt (støpeskjøt). Ved bruk av færre enn 5 kabler, skal minst én kabel føres gjennom støpeskjøten og skjøtes i et annet snitt. Snitt med innbyrdes avstand mindre enn  $2 \times$  tverrsnittshøyden skal regnes som samme snitt.

**5.3.6.4.2** Slakkarmering gjennom støpeskjøter med skjøtt spennarmering skal utgjøre minst:

- 0,5 % av tverrsnittsdeler med gjennomsnittlig trykkspenning  $\geq 4,0$  MPa over tverrsnittsdelen i bruksgrensetilstanden.
- $0,015 n$  %, men ikke lavere enn 0,5 %, av tverrsnittsdeler med gjennomsnittlig strekkspenning over tverrsnittsdelen i bruksgrensetilstanden ( $n$  er andel av skjøtt spennarmering i %).
- For trykkspenning mellom 0 og 4,0 MPa skal armeringsbehovet interpoleres mellom  $0,015 n$  % og 0,5 %.

Som tverrsnitt regnes steg, flens, etc.

Dersom spenningen varierer betydelig over tverrsnittsdelen, skal denne deles opp i to eller flere områder som undersøkes hver for seg.

Ekstra armering i støpeskjøten skal ha forankringslengde minimum  $50 \varnothing$ , dog minst 1 m.

**5.3.6.4.3** I de tilfeller NS 3473 gir mer armering enn disse regler, skal NS 3473 legges til grunn.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 186</p>
--	--	---

## 5.3.7 KONSTRUKSJONSREGLER

### 5.3.7.1 Generelt

**5.3.7.1.1** Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlig utforming av konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer skal utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av alle eksponerte flater. Det skal anordnes dryppneser for å hindre at vann renner inn under og langs betongflater. Nevnte krav gjelder også for byggetilstanden, hvor det kan være nødvendig å anordne midlertidige dryppneser for eksempel på undersiden av utkraget plate i overbygningen.

**5.3.7.1.2** Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling.

Støpeskjøten skal ha fortanning som utformes med tanke på overføring av aktuelle skjærpåkjenninger i tverrsnittet. For kassetverrsnitt må fortanningen kunne overføre skjær i konstruksjonsplanet i så vel steg som bunnplate og dekke.

Fortanningen skal fortrinnsvis plasseres på innsiden av armeringen (mellom lagene i dobbeltarmerte konstruksjoner) og ikke være til hinder for omstøping av gjennomgående armering eller kabelrør. Fortanningen skal ikke være synlig fra utsiden.

**5.3.7.1.3** Alle konstruksjonselementer skal ha en minimumsarmering, som i tillegg til å sikre en minste tverrsnittskapasitet, også skal bidra til å sikre en god rissfordeling.

Regler for bestemmelse av minimumsarmering er gitt i det etterfølgende og i relevante norske standarder.

**5.3.7.1.4** I de tilfeller NS 3473 gir mer armering enn disse regler, skal NS 3473 legges til grunn.

**5.3.7.1.5** For konstruksjoner utført ved undervannsstøp gjelder Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 187</p>
--	--	--

### 5.3.7.2 Fundamenter

**5.3.7.2.1** Fundamenter skal tilstrebes utstøpt på horisontalt underlag. Avtrapning på grunn av skrånende berg bør unngås.

**5.3.7.2.2** Vertikale støpeskjøter skal ha liggende grov og skrå fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring.

**5.3.7.2.3** Hvor søylefundamentet utføres med sokkel, skal sokkelen gå minimum 100 mm utenfor søylen og avrettes med fall på minimum 1:10 fra søylen. Sokkel i vann skal avsluttes minimum 500 mm over høyeste vannstand.

**5.3.7.2.4** Armering i fundamenter skal ikke ha mindre dimensjon enn Ø16. Maks. senteravstand i begge retninger:

- i underkant og overkant fundament      200 mm
- alle sideflater                                      300 mm

Ved undervannsstøp skal fri åpning mellom armeringsjern likevel ikke settes mindre enn angitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 5: Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.

**5.3.7.2.5** For pelefundamenter er minste avstand fra kant fundament til ytterkant ferdig installert pel:

- Peler med tverrsnittsdimensjon  $\leq 400$  mm:      300 mm  
     (for stålkjernerpeler; minste avstand til pelens topplate)
- Peler med tverrsnittsdimensjon  $> 400$  mm:      500 mm

Se også pkt. [5.9.4.1.4](#) (s. [238](#)) om toleransegrenser for avvik fra teoretisk plassering.

Innstøpningslengde for topp pel i fundamentet skal velges ut fra peletype og utførelse. Ved momentstiv forbindelse mellom pel og pelehode skal forankringslengden for pelens lengdearmering opp i fundamentet være minimum 50 Ø.

Underkantarmeringen skal generelt plasseres 50 mm over topp pel, men dersom avstanden mellom denne armeringen og underlaget blir større enn 200 mm, skal det legges inn ekstra armering i uk fundament. Slik armering skal ikke være mindre enn Ø16 c 150 mm.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 188
--	---	--------------------------------------

**5.3.7.2.6** Ved undervannsstøp tillates horisontal støpeskjøt kun i overgangen mellom fundament og søyle (sokkel) og mellom eventuell sokkel og søyle.

Ved undervannstøp mot forskaling av prefabrikkerte betongelementer skal slik forskaling ikke medregnes som konstruktiv del av fundamentet og medfører heller ikke reduksjon av krav til overdekning gitt under avs. [5.3.6.2](#) (s. 181 f.).

### **5.3.7.3 Søylar, vegger og tverrbærere**

**5.3.7.3.1** Lengdearmering i søylar og tverrbærere, samt tverrarmring i hule søylar (tårn) skal ikke ha mindre dimensjon enn Ø16. Øvrig armering skal ha dimensjon minimum Ø12. Armering i søylar skal ikke ha større senteravstand enn 200 mm.

**5.3.7.3.2** Vegger skal dobbeltarmeres i begge retningar. Armeringen skal ikke ha mindre diameter enn 12 mm.

### **5.3.7.4 Landkar**

**5.3.7.4.1** Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmerte i begge retningar. Det skal ikke benyttes armering med mindre diameter enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle detaljer hvor mindre dimensjon er nødvendig på grunn av for eksempel bøyeradius.

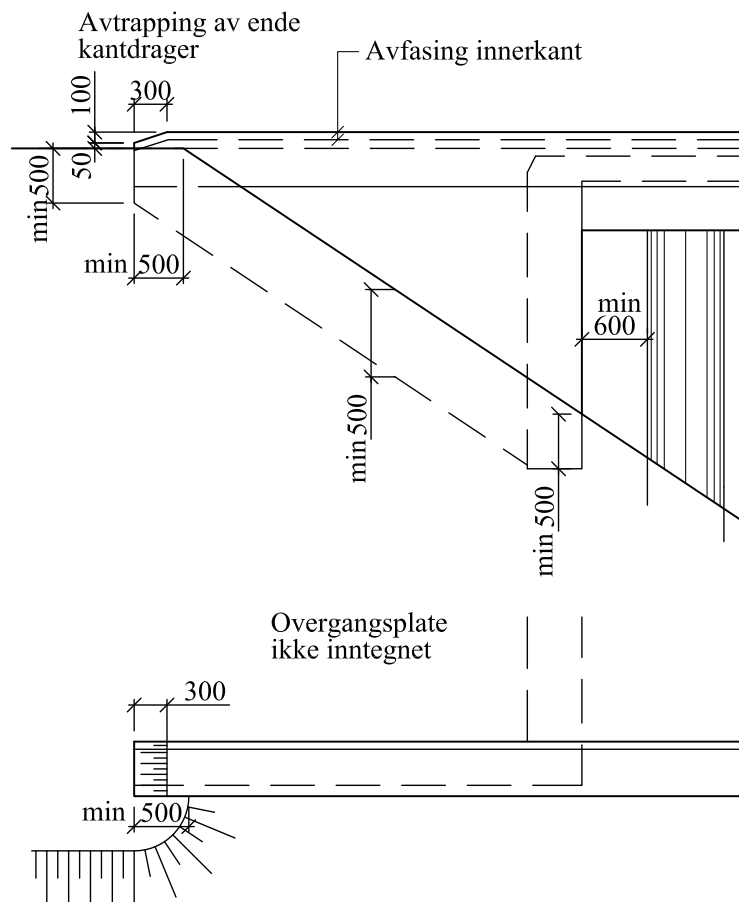
Landkarsåler skal ikke ha mindre armering enn bestemt for fundamenter, se pkt. [5.3.7.2.4](#).

**5.3.7.4.2** Lager og fuger skal være lett tilgjengelige for inspeksjon.

Under fugekonstruksjonen i hele dens lengde skal det være tilgjengelighet for inspeksjon. Inspeksjonsrommet skal ha et tverrsnitt på min.  $b \times h = 800 \times 2000$  mm<sup>2</sup>. Hvis rommet bygges inn i landkaret, skal det dreneres og tilgjengelighet sikres med låsbar dør. Spalter under brua, mellom overbygning og landkarvegg, forsynes med netting e.l. for å hindre fugler og dyr å komme inn.

For fugekonstruksjoner nær bebyggelse skal undersiden være innebygget for å begrense eventuell fugestøy.





Figur 22: Landkarvinger

**5.3.7.4.3** For landkarvinger orientert parallelt med kjøreretningen, skal vingearslutningen føres minimum 500 mm inn i den horisontale delen av fyllingskjeglen. Vingedybden ved avslutningen skal være minimum 500 mm målt i forhold til ok slitelag.

Frontmur på landkarløse bruer og tilsvarende konstruksjonsdel på skivelandkar skal på luftsiden ha en minimum dybde på 500 mm under fyllingsnivå. Kravet gjelder også vingene generelt.

For landkarvinger med lav kantdrager, høyde 150 mm iht. håndbok 268 Brurekkverk, skal overkant kantdrager brekkes ned 100 mm over en lengde på 300 mm. Avfasing av kantdrager skal følge overkant helt til vingeende.

Det henvises til fig. 22.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 190
--	---	--------------------------------------

**5.3.7.4.4** Landkarsåler skal ha helning for vannavrenning. Kasselandkar skal være drenerte.

**5.3.7.4.5** Det skal anordnes mulighet for oppjekking av overbygningen som angitt i Prosjekteringsreglenes pkt. [5.11.2.1.3](#) (s. 259).

### **5.3.7.5 Overgangsplate**

#### **5.3.7.5.1 Generelt**

For å redusere ulempene ved eventuelle setninger i overgang til vegfylling, skal bruer og andre konstruksjoner forsynes med overgangsplate iht. følgende minimumsregler:

For vegtyper planlagt for hastigheter over 50 km/t, skal det brukes overgangsplate når fyllingshøyden inntil bruenden er større enn 3,0 m. Fyllingshøyden regnes fra overkant (ok) landkarsåle eller setningsfri fast grunn til ok slitelag. Overgangsplaten skal ha en lengde på minimum 4,0 m målt vinkelrett på oppleggsaksen.

For vegtyper planlagt for hastigheter 50 km/t eller lavere, samt gangveger, kan lengden reduseres til minimum 3,0 m. For øvrig gjelder bestemmelsene foran.

Kravene foran gjelder både tradisjonelle landkar og skivelandkar.

Landkarløse bruer skal alltid ha overgangsplater.

For vegtype driftsveger kreves ikke overgangsplater.

Hvis fyllingen inntil en konstruksjon er bygd opp av lette masser (ekspandert polystyren, lettklinker etc.), skal det brukes overgangsplate uansett fyllingshøyde.

For løsmassetunneler, kulverter e.l. med tilnærmet firkanttverrsnitt og veg over, gjelder reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Overgangsplaten kan sløyfes når fyllingshøyden, fra ok konstruksjon til ok slitelag, er minimum 1,5 m ved tillatt fartsgrense  $\leq 50$  km/t og minimum 2,5 m ved tillatt fartsgrense  $> 50$  km/t. Det kreves ikke overgangsplater for tilsvarende konstruksjoner med avrundet tverrsnitt, f.eks. sirkulært eller ellipseformet.

For løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler (trafikk inni løpet), fundamentert på peler eller ved lignende metode, kreves overgangsplate i bunnplatens ender iht. reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 191
--	---	--------------------------------------

### 5.3.7.5.2 *Krav til fyllingshøyde over plate*

Ved belegning (membran og slitelag) direkte på konstruksjonen, skal høyden fra ok overgangsplate til ok konstruksjon være  $\geq 0,2$  m og  $\leq 1,0$  m i platens oppleggsakse. Dersom trekkerør for kabler plasseres oppå overgangsplate, gjelder høydekravet  $\geq 0,2$  m fra ok trekkerør eller ok betong for innstøpning av de samme rør. Med fyllingshøyde over konstruksjonen  $\geq 0,3$  m, kan ok overgangsplate ligge i samme nivå som ok konstruksjon i platens oppleggsakse.

### 5.3.7.5.3 *Krav til bredder og fall*

Overgangsplatens utstrekning i vegens tverretning skal være slik at den dekker under skuldrene uten å komme i konflikt med rekkverksstolper, lysmastfundament etc. Platen kan videre sløyfes under midtdeler for å unngå samme konflikt.

Ok overgangsplate skal ha fall minimum 1:10 fra opplegget over en lengde på minimum 1,0 m.

### 5.3.7.5.4 *Dimensjonering*

Overgangsplaten skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for egenvekt og trafikk lasttype V2 (aksellaster) som en fritt opplagt plate med spennvidde lik lengden redusert med 10 %. For trafikklastens spredning gjennom fyllingen ned til platen, kan det forenklet antas en spredning på 30° med vertikalen. Krav til rissviddebegrensning i bruksgrensetilstand utgår.

Overgangsplatens opplegg på konstruksjonen skal utformes tilnærmet leddet og tåle en setning på 50 mm i motsatt ende uten at funksjonsegenskaper mht. bæreevne og bestandighet påvirkes.

Platen skal forankres i opplegget på konstruksjonen. Forankringen skal dimensjoneres i bruddgrensetilstand for uttrekk av platen fra løsmassene, uten trafikklast over, og med ruhet = 1,0. Tilstandene uten og med setning kontrolleres. For tilstanden uten setning forutsettes platens oppleggskraft på konstruksjonen satt lik null.

Forankring kan sløyfes for kulverter med lysåpning opptil 5 m. Det samme gjelder landkar fundamentert på berg eller setningsfri fast grunn. Forutsetningen er at oppleggsflaten har tilstrekkelig dimensjon til å gi platens hovedarmering nødvendig forankring inn over teoretisk opplegg. Det samme gjelder oppleggskonsollens hovedarmering under platen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 192
--	---	--------------------------------------

### 5.3.7.5.5 *Overgangsplate utnyttet ved kraftopptak*

Overgangsplate for landkar, landkarløse brutyper etc., som forutsettes utnyttet mht. kraftopptak som friksjonsplate, dimensjoneres i tillegg iht. håndbok 016.

### 5.3.7.6 **Overbygning**

**5.3.7.6.1** Det skal beregnes overhøyder for overbygningen. Beregningene skal ta hensyn til blant annet de elastiske deformasjoner, kryp, svinn og relaksasjon, samt byggemåten, slik at ferdig brudekke vil ligge i teoretisk veglinje etter at alle langtidsdeformasjoner er unnagjort. Beregningene gjennomføres med søylestivheter som angitt under avs. [5.3.5.5](#) (s. 180).

Mindre beregnede negative overhøyder kan ses bort fra. Ved større beregnede negative overhøyder skal utsetningskotene vurderes spesielt i samråd med byggherren.

Ved alle større brukonstruksjoner skal forskyvnings- og overhøydeberegninger baseres på målte E-moduler for konstruksjonsbetongen.

**5.3.7.6.2** For flenstverrsnitt på vegbruer er minste tillatte konstruktive plate-tykkelse 180 mm. Brudekke bør ved opplegg på for eksempel steg, tverrbærere og søyler ikke ha mindre tykkelse enn 300 mm. Vouter ved tverrsnittsforandringer i brudekke bør ikke ha større helning i forhold til overkant dekke enn 1:5. Voutelengden bør ikke være mindre enn 15 % av avstanden mellom steg, og for utkraget plate minst 30 % av utkragingen.

**5.3.7.6.3** Ved overgang mellom steg og bunnplate innvendig i kassetverrsnitt skal det anordnes vouter med dimensjon ikke mindre enn  $b \times h = 120 \times 120 \text{ mm}^2$ . Dersom vouten er nødvendig for skjæroverføringen, skal den ikke ha mindre dimensjon enn  $b \times h = 600 \times 120 \text{ mm}^2$ .

**5.3.7.6.4** Oppbygging av fortau eller gangbane, planlagt som massiv utstøping over konstruktivt brudekke, skal armeres kontinuerlig sammen med dekket.

Ved mulighet for framtidig bruksendring, skal oppbyggingen kunne fjernes med lettere utstyr. Dette betyr uforankret løsning og dermed krav om membran for å beskytte brudekket mot inntrengning av vegsalt. Det forutsettes samme membran eller tilsvarende kvalitetsklasse som krevd i kjørebanelen.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 193</p>
--	--	---

**5.3.7.6.5** Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmerte i begge retninger. Slakkarmeringen skal ikke ha mindre dimensjon enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle konstruksjonsdetaljer hvor mindre dimensjon er påkrevet på grunn av krav til bøyeradius eller lignende.

Største frie avstander for slakkarmering er 200 mm.

**5.3.7.6.6** For å oppnå gunstig rissfordeling skal strekkarmeringen fortrinnsvis fordeles tilnærmet i samsvar med kraftfordelingen etter elastisitetsteorien.

**5.3.7.6.7** Slakkarmeringen skal skjøtes i støpeskjøt mellom støpeavsnitt. Samme armeringsstang tillates ikke å gå gjennom flere støpeavsnitt unntatt hvor disse støpes i fortløpende rekkefølge.

### **5.3.7.7 Spennbetong**

**5.3.7.7.1** Kabelføringen skal tilfredsstille leverandørens spesifikasjoner. Ved opp-tegning av kabelplaner skal det tas hensyn til slakkarmeringen og nødvendige ut-sparinger.

**5.3.7.7.2** Langsgående kabler i brudekket spennes opp i støpeskjøter eller for-ankringsvouter.

**5.3.7.7.3** Forankringsvouter skal fortrinnsvis støpes samtidig med tverrsnittet for øvrig. Dersom dette av bygningstekniske årsaker ikke er mulig, skal det i støpe-skjøtene mot tilgrensende konstruksjon settes et avsteng med vertikale fortanninger og som har samme omkrets som vouten. Den etterfølgende utstøping av vouten skal utføres så tidlig som mulig. For utstøpingen skal det foreskrives bruk av betong med en materialsammensetning som gir god utfylling og minimalt svinn.

**5.3.7.7.4** Ved forankringsvouter skal flaten mellom gammel og ny betong ren-gjøres og påføres epoksy ved utførelse av påstøp bak forankringsplaten. Epoksy alene tillates ikke brukt som alternativ til betongpåstøp. Påstøpen utføres etter avsluttet injeksjon av kabler.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.3 BETONGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 194
--	---	--------------------------------------

### 5.3.7.8 Ekstern og uinjisert spennarmering

Konstruksjoner med spennarmering utenfor betongtverrsnittet (ekstern spennarmering) og konstruksjoner med uinjisert spennarmering skal planlegges med tanke på at kablene kan utskiftes (tilgjengelighet til forankringer, tilrettelegging for demontering/montering av kabel mv.).

Det skal dimensjoneres for følgende to tilstander:

1. Utskifting av én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres for lastkombinasjoner som angitt i pkt. [6.2.4.2](#) (s. [267](#)) med følgende unntak:
  - d) På avsperrret areal skal det regnes med antatt opptredende laster i forbindelse med utskiftingen (ev. stillas, mobilkran, øvrige nyttelaster) etter nærmere vurdering. Antatt opptredende laster skal angis under driftsforutsetninger, kfr. pkt. [1.1.5.3](#) (s. [27](#)).
2. Brudd i én vilkårlig plassert spennkabel. Tilstanden skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt i pkt. [4.3.2.4](#) (s. [154](#)).

### 5.3.7.9 Katodisk beskyttelse

Vedlikehold/reparasjoner av konstruksjoner på større vanddyp er kostbart bl.a. pga. nødvendige restriksjoner på sammenhengende arbeidstid for dykkere. For alle permanente pilarer/fundamenter i saltvann plassert dypere enn kote  $-10,0$  m, skal derfor behov for katodisk beskyttelse av armeringen med offeranoder vurderes, med mindre rustfri armering er spesifisert.

All armering og annet innstøpningsgods i konstruksjonsdeler influert av katodisk beskyttelse skal ha elektrisk ledende kontakt, normalt ved bruk av sveiseforbindelser. Dersom sveising ikke benyttes, må elektrisk ledende kontakt etableres ved annen sikker metode.

Om nødvendig eller hensiktsmessig benyttes egne armeringsstenger (kontaktarmering) for etablering av sveiseforbindelser. Plassering av kontaktarmering (f.eks. ved enden av armeringsstenger) angis av den prosjekterende på egne detaljtegninger.

For utmatningspåkjennte konstruksjonsdeler skal det tas spesielle hensyn ved plassering og utførelse av sveiseforbindelser hvis sveising kan tillates.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.3 BETONGKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 195</p>
--	--	--

Dimensjonering (vekt, antall og plassering) av anodene, samt detaljering av innfesting og kontaktarmering, skal utføres av prosjekterende med relevant kompetanse og vises på egne detaljtegninger. Konstruksjonsdeler med offeranoder og henvisning til detaljtegninger skal også vises på oversiktstegningen.

Grunnlag for prosjektering er Veritas-rapport DNV-RP-B401: Cathodic Protection Design (Jan. 2005) og Norsok Standard M-503: Cathodic Protection (Rev. 2, September 1997).

### **5.3.7.10 Utsparinger**

**5.3.7.10.1** Det skal påvises at plassering, størrelse og utforming av utsparinger ikke medfører ugunstige spenningsforhold eller deformasjoner i konstruksjonen.

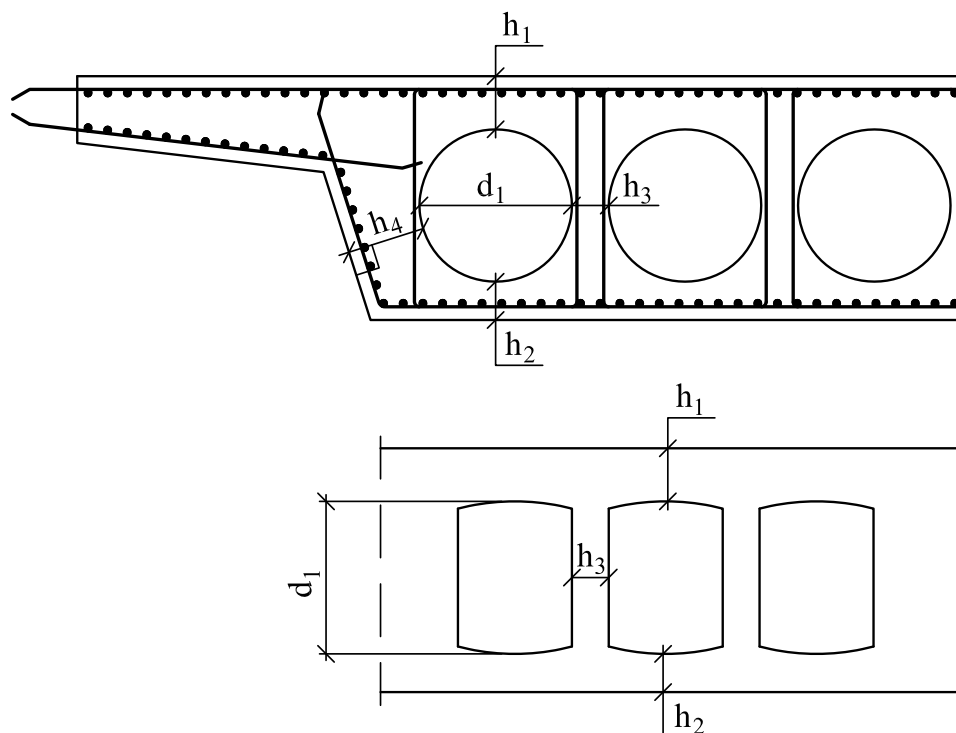
**5.3.7.10.2** Omkring utsparinger, også midlertidige, skal det legges tilleggsarmering. I retning hvor armeringen er statisk nødvendig, skal tilleggsarmeringen minst tilsvare den armeringen som avbrytes av utsparingen. I tverretningen skal tilleggsarmeringen minst tilsvare 70 % av armeringen i hovedretningen, men ikke være mindre enn den armering som avbrytes av utsparingen i tverretningen.

**5.3.7.10.3** Ved midlertidige utsparinger med utstikkende armering skal utsparingen være så stor at armeringen kan skjøtes med omfaring ved gjenstøpning. Krav til utstikkende armering som skal rettes eller ombøyes, er gitt i pkt. [5.3.6.3](#) (s. [185](#)).

**5.3.7.10.4** Ved midlertidige utsparinger skal støpeskjøtene ha fortanning som utformes avhengig av belastningen.

### **5.3.7.11 Vektreduserende utsparinger**

**5.3.7.11.1** Vektreduserende utsparinger tillates i platebruer der bærevirkningen hovedsakelig skjer i én retning. Utsparingene kan ha sirkulært eller avrundet rektangulært tverrsnitt, og de skal være orienterte i bruplatas hovedretning, dvs. parallelt med de frie kantene. Områdene nær opplegg på landkar eller pilarer skal være massive.



Figur 23: Vektreduserende utsparinger

Følgende geometrikrav gjelder, jf. fig. 23:

- Største tverrmål utsparing  $d_1 \leq 0,90$  m
- Overdekning over utsparing  $h_1 \geq 0,25$  m
- Overdekning under utsparing  $h_2 \geq 0,20$  m
- Minsteavstand mellom utsparinger  $h_3 \geq 0,25$  m
- Minste overdekning til sideflate  $h_4 \geq 0,50$  m

**5.3.7.11.2** Bruplater med utsparinger hvor største tverrmål er større enn 0,9 m, skal prosjekteres som kassetverrsnitt.

**5.3.7.11.3** Utsparingene skal ha drenering i lavpunktene med minimum 20 mm utstikk i forhold til betongoverflaten. Dreneringen skal angis på tegning.

**5.3.7.11.4** Under utstøping vil utsparingselementene bli utsatt for oppdrift. Prosjekteringen skal omfatte beregning av oppdriftskrefter og dimensjonering av forankring av elementene. Forankringer (stålbøyler e.l.), samt avstand mellom disse, skal vises på tegning.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 197
--	---	--------------------------------------

## 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER

### 5.4.1 INNLEDNING

#### 5.4.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong for bruer. Prosjekteringen av stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner kan baseres på annet grunnlag enn angitt i pkt. 5.4.1.2, forutsatt at dette dokumenteres å gi tilsvarende sikkerhet og bestandighet. Alternativt prosjekteringsgrunnlag skal godkjennes av Vegdirektoratet i det aktuelle tilfelle.

For betongdelen i samvirkekonstruksjoner henviser til Prosjekteringsregulenes avsn. 5.3 (s. 167 f.).

#### 5.4.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsregulenes pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38).

### 5.4.2 MATERIALER

#### 5.4.2.1 Konstruksjonsstål

**5.4.2.1.1** Stål til bærende konstruksjoner skal tilfredsstillende krav gitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.11, vedrørende bl.a. kjemiske sammensetning, fasthetsegenskaper, sveisbarhet (karbonekvivalent), sprøbruddsikkerhet (slagseighet), etc.

Stål levert etter andre normer eller andre kvaliteter krever Vegdirektoratets godkjenning.

Bruk av rusttrege stål skal godkjennes av Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle.

#### 5.4.2.1.2 Krav til duktilitet:

- $f_u/f_y \geq 1,2$
- Bruddforlengelse min. 15 %
- $\epsilon_u \geq 15 \epsilon_y$

**5.4.2.1.3** For stål til bruas bæresystem skal det som hovedregel benyttes stål med normverdi for flytegrense på 355 MPa eller bedre.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING  5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV  5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185  Okt. 2009  Side 198</p>
--	--	--

#### 5.4.2.2 Sveisetilsettmaterialer

Det henvises til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.11.

#### 5.4.2.3 Skrueforbindelser

Det henvises til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.13.

#### 5.4.2.4 Boltedybler

Det henvises til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.14.

#### 5.4.2.5 Samvirke betong – stål

Betong i samvirke med stål skal ikke prosjekteres med høyere fasthetsklasse enn B45.

Det skal spesifiseres krav til utførelse av brudekket som sikrer at betongen oppnår minst 70 % av foreskrevet fasthet før samvirke etableres (understøttelser senkes).

### 5.4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

#### 5.4.3.1 Generelt

**5.4.3.1.1** Dimensjonerende lastvirkninger skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

Ved beregning av tverrsnittsdata for statiske analyser skal det, der dette har betydning for lastvirkningen, benyttes effektive flensbredder som ivaretar effekt av skjærdeformasjoner ('shear lag'). Den effektive bredden av stålfenser og betongflenser kan regnes konstant over hvert spenn. Effektiv flensbredde pr. side av steget tas som den minste av virkelig bredde og  $L_e/8$ , der  $L_e$  er avstanden mellom infleksjonspunkt for egenvektsbelastning. For utkragere regnes  $L_e$  som to ganger utkragerlengden.

For statiske analyser er det normalt ikke nødvendig å ta hensyn til stivhetsreduksjon fra plateknekking, med mindre effektivt areal av total trykksone i et tverrsnitt er mindre enn 0,5 ganger bruttoarealet av samme trykksone.

Virkning av byggemetode, dvs. montasjerekkefølge og kobling av stålseksjoner, samt tidspunkt og rekkefølge for støp av betongdekke, skal ivaretas. Videre skal effekt av betongens kryp og svinn tas hensyn til.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 199
--	---	--------------------------------------

**5.4.3.1.2** Lastvirkninger bestemt på grunnlag av plastisk teori kan benyttes ved kontroll av ulykkesgrensetilstanden. For seismiske responsanalyser gjelder spesielle regler, kfr. Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.1.2.5 (s. 146).

Ved beregning etter plastisk teori tillates bruk av flyteleddmetoder med full rotasjon når alle konstruksjonselement som inneholder plastiske ledd, er i tverrsnittsklasse 1. Tverrsnittsklasse 2 er tilstrekkelig for det flyteledd som dannes sist. Dersom foranstående forutsetninger ikke er tilfredsstilt, skal tilstrekkelig rotasjonskapasitet påvises.

**5.4.3.1.3** For samvirkekonstruksjoner tillates benyttet samme temperaturutvidelseskoeffisient for ståldelen og betongdelen. Dersom samme verdi benyttes, skal denne settes til  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

**5.4.3.1.4** Ved beregning av lastvirkning på dybler i samvirkekonstruksjoner skal det i områder med strekk i dekket der betongen er antatt risset, benyttes tverrsnittsverdier tilsvarende urisset betong dersom dette gir ugunstigere verdier enn risset betong.

Eventuelt kan det utføres en nøyaktigere beregning der betongen antas risset og effekt av betongens stivhet mellom rissene ivaretas.

Ved strekk i dekket settes faktor  $k$  angitt i NS 3476, pkt. 7.3.6 til  $k = 1,0$  dersom det benyttes tverrsnittsverdier tilsvarende urisset betong. Ved bruk av stivhetsforutsetninger for betong i strekk som innebærer redusert stivhet i forhold til urisset tilstand, benyttes  $k = 0,8$ .

**5.4.3.1.5** Lastvirkning på dybler ved innføring av konsentrerte laster, f.eks. fra forankring av spennarmering i dekket, kan beregnes etter Eurocode 4, del 2, eller etter tilsvarende regelverk.

### **5.4.3.2 Beregning av dynamisk respons**

Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen. Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan stålkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,005–0,008 (0,5–0,8 %). Samvirkekonstruksjoner kan antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,008–0,013 (0,8–1,3 %), avhengig av andel betong i tverrsnittet og opprissing av betongen.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 200</p>
--	--	--

Dersom andre dempingskilder som demping fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk demping medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

## 5.4.4 DIMENSJONERING

### 5.4.4.1 Generelt

**5.4.4.1.1** Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS 3472 og NS 3476, samt etterfølgende angitte tilleggsbestemmelser. For ståldelen i samvirkekonstruksjoner benyttes materialfaktorer iht. NS 3472. Mer detaljerte bestemmelser for ulike konstruksjonstyper er gitt i Prosjekteringsreglenes kap. 6 (s. 264 f.).

**5.4.4.1.2** Tverrsnitt med samvirke mellom stål og betong klassifiseres i de samme tverrsnittsklassene som rene ståltverrsnitt, kfr. NS 3472, pkt. 12.1.2.

**5.4.4.1.3** For samvirkekonstruksjoner skal dyblene dimensjoneres for å ta opp hele skjærstrømmen mellom betongdelen og ståldelen. Dimensjonering av dybler for opptak av deler av skjærstrømmen tillates ikke.

### 5.4.4.2 Bruddgrensetilstanden

**5.4.4.2.1** Påvisning av tverrsnittskapasitet av hovedbæresystem skal generelt baseres på elastisk spenningsfordeling. For tverrsnitt som tilfredsstillt kravene til tverrsnittsklasse 1 eller 2, kan plastisk spenningsfordeling benyttes. Tverrsnittskapasitet av alle snitt innenfor et kontinuerlig statisk system skal kontrolleres etter samme metode.

Avstivede platefelt skal kontrolleres med elastisk spenningsfordeling selv om platefelt og stivere kan klassifiseres i tverrsnittsklasse 1 eller 2. I ulykkesgrensetilstand tillates plastisk spenningsfordeling benyttet.

Der kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand innebærer plastisk spenningsfordeling, skal det kontrolleres at elastisk spenningsfordeling opptrer i bruksgrensetilstand kombinasjon *a*, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. 5.4.4.3.1 (s. 203). Plastisk spenningsfordeling utnyttet kun for ulykkesgrensetilstand krever ikke slik kontroll.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 201
--	---	--------------------------------------

**5.4.4.2.2** Med henvisning til krav i NS 3472, pkt. 12.2.1 kan effekt av ‘shear lag’, samt kombinert virkning av ‘shear lag’ og lokal knekking i ståltverrsnitt, beregnes som angitt i Eurocode 3, del 1–5, eller etter tilsvarende regelverk.

Den effektive bredden av betongflenser kan regnes etter NS 3476.

**5.4.4.2.3** For tverrsnittsklasse 3 og 4 kan kapasitet mht. samtidig virkende aksialkraft, moment og skjærkraft påvises etter pkt. A eller pkt. B i det etterfølgende. Ved kontroll i bruddgrensetilstand etter pkt. A skal det i tillegg påvises at elastisk spenningstilstand i bruksgrensetilstand kombinasjon *a* tilfredsstiller von Mises flytekriterium, kfr. Prosjekteringsreglene pkt. 5.4.4.3.1. (s. 203), med spenninger beregnet på samme måte som i pkt. B. Slik tilleggskontroll er ikke nødvendig der kapasitet i bruddgrensetilstand påvises etter pkt. B.

A. Kontroll etter prinsipp i NS 3472, pkt. 12.2.6–12.2.8:

Kontroll utføres etter de samme formlene som angitt for aktuell klasse i NS 3472, pkt. 12.2.6. Aksialkraftkapasitet og momentkapasitet beregnes da med en redusert tykkelse for skjærarealet som angitt i det etterfølgende, kfr. NS 3472, pkt. 12.2.7:

$$t_{red} = \begin{cases} t & \text{for } V_f/V_d \leq 0,5 \\ t(1 - \rho) & \text{for } V_f/V_d > 0,5 \end{cases}$$

der

$$\rho = \left(2 \frac{V_f}{V_d} - 1\right)^2$$

$V_d$  er den minste av skjærkapasiteten regnet etter NS 3472, pkt. 12.2.5 og pkt. 12.4.4.2.

For enkeltsymmetriske og usymmetriske tverrsnitt bør kontrollen utføres som spenningskontroll i ugunstigste punkter i tverrsnittet. Lastvirkninger innsettes med fortegn.

For klasse 3 kan kontrollen skrives som, med betegnelser iht. NS 3472:

$$\sigma_{x,f} = \frac{N_f}{A} + \frac{M_{f,y}}{W_y} + \frac{M_{f,z}}{W_z} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 202
--	---	--------------------------------------

For klasse 4 kan kontrollen skrives som, med betegnelser iht. NS 3472:

$$\sigma_{x,f} = \frac{N_f}{A_{eff}} + \frac{M_{f,y} + N_f e_{Ny}}{W_{eff,y}} + \frac{M_{f,z} + N_f e_{Nz}}{W_{eff,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tverrsnittskonstantene ( $A, W_y, W_z$ ) henholdsvis ( $A_{eff}, W_{eff,y}, W_{eff,z}$ ) beregnes med reduksjon fra skjærkraft som angitt ovenfor.

B. Kontroll av elastisk spenningstilstand etter von Mises flytekriterium:

Det skal påvises at elastisk spenningstilstand tilfredsstiller von Mises flytekriterium, kfr. NS 3472, pkt. 12.2.2.

Normalspenninger beregnes etter formler angitt foran under pkt. A, men uten reduksjon fra skjærkraft i tverrsnittskonstantene.

Skjærspenninger beregnes for platetykkelse redusert mht. skjærknekkning iht. NS 3472, pkt. 12.4.4.2, dvs.:

$$t_{w,red} = \chi_v t_w \quad \text{med} \quad \chi_v \leq 1,0$$

**5.4.4.2.4** Kapasitet for konsentrert last på platerand påvises etter NS 3472, pkt. 12.4.5.

Videre skal kapasitet mht. samtidig virkende aksialkraft, moment, skjærkraft og konsentrert last påvises. For tverrsnittsklasse 3 og 4 kan kontrollen utføres med etterfølgende formel, dersom nøyaktigere metode ikke benyttes:

$$\frac{F_f}{F_d} + 0,8 \left( \frac{N_f}{N_d} + \frac{M_{f,y} + N_f e_{Ny}}{M_{d,y}} + \frac{M_{f,z} + N_f e_{Nz}}{M_{d,z}} \right) \leq 1,4$$

Aksialkraftkapasitet og momentkapasitet beregnes med redusert tykkelse for skjærarealet som beskrevet i pkt. 5.4.4.2.3, pkt. A. For tverrsnittsklasse 3 er  $e_{Ny}$  og  $e_{Nz}$  lik 0.

I tillegg skal kapasitet lokalt under lasten påvises som angitt i det etterfølgende, dersom nøyaktigere metode ikke benyttes:

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 203
--	---	--------------------------------------

$$F_f \leq F_d = (s_s + s_y) t_w \frac{f_{w,y}}{\gamma_{M1}}$$

der

$$s_y = 2 t_f \sqrt{\frac{b}{t_w} \frac{f_{f,y}}{f_{w,y}} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_{x,f}}{f_{f,y}} \right)^2 \right]}$$

Betegnelser er som i NS 3472, pkt. 12.4.5. Flensbredden skal ikke settes større enn  $25 t_f$ . Spenningen  $\sigma_{x,f}$  er normalspenning i flens fra aksialkraft og moment.

**5.4.4.2.5** Kapasitet av boltedybler beregnes etter NS 3476, pkt. 7.3.7.1. Materialfaktor  $\gamma_{ma}$  settes lik 1,10.

### 5.4.4.3 Bruksgrensetilstanden

**5.4.4.3.1** I bruksgrensetilstand kombinasjon *a*, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), skal det generelt påvises at elastisk spenningsfordeling tilfredsstillende von Mises flytekriterium, kfr. NS 3472, pkt. 12.2.2.

Materialfaktor for bruksgrensetilstanden er  $\gamma_M = 1,0$ .

Ved beregning av tverrsnittsdata skal effekt av lokal knekking og skjærknekkning, samt 'shear lag' ivaretas. Virkning av 'shear lag' kan beregnes som angitt i Eurocode 3, del 1–5, eller etter tilsvarende regelverk. For plater skal spenninger fra last mot platerand medtas i kontrollen.

Virkning av 2. ordenseffekter vurderes kun i spesielle tilfeller der dette har betydning.

**5.4.4.3.2** Overkritiske spenningsområder i plater tillates ikke utnyttet i bruksgrensetilstand kombinasjon *b*, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)). Kombinasjonsfaktoren  $\psi_1$  for trafikklaster settes lik 0,8. Kontrollen skal inkludere normalspenninger, skjærspenninger og spenninger fra last mot platerand. Effekt av 'shear lag' skal ivaretas der dette har betydning.

Kontroll kan utføres etter etterfølgende angitte regler, eller etter tilsvarende regelverk.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 204</p>
--	--	--

A. Normalspenninger i x-retning (global spenningsretning),  $\sigma_{Nx}$  og  $\sigma_M$ :

Knekkspenning  $f_{kp}$  beregnes fra NS 3472, pkt. 12.4.3.3.

Knekkspenningen regnes hver for seg for aksialkraft,  $f_{kp,Nx}$ , og moment,  $f_{kp,M}$ .

B. Skjærspenninger,  $\tau$ :

Redusert plateslankhet  $\bar{\lambda}_p$  beregnes fra NS 3472, pkt. 12.4.3.1 med knekkings-tallet  $k$ :

$$k = \begin{cases} 5,34 + 4,00 (b/a)^2 & \text{for } a \geq b \\ 4,00 + 5,34 (b/a)^2 & \text{for } a < b \end{cases}$$

der  $a$  er lengste plateside. Knekkspenningen  $\tau_k$  finnes deretter fra:

$$\frac{\tau_k}{f_y} = \begin{cases} 0,6 & \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 1,00 \\ 0,6/\bar{\lambda}_p & \text{for } 1,00 < \bar{\lambda}_p \leq 1,85 \\ 1,1/\bar{\lambda}_p^2 & \text{for } 1,85 < \bar{\lambda}_p \leq 5,00 \end{cases}$$

C. Spenninger fra last mot platerand,  $\sigma_{Ny}$  og  $\sigma_P$ :

Redusert plateslankhet  $\bar{\lambda}_p$  beregnes fra NS 3472, pkt. 12.4.3.1 med knekkings-tall:

– For jevnt fordelt last,  $\sigma_{Ny}$ : Iht. tab. 31

– For punktlaster,  $\sigma_P$ : Iht. tab. 32

Knekkspenninger  $f_{kp,Ny}$  og  $f_{kp,P}$  beregnes fra NS 3472, pkt. 12.4.3.3.

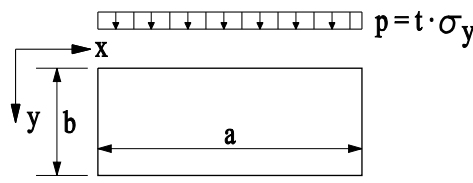
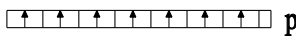
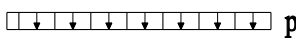
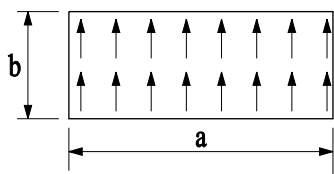
For stegplater regnes opptredende spenning fra en punktlast  $P_f$  som:

$$\sigma_P = \frac{P_f}{(b + s)t}$$

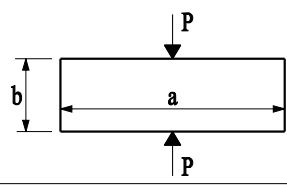
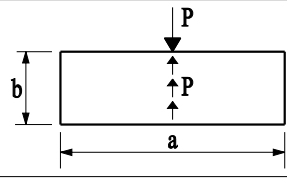
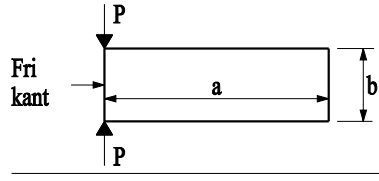
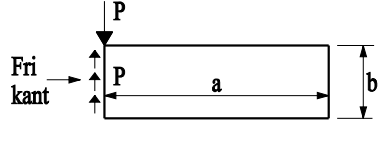
der  $b$  er platehøyden, kfr. tab. 32 og  $t$  er platetykkelsen. Lengden  $s$  er lastutbredelse av punktlasten på plateranden. Ved beregning av  $s$  fra en hjullast kan det regnes lastspredning 1:1 gjennom brudekke og overflens.

Alternativt kan knekkingstall, knekkspenning og opptredende spenninger beregnes etter nøyaktigere metoder der det tas hensyn til blant annet gunstig virkning på steg fra flenser.



	<p>Alle kanter fritt opplagt.</p> <p><math>a/b \leq 1</math> ; <math>k_p = 4 \left(\frac{b}{a}\right)^2</math></p> <p><math>a/b \geq 1</math> ; <math>k_p = \left(1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2\right)^2</math></p>
	
	
	<p>Alle kanter fritt opplagt.</p> <p><math>a/b \leq 1</math> ; <math>k_p = 4 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \left(1 + 0,72 \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)</math></p> <p><math>a/b \geq 1</math> ; <math>k_p = \frac{1,92 \left(1 + 0,96 \left(\frac{b}{a}\right)^2\right)^2}{1 + 0,070 \left(\frac{b}{a}\right)^4}</math></p>

Tabell 31: Knekkingsstall for jevnt fordelt last

	<p>Alle kanter fritt opplagt.</p> <p><math>a/b &lt; 1</math> ; <math>k_p = 1,91 \frac{b}{a}</math></p> <p><math>a/b \geq 1</math> ; <math>k_p = 1,27 \left[1 + \frac{1}{2} e^{-3 \left(\frac{a}{b} - 1\right)}\right]</math></p>
	<p>Alle kanter fritt opplagt.</p> <p><math>a/b &lt; 1</math> ; <math>k_p = 1,91 \frac{b}{a} \left(1 + 0,68 \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)</math></p> <p><math>a/b \geq 1</math> ; <math>k_p = 2,31 \left(1 + 7,15 e^{-2,92 \frac{a}{b}}\right)</math></p>
	<p>3 kanter fritt opplagt. 1 kant fri.</p> <p><math>a/b &lt; 0,35</math> ; <math>k_p = 0,17 \frac{b}{a}</math></p> <p><math>a/b \geq 0,35</math> ; <math>k_p = 0,37 + \left(0,74 + 0,98 \frac{a}{b}\right) e^{-6,3 \frac{a}{b}}</math></p>
	<p>3 kanter fritt opplagt. 1 kant fri.</p> <p><math>a/b &lt; 0,5</math> ; <math>k_p = 0,17 \frac{a}{b} \left(1 + 5 \left(\frac{a}{b}\right)^2\right)</math></p> <p><math>a/b \geq 0,5</math> ; <math>k_p = \frac{2}{3} \left(1 + 2,8 e^{-6,3 \frac{a}{b}}\right)</math></p>

Tabell 32: Knekkingsstall for punktlaster

D. Kapasitet kontrolleres etter følgende formel:

$$\frac{\sigma_{Nx}}{f_{kp,Nx}/\gamma_M} + \frac{\sigma_{Ny}}{f_{kp,Ny}/\gamma_M} + \left(\frac{\sigma_M}{f_{kp,M}/\gamma_M}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_k/\gamma_M}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_P}{f_{kp,P}/\gamma_M}\right)^2 \leq 1,00$$

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING  5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV  5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185  Okt. 2009  Side 206</p>
--	--	--

Dersom  $\sigma_{Nx}$  er strekk, blir første ledd i formelen negativt, med  $f_{kp,Nx} = f_y$ .

Dersom  $\sigma_{Ny}$  er strekk, skal andre ledd i formelen ikke tas med.

Spenningskomponentene skal hver for seg tilfredsstille:

$$\frac{\sigma_{Nx}}{f_{kp,Nx}/\gamma_M} + \left( \frac{\sigma_M}{f_{kp,M}/\gamma_M} \right)^2 \leq 1,00$$

$$\frac{\sigma_{Ny}}{f_{kp,Ny}/\gamma_M} \leq 1,00$$

$$\frac{\tau}{\tau_k/\gamma_M} \leq 1,00$$

$$\frac{\sigma_P}{f_{kp,P}/\gamma_M} \leq 1,00$$

Materialfaktor for bruksgrensetilstanden er  $\gamma_M = 1,0$ .

**5.4.4.3.3** Nødvendig overhøyde for stål- og samvirkekonstruksjoner kan dersom ikke mer nøyaktige beregninger utføres, beregnes etter Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. 153), kombinasjon *c*. Kombinasjonsfaktoren  $\psi_2$  for variable laster settes normalt lik 0 hvis ikke andre verdier kan begrunnes som mer representativt for det tilfellet som betraktes.

Dersom utilsiktede permanente nedbøyninger kan føre til skjemmende linjeføring, bør det vurderes å korrigere de beregnede overhøyder skjønnsmessig.

#### 5.4.4.4 Utmattingsgrensetilstanden

Ved kontroll av boltedybler mht. brudd i sveis eller varmepåvirket sone, kfr. NS 3472, tab. A.8, konstruksjonsdetalj 8, settes spenningsveksling lik beregnet skjærspenningsveksling, dvs.:

$$\Delta\sigma_w = \Delta\tau = \frac{\Delta V}{A}$$

der  $A$  er dybelens nominelle tverrsnittsareal.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 207
--	---	--------------------------------------

#### 5.4.4.5 Sveiseforbindelser

I sveiseforbindelser kan kraftfordelingen bestemmes ved en lineær elastisk beregning eller ved plastisk beregning, kfr. NS 3472, pkt. 12.6.4.

Der plastisk beregning benyttes i bruddgrensetilstanden for forbindelser i bærende konstruksjoner, skal kapasitet i bruksgrensetilstanden kontrolleres for spenninger beregnet ved lineær elastisk metode. Opptredende spenninger beregnes med lastvirkninger for bruksgrensetilstand kombinasjon  $a$ , kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. 4.3.2.3 (s. 153). Kapasitet for spenninger i bruksgrensetilstand kontrolleres som angitt i NS 3472, pkt. 12.6.2.1, men med  $f_y$  i stedet for  $f_u$ ,  $\gamma_M = 1,0$  og  $\beta_w = 1,0$ .

Plastisk kraftfordeling utnyttet kun for ulykkesgrensetilstand krever ikke slik kontroll.

#### 5.4.4.6 Skrueforbindelser

**5.4.4.6.1** I skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal fordeling av krefter på de enkelte skruene bestemmes ved en lineær elastisk beregning. For lange forbindelser gjelder spesielle regler, kfr. NS 3472, pkt. 12.5.3.5.

**5.4.4.6.2** Friksjonsforbindelser skal utføres i henhold til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.25, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. 5.4.5.4.1 (s. 210).

Friksjonsforbindelser kontrolleres som skrueforbindelse kategori B iht. NS 3472, pkt. 12.5.1.1. Dette innebærer kontroll av avskjærings- og hullkantkapasitet i bruddgrensetilstanden og av friksjonskapasitet i bruksgrensetilstanden.

For kontroll i bruksgrensetilstanden brukes lastvirkninger for kombinasjon  $a$ , kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. 4.3.2.3 (s. 153), med friksjonskoeffisient  $\mu = 0,5$ .

### 5.4.5 FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER

#### 5.4.5.1 Generelt

**5.4.5.1.1** Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. 5.4.4.3.3 (s. 206).

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING  5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV  5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185  Okt. 2009  Side 208</p>
--	--	--

**5.4.5.1.2** Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av alle eksponerte flater.

**5.4.5.1.3** Hulrom som er tilgjengelige for inspeksjon og som overflatebehandles, som stålkasser, hule ståltårn og lignende, skal forsynes med drenasje i alle lavpunkt.

Dersom korrosjonsbeskyttelsen av innvendige flater forutsetter avfuktingsanlegg som angitt i Prosjekteringsreglenes pkt. 5.4.6.2.2 (s. 211), skal hulrommet utføres tilnærmet lufttett. Dører, luker og gjennomføringer skal utstyres med pakninger og låseanordninger som sikrer nødvendig tetthet. Det forutsettes at utligning av trykkforskjeller mellom ut- og innsiden av hulrommet er en del av avfuktingsanleggets funksjon.

**5.4.5.1.4** Hulrom som ikke er tilgjengelig for inspeksjon og overflatebehandling, som rør, hulprofiler, trapesstivere og lignende, skal lukkes og utføres som lufttette konstruksjoner. Elementene skal trykkprøves, kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.24.

Trapesstivere, rør og andre hulrom inne i kassetverrsnitt med avfuktingsanlegg som korrosjonsbeskyttelse, kan stå åpne uten lukking.

## **5.4.5.2 Overbygning**

**5.4.5.2.1** For skjerpede krav til tykke flensplater kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.11. Flensplater med påsveiste dybler bør ikke ha mindre tykkelse enn 20 mm. Tykkelsen på stegplater bør ikke være mindre enn 10 mm. Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn bør ikke være mindre enn 8 mm. For gangbruer vil mindre platetykkelser kunne tillates.

**5.4.5.2.2** Dersom det benyttes stålplate i kjørebanelen (ortotrop plate), skal plate-tykkelsen ikke være mindre enn 12 mm. Avstanden (lysåpningen) mellom avstivningsribbene skal ikke være større enn 25 ganger platens tykkelse. Der avstivningsribbene består av trapesprofil, gjelder krav til avstand både mellom profilene og mellom stegene i hvert profil. For gangbruer vil mindre platetykkelse og/eller større ribbeavstand kunne tillates.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 209</p>
--	--	--

**5.4.5.2.3** For plater med strekkspenninger vinkelrett plateplanet skal det spesifiseres krav til forbedrede deformasjonsegenskaper normalt på overflaten, kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.11.

**5.4.5.2.4** Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg avfases den tykkeste del med maksimal helning 1:5. Ved breddeendringer av flens avfases den bredeste del med maksimal helning 1:10.

**5.4.5.2.5** Platestivere plasseres normalt slik at de er minst mulig synlige når brua ses fra siden. Kravet gjelder ikke ved opplegg.

**5.4.5.2.6** Der det forutsettes trykkoverføring ved direkte anlegg mellom ståldeler, skal dette angis på tegning, kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.221.

**5.4.5.2.7** Samvirkekonstruksjoner med skjærforbindelse mellom stål og betongdekke på kun deler av et kontinuerlig statisk system tillates ikke.

### **5.4.5.3 Sveiseforbindelser**

**5.4.5.3.1** Kontrollklasser for sveiseforbindelser er angitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85. For trapesstivere som inngår i konstruktivt tverrsnitt i stålkasser, gjelder kontrollklasse 3 for buttskjøt av stiverne og T-forbindelser av disse mot tverrskott og tverrstivere. For løfteører og transportsikringer kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.4.

**5.4.5.3.2** Sveis skal angis på tegningene i samsvar med NS-ISO 2553. Eventuelle krav til sliping av sveiser skal være spesifisert.

**5.4.5.3.3** Kraftoverførende kilsveis skal utføres med et minste a-mål på 4 mm ved platetykkelser opp til 25 mm, 5 mm for større platetykkelser. I øvrige tilfeller benyttes et minste a-mål på 3 mm.

**5.4.5.3.4** Avbrutt ('intermittent') sveis tillates ikke benyttet for bærende sveiser i ferdig brukonstruksjon. Sveiser med funksjon kun i byggetilstand tillates utført som avbrutt sveis, dersom utførelsen ikke gir uheldige forhold med hensyn til korrosjon og vedlikehold for ferdig bru.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 210</p>
--	--	---

**5.4.5.3.5** Over lagre og jekkpunkt skal sveis mellom steg og bunnplate/underflens utføres som buttsveis med full gjennombrenning. Tilsvarende gjelder over lagre og jekkpunkt i tverrskott og endetverrbærere.

#### **5.4.5.4 Skrueforbindelser**

**5.4.5.4.1** Alle skrueforbindelser i bærende konstruksjoner skal utføres som friksjonsforbindelser i henhold til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.25. Det skal benyttes hulldiametre for vanlige hull som angitt i NS 3472, pkt. 12.5.4.4.

Eventuell bruk av hull med stor klaring eller avlange hull kan tillates i spesielle tilfeller etter Vegdirektoratets godkjenning. Bruk av slike hull forutsetter kontroll av underlagsskiver.

**5.4.5.4.2** Eventuell bruk av varmforsinkede friksjonsflater i bærende konstruksjoner skal godkjennes av Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle. Flatene skal rues etter varmforsinking. Friksjonskoeffisienter for kort- og langtidslast skal dokumenteres.

**5.4.5.4.3** Avskjæringsforbindelser i tilpassede hull, kfr. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.25, kan i spesielle tilfeller tillates benyttet i bærende forbindelser etter Vegdirektoratets godkjenning.

**5.4.5.4.4** Skruelengder skal velges slik at det ved tilsetning for hånd (løs tilsetning) fås minimum en hel gjengehøyde utenfor mutteren.

#### **5.4.6 OVERFLATEBEHANDLING**

##### **5.4.6.1 Generelt**

Alle ståloverflater skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Beskyttelsen skal kunne vedlikeholdes i konstruksjonens forutsatte levetid.

##### **5.4.6.2 Konstruksjoner i luft**

**5.4.6.2.1** Utvendige ståloverflater som ikke varmforsinkes, skal overflatebehandles i overensstemmelse med håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.3, system 1, som er et duplekssystem, bestående av et katodisk beskyttende metallbelegg dekket av maling.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.4 STÅLKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 211</p>
--	--	--

**5.4.6.2.2** I hulrom som har adkomst for inspeksjon og korrosjonsbeskyttende tiltak, og som er utført i henhold til Prosjekteringsreglenes pkt. [5.4.5.1.3](#) (s. 208), skal innvendige flater beskyttes i henhold til ett av følgende alternativer:

- a: Flatene overflatebehandles som angitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.3, system 1.
- b: Hulrommet utstyres med avfuktningssystem. Den gjennomsnittlige relative luftfuktigheten skal ikke overstige 45 % og maksimalverdien skal alltid ligge under 60 %. Overflatebehandling innvendig kan da sløyfes helt. Det anbefales likevel at det bestilles slyngrensede plater påført et tynt malingssjikt (shopprimet). Malte, lyse flater gir bl.a. bedre lysforhold for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider.

**5.4.6.2.3** Skruer for montering på stedet skal være varmforsinket eller i rustfri stål kvalitet som angitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.13. Skjøtområder med ikke fullført overflatebehandling skal etter montasje overflatebehandles som angitt i prosess 85.43 eller prosess 83.771.

**5.4.6.2.4** Varmforsinking av rekkverk og andre mindre ståldeler som ikke skal støpes inn i betong, eller på annen måte kommer i kontakt med fersk betong, utføres i henhold til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.342. Skruer leveres varmforsinket eller i rustfri stål kvalitet som angitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.13.

### **5.4.6.3 Innstøpningsgods**

**5.4.6.3.1** Innvendig i hulrom som betongkasser, -tårn osv., tillates varmforsinket innstøpningsgods, f.eks. bolter eller gjengehylser for feste av ståldeler til betongoverflaten. Den delen av det varmforsinkede innstøpningsgodset som kommer i kontakt med fersk betong, gis en ekstrabehandling iht. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 84.86.

**5.4.6.3.2** Både på inn- og utvendige flater gjelder at kontaktflaten mellom varmforsinkede stålelementer og fersk betong, f.eks. i forbindelse med understøp av fotplater, gis ekstrabehandling iht. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 84.86.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.4 STÅLKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 212
--	---	--------------------------------------

**5.4.6.3.3** På konstruksjonens utvendige flater skal alt innstøpningsgods som bolter, gjengehylser etc., være i rustfritt stål. Kravet gjelder i foreskrevet betongoverdekningszone med eventuelle utstikk. Kravet om rustfritt stål gjelder ikke for den delen av innstøpningsgodset som ligger innenfor betongoverdekningssonen. Mht. rustfrie stålkvaliteter, se pkt. [5.3.2.2.1](#) (s. 169).

Kravene foran gjelder uavhengig av om det brukes understøp av fotplater eller ikke.

#### **5.4.6.4 Konstruksjoner i vann**

**5.4.6.4.1** Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner skal som hovedregel ha katodisk beskyttelse med offeranoder, se pkt. [5.3.7.9](#) (s. 194). Dybdekravet i pkt. [5.3.7.9](#) gjelder ikke for stålkonstruksjoner. Dersom alternativet med påtrykt strøm er aktuelt, skal El-tilsynet, Kystverket, aktuell havnemyndighet og eiere av eventuelle sjøkabler i området, samt Vegdirektoratet forespørres. Risiko og konsekvens av lekkstrøm skal da vurderes. Systemer med påtrykt strøm skal ikke anvendes i lukkede rom. Vegdirektoratet gir endelig teknisk godkjenning av konstruksjonen.

**5.4.6.4.2** Ståloverflater for bærende konstruksjoner i tidevanns- og skvalpesonen skal ha spesielle beskyttelsessystemer eller korrosjonstillegg som avtales i hvert enkelt tilfelle. Valg av beskyttelsessystem skal godkjennes av Vegdirektoratet.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.5 TREKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 213
--	--	--------------------------------------

## 5.5 TREKONSTRUKSJONER

### 5.5.1 INNLEDNING

#### 5.5.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser om materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av trekonstruksjoner for bruer.

For konstruksjonsdeler i stål, betong eller andre materialer henvises det til de respektive avsnitt.

#### 5.5.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. 24) og pkt. [1.4.2](#) (s. 38).

### 5.5.2 MATERIALER

#### 5.5.2.1 Konstruksjonstre og limtre

Trevirke til bærende konstruksjoner skal tilfredsstillende krav gitt i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 86.111 vedr. konstruksjonstre og prosess 86.112 vedr. limtre.

Bruk av andre tresorter enn nordisk gran og furu samt materialer levert etter andre standarder krever Vegdirektoratets godkjenning.

#### 5.5.2.2 Forbindelsesmidler og stag

Det vises til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 86.113.

Over trafikkert område skal spennstang og ankerplater sikres mot nedfall av løse deler i tilfelle spennstaget skulle ryke. Sikringen av ankerplaten kan f.eks. gjøres med treskruer i forborede hull og sikring av spennstang med mutter, f.eks. ved hjelp av wire i rustfritt materiale. Ved bruk av spennstål i syrefast materiale kan sikringen sløyfes.

### 5.5.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

#### 5.5.3.1 Generelt

Dimensjonerende lastvirkning skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.5 TREKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 214
--	--	--------------------------------------

### 5.5.3.2 Laminerte brudekker

**5.5.3.2.1** Laminerte brudekker er massive plater som består av lameller av konstruksjonstre eller limtre. Lamellene holdes sammen av forspente, høyfaste stenger eller av lim. Spikerlaminering er ikke tillatt.

**5.5.3.2.2** Beregning av lastvirkning i laminerte brudekker skal baseres på ortotrop plateteori. Alternativt kan det beregnes som bjelkerist eller brukes en forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2.

Bruk av forenklet beregningsmåte som angitt i NS-EN 1995-2 forutsetter at standardens krav om minimum 0,35 MPa trykkspenning mellom lameller etter alle tap er oppfylt.

**5.5.3.2.3** Ved beregning basert på ortotrop plateteori brukes systemstivheter i de to hovedretningene som angitt i NS-EN 1995-2, pkt. 5.1.1, tab. 5.1. For  $E_{0,midlere}$  legges verdien for  $E_0$  i NS 3470-1 til grunn. Poissons tall  $\nu$  kan settes lik null. Platens torsjonsstivhet kan settes lik den geometriske middelvei av torsjonsstivheten i de to hovedretningene, bestemt ved uttrykket under<sup>6</sup>.

Følgende uttrykk, med Poissons tall  $\nu_x = \nu_y = 0$ , kan brukes:

$$\text{Stivhet i lamellretning: } D_{xx} = k_b E_x \frac{h^3}{12}$$

$$\text{Stivhet på tvers av lamellretning: } D_{yy} = E_y \frac{h^3}{12}$$

$$\text{Torsjonsstivhet}^6: D_{xy} = 2 \sqrt{k_b G_x G_y} \frac{h^3}{12}$$

$$\text{Buttskjøtfaktor: } k_b = 0,67 + 0,033 n \leq 1,0$$

der:

$E_x$  – lamellenes E-modul i fiberretning  $E_{0,midlere} = E_0$  som angitt i NS 3470-1

$E_y$  – dekkets system-E-modul på tvers av fiberretning  $E_{90,midlere}$  iht.

NS-EN 1995-2

$G_x$  – dekkets system-G-modul i fiberretning  $G_{0,midlere}$  iht. NS-EN 1995-2

$G_y$  – dekkets system-G-modul på tvers av fiberretning  $G_{90,midlere}$  iht.

NS-EN 1995-2

$n$  – antall lameller per buttskjøt i samme tverrsnitt; det forutsettes at  $n \geq 4$  og at kravene til buttskjøting i NS-EN 1995-2, pkt. 6.1.2 (10) er oppfylt

<sup>6</sup>Uttrykket er under vurdering.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING  5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV  5.5 TREKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185  Okt. 2009  Side 215</p>
--	---	--

**5.5.3.2.4** Hvis forspenningen ikke er tilstrekkelig til å hindre at fugen mellom lameller åpner seg, skal den beregnede stivhet i tverretning reduseres tilsvarende oppsprekningens størrelse.

Stivhet på tvers av lamellretning blir da:  $D_{yy} = E_y \frac{h_{red}^3}{12}$

der:

$h_{red}$  – redusert effektiv tverrsnittshøyde på grunn av oppsprekning

I områder påvirket av oppsprekning blir dermed platens lastfordelende evne i tverretning redusert og en større andel av lasten bæres i fiberretning.

### **5.5.3.3 Beregning av dynamisk respons**

**5.5.3.3.1** Slanke trebruer med betydelig spennvidde må vurderes spesielt med hensyn til dynamisk respons.

**5.5.3.3.2** Ved beregning av dynamisk respons bør det vurderes om bevegelse i forbindelsene kan ha vesentlig betydning for egenfrekvens og demping. Det henvises for øvrig til NS-EN 1995-2, pkt. 7.3 og Annex B.

## **5.5.4 DIMENSJONERING**

### **5.5.4.1 Generelt**

**5.5.4.1.1** Trekonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS 3470-1. På noen bruspesifikke områder som NS 3470-1 ikke dekker, suppleres det med reglene i NS-EN 1995-2, samt etterfølgende tilleggsbestemmelser.

**5.5.4.1.2** Materialfaktorene skal fastsettes som angitt i NS 3470-1, tab. 5.

**5.5.4.1.3** Trafikklast på bruer regnes i lastvarighetsklasse C iht. NS 3470-1, pkt. 11.1.3.

**5.5.4.1.4** Bruer regnes generelt i klimaklasse 3 iht. NS 3470-1, pkt. 11.1.4. Konstruksjonsdeler som er godt beskyttet mot fuktpåvirkning, som f.eks. tverrspente dekker med effektiv fuktmembran (Topeka 4S, e.l.), kreosotimpregnerte buer og bjelker med metallbeslag på oversiden og ikke-kreosotimpregnerte buer og bjelker med metallbeslag på oversiden og egnet konstruktiv beskyttelse av sideflatene, kan regnes i klimaklasse 2.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.5 TREKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 216
--	--	--------------------------------------

## 5.5.4.2 Bruddgrensetilstanden

**5.5.4.2.1** Ved dimensjonering av buer med konsentrerte laster skal det i tillegg til tverrstrekket i NS 3470-1, pkt. 12.1.12 i betingelse (44) også tas hensyn til samtidig virkende skjærkraft og opphengskraft (jf. NS-EN 1995-1-1, pkt. 6.4.3 (7), uttrykk (6.53)). Konsentrerte nedadrettede laster bør føres inn i buetverrsnittets øvre halvdel.

**5.5.4.2.2** Dimensjonerende bøye- og skjærfasthet for tverrspent plate, i lamellens lengderetning, kan økes med en systemstyrkefaktor  $k_{sys}$  iht. NS-EN 1995-2, pkt. 6.1.1 og NS-EN 1995-1-1, pkt. 6.6 (4). Faktoren øker lineært fra 1,0 til 1,2 avhengig av hvor mange lameller som ligger innenfor effektiv bredde.

**5.5.4.2.3** Tverrspenne dekker skal spennes opp med en spennkraft som etter tidsavhengige tap (uttørking og kryp) sikrer at det ikke oppstår glidning mellom lameller selv ved laveste forventede dekketemperatur.

Ved dekker som er sikret med vanntett membran mot oppfukning kan, som en forenkling, et spenntap på 60 % forutsettes å dekke alle tap. For limtredekker kan tilsvarende spenntap settes lik 50 %.

**5.5.4.2.4** Trykket under spennstangens forankringsplate ved tverrspenne dekker skal kontrolleres iht. NS 3471-1 for klimaklasse 3 og lastvarighetsklasse Langtidslast.

Hvis ytterste lamell er kreosotimpregnert eller sideflaten beskyttet mot direkte fuktpåvirkning, kan klimaklasse 2 brukes.

Under oppspenning kan spennstålet spennes opp til 85 % av 0,2-grensen (flytegrensen) og dimensjonerende trykkfasthet fastsettes med  $k_{mod}$  basert på øyeblikkslast.

**5.5.4.2.5** Ved kontroll av glidning mellom lameller skal det tas hensyn til kombinasjonen av plateskjær fra f.eks. hjullast og skiveskjær fra samtidig virkende horisontallaster der dette er relevant. Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{\left(\frac{\nu_V}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{\nu_H}{\mu_{0,d}}\right)^2} \leq p_{min}$$

der:

- $\nu_V$  – vertikalt skjær per løpemeteter (plateskjær) regnet jevnt fordelt over høyden
- $\nu_H$  – horisontalt skjær per løpemeteter (skiveskjær) med parabolisk fordeling over platebredden
- $\mu_{90,d}$  – dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen
- $\mu_{0,d}$  – dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen
- $p_{min}$  – minste spennkraft (etter alle tap) per løpemeteter

Horisontalt skjær  $\nu_H$  kan regnes jevnt fordelt over 0,9 ganger platebredden forutsatt at tilhørende momentkapasitet er i orden og det kontrolleres at det ved parabolisk fordeling ikke skjer glidning mellom lamellene i bruksgrensetilstand.

I tab. 33 er gitt anbefalte verdier for dimensjonerende friksjonskoeffisient  $\mu_d$ .

**5.5.4.2.6** Åpning av fugene mellom lamellene ved bøyning på tvers av lamellene er akseptabelt i bruddgrensetilstand såfremt det tas hensyn til stivhetsreduksjonen ved beregning av lastfordelingen fra hjullast. Se for øvrig pkt. 5.5.3.2.4 (s. 215).

Tabell 33: Dimensjonerende friksjonskoeffisienter

Lamelloverflatens ruhet	Normalt på fibre	Parallelt med fibre
	$\mu_{90,d}$	$\mu_{0,d}$
Skurlast mot skurlast	0,40	0,30
Høvellast mot høvellast	0,30	0,25
Skurlast mot høvellast	0,40	0,30

Kommentarer:

- Justert skurlast regnes som høvellast mot høvellast da lamellene ofte er høvlet på begge sider. Limrelameller regnes som høvellast mot høvellast.
- Ovenstående verdier er høyere enn angitt i NS-EN 1995-2, tab. 6.1. Verdiene i tab. 6.1 gjelder i følge NS-EN 1995-2 med mindre andre verdier er påvist. Verdiene i tab. 33 bygger på norske og svenske forsøk og kan anses som påvist.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.5 TREKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 218</p>
--	---	---

### 5.5.4.3 Bruksgrensetilstanden

**5.5.4.3.1** Nedbøyning skal begrenses til  $l/200$  for gangbruer og  $l/350$  for vegbruer. Dette gjelder også for tverrbærere, langbærere, strøved, etc.

For vegbrudekker med asfaltbelegg skal lokal nedbøyning generelt begrenses til  $l/400$ . For å redusere risikoen for oppsprekning av slitelaget over tverrbærere og lignende, skal imidlertid lokal nedbøyning av kontinuerlige dekker over to eller flere felter og med slitelag av asfalt begrenses til  $l/500$ . For andre typer slitelag vurderes begrensnings av nedbøyning spesielt.

Lengden  $l$  er avstanden mellom lokale oppleggspunkter. For f.eks. tverrspente dekker med tverrbærere er  $l$  senteravstand mellom tverrbærere.

Kontrollen utføres for trafikklast alene og med lastfaktor 0,7.

For øvrig henvises det til pkt. [5.1.2](#) (s. [160](#)).

**5.5.4.3.2** Nødvendig overhøyde for trekonstruksjoner kan, dersom ikke mer nøyaktige beregninger utføres, beregnes etter Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), kombinasjon *c*. Kombinasjonsfaktoren  $\psi_2$  for variable laster settes normalt lik 0 hvis ikke andre verdier kan begrunnes som mer representativt for det tilfellet som betraktes.

Dersom utilsiktede permanente nedbøyninger kan føre til skjemmende linjeføring, bør det vurderes å korrigere de beregnede overhøyder skjønnsmessig.

**5.5.4.3.3** Spennkraften i tverrspente dekker skal velges så stor at bøyning på tvers av lamellene ikke forårsaker åpning av fugen mellom lamellene i bruksgrensetilstand, kombinasjon *b*.

### 5.5.4.4 Utmatningsgrensetilstanden

**5.5.4.4.1** Utmatningskontroll utføres iht. NS-EN 1995-2, pkt. 6.2 og Annex A.

## 5.5.5 FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER

### 5.5.5.1 Generelt

**5.5.5.1.1** Trebruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, kfr. Prosjekteringsreglenes pkt. [5.4.4.3.3](#) (s. [206](#)).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.5 TREKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 219
--	--	--------------------------------------

**5.5.5.1.2** Overgangsbruer i tre bør gis så stor frihøyde at påkjøringslast og lokal skade unngåes.

**5.5.5.1.3** Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utformes med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold av alle eksponerte flater.

**5.5.5.1.4** Spiker og spikerplater skal ikke brukes som festemidler i bærende deler av bruer.

**5.5.5.1.5** Innlimte bolter kan kun brukes i konstruksjonsdeler som er beskyttet mot direkte fuktpåvirkning med vanntett membran eller metallbeslag.

**5.5.5.1.6** Fuger med tverrsnitt større enn 0,5 m<sup>2</sup> og der endevend står mot endevend eller mot stålplate, og fugen skal overføre stort trykk, skal støpes ut med akrylmasse eller tilsvarende. Fuger som skal utstøpes må prosjekteres med tilstrekkelig bredde til at sikker utstøpning blir mulig, minimum 20 mm.

## **5.5.5.2 Konstruktiv beskyttelse**

**5.5.5.2.1** Alle horisontale flater som er eksponert for regn skal beskyttes med beslag av kobber, sink eller tilsvarende. Beslag av plastbelagt stålblikk eller eloksert aluminium skal ikke brukes.

**5.5.5.2.2** Kobberbeslag på kreosotimpregnert trevirke kan legges direkte mot trevirket. Ved beslag av sink eller andre materialer legges minimum ett lag asfalt-papp imellom beslag og trevirke unntatt ved beslag på laminerte dekker.

**5.5.5.2.3** Kobberbeslag skal utformes slik at regnvann ikke renner fra kobberflaten ned på forsinkede ståldeler.

**5.5.5.2.4** Det skal alltid legges minst to lag asfalt-papp e.l. mellom tre og betong. For opplegg av tre direkte på varmforsinkede tverrbærere skal kontaktflaten på tverrbærerens overflens forsynes med ett lag epoksymaling e.l.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.5 TREKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 220</p>
--	---	---

**5.5.5.2.5** Ved opplegg på landkar skal lageravsatsen ha en gjennomgående drenasjerenne parallelt med og under fugen med minimum 50 mm bredde og et fall på minimum 1:50. Fallet kan være en- eller tosidig. Rennen skal være rett i horisontalplanet og stikke minimum 20 mm ut fra landkarets sideflate.

Landkarets lageravsats skal utformes med minimum fall 1:50 mot drenasjerennen for å unngå stående vann. Lageravsatsen bør ikke være bredere enn dekket. For montasje av spennlaminerte dekker bør provisorisk opplegg av ytterlamellene vurderes i stedet for å gjøre lageravsatsen bredere enn nødvendig i permanent tilstand.

Tverrbærere som stikker utenfor dekket, skal utformes med minimum fall 1:50 på oversiden for å unngå stående vann og at vann trekker inn under dekket. Opplegget av spennlaminert dekke eller langbærere på tverrbærer skal heves minimum 10 mm over tverrbærerens overkant ved f.eks. en fastsveiset mellomleggsplate av flatstål. Kontaktflaten bør ikke være større enn det som er beregningsmessig nødvendig.

**5.5.5.2.6** Laminerte dekker skal forsynes med fuktsperre. Flytende fuktmembran av typen Topeka 4S med tykkelse 10–15 mm eller sprøytet polyurea-membran (Micorea 3S) anbefales. Det skal brukes fuktsperre også ved annet slitelag enn asfalt, f.eks. tre.

**5.5.5.2.7** Laminerte dekker skal forsynes med blikkbeslag eller tilsvarende som beskytter lamellenes endevend og dekkets sidekanter. Blikkbeslaget skal gå minimum 150 mm inn under dekkets fuktmembran. I enden av dekket skal beslaget gå ned til minimum 10 mm under underkant av dekket og på siden av dekket skal beslaget gå minimum 30 mm ned på dekkets sideflate og forsynes med utspring og dryppnese.

**5.5.5.2.8** Innslissede plater skal enten være varmforsinket og pulverlakkerte eller være av syrefast stål NS-EN 10088 1.4404, 1.4418, 1.4435, 1.4436 eller tilsvarende. Tilhørende stavdybler skal uansett være av syrefast stål av forannevnte sort.

### **5.5.5.3 Forbindelser med innslissede plater**

**5.5.5.3.1** For å begrense tvang forårsaket av temperatur og fukt skal innslissede plater og beslag ikke ha større dimensjon mellom festepunkter, på tvers av fiberretningen, enn 1000 mm.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.5 TREKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 221
--	--	--------------------------------------

**5.5.5.3.2** Ved knutepunkter med innslissede plater og dybler og med vekslende last (dvs. én eller flere snittkrefter skifter retning) skal dyblene sikres mot at de arbeider seg ut.


#### **5.5.5.4 Innfesting av kjøresterkt rekkverk i laminerte dekker**

**5.5.5.4.1** Kjøresterkt rekkverk kan enten festes til tverrbærere eller direkte i det tverrspente dekket. Ved innfesting i dekkets sidekant må strekkraften forankres minst 1,5 m inn i dekket.

#### **5.5.5.5 Sluk og drenasje**

**5.5.5.5.1** Enhver gjennomføring gjennom fuktmembranen representerer et potensielt lekkasjepunkt og bør derfor unngås. Hvis mulig bør overflatevann som ikke får renne utover dekkets sidekant, ledes til enden av brua og der ledes bort på en forsvarlig måte. Hvis gjennomføringer for drenasjerør ikke er til å unngå, må drenasjerøret forsynes med en flens med en diameter som er minst 200 mm større enn drenasjerørets diameter. Fuktmembranen legges over flensen med størst mulig overlapp.

For øvrig vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [7.2.2](#) (s. [282](#)).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 222
--	--	--------------------------------------

## 5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER

### 5.6.1 INNLEDNING

#### 5.6.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av aluminiumkonstruksjoner for bruer. Hvor aluminium inngår i hovedbæresystemet gjelder regelverket for spennvidder opp til 40 m og total brulengde maksimalt 100 m. Prosjekteringen av aluminiumkonstruksjoner kan baseres på annet grunnlag enn angitt i pkt. 5.6.1.2, forutsatt at dette kan dokumenteres å gi tilsvarende sikkerhet og bestandighet. Alternativt prosjekteringsgrunnlag skal godkjennes av Vegdirektoratet i det aktuelle tilfellet.

#### 5.6.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38).

### 5.6.2 MATERIALER

#### 5.6.2.1 Legeringer og tilstander

Legering og tilstand velges etter tab. 34. For mekaniske egenskaper henvises til NS-EN 485-2 for plater og NS-EN 755-2 for profiler. Andre legeringer og tilstander kan benyttes, men valget må da godkjennes av Vegdirektoratet.

Legering EN AW-5052 er en typisk platelegering med stor korrosjonsmotstand i maritim atmosfære, men med middels fasthetsverdier. Legeringen er lett sveisbar. Plater i denne legeringen er vanligvis lett tilgjengelig i markedet.

Legering EN AW-5454 er en typisk platelegering med stor korrosjonsmotstand i maritim atmosfære, og med høyere fasthetsverdier og større bruddforlengelse enn EN AW-5052. Legeringen er lett sveisbar. Plater i denne legeringen kan være vanskelig tilgjengelig i markedet.

Legering EN AW-5083 er en typisk platelegering med meget stor korrosjonsmotstand også neddykket i sjøvann. Legeringen har høye fasthetsverdier og stor bruddforlengelse. Legeringen er lett sveisbar og fasthetsreduksjonen ved sveising er lavere enn for de fleste andre legeringer. Legeringen kan under spesielle forhold være utsatt for interkrySTALLinsk korrosjon ved langvarig termisk eksponering over 65 °C. Faren for denne effekten reduseres betydelig ved bruk av tilstand H343. Plater i denne legeringen er vanligvis lett tilgjengelig i markedet.


Legering EN AW-6082 er tilgjengelig både som plater (helst tykke plater) og profiler. Legeringen har god korrosjonsmotstand i maritim atmosfære og høye fasthetsverdier. Legeringen er lett sveisbar. Særlig kompliserte tverrsnitt av profiler kan være vanskelig å ekstrudere. Legeringen er lett tilgjengelig som profiler, litt vanskeligere som plater.

Legering EN AW-6005A og EN AW-6063 er begge lettere å ekstrudere enn EN AW-6082 og brukes derfor når profiltverrsnittet blir komplisert og en samtidig allikevel må ha forholdsvis høye fastheter. Korrosjonsmotstanden er god og de er lett sveisbare. Legeringene er lett tilgjengelige hos de fleste pressverk.

I tillegg til de legeringene som er listet opp i tabellen og som i dag er de mest brukte og vanlige, er det i løpet av de siste årene kommet noe nye og svært interessante legeringer. På platesiden er det kommet to legeringer som blir mer og mer brukt i skipsindustrien, EN AW-5383 og Alustar. Begge disse er forbedrede utgaver av EN AW-5083 med bedre og høyere fasthetsegenskaper også i sveisepåvirkede

Produkt	Legering	Tilstand
Plater	EN AW-5052	0 / H111 H22 / H32 H24 / H34
	EN AW-5454	0 / H111 H22 / H32 H24 / H34
	EN AW-5083	0 / H111 H22 / H32 H24 / H34
	EN AW-6082	T6
Profiler	EN AW-6005A	T4 T6
	EN AW-6063	T4 T6
	EN AW-6082	T4 T6

Tabell 34: Legering og tilstand

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 224
--	--	--------------------------------------

områder. Korrosjonsmotstanden er høy og sveisbarheten god.

Støpte legeringer tillates bare benyttet i spesielle tilfeller etter godkjenning av Vegdirektoratet.

### 5.6.2.2 Sveisetilsettmaterialer

Det skal benyttes sveisetilsettmateriale EN AW-5183. Andre materialer kan benyttes, men valget må da godkjennes av Vegdirektoratet.

### 5.6.2.3 Skrueforbindelser

Skruer og muttere skal være i syrefast stål, kvalitet A4 (ISO). I tørre områder kan varmforsinkede skruer og muttere benyttes etter Vegdirektoratets godkjenning.

Skrudde forbindelser mellom aluminium og andre materialer skal beskyttes slik at galvanisk korrosjon hindres. Beskyttelse velges etter tab. 35.

## 5.6.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

### 5.6.3.1 Generelt

Dimensjonerende lastvirkninger i alle grensetilstander skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien.

Ved beregning av tverrsnittsdata for statiske analyser skal det benyttes effektive bredder der effekt av 'shear lag' er ivaretatt. Effektive bredder kan beregnes som angitt for stålkonstruksjoner i ENV 1993-1-5, pkt. 2.1, eller etter tilsvarende regelverk.

### 5.6.3.2 Reduksjon for varmpåvirket sone

Det skal tas hensyn til reduksjon av fasthet i varmpåvirket sone. Dersom ikke nøyaktigere beregningsmetode anvendes, kan dette gjøres ved å innføre et redusert effektivt tverrsnitt i varmpåvirket sone ved beregning av global lastvirkning for konstruksjoner med sveiser parallelt globale hovedspenninger.

### 5.6.3.3 Dynamisk lastvirkning


Dynamiske effekter fra bevegelig trafikklast og fra naturlaster skal dokumenteres etter anerkjente metoder både i brudd- og bruksgrensetilstanden.

	Aluminium mot karbonstål	Aluminium mot rustfritt stål	Aluminium mot aluminium
Neddykket tilstand	Neoprenpakning mellom aluminium og karbonstål, skruer av syrefast stål (A4), nylonhylser med krage i skruehullene, tetningsmasse rundt sammenføyningen.	Neoprenpakning mellom aluminium og rustfritt stål, skruer av syrefast stål (A4), nylonhylser med krage i skruehullene, tetningsmasse rundt sammenføyningen.	Skruer av syrefast stål (A4), nylonhylser med krage i skruehullene, tetningsmasse rundt sammenføyningen.
Saltholdig atmosfære	Neoprenpakning mellom aluminium og karbonstål, skruer av syrefast stål (A4); eller syrefast plate mellom karbonstål og aluminium, skruer av syrefast stål (A4). Tetningsmasse rundt sammenføyningen etter nærmere vurdering.	Skruer av syrefast stål (A4). Tetningsmasse rundt sammenføyningen etter nærmere vurdering.	Skruer av syrefast stål (A4). Tetningsmasse rundt sammenføyningen etter nærmere vurdering.
Tørt miljø	Bruk av syrefaste eller varmforsinkede skruer.	Bruk av syrefaste eller varmforsinkede skruer.	Bruk av syrefaste eller varmforsinkede skruer.

Tabell 35: Valg av skruetype og beskyttelse

Antatte verdier for demping skal samsvare med lastvirkningen. Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan aluminiumkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdemping tilsvarende et dempingsforhold i området 0,005–0,008 (0,5–0,8 %).

Dersom andre dempingskilder som demping fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk demping medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 226</p>
--	---	--

## 5.6.4 DIMENSJONERING

### 5.6.4.1 Generelt

**5.6.4.1.1** For materialfaktorer i bruddgrensetilstand benyttes følgende verdier (ENV 1999-1-1, pkt. 5.1.1 og 6.1.1):

Kapasitet av tverrsnitt:  $\gamma_{M1} = 1,10$

Kapasitet av element med hensyn til knekking:  $\gamma_{M1} = 1,10$

Kapasitet av nettotverrsnitt ved skruehull:  $\gamma_{M2} = 1,25$

Kapasitet av skrueforbindelser:  $\gamma_{Mb} = 1,25$

Kapasitet av sveiseforbindelser:  $\gamma_{Mw} = 1,25$

Materialfaktor i bruksgrensetilstand:  $\gamma_M = 1,0$   
(ENV 1999-1-1, pkt. 2.3.4).

Materialfaktor i ulykkesgrensetilstand:  $\gamma_M = 1,0$ .

Materialfaktor i utmattingsgrensetilstand:  $\gamma_{Mf} = 1,0$   
(ENV 1999-2, pkt. 5.2.1).


**5.6.4.1.2** Ved dimensjoneringen skal det tas hensyn til effekt av 'shear lag'. Effekt av 'shear lag' kan beregnes som angitt for stålkonstruksjoner i ENV 1993-1-5, pkt. 3, eller etter tilsvarende regelverk.

**5.6.4.1.3** Alle forbindelser i bærende konstruksjoner skal utføres enten som sveiseforbindelser eller som skrueforbindelser. Sammenføyning ved bruk av nagler eller liming er ikke tillatt.

Skrueforbindelser i hovedbæreelement, samt alle skrueforbindelser som er påkjent av lastvirkninger med vekslende retning, skal utføres med skruer i tilpassede hull. Kapasitet av skrueforbindelser regnet som friksjonsforbindelse tillates ikke utnyttet.

Fordeling av krefter og momenter i forbindelser skal regnes etter elastisitetsteori.

**5.6.4.1.4** Vedrørende fasthetsreduksjon og konstruktiv utforming ved bruk av sveiseforbindelser, kfr. pkt. [5.6.5.3.1](#) (s. [228](#)).

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 227</p>
--	---	--

#### 5.6.4.2 Bruddgrensetilstanden

Tverrsnittskapasitet skal baseres på elastisk spenningsfordeling, dvs. hel eller delvis plastifisering tillates ikke benyttet.

Jevnføringsspenning skal i alle punkt utom varmpåvirkede soner tilfredsstillende  $\sigma_j \leq f_o/\gamma_{M1}$ , i varmpåvirkede soner  $\sigma_j \leq \rho_{haz} f_o/\gamma_{M1}$ .

#### 5.6.4.3 Bruksgrensetilstanden

**5.6.4.3.1** Overkritiske spenningsområder tillates ikke i livplater i bruksgrensetilstanden, kombinasjon *b*, se Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.2.3 (s. 153). Kombinasjonsfaktoren  $\psi_1$  for trafikklast settes lik 0,8. Kontroll kan gjennomføres etter reglene i NS 3471, pkt. 5.8, eller etter tilsvarende regelverk.

**5.6.4.3.2** Nødvendig overhøyde for aluminiumkonstruksjonen kan dersom ikke mer nøyaktige beregninger utføres, beregnes etter Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.2.3 (s. 153), kombinasjon *c*. Kombinasjonsfaktoren  $\psi_2$  for variable laster settes normalt lik 0 hvis ikke andre verdier kan begrunnes som mer representativt for det tilfellet som betraktes.

Dersom utilsiktede permanente nedbøyninger kan føre til skjemmende linjeføring, bør det vurderes å korrigere de beregnede overhøyder skjønnsmessig.

#### 5.6.4.4 Ulykkesgrensetilstanden

Tverrsnittskapasitet basert på hel eller delvis plastifisering av tverrsnittet tillates benyttet, forutsatt at kravet til aktuell tverrsnittsklasse er tilfredsstillende.


#### 5.6.4.5 Utmattingsgrensetilstanden

Det tillates ikke benyttet metode for påvisning av tverrsnittskapasitet som aksepterer sprekkvekst (ENV 1999-2, pkt. 2.3 Damage Tolerant Design).

### 5.6.5 FABRIKASJONS- OG KONSTRUKSJONSREGLER

#### 5.6.5.1 Generelt

**5.6.5.1.1** Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for en lastsituasjon med alle permanente laster, kfr. pkt. 5.6.4.3.2.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 228
--	--	--------------------------------------

**5.6.5.1.2** Det skal legges vekt på vedlikeholdsvennlige konstruksjoner. Alle konstruksjonsdeler skal utføres med sikte på god og hensiktsmessig vannavrenning. Detaljer utformes slik at vannlommer ikke oppstår. Det skal være god tilgjengelighet for inspeksjon og vedlikehold til alle eksponerte flater.

**5.6.5.1.3** Mindre hulrom som f.eks. hulprofiler, skal utføres enten lufttette eller åpne/drenerte. Større hulrom som f.eks. brukasse, med tilnærmet tett utførelse skal være drenert i alle lavpunkt.

**5.6.5.1.4** Vedrørende forbindelser, kfr. pkt. [5.6.4.1.3](#) (s. [226](#)).

## **5.6.5.2 Overbygning**

**5.6.5.2.1** Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg avfases den tykkeste del med maksimal helning 1:5. Overgang i flenstykkelser bør generelt legges til flensens ytterside for å unngå endringer i steghøyden. Ved breddeendringer av flens avfases den bredeste del med maksimal helning 1:10.

**5.6.5.2.2** Det tillates ikke benyttet bjelker med steg av korrugerte plater, med mindre det gis spesiell godkjenning fra Vegdirektoratet.

## **5.6.5.3 Sveising**

**5.6.5.3.1** For de mest vanlige legeringer og tilstander blir fastheten i grunnmaterialet redusert ved sveising. Videre vil konstruksjonenes duktilitet bli redusert ved innsveising av f.eks. tverrammer eller tverrstivere. I bærende konstruksjoner skal det derfor tilstrebes at sveisene er mest mulig parallelle med de ugunstigste hovedspenningene og at sveisemengden på tvers reduseres mest mulig. Det bør også tilstrebes at sveisene blir plassert utenfor de mest påkjente områdene. Bestemmelsene gjelder også for fastsveiste deler, både lastbærende og ikke lastbærende.

Der anvisningene gitt foran vanskelig kan tilfredsstilles, skal det vurderes å bruke legeringer i 0-tilstanden eller i tilstand T4.

**5.6.5.3.2** Alle sveiseforbindelser gis kontrollklasse som vist i tab. [36](#). Kontrollklassene er iht. ENV 1999-1-1, pkt. 7.5.6.3 og ENV 1999-2, pkt. 6.1. I tillegg er spesielle forhold tatt inn.

Kontrollklasse skal angis på tegningene som spesifisert i tab. [37](#).




Tabell 36: Valg av kontrollklasse for sveiseforbindelser

Kontroll-klasse	Beskrivelse
B (Utmattning)	<p><i>Omfatter:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Utmattingspåkjente sveiseforbindelser. Kontrollklasse B inndeles i følgende 5 utmattingsklasser (ENV 1999-2, pkt. 6.1): Fat 62, Fat 49, Fat 39, Fat 31 og Fat 25.</li> </ul> <p><i>Spesielle forhold:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Sveiseforbindelser hvor dimensjonerende lastvirkning i bruddgrensetilstand overstiger 2/3 av dimensjonerende kapasitet for sveiseforbindelsen eller konstruksjonsdelen, plasseres i klasse Fat 25 dersom utmattingskontroll ikke krever høyere klasse.</li> <li>– Montasjeskjøter plasseres i klasse minimum Fat 25. Dersom skjøten er utmattingspåkjent, skal den plasseres én utmattingsklasse høyere enn beregnet nødvendig.</li> <li>– Løfteører og deres innfestinger plasseres i klasse Fat 25.</li> </ul>
C (Normal)	<p><i>Omfatter:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Utmattingspåkjente sveiseforbindelser der utmattingskriteriet tilfredsstilles ved klasse Normal (ENV 1999-2, pkt. 6.1) eller lavere.</li> <li>– Sveiseforbindelser hvor dimensjonerende lastvirkning i bruddgrensetilstand overstiger 1/3 av dimensjonerende kapasitet for sveiseforbindelsen eller konstruksjonsdelen.</li> </ul>
D (Minimum)	<p><i>Omfatter:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– Ikke utmattingspåkjente sveiseforbindelser.</li> <li>– Sveiseforbindelser hvor dimensjonerende lastvirkning i bruddgrensetilstand ikke overstiger 1/3 av dimensjonerende kapasitet for sveiseforbindelsen eller konstruksjonsdelen.</li> </ul>

Kontroll-klasse	Angivelse på tegning
B	Utmattingsklasse Fat 62, Fat 49, Fat 39, Fat 31 eller Fat 25 med symboler som angitt i ENV 1999-2, pkt. 6.2
C	Ingen angivelse
D	Kontrollklasse D

Tabell 37: Angivelse av kontrollklasse på tegning

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 230</p>
--	---	---

**5.6.5.3.3** Avbrutt ('intermittent') sveis tillates normalt ikke for brukonstruksjoner. Avbrutt sveis kan likevel tillates for lite påkjente sveiser i tørre miljø.

**5.6.5.3.4** Ved plateskjøter tillates ikke delvis gjennombrente buttsveiser.

**5.6.5.3.5** Sveiser som er viktige for bæringen, skal være plassert slik at de senere kan inspiseres, og det skal være muligheter for reparasjoner.

**5.6.5.3.6** Den prosjekterende skal vise på fabrikkasjonstegningene de områdene hvor det kan legges midlertidige sveiser. Utenfor disse områdene er det ikke tillatt å tilføre varme til konstruksjonen.

## **5.6.6 KORROSJONSHINDRENDE TILTAK**

### **5.6.6.1 Generelt**

De aluminiumlegeringer som er listet opp i dette regelverket, kan normalt stå uten korrosjonsbeskyttelse.


Dersom en aluminiumkonstruksjon skal males, er det vanligvis av estetiske årsaker, eller fordi konstruksjonen helt eller delvis står under vann.

### **5.6.6.2 Konstruksjoner i luft**

**5.6.6.2.1** Detaljer må utformes slik at det ikke samles opp stillestående vann. Dersom dette ikke kan unngås, må detaljen dreneres. Videre må spalter som kan fylles med vann, unngås eller tettes med sveis eller fugemasse.

**5.6.6.2.2** Sammenføyning mellom aluminium og andre materialer må isoleres med et ikke-elektrisk ledende materiale. Tiltak ved skrueforbindelser framgår av tab. 35 (s. 225).

**5.6.6.2.3** Ubeskyttet aluminium må ikke konstant være i kontakt med stoffer med  $\text{pH} < 4,0$  eller  $\text{pH} > 9,0$ .

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.6 ALUMINIUMKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 231
--	--	--------------------------------------


### 5.6.6.3 Konstruksjoner i vann

**5.6.6.3.1** Ved permanent neddykkede aluminiumkonstruksjoner skal behovet for katodisk beskyttelse vurderes i hvert enkelt tilfelle, se pkt. [5.3.7.9](#) (s. [194](#)). Dybdekravet i pkt. [5.3.7.9](#) gjelder ikke for aluminiumkonstruksjoner. Dersom alternativet med påtrykt strøm er aktuelt, skal El-tilsynet, Kystverket, aktuell havnemyndighet og eiere av eventuelle sjøkabler i området, samt Vegdirektoratet forespørres. Risiko og konsekvens av lekkstrøm skal da vurderes. Systemer med påtrykt strøm skal ikke anvendes i lukkede rom. Vegdirektoratet gir endelig teknisk godkjenning av konstruksjonen.

**5.6.6.3.2** Sammenføyninger mellom aluminium og andre elektrisk ledende materialer under vann skal være fullstendig elektrisk isolert fra hverandre for å unngå galvanisk korrosjon. Normalt brukes et isolerende lag mellom materialene og elektrisk ikke-ledende hylser og pakninger sammen med skruer av A4 kvalitet, kfr. tab. [35](#) (s. [225](#)).

### 5.6.6.4 Aluminium innstøpt i betong

Aluminium som skal støpes inn i betong, skal beskyttes med et egnet tett belegg.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.7 STEIN- OG BLOKKMURKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 232
--	---	--------------------------------------

## 5.7 STEIN- OG BLOKKMURKONSTRUKSJONER

### 5.7.1 INNLEDNING

#### 5.7.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)).

#### 5.7.1.2 Henvisninger

Steinhvelvbruer er behandlet under avs. [6.4](#) (s. [274](#)).

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer vises til håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.8 KONSTRUKSJONER I PLAST, POLYSTYREN, ETC.	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 233
--	---	--------------------------------------

## 5.8 KONSTRUKSJONER I PLAST, POLYSTYREN OG ANDRE KUNSTSTOFF

### 5.8.1 INNLEDNING

#### 5.8.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki


Det vises til Prosjekteringsreglens pkt. [1.1.2](#) (s. 24) og pkt. [1.4.2](#) (s. 38).

#### 5.8.1.2 Henvisninger

For bærende konstruksjoner i plast, polystyren eller andre kunststoffer vises det til dimensjonerings- og konstruksjonsregler for det enkelte prosjekt.

#### 5.8.1.3 Ekspandert eller ekstrudert polystyren i lett fylling

For ekspandert eller ekstrudert polystyren som benyttes til lett fylling, erstatning for støttemur, og til frostisolering vises det til håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skrån timer, samt håndbok 018 Vegbygging. Særskilte miljøkrav gjelder for tilvirkning av ekspandert og ekstrudert polystyren.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 234
--	---	--------------------------------------

## 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN

### 5.9.1 INNLEDNING

#### 5.9.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av konstruksjoner i grunnen som fundamenter, landkar, støttemurer og forankringskonstruksjoner. Slike konstruksjoner skal også, avhengig av det konstruksjonsmaterialet som benyttes, oppfylle bestemmelsene i avsnittene [5.3](#)–[5.8](#).

#### 5.9.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)). I tillegg henvises til NVEs publikasjoner: Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer i stein (utgitt 2009), og Vassdragshåndboka (Tapir Forlag, 1998, under revisjon).

### 5.9.2 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

**5.9.2.1** Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes kap. [4](#) (s. [137](#) f.). Det skal tas hensyn til at dimensjonerende lastvirkning for konstruksjoner i grunnen kan være forskjellig fra det som gjelder for konstruksjonen for øvrig. Dimensjonerende lastvirkning skal inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelle påhengslaster.


**5.9.2.2** For kontroll av sikkerhet mot velting vises til pkt. [4.3.2.2.2](#) (s. [152](#)).

### 5.9.3 DIREKTE FUNDAMENTERING

**5.9.3.1** Krav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av fundamentkonstruksjoner i betong er gitt under avs. [5.3](#) (s. [167](#) f.). Grunnens materialparametre og grunnvannstand/poretrykksforhold forutsettes bestemt som del av forundersøkelsene for prosjekteringen. Vurdering av mulig dimensjonerende bæreevne kan inngå som en del av forundersøkelsene.

**5.9.3.2** Merk de begrensninger som er satt under avs. [5.9.7](#) (s. [248](#) f.), mht. andel av nødvendig kapasitet som kan opptas av forspente bergankre og bergbolter.

**5.9.3.3** I tillegg til etterfølgende kontroller skal ved direkte fundamentering også sikkerhet mot velting kontrolleres i bruddgrensetilstanden som angitt i pkt. [4.3.2.2.2](#) (s. [152](#)).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 235
--	---	--------------------------------------

**5.9.3.4** Ved direkte fundamentering skal følgende betingelse være oppfylt i underkant fundament i bruksgrensetilstanden, kombinasjon  $b$ , Prosjekteringsreglenes pkt. 4.3.2.3 (s. 153):

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{h/3}\right)^2} \leq 1$$

hvor:

$e_x$  =  $M_x / (N + S)$  – lasteksentrisitet i bruas lengderetning

$e_y$  =  $M_y / (N + S)$  – lasteksentrisitet i bruas tverretning

$b$  – fundamentets dimensjon i bruas lengderetning

$h$  – fundamentets dimensjon i bruas tverretning

$S$  – kraft i oppspente, sentrisk plasserte bergankere

For fundamenter med eksentrisk plasserte, oppspente bergankere innføres momentene  $M_x$  og  $M_y$  som summen av ytre momenter og momenter fra oppspenning regnet om fundamentsentrum.

**5.9.3.5** Ved direkte fundamentering beregnes fundamentets dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden  $\sigma_g$  som:

$$\sigma_g = \frac{N + S}{4(b/2 - e_x)(h/2 - e_y)} \leq f_g$$


hvor nye symboler i forhold til pkt. 5.9.3.4, er:

$f_g$  – grunnens dimensjonerende bæreevne for bruddgrensetilstanden iht. håndbok 016 eller tilsvarende

$N + S$  – dimensjonerende vertikallast

Formelen for  $\sigma_g$  forutsetter konstant grunntrykksfordeling over en rektangulær flate med sidekanter lik  $(b - 2e_x)$  og  $(h - 2e_y)$ .

For eksentrisk plasserte, oppspente bergankere kan samme formel benyttes, men momentene  $M_x$  og  $M_y$  innføres i beregningen som spesifisert i pkt. 5.9.3.4. Alternativt kan kontrollen utføres etter de prinsipper som er gitt i NS 3473 for konstruksjoner med spennarmering uten kontinuerlig heftforbindelse. Ved beregning

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 236</p>
--	--	--

av kapasitet kan kraften i bergankerne beregnes på grunnlag av en antatt deformasjonstilstand av fundamentets underside. Økning av ytre momenter som følge av konstruksjonens utbøyning skal tas hensyn til.

Dimensjonerende bæreevne for berg kan bestemmes på grunnlag av representative fasthetsverdier gitt i Statens vegvesens håndbok 016, fig. 10.19. Materialfaktoren settes lik 2,0.

Dimensjonerende bæreevne for løsmasser er funksjon også av den dimensjonerende skjærkraft ('horisontalkraften') i fugen.

**5.9.3.6** Ved direkte fundamentering på berg utføres kontroll mot glidning av fundamentet i bruddgrensetilstanden etter følgende formel:

$$\sqrt{V_x^2 + V_y^2} \leq \mu (N + S)$$

hvor nye symboler i forhold til pkt. [5.9.3.4](#) og [5.9.3.5](#), er:

- $V_x$  – dimensjonerende skjærkraft i fugen i bruas tverretning
- $V_y$  – dimensjonerende skjærkraft i fugen i bruas lengderetning
- $\mu$  – friksjonskoeffisient fundament/berg


Antatt friksjonskoeffisient skal dokumenteres i det enkelte tilfelle. Normalt regnes  $\mu = 1,0$ .

**5.9.3.7** Setninger skal beregnes i bruksgrensetilstanden etter anerkjente metoder. Bruas overbygning skal prosjekteres slik at den minst tåler differansesetninger på inntil 50 mm mellom nabofundamenter. Ved beregningsmessig større setninger skal spesielle tiltak vurderes, f.eks. fundamentering på peler. Hvis det beregningsmessig viser seg å være fare for differansesetninger, skal det velges lager mellom over- og underbygning i aktuelle akser, se Prosjekteringsreglene avsn. [5.11.2](#) (s. 258 f.).

**5.9.3.8** Erosjonsfare skal vurderes, og tilstrekkelig erosjonssikring for ekstrem flom/strøm skal etableres. Det bør vurderes/foretrekkes å fundamenter på peler for å redusere/unngå konsekvensene av erosjon.

**5.9.3.9** Ved direkte fundamentering på berg skal det sprenge en tilnærmet horisontal bergfot, kfr. pkt. [5.3.7.2.1](#) (s. 187).



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 237
--	---	--------------------------------------

## 5.9.4 PELER OG PELEFUNDAMENTER

### 5.9.4.1 Generelt

**5.9.4.1.1** Avs. 5.9.4.1 inneholder generelle bestemmelser som gjelder for alle typer peler og pelefundamenter.

Tilleggsbestemmelser for frittstående pelegrupper i vann er gitt under avs. 5.9.5 (s. 241 f.). Bestemmelsene under avs. 5.9.5 gjelder foran de generelle under avs. 5.9.4.

Krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av betongfundament for peler er gitt under avs. 5.3 (s. 167 f.). Stålkonstruksjoner dimensjoneres i overensstemmelse med avs. 5.4 (s. 197 f.).

**5.9.4.1.2** Peler og pelegrupper skal dimensjoneres i overensstemmelse med Peleveiledningen 2005, utgitt av Norsk Geoteknisk Forening, samt bestemmelsene i under avsnittene 5.9.4 og 5.9.5.


Rammekriterier skal utarbeides av geotekniker. Påkjenningen på pelene og pelespissen under ramming og stoppslagning kan bli større enn under statisk belastning, og dermed være dimensjonerende.

Pelene som bygningsteknisk element skal dimensjoneres iht. aktuell Norsk Standard for prosjektering. Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter multiplisert med reduksjonsfaktoren  $f_a$ .

**5.9.4.1.3** Reduksjonsfaktoren  $f_a$  skal velges ut fra en spesifikk vurdering av forhold angitt i Peleveiledningen 2005, avs. 1.5.3, samt eventuelle andre forhold som har betydning for pelens kapasitet, herunder usikkerhet i regnemodeller som ikke er dekket av andre faktorer. Valg av reduksjonsfaktor skal begrunnes.

Dersom forutsetningene for valgt reduksjonsfaktor er endret etter utførelsen av pelearbeidene, skal det gjennomføres ny dimensjonering med revurdert reduksjonsfaktor.

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler gjelder spesielle regler for bestemmelse av reduksjonsfaktoren, se pkt. 5.9.5.5 (s. 244).

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 238</p>
--	--	--

**5.9.4.1.4** Ved prosjekteringen skal det tas hensyn til at pelers og pelegruppers form og beliggenhet vil kunne avvike fra det teoretiske. Disse toleransegrensene skal angis på arbeidstegningene. Dersom utførte peler eller pelegrupper etter innmåling har avvik utover toleransegrensene, skal det ved ny beregning kontrolleres om pelefundamentene har tilstrekkelig kapasitet. Dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig, skal nødvendig tiltak treffes, som f.eks. at ekstra peler rammes, og/eller at pelehodet utvides.

**5.9.4.1.5** I hvert enkelt tilfelle skal det vurderes om setning og/eller skjevsetning av pelegruppen er aktuelt lasttilfelle. Eventuell påhengslast fra jord er permanent last med lastfaktor lik 1,0 i alle grensetilstander, men regnes bare med dersom lastvirkningen er ugunstig.


Egenlast av pel, korrigert for oppdrift, regnes som last på pel.

Ved bruk av peler som ikke rammes til berg/meget fast grunn ('svevende peler'), skal bruas overbygning utformes og dimensjoneres slik at den tåler inntil 50 mm differansesetning mellom nabofundamenter. Hvis det beregningsmessig viser seg å være fare for differansesetninger, skal det velges lager mellom over- og underbygning i aktuelle akser, se Prosjekteringsreglene avs. 5.11.2 (s. 258 f.).

**5.9.4.1.6** I bruks- og utmattingsgrensetilstanden tillates ikke strekk i de deler av en pel som bidrar til pelens geotekniske bæreevne i løsmasser eller i forankring i berg.

I brudd- og ulykkesgrensetilstanden regnes en pel ikke å ha bæreevne i løsmasser eller i forankring i berg for strekk forårsaket av langtidslaster (lastvirkning beregnet ved pelespiss, dvs. inkludert neddykket tyngde av pel). Med langtidslaster menes i denne sammenheng permanente laster i kombinasjon med temperaturlaster, samt sykliske laster og eventuelle andre laster med varighet over én time. Dersom beregningsmessig strekk opptrer ved pelespiss, skal pelegruppen beregnes uten disse pelenes medvirkning.

I brudd- og ulykkesgrensetilstand, for lastkombinasjoner hvor kortvarige laster gir strekk i pelene, kan bæreevnen for strekklast bestemmes som angitt i det etterfølgende. Med kortvarige laster menes i denne sammenheng alle laster som ikke er definert som langtidslaster i foranstående avsnitt, eksempelvis trafikk, påkjørsel og skipsstøt etc.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 239
--	---	--------------------------------------

Peler i løsmasser:

- Karakteristisk bæreevne på strekk beregnes som for sidefriksjon ved trykk ifølge Peleveiledningen 2005 avs. 4.2.1 (friksjonsjord) og 4.2.2 (kohesjonsjord). I begge tilfeller anvendes den først angitte metoden i nevnte avsnitt.
- Ved mellomjordarter gjelder den lavest beregnede bæreevnen etter avs. 4.2.1 og 4.2.2
- Pelens neddykkede (effektive) tyngde kan medregnes ved bestemmelse av bæreevnen.
- For bestemmelse av dimensjonerende bæreevne på strekk benyttes en ekvivalent partialfaktor  $\gamma_R$  lik 3,0 i bruddgrensetilstand og 2,0 i ulykkesgrensetilstand.
- Kravene til ekvivalent partialfaktor kan fravikes etter særskilt vurdering.


Peler med forankring i berg:

- Dimensjonerende bæreevne på strekk beregnes etter prinsippene i Statens vegvesens internrapport 2374 for peler med helning inntil 5:1.
- For peler med helning større enn 5:1 må medvirkende bergvolum vurderes særskilt i det enkelte tilfelle.
- Dimensjonerende bæreevne begrenses tilsvarende maksimalt 4 meter innstøpingslengde.

For begge peletyper gjelder:

- Dersom representative data fra prøvebelastning foreligger, kan bæreevnen etter særskilt vurdering bestemmes på grunnlag av prøvedata.
- Det kan ikke regnes bidrag fra både løsmasser og forankring i berg i samvirke.
- Sykliske laster som gir vekslende mellom strekk og trykk, tillates ikke.
- Peler skal dokumenteres eller kontrollregnes med hensyn til strekkkapasitet i peleskjøt.

Pelegrupper hvor det beregningsmessig opptrer strekk, skal kontrollregnes med alle pelene fullt virksomme på trykk og strekk.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 240
--	---	--------------------------------------

**5.9.4.1.7** Generelt gjelder at parametre for jordstøtte skal fastlegges slik at lastvirkninger ligger til sikker side. Støtte fra jord mot pel kan beregnes ved å modellere sidestøtte og aksial opplagring som fjærer, eventuelt ved hjelp av dataprogrammer spesielt utviklet for formålet. Ved beregning av sidestøtte fra jord skal det tas hensyn til eventuell fare for erosjon av løsmassene, samt eventuell fare for redusert sidestøtte på grunn av boreteknikk i løsmassene.

**5.9.4.1.8** Stålpeler skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller rusttillegg.

**5.9.4.1.9** Strekkforankringer for peler med bolter, stag, lisser etc. i berg tillates normalt ikke.

#### **5.9.4.2 Stålrørspeler**

**5.9.4.2.1** I tillegg til bestemmelsene i det etterfølgende gjelder også relevante bestemmelser under foranstående avs. [5.9.4.1](#) for stålrørspeler.


**5.9.4.2.2** Stålrørets bidrag skal ses bort fra ved kontroll av peletverrsnittets kapasitet. Dersom den nederste delen av stålrøret ligger dypt i grunnen, og i egnede masser, vil bidrag fra stålrøret kunne medtas i dette området, dersom det kan dokumenteres at korrosjonshastigheten her vil være liten. Dette må avtales med Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle.

**5.9.4.2.3** Stålrøret skal regnes med ved beregning av stivhet dersom større stivhet gir ugunstigere lastvirkninger.

**5.9.4.2.4** Laveste tillatte fasthetsklasse for betong er B35. I samsvar med kravene til frostbestandighet for betong i håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 84.4, kan luftinnføring sløyfes under frostfri dybde.

**5.9.4.2.5** Armeringen skal ikke ha strømledende kontakt med stålrøret, heller ikke i bunnen og toppen av røret. Avstandsklosser som sikrer overdekningen skal derfor være av ikke-ledende materiale.

Minimumsarmering bestemmes iht. NS 3473, pkt. 18.4.2. For del av friksjonsspel i jord med ubetydelig bøyemoment, kan likevel armeringsmengden reduseres til minimum  $0,005 A_c$ , forutsatt at lastvirkningene gir mulighet for slik reduksjon.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 241</p>
--	--	--

Minimumsarmeringen skal være jevnt fordelt rundt omkretsen, og pelen skal armeres over hele lengden. Buntet lengdearmering kan maksimalt bestå av 2 armeringsstenger. I skjøtesone tillates 3 stenger i hver bunt. Fri avstand mellom armeringsstenger eller mellom bunter skal ikke være mindre enn 80 mm. Ved vurdering av fri avstand skal armeringens reelle byggemål legges til grunn.

Det skal kontrolleres at armering i fundamentplate kan plasseres som forutsatt hvor denne armeringen krysser oppstikkende armering fra pelene.

**5.9.4.2.6** Utstøping av stålrørspeler skal som hovedregel utføres som tørrstøp. Det bør benyttes rørstøp.

Når det er hensiktsmessig, f.eks. pga. vannlekkasje inn i pelen eller pga. oppdriftskrefter som er vanskelig å motvirke, kan stålrørspeler utstøpes ved undervannstøp. I så fall skal minimum de nederste 3 m av pelen utstøpes med AUV-betong. Det benyttes dykket rørstøp, fortrinnsvis med betongpumpe.


**5.9.4.2.7** Bruksgrensetilstanden kontrolleres ifølge Prosjekteringsreglens pkt. [4.3.2.3](#) (s. 153).

## **5.9.5 FRITTSTÅENDE PELEGRUPPER I VANN MED UTSTØPTE STÅLRØRSPELER**

### **5.9.5.1 Generelt**

Avs. [5.9.5](#) inneholder bestemmelser som gjelder for frittstående pelegrupper i vann hvor pelene utføres som utstøpte stålrørspeler og hvor en betydelig del av pelene er uten sidestøtte fra jord. Bestemmelsene dekker spesielt fundamenter hvor pelelengder og grunnforhold gir stor slankhet, og for øvrig pelefundamenter med følsomhet for avvik i beregningsforutsetningene. Bestemmelsene forutsetter at pelene i gruppa har samme diameter og samme, konstante armering over effektiv fri lengde (lengde uten vesentlig sidestøtte fra jord). Dersom ikke strengere krav er framsatt under dette avsnitt, gjelder bestemmelsene under avs. [5.9.4](#).

Avs. [5.9.4](#) dekker generelt pelefundamenter hvor pelene i sin helhet befinner seg i grunnen og derved vanligvis vil være avstivet mot knekning. For mellomliggende tilfeller som ikke naturlig dekkes verken av avs. [5.9.4](#) eller [5.9.5](#), kan det med utgangspunkt i disse to avsnittene utarbeides modifiserte prosjekteringsgrunnlag.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 242
--	---	--------------------------------------

Prosjekteringsgrunnlaget skal i så fall i hvert enkelt tilfelle på forhånd godkjennes av Vegdirektoratet.

Pelegruppe er i denne forbindelse definert som et delsystem av hele brukonstruksjonen og omfatter generelt pilar, fundamentplate og peler.

Pelene kan være spissbærende til berg eller friksjonspeler i løsmasse. En pelegruppe kan bestå av én eller flere peler. Som hovedregel skal en romlig pelegruppe bestå av minimum 8 peler. Peler med peletoppene på samme akse oppfattes i dette tilfellet som plan pelegruppe selv med skråpeler ut av vertikalplanet gjennom aksene.

### 5.9.5.2 Statisk modell

Statisk modell for pelegruppa kan inngå i modell for hele brukonstruksjonen. Eventuelt kan konstruksjonen deles i delsystemer. Ved deling av konstruksjonen kreves at de ulike statiske systemer er konsistente, dvs. at randbetingelser mellom de ulike deler samsvarer i de tilhørende modellene. Randbetingelser kan eventuelt velges slik at resultater ligger på sikker side.


### 5.9.5.3 Last og lastvirkning

**5.9.5.3.1** Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på lineær elastisk teori. Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori) og til ev. opprissing av betongen.

Det kan alternativt benyttes metoder som tar hensyn til ikke-lineær materialoppførsel for betong og armering og til geometrisk ikke-lineære effekter. Prosjekteringskontrollen skal dokumenteres og suppleres med overslagsberegning som bekrefter oppnådde analyseresultater.

**5.9.5.3.2** Beregningsmodell for pelegruppa skal inkludere fundamentplatens stivhet/fleksibilitet der dette er av betydning for innbyrdes lastfordeling på pelene. Ved usikkerhet velges modell for fundamentplaten som gir lastvirkningsverdier til sikker side.

**5.9.5.3.3** Lastvirkninger beregnes på grunnlag av konstruksjonens systemlinjer. Det skal tas hensyn til avvik fra tilsiktet systemgeometri i samsvar med gitte toleranser. Enkeltpel skal ikke regnes å ha mindre krumning over effektiv fri lengde enn

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 243</p>
--	--	--

svarende til pilhøyde lik  $l_e/100$  hvor  $l_e$  er pelens lokale knekk lengde i uforskyvelig ramme.

Ved kontroll mot systemkneking av pelegruppa under ett regnes pilhøyden i forhold til pelens forskjøvne lengdeakse. Formavviket for pelegruppa skal tilstrebes å samsvare med kritisk knekkform, dog slik at nevnte krav til pilhøyde er oppfylt for hver enkelt pel i gruppa. Ved tvil om hvilken knekkform som er kritisk, undersøkes et tilstrekkelig antall knekkformer.

Etter at pelene i en gruppe er rammet og innbyrdes avstivet, skal pelenes plassering, retning og helning samt formfeil registreres, og avvik i forhold til teoretisk angitt geometri beregnes. Ved beregning av avvik skal det til sikker side tas hensyn til måleunøyaktighet. Videre skal eventuell utbøyning av stålrør på grunn av vannlensing, armering og utstøping medtas dersom utbøyning gir ugunstig lastvirkning.

Kontrollregning av lastvirkningene på pelegruppa skal utføres dersom målt geometri gir avvik større enn forutsatt.

**5.9.5.3.4** Lastvirkninger skal beregnes for hele pelen inkludert del av pel i jord. Sidestøtte og spissmotstand fra jord inngår som parametere ved beregning av knekk lengder og tilleggsmomenter.

**5.9.5.3.5** For pelegrupper med mer enn 4 peler skal lastvirkninger i ulykkesgrensetilstand beregnes for en situasjon etter bortfall av enkeltpel. Den pel som tas ut av statisk modell velges slik at mest ugunstig lastvirkning på gjenværende peler oppnås. Gjenværende peler som nå får lastvirkninger som er større enn den geotekniske bæreevnen (trykk/strekk), skal også tas ut av beregningsmodellen før beregning av endelige lastvirkninger.

#### **5.9.5.4 Dimensjoneringsprinsipper**

**5.9.5.4.1** Situasjon med bortfall av pel, kfr. pkt. **5.9.5.3.5**, er en spesiell ulykkesgrensetilstand. Beregning av lastvirkninger utføres med laster, lastfaktorer og lastkombinasjoner som for bruksgrensetilstand kombinasjon *a* (pkt. **4.3.2.3**, s. **153**).

For pilar skal utilsiktet eksentrisitet antas å opptre langs den av tverrsnittets hovedakser hvor virkningen blir mest ugunstig, og samtidig med virkning av 1. og 2. ordens bøyemomenter.

For pel er utilsiktet eksentrisitet i dimensjonerende snitt ivaretatt idet virkning av formfeil og avvik i peleplassering, retning og helning medtas i beregningene.

**5.9.5.4.2** Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter for betong og armering, multiplisert med reduksjonsfaktoren  $f_a$ .

#### 5.9.5.5 Bestemmelse av reduksjonsfaktoren $f_a$

For frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler er reduksjonsfaktoren  $f_a$  gitt som et produkt av fire delfaktorer:

$$f_a = f_{a1} \cdot f_{a2} \cdot f_{a3} \cdot f_{a4}$$

Verdier for delfaktorene er gitt i tab. 38. Deres betydning er:

$f_{a1}$  – faktor avhengig av antall peler i pelegruppa.

$f_{a2}$  – faktor avhengig av om pelene i gruppa er spissbærende eller friksjonspeler.

$f_{a3}$  – faktor avhengig av konstruktive forhold knyttet til utførelse og mulighet for kontroll av betongarbeidene så som vannlensing av stålrør, armeringsarbeider samt proporsjonering, transport og utstøping av betong. Forhold som

Tabell 38: Verdier for delfaktorene til  $f_a$

Antall peler	1–2	3–4	> 4
$f_{a1}$	0,75 <sup>(A)</sup>	0,80 <sup>(A)</sup>	0,95

Bærevirkning	Spissbærende pel	Friksjonspel
$f_{a2}$	0,90	1,0


Konstruktive forhold	Dårlige	Middels	Gode
$f_{a3}$	0,80	0,85	0,90

Geotekniske forhold	Dårlige	Middels	Gode
$f_{a4}$	0,90	0,95	1,0

(A): Alternativt kan grupper med 1–4 peler beregnes med  $f_{a1} = 0,95$ . Det kreves i så fall for pelegruppa at kapasitet påvises i en situasjon etter bortfall av enkeltpel som omtalt i pkt. 5.9.5.3.5 og pkt. 5.9.5.4.1.



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 245
--	---	--------------------------------------

kan ha betydning er pelelengde, pelediameter, armeringsmengde, byggeplassens beliggenhet, klima, etc. Videre skal risiko og følsomhet for utilsiktet lastvirkning i ferdig tilstand være med i vurderingen av denne faktoren.

$f_{a4}$  – faktor knyttet til muligheten for at geotekniske forhold kan gi utilsiktede pelekrefter for eksempel på grunn av ujevne setninger. Det tenkes her på usikre geotekniske forhold som på annen måte ikke ivaretas verken ved beregning av lastvirkninger eller beregning av kapasitet. Videre vil rammetstyr og utførelse være med i vurderingen av faktoren.

### 5.9.5.6 Bruddgrensetilstand

**5.9.5.6.1** Pelens kapasitet som armert betongsøyle beregnes etter NS 3473, men med innføring av reduksjonsfaktor  $f_a$  iht. pkt. 5.9.5.4.2, og med følgende materialfaktorer for betong og armeringsstål:

- betong,  $\gamma_m = 1,40$
- armering,  $\gamma_m = 1,25$

Verdi på  $f_a$  bestemmes iht. pkt. 5.9.5.5.

**5.9.5.6.2** For beregning og dimensjonering av pelespiss vises til Peleveiledningen 2005. Dimensjonering gjennomføres med  $f_a$ -faktor som bestemmes særskilt for pelespissen i samsvar med pkt. 5.9.4.1.2 (s. 237) og Peleveiledningen. Det kan være hensiktsmessig å benytte annen  $f_a$ -faktor for dimensjonering av pelespissen enn for pelen for øvrig, kfr. Peleveiledningen avs. 6.2.7.


### 5.9.5.7 Bruksgrensetilstand

Grenseverdi for beregningsmessig karakteristisk rissvidde  $w_k$  settes lik 0,35 mm. Stålrør tas ikke med i beregningen.

### 5.9.5.8 Ulykkesgrensetilstand

Beregning av en pels kapasitet utføres som for bruddgrensetilstanden, pkt. 5.9.5.6.1, med samme reduksjonsfaktor  $f_a$ , men med følgende materialfaktorer for betong og armeringsstål:

- betong,  $\gamma_m = 1,20$
- armering,  $\gamma_m = 1,10$

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 246
--	---	--------------------------------------

Merk dessuten kravet til påvisning av kapasitet etter bortfall av enkeltpel som omtalt i pkt. 5.9.5.3.5, pkt. 5.9.5.4.1 og i kommentar (A) til tab. 38. Kravet til påvisning av kapasitet gjelder også i fundamentplate og pilar.

### 5.9.5.9 Regler for konstruksjon og utførelse

**5.9.5.9.1** For pilar, enkeltpel og pelegruppe gjelder for geometrisk slankhet  $\lambda$  og lastavhengig slankhet  $\lambda_N$ , kfr. NS 3473, pkt. 12.2.4:

$$\lambda \leq 60 \sqrt{1 + 4\omega_t}$$

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{-n_f / (1 + 4\omega_t)} \leq 45$$

Grenseverdien for geometrisk slankhet  $\lambda$  er skjerpet i forhold til NS 3473.

Ved beregning av geometrisk slankhet for pilar skal det tas hensyn til eventuell elastisk innspenning i fundamentplate.


For enkeltpel beregnes geometrisk slankhet som  $\lambda = 4l_e/D$ , hvor  $D$  er pelediametere og  $l_e$  er pelens lokale knekk lengde i uforskyvelig ramme.

For pelegruppa, som består av pilar, fundamentplate og peler, beregnes den globale ideelle knekklast ved å påføre pilaren sentrisk vertikal last i topp tilsvarende maksimal last for bruddgrensetilstanden. Det regnes med lineært elastisk materiale  $E$ . Pelene regnes med homogent betongtverrsnitt uten stålrør. Tilhørende ideell knekkspenning  $\sigma_e$  fås ved å dividere global knekklast på sum av betongareal for pelene. Den globale geometriske slankhet fås av:

$$\lambda = \pi \sqrt{E / \sigma_e}$$

Den globale slankhet kontrolleres så i henhold til kravene foran, innført  $\omega_t$  for pelen.

Dersom den globale geometriske slankhet som bestemt foran, gir verdi i intervallet ( $60\sqrt{1 + 4\omega_t} < \lambda \leq 80\sqrt{1 + 4\omega_t}$ ), kan det alternativt gjøres kontroll mot slankhetskravene basert på beregning av global ideell knekklast for pelegruppa påført kritisk lastkombinasjon for bruddgrensetilstanden, istedenfor sentrisk vertikal last. Tilhørende ideell knekkspenning  $\sigma_e$  bestemmes da som kraft i topp av mest påkjente pel ved knekklast dividert på betongarealet for pelen. Den globale geometriske slankhet bestemmes av uttrykket som før. Merk at dette alternativet i prinsippet innebærer at alle aktuelle lastkombinasjoner for bruddgrensetilstanden må undersøkes.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 247</p>
--	--	---

**5.9.5.9.2** For å unngå lokal krumning og eventuell ansamling av riss, skal stålrøret skjøtes på en slik måte at rørskjøter får minst like stor momentkapasitet som røret for øvrig.

**5.9.5.9.3** Forskyvning av skråpeler på grunn av egenlast stålrør og ubalansert vanntrykk bør forhindres ved innbyrdes avstivning av pelene. Feilplasserte peler tillates ikke trukket til teoretisk korrekt posisjon etter ferdig ramming. Eventuelle krav til rekkefølge for utførelse av vannlensing og utstøping av peler angis i beskrivelse og/eller på tegning.

**5.9.5.9.4** Dersom horisontale skjærkrefter ikke kan taes opp av løsmasser, bør fundamenttypen unngåes, dersom en ikke gir spissen en helt spesiell utforming, slik at en sikrer overføring av kreftene.

**5.9.5.9.5** Med forbindelse mellom bruoverbygning og pilar i form av glidelager i kombinasjon med slank pelegruppe, bør det anordnes sikring som i en ulykkesgrensetilstand kan hindre stor ukontrollert forskyvning av pilar.

**5.9.5.9.6** Det skal ikke foreskrives lavere fasthetsklasse enn B35 for betongen, og det skal normalt ikke prosjekteres med høyere fasthetsklasse enn B45.

**5.9.5.9.7** Pilar og fundamentplate forutsettes støpt som tørrstøp.


**5.9.5.9.8** Samlet tverrsnittsareal av lengdearmeringen i pelene skal ikke være mindre enn  $0,015 A_c$  og normalt ikke større enn  $0,030 A_c$ .

## **5.9.6 SPUNT OG SLISSEVEGGER**

**5.9.6.1** Spunt og slissevegger skal dimensjoneres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglens kap. 4 (s. 137 f.). Krav med hensyn til forankringer er gitt under avs. 5.9.7. For øvrig vises til Statens vegvesens håndbok 026, prosess 83.

**5.9.6.2** Stålspunt som inngår i den permanente konstruksjon, skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller være dimensjonert for antatt korrosjonsutvikling.

**5.9.6.3** Spunt som skal tjene som permanent støttemur, dimensjoneres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglene. Om nødvendig skal spuntveggen isoleres mot frost i bakenforliggende løsmasser.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 248
--	---	--------------------------------------

## 5.9.7 FORANKRINGER

### 5.9.7.1 Generelt

Forankringskonstruksjoner i grunnen skal prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes bestemmelser. Forankringene skal minst bestå av 2 enheter dersom annet ikke er bestemt i spesielle regler.

Vinkel  $\nu$  og medvirkende bergfigur skal velges i henhold til Statens vegvesens håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, kap. 10, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes. For øvrig vises til Statens vegvesens håndbok 026, prosess 83.

Når kabler og stag benyttes til forankringer, skal alle øvrige konstruksjonsenheter og kraftoverføringsdetaljer ha minst like stor kapasitet som kabelen/staget alene.

### 5.9.7.2 Forspente forankringer i berg eller jord

**5.9.7.2.1** Forspente forankringer skal bare regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring.

Total lengden i berg skal ikke være mindre enn 12 meter.

Det skal gjennomføres prøveoppspanning etter godkjente prosedyrer til 85 % av kabelens flytekraft for å kontrollere forankringskapasiteten. Forspente forankringer skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse. Løsningen skal godkjennes av Vegdirektoratet i hvert enkelt tilfelle.

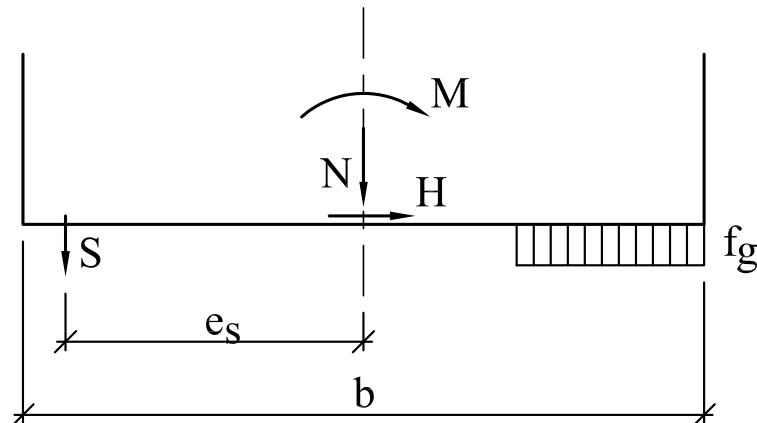
Materialfaktoren  $\gamma_{ms}$  settes lik 1,40 ved bestemmelse av forankringens kapasitet.

**5.9.7.2.2** Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergankere.

Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

I ferdigtilstand, inkl. ulykkesgrensetilstand, skal  $p$ , den relative andel av nødvendig kapasitet som kan opptas av bergankre, begrenses til følgende verdier, avhengig av muligheten for omlagring av krefter:

$$p \leq \begin{cases} 0,2 & ; \text{ingen omlagringsmulighet} \\ 0,3 & ; \text{omlagring kan finne sted} \end{cases}$$



Figur 24: Kapasitet av forankringer

For rektangulært fundament kan bergankrenes statisk nødvendig kapasitet  $S$  bestemmes fra følgende betingelser basert på énaksial bøyning (ref. fig. 24):

1) Bestemt av velting: 
$$\frac{S}{N} \frac{(1 + 2 e_s/b) N_o - 2 N - S}{N_o - N} \leq \frac{p}{1 - p}$$

2) Bestemt av glidning: 
$$\frac{S}{N} \leq \frac{p}{1 - p}$$

hvor:

$$N_o = f_g b h$$


$h$  – fundamentets dimensjon på tvers av bøyeretningen

$f_g$  – dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden (ikke større enn betongens dimensjonerende trykkfasthet)

$S$  – statisk nødvendig forankringskapasitet (ikke større enn bergankrenes dimensjonerende kapasitet)

Øvrige betegnelser, ( $b, e_s$ ), se fig. 24.

Merk at foranstående betingelser baserer seg på forholdet mellom kapasitet med og uten bergankre. Aktuell skjær- og momentbelastning inngår ikke. Betingelsen for velting er dessuten basert på antagelse om fullt utnyttet grunntrykk  $f_g$  i en rektangulær spenningsblokk både for tilstanden med og uten bergankre. Etterfølgende kontroll iht. avs. 5.9.3 (s. 234 f.) skal derfor utføres med aktuell belastning basert på statisk nødvendig kapasitet på bergankre som bestemt etter dette punkt. Bergankre som ligger i trykksonen skal da medregnes fullt i grunntrykkskontrollen etter pkt. 5.9.3.5, men for øvrig reduseres til statisk nødvendig verdi.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 250
--	---	--------------------------------------

**5.9.7.2.3** I byggetilstanden tillates forspente bergankere benyttet iht. etterfølgende regler. Nødvendig vekt av medvirkende bergfigur skal multipliseres med en faktor  $f$  avhengig av den relative andel  $p$  av nødvendig kapasitet som opptas av bergankere.

Faktoren  $f$  bestemmes slik:

$$f = \begin{cases} 1,0 & ; p \leq 0,3 \\ p/0,3 & ; 0,3 < p < 0,6 \\ 2,0 & ; p \geq 0,6 \end{cases}$$

**5.9.7.2.4** Regler for dimensjonering av hengebruforankringer er gitt under Prosjekteringsreglenes avsn. [6.2.6](#) (s. 268).

### 5.9.7.3 Motvektskasseforankringer

**5.9.7.3.1** Kapasiteten av motvektskasseforankringer beregnes etter reglene gitt under avsn. [5.9.7.2](#), men med den begrensning at inntil 20 % av nødvendig kapasitet kan opptas av forspente bergankre også i det tilfellet at omlagring av krefter kan finne sted.

**5.9.7.3.2** Antatt egenvekt av fyllmasser i ballastkasser skal dokumenteres. Se Prosjekteringsreglenes pkt. [1.3.2.4](#) (s. 37).

### 5.9.7.4 Bergbolter


**5.9.7.4.1** Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle bergbolter.

Materialfaktoren  $\gamma_{ms}$  settes lik 2,0 ved bestemmelse av bergboltene kapasitet.

Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

Alle bergbolter skal ha korrosjonsbeskyttelse som angitt i internrapport 2374. For bolter som kun regnes virksomme i byggetilstanden, kan korrosjonsbeskyttelse sløyfes.

I ferdigtilstanden tillates inntil 10 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, kan inntil 20 % av nødvendig kapasitet tillates opptatt av bergboltene.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.9 KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 251
--	---	--------------------------------------

I byggetilstanden og for ulykkesgrensetilstand i ferdigtilstanden tillates inntil 50 % av nødvendig kapasitet opptatt av bergbolter.

Kapasitet regnes som vist under avs. [5.9.7.2](#).

**5.9.7.4.2** Bergboltens forankringslengde i berg bestemmes som angitt i internrapport 2374, men skal ikke være mindre enn:

- ved tørrstøp, 60 Ø
- ved undervannsstøp, 80 Ø

der Ø er boltediameteren.

Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i NS 3473.


**5.9.7.4.3** For støttemurer, kulverter, rammer uten ledd og landkar kan bergbolter og såledimensjoner dimensjoneres i overensstemmelse med internrapport 2374, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes. Dette innebærer også at man normalt ikke trenger å kontrollere disse konstruksjonstypene for kravene i pkt. [4.3.2.2.2](#) (s. 152) og pkt. [5.9.3.4–5.9.3.5](#) (s. 235) da disse regnes ivaretatt ved dimensjonering etter internrapport 2374.

## **5.9.8 DRENERING, TILBAKEFYLLING OG EROSJONSBESKYTTELSE**

Krav med hensyn til oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser inntil kulverter, støttemurer og landkar er gitt i håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging og håndbok 100-1 Konstruksjoner i fylling, pkt. 1.3.7.

For oppbygging av filterkonstruksjoner vises det til håndbok 018 Vegbygging, kap. 5.

Når det gjelder plastring for beskyttelse mot erosjon, gir håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger veiledning. Det vises også til NVEs publikasjoner gitt under pkt. [5.9.1.2](#) (s. 234).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 252
--	---	--------------------------------------

## 5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER

### 5.10.1 INNLEDNING

#### 5.10.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis bestemmelser med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av kabler og kabelsystemer brukt som selvstendige konstruksjonselementer som for eksempel bærekabler for hengebruer, skråstag, barduner og forankringssystemer for flyte- og rørbruer. Material- og dimensjoneringskrav for slike konstruksjonselementer i annen utførelse enn kabler skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

Bestemmelsene vedrører ikke spennkabler for betongkonstruksjoner.

Krav med hensyn til beregning og konstruktiv utforming av brukonstruksjoner hvor kabler eller kabelsystemer inngår som konstruktive elementer, er gitt i Prosjekteringsreglene kap. 6 (s. 264 f.).

Krav med hensyn til beregning av forankringer i grunnen er gitt i Prosjekteringsreglene under avs. 5.9.7 (s. 248 f.).

#### 5.10.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38).

### 5.10.2 MATERIALER OG UTFØRELSE


#### 5.10.2.1 Kabler

**5.10.2.1.1** For hengebruer skal bærekabler og hengestenger leveres som spiralslåtte kabler i henhold til Statens vegvesens håndbok 122 Kabler til hengebruer; eller som kabler bygget opp av parallelle enkeltråder lagt i bunt, levert prefabrikkert eller montert sammen på stedet.

**5.10.2.1.2** Bærekabel bygges opp av en eller flere spiralslåtte kabler som legges i lukket eller åpen bunt, eller av parallelltrådkabler ordnet i lukket bunt.

Kabel i lukket bunt skal bendsles for å sikre tverrsnittsformen. Bendslingen skal utføres slik at den er vanntett og skal tjene som ekstra korrosjonsbeskyttelse. Utførelsen skal godkjennes av Vegdirektoratet.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 253</p>
--	--	--

Kabel i åpen bunt bygges opp av enkeltkabler i inntil to lag og med fri avstand mellom lagene på minst 25 mm. Når kablene ligger i flere lag, skal den fri avstand mellom enkeltkablene i samme lag ikke være mindre enn 60 mm. Når kablene ligger i ett lag, skal den fri avstand mellom kablene ikke være mindre enn 30 mm. Kabelen skal være utstyrt med tilstrekkelig antall klemmer eller lignende som hindrer at enkeltkablene slår mot hverandre i sterk vind. Kabler i åpen bunt skal være av lukket utførelse, også hvor det kun benyttes en enkelt kabel.

#### 5.10.2.1.3 Kabler for skråstag kan være:

- lukkede spiralslåtte kabler
- kabler bygget opp av parallelle tau
- kabler bygget opp av parallelle tråder

De to sistnevnte kabeltypene skal ligge i et ytre beskyttelsesrør av stål eller plast. Røret skal injiseres med godkjent injiseringsmasse, se Fib recommendation bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels (2005). Konstruksjonen skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

**5.10.2.1.4** Trådmaterialet skal være i samsvar med Statens vegvesens håndbok 122 Kabler til hengebruer, med unntak av kabler bygget opp av parallelle tau eller parallelle tråder, se pkt. [5.10.2.1.3](#) foran.

### 5.10.2.2 Kabelhoder

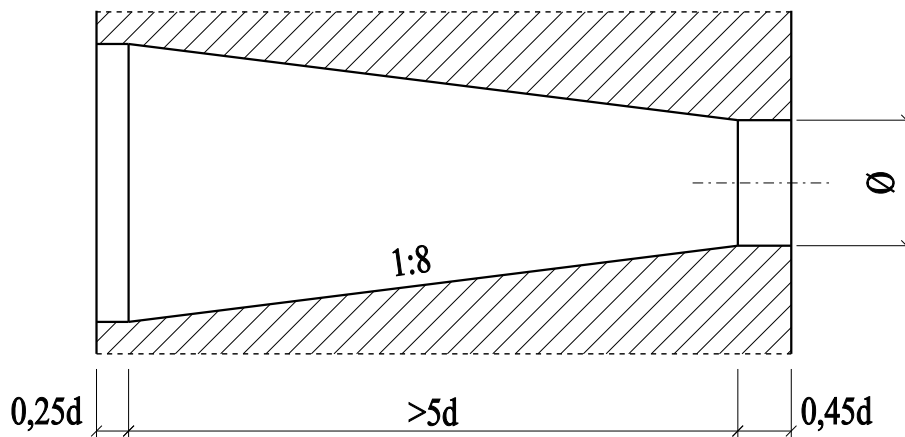
**5.10.2.2.1** Materialer til kabelhoder skal være i henhold til håndbok 122 Kabler til hengebruer.

**5.10.2.2.2** Kabelhodet skal ha et konusformet hull for innstøpning av kabelen som vist på fig. [25](#). Kabelhodets dimensjoner bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.

Hulldiameteren  $\emptyset$  kan uttrykkes ved:

$$\emptyset = k \cdot d + 6 \text{ mm}$$

der  $d$  er kabeldiameteren, og  $k$  en faktor hvis verdi bør vurderes spesielt, ev. i samarbeid med kabelprodusenten. For  $d \geq 40$  mm, bør  $k$  velges større enn 1,0.



Figur 25: Kabelhode

Konus, hull og eventuell anleggsflate for mutter skal freses til rent gods. Kabelhodene skal bestilles med de nødvendige overmål for slik fresing. Alle kanter på overflaten skal være avrundet.

### 5.10.2.3 Fasthetsegenskaper

Det vises til Statens vegvesens håndbok 122 Kabler til hengebruer.

## 5.10.3 DIMENSJONERING

### 5.10.3.1 Dimensjonerende lastvirkning

Krav til beregninger av brukonstruksjoner hvor kabel inngår som konstruksjons-element er gitt i Prosjekteringsreglene kap. 6 (s. 264 f.). For øvrig vises til Prosjekteringsreglene avs. 4.3 (s. 141 f.).

### 5.10.3.2 Bruddgrensetilstanden


Ved kontroll av bruddgrensetilstanden settes kapasitet av bærekabel, hengestenger og skråstag til:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \gamma_m}$$

hvor:

$F_{Rd}$  = kabelens dimensjonerende kapasitet

$F_{uk}$  = kabelens spesifiserte minimum bruddlast

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 255
--	---	--------------------------------------

$\gamma_m$  = materialfaktor = 1,2

### 5.10.3.3 Utmattingsgrensetilstanden

Kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal utføres etter anerkjente beregningsmetoder.

## 5.10.4 KONSTRUKSJONSKRAV

### 5.10.4.1 Generelt

**5.10.4.1.1** Kabler skal utstyres med dempere dersom dette er nødvendig for å unngå uønskede svingninger.

**5.10.4.1.2** Skråstag, hengestenger og forankringssystemer for flyte- og rørbruer skal utføres slik at det muliggjør utskifting av kabelsystemets enkelte elementer.

Kabelfestene skal utformes slik at utskiftning kan foretas.

### 5.10.4.2 Forankring av kabel i kabelhode

Utstøpningen av konus skal utføres i samsvar med prosedyre godkjent av Vegdirektoratet. Det vises til Statens vegvesens håndbok 122 Kabler til hengebruer.


### 5.10.4.3 Sadler og hengestangsfester for spiralslåtte, lukkede kabler

Hvor kablene føres over tårntopp eller kabelpilar, skal kabelen legges i kabelsadel av stål med utfrest spor som tilsvarer kabelens diameter, og som sikrer at kabelen ikke bøyes med mindre bøyeradius enn  $30 \times$  kabeldiameteren. Linjelast mellom kabel og underlag skal være max. 2,5 kN/mm. Når kabel ikke ligger i utfrest spor, skal linjelasten mellom kabel og underlag ikke overstige 1,0 kN/mm. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter eller bøyes med mindre bøyeradius på noe tidspunkt under montasje eller bruk.

Mellom hengestangbøyle (klembøyle) og kabel skal det legges inn spesielle aluminiumsføringer for å hindre at klemkraften påfører kabelen skader.

Kontroll av glidesikkerhet mellom kabel og klemmer eller sadelplate; lagertrykk mellom kabel og sadel; og klemkraft fra klemmer kan utføres som angitt i DIN 18 800.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 256
--	---	--------------------------------------

Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres.

#### 5.10.4.4 Sadler og hengestangsfester for parallelltrådkabler

Hvor kablene føres over tårntopp, kabelpilarer og spredesadler, skal kabelen legges i kabelsadel som er inndelt i vertikale rom for hver vertikal rekke av delkabler. Radius for sadel skal ikke være mindre enn  $30 \times$  diameteren for en delkabel. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag skal ikke settes høyere enn 0,15 dersom ikke annet kan dokumenteres. Kabelen skal ikke ri mot skarpe kanter. Sadelen skal gjøres 3 % lengre i hver ende enn teoretisk nødvendig.

Hengestangsfester utføres av to halvdeler med innvendig sirkulær form. De to halvdelene bindes samme ved hjelp av skruer (gjengede stag). Av hensyn til duktilitet bør ikke skruene ha høyere fasthet enn 8.8. Gjengene skal vales. Dersom skruene skal syrebeises i forbindelse med galvanisering, skal skruene oppvarmes til 200 °C i 4 timer etter syrebeising for å unngå hydrogensprøhet. De to halvdelene av hengestangsfestet skal fortannes i hverandre. I fortanningen skal det være en viss justeringsmulighet i tilfelle kabelens virkelige diameter avviker noe fra den beregnede diameter.

Kapasitet mot glidning av hengestangsfestet beregnes på følgende måte:

$$G_{Rd} = \frac{(K k_r \alpha_k + U \alpha_u) \mu}{\gamma_m}$$

hvor:

$G_{Rd}$  = dimensjonerende kapasitet mot glidning

$K$  = samlet klemkraft i skruene (skruene spennes til 80 % av prøvelasten)

$k_r$  = reduksjonsfaktor på klemkraften fra skruene = 0,7 (tidstap pga. relaksasjon i skruene og ytterligere sammenpakking av kabelen)


$\alpha_k$  = trykkfordelingsfaktor på klemkraften fra skruene = 2,8

$U$  = hengestangkraften (settes inn med negativt fortegn når hengestangen festes til nedre del av hengestangsfestet)

$\alpha_u$  = trykkfordelingsfaktor på hengestangkraften = 1,4

$\mu$  = friksjonskoeffisient = 0,15

$\gamma_m$  = sikkerhetsfaktor = 1,65

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.10 KABLER OG KABELSYSTEMER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 257</p>
--	--	---

### 5.10.5 PARALLELLTRÅDSKABLER

Etter spinning/montering skal parallelltrådkabler kompakteres til sirkulær form ved hjelp av hydrauliske jekker. Kabelen sikres med stålbånd i maks. én meters avstand. Etter kompaktering skal kabelen vikles med enten S-formet tråd eller rundtråd. Stålbånd som er montert i forbindelse med kompakteringen, fjernes i forbindelse med viklingen. Tråd for vikling skal ha strekkfasthet min. 570 MPa og min. 8 % bruddforlengelse målt over 250 mm lengde. Rund vikletråd skal ha diameter 3,5 mm og strammes med kraft på 1,5 kN. Vikletråden festes til skruene (gjengestagene) i hengestangsfestene. Etter vikling med ståltråd, skal kabelen vikles med armert tape med dokumentert god bestandighet.

### 5.10.6 OVERFLATEBEHANDLING


**5.10.6.1** Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Kabler skal beskyttes med belegg, vikling eller av ytre, injisert beskyttelsesrør.

**5.10.6.2** Overflatebehandlingen av spiralslåtte, lukkede kabler brukt som bærekabler eller hengestenger avhenger av det spinnemiddel som er benyttet ved kabelfremstillingen. Krav til behandlingen generelt, inkludert spesiell behandling av områdene ved kabelsadel og feste for hengestenger, avtales med Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

**5.10.6.3** Ved kabelsadel og hengestangfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 200  $\mu\text{m}$  sprøytesink, og alle kanter avrundes med radius ikke mindre enn 5 mm.

**5.10.6.4** Kabelhoder skal sprøyteforsinkes og males iht. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.3.

**5.10.6.5** Parallelltrådkabler for hengebruer skal avfuktes ved at tørr luft blåses gjennom kablene. Man kan ikke regne med å kunne blåse luft mer enn ca. 200 m i en kabel. Det vil si at maksimal avstand mellom innblåsingspunkt og utblåsingspunkt ikke bør overstige ca. 200 m.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 258
--	--	--------------------------------------

## 5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER

### 5.11.1 GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)).

### 5.11.2 LAGER

#### 5.11.2.1 Generelt

**5.11.2.1.1** Bruer skal utformes slik at antall oppleggsakser med lager begrenses mest mulig. Ved setningsproblemer og behov for å heve overbygningen ved jekking skal det forutsettes lager i den/de aktuelle akser iht. pkt. [5.9.3.7](#) (s. [236](#)) og pkt. [5.9.4.1.5](#) (s. [238](#)).

Lagerplassering og utforming av tilgrensende over- og underbygning skal være slik at en hensiktsmessig kraftinnføring oppnås. Betongkonstruksjonene over og under lagre og jekkpunkter skal kontrolleres og armeres for spaltestrekkrefter.


Antall lagre pr. akse bør normalt begrenses til to for å forenkle jekke- og utskiftingsoperasjonen, og dermed minimalisere trafikkrestriksjonene.

Med prefabrikkerte betongbjelker og antall bjelker pr. spenn større enn to, bør bjelkeender støpes monolittisk sammen med tverrbærer slik at to lagre er tilstrekkelig. Samme prinsipp gjøres gjeldende for f.eks. stålbjelker.

**5.11.2.1.2** I akse med fastholding horisontalt tillates bare ett fastlager. De øvrige lagre i aksene skal være allsidig bevegelige horisontalt for å unngå tvang. Prinsippet gjelder også for sidestyringslager, dvs. bare ett i hver oppleggsakse.

Horisontale laster fra fastholding eller sidestyring av overbygning i forhold til underbygning skal normalt overføres gjennom de samme lagrene som tar opp de vertikale lastene. I spesielle tilfeller med store horisontale laster sideveis kan det være aktuelt å bruke kun allsidig bevegelige lagre for å ta opp vertikallastene og orientere ett allsidig bevegelig lager vertikalt på hver side av overbygningen for å ta horisontallastene.

Sidestyring med betong mot betong, eller betong mot stål mellom over- og underbygning er ikke tillatt. Det samme gjelder sidestyring med asfaltpapp, EPS osv.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 259</p>
--	---	--

**5.11.2.1.3** Lagre skal kunne inspiseres, se pkt. 5.2.4 (s. 164). Bruas over- og underbygning utformes og dimensjoneres slik at overbygningen kan jekkes opp for justering og utskifting av lagre. Anleggsflater for jekker skal være horisontale. Dette gjelder både ved opplegg på landkar/pilar og for uk overbygning. Mål knyttet til jekkpunktens anleggsflater skal samsvare med nødvendig jekkestørrelse inkludert toleranser. Plassering av jekkpunkt med målsatte detaljer skal vises på lagertegning. Jekkekraft i bruksgrensetilstand med og uten trafikklast, samt forskyvninger og rotasjoner, skal angis på samme tegning.

Glidelagere bør kunne forhåndsinnstilles.

**5.11.2.1.4** Lagre for vertikalkraft på pilarer og landkar uten fugekonstruksjon skal normalt monteres horisontalt. For landkar med fugekonstruksjon og med brutrasé i stigning/fall i aksene, skal virkningen av bruas forskyvning på fugekonstruksjonen vurderes spesielt. Hvis vertikal differanse mellom landkar og overbygning i bruksgrensetilstand kombinasjon  $a$  er større enn 5 mm, skal lager monteres med samme stigning/fall som brutraséen.


**5.11.2.1.5** Asfaltpapp brukt som lager er bare tillatt for fritt opplagte betongplater med spennvidder begrenset oppad til 5,0 m. Kontaktflate mot landkar skal være tilnærmet horisontal og forsynes med to lag asfaltpapp. Det mest belastede hjørnet på landkarets kontaktflater skal avfases for å unngå avskallinger.

## **5.11.2.2 Dimensjonerende lastvirkning**

**5.11.2.2.1** Dimensjonerende lagerbelastning beregnes i overensstemmelse med Prosjekteringsreglene kap. 4 (s. 137 f.).

**5.11.2.2.2** Ved kontroll av lagerforskyvninger skal det i tillegg til virkningene av temperatur, kryp, svinn, oppspenning og eventuelle andre laster, også tas hensyn til tidspunkt og temperatur ved lagermontering, deformasjoner (også elastiske) og bevegelser på grunn av byggemåten, det statiske system, fundamentsetninger og lignende.

**5.11.2.2.3** Krefter som overføres mellom tilstøtende konstruksjonsdeler gjennom lager- og fugekonstruksjoner, kan bestemmes på grunnlag av leverandørens spesifikasjoner. Det skal tas hensyn til tids- og temperaturavhengige materialegenskaper, mulig korrosjon og risiko for opphoping av sand, jord og lignende i fugen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV 5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 260
--	--	--------------------------------------

For rulle- og glidelager skal det ikke antas lavere friksjonskoeffisienter enn:

- Rullelager av stål;
  - med 1 til 2 ruller:  $\mu = 0,03$
  - med flere enn 2 ruller:  $\mu = 0,05$
- Glidelager (stål mot teflon eller lignende);
  - lagertrykk  $< 15$  MPa:  $\mu = 0,06$
  - lagertrykk  $> 25$  MPa:  $\mu = 0,04$
  - for mellomliggende verdier interpoleres det lineært

Merk at verdiene for glidelager inkluderer effekt av temperatur.

### 5.11.2.3 Dimensjoneringskriterier

#### 5.11.2.3.1 Lagerbelastning

Opptredende belastning på lager skal ikke overskride leverandørens verdier for største og minste tillatte belastning. Kontrollen utføres normalt i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt i Prosjekteringsreglene pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), kombinasjon *a*. For lagre med tillatt oppgitt belastning i bruddgrensetilstanden skal også denne grensetilstanden kontrolleres.

#### 5.11.2.3.2 Lagerforskyvning


Lagerforskyvning beregnes normalt i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt i Prosjekteringsreglene pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), kombinasjon *a*.

Dimensjonerende lagerforskyvning skal ikke overskride leverandørens verdier for tillatt forskyvning og vinkelendring (rotasjon).

#### 5.11.2.3.3 Oppløft

Dimensjonerende lagerbelastning i bruksgrensetilstanden skal alltid være positiv (trykk) med mindre lageret er spesielt konstruert for opptak av strekk. Kontrollen utføres normalt som angitt i Prosjekteringsreglene pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)), kombinasjon *a*.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 261</p>
--	---	---

Dimensjonerende lagerbelastning i bruddgrensetilstanden skal vanligvis være positiv (trykk) med mindre lageret er spesielt konstruert for opptak av strekk. Kontrollen utføres som angitt i Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.2.1](#) (s. 151).

Oppløft fra lager ved kontroll iht. pkt. [4.3.2.2.1](#) kan i spesielle tilfeller aksepteres forutsatt at alle omlagringsvirkninger på grunn av dette er dokumentert og ivare tatt ved dimensjoneringen. I tillegg må enkeltkomponenter så som lagre og fuger, være konstruert slik at oppløft fra lager ikke gir skader eller nedsatt funksjonsdyktighet.

#### 5.11.2.4 Konstruktive bestemmelser

**5.11.2.4.1** Følgende bestemmelser gjelder for lagre i stålkonstruksjoner:

- I forbindelse mellom lager og stålkonstruksjon bør det benyttes passkruer.
- I tilfelle forbindelsen mellom lager og stålkonstruksjon beregnes som friksjonsforbindelse, skal det benyttes friksjonsskruer. For friksjonsflater vises det til håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 85.25. For overflatebehandling av lagre vises til prosess 85.3.

**5.11.2.4.2** Følgende bestemmelser gjelder for lagre i betongkonstruksjoner:


- Lageret skal kunne skiftes. Det er fordelaktig om dette kan gjøres uten at betong må fjernes og over/understøp foretas.
- Lagerets senter bør som regel ligge minst 300 mm og forankringsboltens senter minst 150 mm fra kant av konstruktiv betong. Minste avstand fra kant lager eller glideplate til kant konstruktiv betong bør være 100 mm.

### 5.11.3 FUGEKONSTRUKSJONER

#### 5.11.3.1 Generelt

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [5.2.1](#) (s. 164).

**5.11.3.1.1** Fugekonstruksjoner skal være av type som ikke er til ulempe for snøbrøyting. Løse fuger tillates ikke. Fugekonstruksjoner skal være avdempet slik at unødig støy unngås.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 262</p>
--	---	--

**5.11.3.1.2** Fugekonstruksjoner bør være vanntette i hele bruas bredde og plasseres slik at vann på brudekket ledes bort uten å komme i kontakt med underliggende konstruksjoner eller lagere. Vanntette fuger bør bøyes opp ved kantdrager eller fortauskanter. Alternativt kan fugekonstruksjonen føres rett ut gjennom utsparing i kantdrager. Grunnen under må da sikres mot erosjon lokalt. Fugekonstruksjonen avsluttes plant med kantdragets ytterkant. Tetningsprofilen gis 50 mm utstikk i lavpunktene for å danne dryppnese. Fugekonstruksjoner på bruer uten kantdrager utformes tilsvarende. Vanntette fuger bør unngås plassert i laveste del av bruas lavbrekk.

Sluk bør plasseres nær inntil og på oversiden av fugen i fallretningen for å begrense vannmengden i fugeområdet.

Åpne fugekonstruksjoner kan benyttes. Sluk plasseres som angitt for vanntette fuger.


Under åpen fugekonstruksjon skal det anordnes for kontrollert vannavrenning. Hvis det i fremtiden kan forventes vegsalting i en eller annen form, skal den åpne fugen sikres slik at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Fugekonstruksjonen skal være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden, se pkt. [5.3.7.4.2](#) (s. 188).

**5.11.3.1.3** Fugekonstruksjoner bør kunne forhåndsinnstilles. Krav til toleranse ved montering av fugen skal angis på tegningsgrunnlaget.

**5.11.3.1.4** Fugekonstruksjonens slitasedler skal kunne demonteres for ett kjørefelt om gangen.

Det bør legges en terskel på hver side av fugen. Terskelen kan for eksempel utføres av støpeasfalt og bør ha en bredde (målt i kjøreretningen) på min. 0,5 m på hver side av fugen.

**5.11.3.1.5** Fugekonstruksjonen skal monteres etter at hele overbygningen er ferdig bygd, eventuelle stillaser revet og så sent som mulig i byggeperioden. Montasjen skal videre skje etter at slitelag er utført, og skal innstilles i forhold til dette; vanligvis 3–5 mm under overkant slitelag, avhengig av fuge og slitelagstype.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">5 GENERELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">5.11 LAGER- OG FUGEKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 263</p>
--	---	---

### 5.11.3.2 Dimensjonering

**5.11.3.2.1** Fugekonstruksjonen skal dimensjoneres med lastfaktorer som angitt i Prosjekteringsreglene kap. 4 (s. 137 f.).

**5.11.3.2.2** Det vises til Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.1.1.7 (s. 142) hva angår bestemmelse av krefter overført gjennom fugekonstruksjonen fra tilstøtende konstruksjonsdeler.

**5.11.3.2.3** Fugekonstruksjoner skal dimensjoneres for forskyvninger som angitt for lager, se pkt. 5.11.2.2.2 (s. 259) og pkt. 5.11.2.3.2 (s. 260). Fugekonstruksjonens dimensjonerende forskyvninger skal ikke overstige fugekonstruksjonens kapasitet, angitt av leverandøren.

**5.11.3.2.4** Avstanden mellom fugekanter eller lameller på tvers av kjøreretningen, og som hjulene kommer i kontakt med, skal ikke overstige 80 mm i bruksgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt for kombinasjon *b* i Prosjekteringsreglene pkt. 4.3.2.3 (s. 153).


For kombinasjon *a* kan inntil 100 mm åpning godtas.

For gangbane er de tilsvarende grenseverdier 40 mm og 50 mm.

Lameller på tvers av kjørebane skal ikke ha mindre bredder enn 50 mm.

### 5.11.4 BETONGLEDD

Betongledd kan anvendes i betongkonstruksjoner dersom det ved prosjektering og utførelse tas høyde for et sikkerhetsnivå og en levetid som gjelder for konstruksjonen for øvrig. Leddet skal ha gjennomgående armering. (Litteratur: Fritz Leonardt, Vorlesungen über Massivbau – Zweiter Teil, kap. 4.)

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.1 FRITT FREMBYGGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 264
--	---	--------------------------------------

## 6 SPESIELLE KONSTRUKSJONSKRAV

### 6.1 FRITT FREMBYGGKONSTRUKSJONER

#### 6.1.1 INNLEDNING

##### 6.1.1.1 Generelt

I avs. [6.1](#) gis tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frembygg. Tilleggskravene vedrører i alt vesentlig brukonstruksjonens byggetilstand. For øvrig skal brukonstruksjonen prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser.

Byggingen av fritt frembyggkonstruksjoner skal utføres i overensstemmelse med Statens vegvesens håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 84.

#### 6.1.2 LASTER

**6.1.2.1** Ugunstigste last på grunn av usymmetrisk utstøping av brukonstruksjonens overbygning bestemmes i overensstemmelse med forutsatt støperekkefølge.

**6.1.2.2** Det skal dimensjoneres for ulykkeslast forårsaket av at en støpevogn faller ned fra kragarmen. Dynamisk effekt ved bortfall av vogn ivaretas ved at kragarmen påføres en oppadrettet last lik 50 % av vognvekten.


#### 6.1.3 DIMENSJONERINGSKRITERIER FOR BYGGETILSTANDEN

##### 6.1.3.1 Generelt

**6.1.3.1.1** Kapasitetskontrollene skal ta utgangspunkt i betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen.

**6.1.3.1.2** For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som er svingningsømfintlige skal armeringstøyningene ved kontroll i bruddgrensetilstanden begrenses i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes pkt. [5.3.4.2.3](#) (s. [173](#)).

Ovennevnte krav gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast, se pkt. [6.1.2.2](#).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.1 FRITT FREMBYGGKONSTRUKSJONER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 265
--	--	--------------------------------------

### 6.1.3.2 Tosidig utbygging fra hovedsøyle (uten hjelpesøyle)

**6.1.3.2.1** Dersom det er nødvendig for å sikre korrekt utsetting av overhøyder og andre geometridata, skal strekkspenningene i søylen eller overbygningen på grunn av skjevbelastning i byggetilstanden ikke overstige betongens dimensjonerende strekkfasthet gitt i NS 3473. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden, kombinasjon *b*, ifølge Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. 153), og med laster på grunn av usymmetrisk utstøpning i overensstemmelse med pkt. [6.1.2.1](#).

Spenningsene i søylen kan antas lineært fordelt, og beregnes for det urissede tverrsnitt.

**6.1.3.2.2** I praksis kan ikke utbyggingen utføres med full symmetri i laster. Beregningen skal ta hensyn til den usymmetri som vil opptre under utførelsen av to symmetrisk beliggende seksjoner.

**6.1.3.2.3** Som en forenklet regel kan konstruksjonen kontrolleres for lastvirkningene av en hel, usymmetrisk støpeseksjon plassert på ugunstigste måte.

### 6.1.3.3 Sikkerhet mot velting og sammenbrudd

**6.1.3.3.1** Kontroll mot velting og sammenbrudd skal utføres i bruddgrensetilstanden ifølge Prosjekteringsreglenes bestemmelser under avs. [4.3.2.2](#) (s. 151).


**6.1.3.3.2** Ved ensidig utbygging fra motvektslandkar skal kontroll mot velting og sammenbrudd utføres i bruddgrensetilstanden ifølge Prosjekteringsreglenes bestemmelser under avs. [4.3.2.2](#) (s. 151).

Hvis det benyttes ballast, skal vekten av eventuelle ballastmaterialer regnes med som egenlast. Egenvekten av ballastmaterialet skal antas lik en forsiktig anslått middelvei. For øvrig vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.3.2.4](#) (s. 37).

Virkning av mulige endringer i det statiske system, som f.eks. lagerløft eller store forskyvninger skal vurderes.

### 6.1.4 KONSTRUKSJONSREGLER

**6.1.4.1** Ved tosidig utbygging fra søyle skal utstøpingen utføres mest mulig symmetrisk. Dersom ikke helt spesielle utførelsesmetoder tilsier annet, skal etterfølgende støpetapper alternere side.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.1 FRITT FREMBYGGKONSTRUKSJONER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 266</p>
--	---	---

Materialer og utstyr som lagres på overbygningen skal plasseres mest mulig symmetrisk og i henhold til godkjent plan.


**6.1.4.2** Ved sammenkobling av to brudeler må en ta hensyn til at geometriske avvik fra teoretisk plassering kan forekomme. Bruas kapasitet for nødvendig jekking skal kontrolleres før utførelse. Det skal etableres provisorisk avstivning over koblingsseksjonen for å forhindre relative forskyvninger under støp.

**6.1.4.3** Bunnplata i overbygningen skal støpes i ett uten horisontale støpeskjøter.

**6.1.4.4** Vertikale støpeskjøter skal utføres som angitt i Prosjekteringsreglens pkt. 5.3.7.1.2 (s. 186). Fortanning i overbygningens steg for støpeskjøter som ligger inntil søylehodet, skal tilstrebes lagt på innsiden av søylens lengdearmering.

**6.1.4.5** Ved støpeskjøter i overbygningens topplate skal det påføres epoksyylim ned til overkant armering.

**6.1.4.6** Det skal legges inn minimum to reserverør for spennkabler i topplata. Dersom rørene ikke benyttes, skal de injiseres samtidig med de siste kablene. Reserverørene skal føres fram til siste frie ende hvor oppspenning foretas.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPESIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 267</p>
--	---	--

## 6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER

### 6.2.1 INNLEDNING

I dette avsnittet gis tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. For øvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser. Bestemmelser vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i Prosjekteringsreglenes avs. 5.10 (s. 252 f.).

### 6.2.2 BEREGNINGSMODELLER

**6.2.2.1** Statisk beregning av hengebruer skal utføres etter en metode som tar hensyn til 2. ordens effekter og det statiske systems geometriske stivhet.

**6.2.2.2** For skråstagbruer kan snittkrefter fra statiske laster beregnes på grunnlag av 1. ordens elastisitetsteori forutsatt at metoden tar tilbørlig hensyn til skråstagens reduserte stivhet på grunn av pilen (nedhenget). For knekkingskontroll av tårn og avstivningsbjelke skal det benyttes regnemodell som tar hensyn til 2. ordens effekter.

### 6.2.3 VIRKNING AV LENGDEAVVIK I HENGESTENGER


For hengestenger av typen kabel, skal det – når det ikke er mulighet for justering av lengden – antas et avvik i teoretisk lengde på min. 10 mm. Hengestengene dimensjoneres for virkningen av et slikt avvik (økning i relativ pil), dog ikke mindre enn et tillegg på 10 %.

### 6.2.4 UTSKIFTING AV SKRÅSTAG ELLER HENGESTANG

**6.2.4.1** Hengebruer skal dimensjoneres for utskiftning av en hengestang, og skråstagbruer skal dimensjoneres for utskiftning av et skråstag.

**6.2.4.2** Tilstanden skal kontrolleres for lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstanden iht. til tab. 20 (s. 151) og tab. 21 (s. 154) under Prosjekteringsreglenes avs. 4.3.2 (s. 150 f.), men med følgende endringer:

- a) Lastfaktor  $\gamma_1$  i tab. 20 settes lik 1,3 for naturlast.
- b) Karakteristisk naturlast bestemmes ut fra 10-års returperiode.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPESEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 268</p>
--	--	---

c) Det regnes trafikklast i alle felt. Unntatt er avsperrret areal i forbindelse med utskiftingen, hvor det regnes med laster som angitt under d).

d) På avsperrret areal skal det regnes med følgende laster:

- Egenlast 20 kN ved stagforankring (vekt av stillas).
- Vekt av mobilkran lik 130 kN betraktet som uavhengig variabel last.
- Nyttelast i 3 m bredde lik 0,5 kN/m<sup>2</sup> innenfor en avstand lik  $2 \times$  stagavstanden til begge sider av forankringspunktet. Lasten betraktes som en uavhengig variabel last.

**6.2.4.3** Kapasitet av bærekabler og hengestenger bestemmes som angitt i Prosjekteringsreglenes pkt. [5.10.3.2](#) (s. [254](#)).

**6.2.4.4** For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstanden, kombinasjon *a* iht. Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.3](#) (s. [153](#)).

## **6.2.5 BRUDD I SKRÅSTAG/HENGESTANG**

**6.2.5.1** Hengebruer skal dimensjoneres for plutselig brudd i en hengestang, og skråstagbruer for brudd i et skråstag. Dersom kabler eller hengestenger er montert parvis, gjelder kravet for samtidig brudd i begge enhetene.

**6.2.5.2** Tilstanden skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden med lastfaktorer som angitt i Prosjekteringsreglenes pkt. [4.3.2.4](#) (s. [154](#)).


**6.2.5.3** Skaden skal antas å inntreffe for bru med trafikklast. For permanente laster skal det regnes med et dynamisk tillegg som følge av bruddet.

**6.2.5.4** Ved kontroll av kapasitet tillates store deformasjoner, men ikke slik at konstruksjonen eller deler av den bryter sammen. Det skal regnes med virkningen av forskyvninger ut fra 2. ordens teori.

## **6.2.6 FORANKRING AV BÆREKABLER I GRUNNEN**

**6.2.6.1** Kablenes forankringspunkter, K-punkt, skal ligge over mark- og vannnivå. Kabelkraften overføres fra forankringspunktet til en forankringskonstruksjon



 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESEILLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 269
--	--	--------------------------------------

av betong i berg eller jord. Under mark- eller vannivå skal kabelkraften overføres ved hjelp av fullt oppspente og injiserte spennkabler. Føres spennkablene gjennom borehull i berg, skal det benyttes foringsrør som sentreres i borehullet og som tåler trykket av injisering mellom røret og berget ved tomt (eventuelt vannfylt) rør. Røret skal være korrosjonsbestandig. Stålrør som ikke er rustfritt, tillates ikke. Både mellomrommet mellom foringsrøret og berget, såvel som foringsrøret selv, skal injiseres.

**6.2.6.2** Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra friksjons- og gravitasjonskrefter. Friksjonskoeffisienten for glidning berg mot berg og betong mot berg kan som regel antas lik 1,0.

Forankringskapasiteten  $F_d$  beregnes som følger:

$$F_d = (F_g + F_f) / \gamma_m$$

hvor:

$F_g$  – karakteristisk gravitasjonskapasitet

$F_f$  – karakteristisk friksjonskapasitet

$\gamma_m = 1,4$  – materialfaktor; ivaretar usikkerhet i karakteristisk bergvolum


## 6.2.7 INSPEKSJONSANORDNINGER

### 6.2.7.1 Tårn

**6.2.7.1.1** Tårn for hengebru og skråstagbru skal være utstyrt med nødvendige trapper, gangbaner, reposer og åpninger for lett og trygg adkomst til tårntoppen og innvendig i hele tårnet, til alle kabelfestepunkter/kabelsadler, til innvendige rom i hule rigler, til kjørebanen og til fundamentene.

**6.2.7.1.2** Trapp i tårn skal ha bunnrepos som dekker hele det indre tårntverrsnittet, avstigningsrepos ved hver åpning/utgang og hvilerepos for hvert 25. trinn. Dersom trappa utføres som spiraltrapp, skal den ikke ha mindre ytre radius enn 0,75 m.

Det skal være trapp i begge tårnbeina, eventuelt heis i det ene og trapp i det andre. Ved massivt tverrsnitt skal det være utvendig leider.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 270</p>
--	--	--

**6.2.7.1.3** Alle utvendige åpninger skal utstyres med solide varmforsinkete ståldører som skal kunne stenges. Inngangsdørene ved kjørebanelnivå og fundamentnivå skal kunne låses. Foran inngangen ved kjørebanelnivå skal det være en plattform sikret med rekkverk. Det skal være lett og sikker adkomst til tårnsadler.

**6.2.7.1.4** Tårntoppen skal være sikret med solid rekkverk med høyde minst 1,3 m.

### **6.2.7.2 Avstivningsbærer**

**6.2.7.2.1** Avstivningsbærer skal i hvert spenn utstyres med en underliggende, hjulgående inspeksjons-/arbeidsvogn. Vogna skal være minimum 3 m lang i bruas lengderetning, og i tverretningen skal den ikke ha mindre bredde enn avstivningsbæreren.

Vogn for avstivningsbærer utført som fagverk bør fortrinnsvis strekke seg fra tverrbærer til tverrbærer. Vognas hoveddekke bør ligge ca. 30–40 cm under fagverket og i tillegg utstyres med en nedsenket plattform, 1 m lang i bruas retning og med bredde som hovedvogna. Nedsenket plattform skal være 1,9 m under fagverkets underkant og ha adkomst til hovedplattformen.


Vogn for avstivningsbærer utformet som kasse skal ha dekke liggende 2,1 m under avstivningsbæreren.

På hver side av avstivningsbæreren skal vogna være utstyrt med plattform med trapp som gir adkomst fra brubanen. Vogna inkludert adkomstordningene skal utstyres med sklisikkert dekke.

Vogna skal tilfredsstillе Arbeidstilsynets krav, men minimum dimensjoneres for:

- Flatelast 1 kN/m<sup>2</sup> og enkeltlast 2 kN med utstrekning 0,1 × 0,1 m<sup>2</sup> plassert i ugunstigste stilling.
- Bremselast lik 0,5 × vertikallasten.
- Vindlast som for avstivningsbæreren; vogna regnes innkledd, dvs. med tette vegger.

Vogna skal ha tilstrekkelig stivhet til at uønskede deformasjoner ikke oppstår.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPESEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 271</p>
--	--	--

Vogna skal sikres mot enhver form for avsporing eller forkiling, f.eks. som følge av usymmetrisk bremsing eller framdrift. Hvis vogna likevel skulle forkile seg eller låse seg fast av andre grunner, skal ikke motoren være så kraftig at den skader vogna, men koble ut før skader oppstår.

Hjulene skal ha kulelager og doble flenser dersom de løper på skinner.

Vogna skal ha tilstrekkelig bremseeffekt under alle forhold. Dersom vogna går på hjul som løper på glatte skinner eller glatte flater, er det ikke tilstrekkelig med brems som virker på hjulene. Da skal det være ekstra bremsesystem i tillegg. Ved hjul som går på skinner kan dette være f.eks. bremseklosser som griper om skinnen.


Vogna skal utstyres med pålitelig motorfremtrekk. Kabelfremtrekk aksepteres ikke. Motoren skal være bygget for å stå ute, eventuelt skal motoren være demonterbar og egnet for manuell håndtering og utstyrt med bærehåndtak. Fremdrifts- og bremsesystem ved hjelp av tannstangsystem bør vurderes. Som reserve skal vogna være utstyrt med manuelt fremtrekksystem.

**6.2.7.2.2** Dersom avstivningsbæreren er utført som lukket stålkasse, skal den utstyres med mannhull eller dør i hver ende med trygg adkomst fra tårn og/eller landfeste. Atkomståpningene skal utstyres med tett, låsbar luke eller dør. I tillegg kan det anordnes mannhull på oversiden av kassen for bruk under bygging og ved eventuelle fremtidige reparasjoner. Mannhullene skal ha låsbare, vann- og lufttette luker.

Avstivningsbærer i betong utført som lukket kasse skal ha et mannhull i hver ende med trygg atkomst fra tårn og/eller landfeste. Åpningene skal ha tett, låsbar luke. Det skal være anordning for inspeksjon på undersiden av avstivningsbæreren.


### **6.2.7.3 Bærekabler**

Kablene skal være tilgjengelige for inspeksjon. Dersom kabel/kabelbunt har tilstrekkelig bredde og ikke er for bratt slik at det er mulig å gå på kabelen, skal den som et minimum utstyres med rekkverk/sikkerhetstau. Behovet for inspeksjonsvogn skal vurderes i det enkelte tilfelle. Dersom det ikke er mulig å gå på kabelen, skal den utstyres med en inspeksjonsanordning. Slik anordning kan for eksempel være en vogn som løper på bærekabelen, eventuelt på egen kabel.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.2 HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 272
--	---	--------------------------------------

#### 6.2.7.4 Hengestenger

Behov for egen anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger vurderes i det enkelte tilfelle.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.3 BEVEGELIGE BRUER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 273</p>
--	---	--

## 6.3 BEVEGELIGE BRUER

### 6.3.1 GENERELT

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

### 6.3.2 KLAFFEBRUER

Klaffebruer skal ha én klaff pr. spenn. Bruer med to klaffer, dvs. med ledd, fuge og låsebolter ute i det bevegelige spennet, er ikke tillatt.


Klaffen skal være tilstrekkelig fortung i den enden som løftes slik at låsing med bolter er unødvendig når brua er nede og dermed åpen for vegtrafikk.

Alle rotasjonslagre for klaff, løftestag, motvektsarmer, hydrauliske løftesyndere osv. skal ha sfærisk utforming. Løftesyndrene bør orienteres mest mulig stående. Med liggende orientering må økt slitasje forventes. Dette kan føre til unormale oljelekkasjer og driftsproblemer. Videre bør det unngås å gjøre slanger mellom hydraulisk pumpe og løftesyndere lengre enn nødvendig.

Åpning i fuge mellom fast del av brua og klaff i rotasjonsenden skal i løpet av løftesekvensen ikke overskride 300 mm.

Overkant golv i maskinhus som inneholder styringssystemer og/eller hydrauliske drivaggregater, skal ligge min. 0,2 m over høyeste observerte vannstand. Kravet gjelder ikke for løftesyndrene.

Hvis deler av løftesyndrene blir stående under høyeste observerte vannstand, skal de plasseres i vanntette rom. For syndrene, inkl. nedre opplagring/fstekonsoll, skal det velges materialer og overflatebehandling som muliggjør at komponentene kan stå en periode under vann uten at disse må demonteres for vedlikehold, i tilfelle det oppstår lekkasje i rommene.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.4 STEINHVELVBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 274
--	---	--------------------------------------

## 6.4 STEINHVELVBRUER

### 6.4.1 INNLEDNING

Dette avsnittet gjelder beregning og utførelse av steinhvelvbruer med mørtlede fuger og utfyller Prosjekteringsreglene øvrige bestemmelser. Det vises også til veiledning for både beregninger og utførelse i Statens vegvesens håndbok 230 Steinhvelvbruer.

### 6.4.2 SYSTEMANALYSE

#### 6.4.2.1 Bruer med overmurer og innfyllmasse

Bæresystemet antas å bestå av buen alene. Buens beregningsmessige tykkelse skal ivareta toleranse på steinstørrelsen, samt at fugene gjerne har mindre høyde enn selve hvelvsteinen.


Overmurenes/innfyllmassens egenvekt,  $g$ , påføres buen som et vertikalt trykk  $g_{vert} = \gamma h$ , der  $\gamma$  er innfyllmassens egenvekt og  $h$  er høyden fra buens overkant til kjørebannen, samt et horisontalt trykk  $g_{hor} = K'_0 g_{vert}$ , der  $K'_0$  er innfyllmassens (effektive) hviletrykkskoeffisient.

Vertikale jevnt fordelte trafikklaster på kjørebannen,  $p$ , over halve eller hele brulengden, påføres buen som et vertikalt trykk  $p_{vert}$  lik trafikklasta, samt et horisontalt trykk lik  $p_{hor} = K'_0 p_{vert}$ .

Vertikale akseltrykk (knivlaster) på kjørebannen fordeles nedover i innfyllmassen med spredningsvinkel 1:2 (ca.  $27^\circ$  i begge retninger) og påføres belastet del av buen som vertikale og horisontale trykk på samme måte som jevnt fordelte trafikklaster. Lasten kan modelleres som et jevnt fordelt trykk (vertikalt + horisontalt) på belastet del av buen. Den vertikale lastsummen må være lik akseltrykket.

#### 6.4.2.2 Bruer med sparebuer over hovedbuen

Bæresystemet antas å bestå av hovedbue, søyler og sekundærbuer. Sekundærbuene beregnes som buer med overmurer og innfyllmasse, og opplagerkreftene føres nedover i søylene og ned på hovedbuen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.4 STEINHVELVBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 275
--	---	--------------------------------------

### 6.4.2.3 Andre forutsetninger i analysene

Virkinger av konstruksjonsmaterialets ikke-lineære egenskaper (null strekkstyrke) skal ivaretas i beregningsmodellen, enten ved ikke-lineære analyser eller andre anerkjente og dokumenterte metoder. Elastiske analyser er tilfredsstillende for konstruksjoner/tilstander med moderat opprissing (tilsvarende dimensjoneringskriteriene i pkt. 6.4.4).

E-modulen skal være representativ for det sammensatte materialet av stein og mørtel.

Effekter av trafikklasterens eksentrisitet i tverretningen skal ivaretas.

Buen belastes med jevnt fordelt brutemperatur iht. gruppe 3 (ref. NS 3491-5, avs. 6.1), mens bidrag fra varierende temperaturandel kan neglisjeres.

For buer fundamentert på løsmasser skal setninger inkluderes i beregningene.

For bruddgrensetilstanden gjelder:

- I lastkombinasjoner for kontroll av strekk i buen gis egenvekt lastfaktor 1,0.
- I lastkombinasjoner for kontroll av trykkspenning gis egenvekt lastfaktor 1,2.

Kritiske byggefaser skal kontrolleres. Opp til 1 meters høydeforskjell på mur/innfyllmasse skal antas, se etterfølgende konstruksjonsregler (pkt. 6.4.6). Konservative forutsetninger for jordtrykkskoeffisienter skal legges til grunn for horisontale trykk på buen.


### 6.4.3 TVERRSNITTSANALYSE AV BUEN

Tverrsnittsanalysen kan forenklet forutsette et material med lineært elastisk oppførsel for trykktøyninger og null strekkstyrke (opprissing) for strekktøyninger. Se veiledning i håndbok 230 Steinhvelvbruer.

### 6.4.4 DIMENSJONERINGSKRITERIER

I bruddgrensetilstand skal følgende kriterier skal være oppfylt:

- a) Trykklinjas eksentrisitet må ingen steder være større enn 1/4 av tverrsnittshøyden ( $|M/N| < h/4$ )
- b) Mørtelens/steinens dimensjonerende trykkfastheter må ikke overskrides

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.4 STEINHVELVBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 276
--	--	--------------------------------------

#### 6.4.5 ANDRE BEREGNINGER

Overmurenes stabilitet skal kontrolleres i byggefaser og driftsfase.

#### 6.4.6 KONSTRUKSJONSREGLER

Vegens vertikalkurvatur over brua skal være mest mulig horisontal og symmetrisk om krona (hvelvets toppunkt).


Buens geometri skal optimaliseres slik at største  $|e| = |M/N|$  for egenvekt blir minst mulig.

Det skal benyttes en fugemørtel som har tilstrekkelig styrke (dimensjonerende fasthet) for beregnede opptredende trykkspenninger. Den skal videre ha en tetthet som minimaliserer eventuell vanngjennomtrengning, og luftinnhold som sikrer frostbestandigheten. Kvaliteten skal ikke i noe tilfelle være dårligere enn B35 SV-40.

Overmurer skal mures fra kemper (bueende) på begge sider, mest mulig symmetrisk om krona. Høydeforskjellen på overmurer/innfyllmasse på den ene sida av krona og den andre skal aldri være mer enn 1 meter.

God komprimering og drenering av innfyllmassen skal foreskrives.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPESEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.5 SKREDOVERBYGG OG TUNNELPORTALER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 277</p>
--	--	---

## 6.5 SKREDOVERBYGG OG TUNNELPORTALER

### 6.5.1 INNLEDNING

#### 6.5.1.1 Generelt

I dette avsnittet gis tilleggskrav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av skredoverbygg og tunnelportaler. For øvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser.

Skredoverbygg blir hovedsakelig bygd for å beskytte trafikkantene mot naturhendelser som snø-, stein- og flomskred. Overbygg blir dessuten ofte brukt av miljøhensyn for å verne natur og dyreliv i konflikter med trafikken. Portaler blir bygd for å sikre mot skred og nedfall i forskjæringer på tunneler. Portaler blir også konstruert for å beskytte forskjæringer i høyfjellet mot akkumulasjon av drivsnø.

I de tilfeller der overbygg og portaler beskytter mot skred og nedfall må disse utformes og dimensjoneres for de aktuelle belastninger som dette medfører. I utformingen av disse er betongkonstruksjoner en naturlig løsning for å kunne ta de nødvendige belastninger, men samvirkekonstruksjoner der betong- og stålkonstruksjoner er overfylt med løsmasser er også en alternativ løsning.

#### 6.5.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38). Med referanse til gruppe C (s. 40) i pkt. 1.4.2 henvises det her til Statens vegvesens internrapport 1436 Stålrør som skredoverbygg. Annen støtte for utforming og dimensjonering av skredoverbygg og tunnelportaler er håndbok 167 Snøvern<sup>7</sup> (håndbok 174 Snow Engineering for Roads).

Når det gjelder bruk av prefabrikkerte membraner, vises det til Statens vegvesens håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler.


### 6.5.2 SKREDOVERBYGG

#### 6.5.2.1 Konstruksjonsforutsetninger

##### 6.5.2.1.1 Skredforhold

Skredhistorikk og skredpotensiale må detaljkartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet for å kunne få grunnlag for ut-

<sup>7</sup>Håndboken er under revisjon. I tillegg er flere nye håndbøker under arbeid. Til sammen skal de dekke fagområder stein-, is-, flom- og sørpeskred, samt drivsnø.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.5 SKREDOVERBYGG OG TUNNELPORTALER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 278</p>
--	--	--

forming og dimensjonering av tiltak. Overbyggene bør dimensjoneres for skred med en gjennomsnittlig returperiode på 100 år.

#### **6.5.2.1.2 *Grunnforhold***

Det må gjøres omfattende grunnundersøkelser for å påse at grunnen er bæredyktig. Særlig vekt må det legges på undersøkelsene der det kan være fare for kvikkleire eller siltige masser som ved pålastning vil kunne gå til brudd. Stabilitetsforhold i urer bør også vurderes dersom overbygg skal anlegges i urområder.

#### **6.5.2.1.3 *Plassering***

Skredoverbyggene anlegges der vegen passerer et naturlig skredløp, eller i terreng der det er nedfall av stein/is fra skjæringer eller bratte fjellsider. (Skredbanen for snø- og flomskred er oftest på skredvifter, bekkeløp, daler og gjel.) Det er viktig å ta hensyn til skredenes bevegelsesform/strømningsforhold over konstruksjonen og utforme ledevoller og ledemurer slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket for å få ønsket effekt.


#### **6.5.2.1.4 *Vann***

Skredbanene er ofte også dreneringsveger for vann. Dette fører til at større vannmengder må kanaliseres over overbygget i eget løp. I tillegg må det tas hensyn til at nedbør og smeltevann vil måtte dreneres fra tilbakefylte masser bak konstruksjonen, fra takflaten og tilstøtende terreng på oppsiden. Konstruksjonen må tettes mot vanninntrengning som kan føre til oversvømmelse og is i vegbanen.

#### **6.5.2.2 *Utforming***

Skredoverbygg blir utformet med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype. Det er ønskelig å ha åpen yttervegg på mange vegstrekninger av hensyn til lys og estetikk. Særlig aktuelt er dette på turistvegene som mange steder er utsatt for skred. For å kunne oppta punktlaster fra skredblokker brukes gruspute på taket. Denne må dimensjoneres for forventet dynamisk last i henhold til håndbok om steinskred og steinskredsikring (jf. pkt. 6.5.1.2).

Der det velges overfylte konstruksjoner må det påses at samvirke mellom jord og skallkonstruksjon er tilfredsstillt. Det er viktig at tilbakefylling utføres slik at konstruksjonen får jevne, ballanserte sidelaster for å hindre deformasjoner. Dette er særs viktig for nedfylte skallkonstruksjoner i stål.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">6 SPESEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV</p> <p style="text-align: center;">6.5 SKREDOVERBYGG OG TUNNELPORTALER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185</p> <p style="text-align: right;">Okt. 2009</p> <p style="text-align: right;">Side 279</p>
--	--	--

Konstruksjonen må anlegges slik at skredene går mest mulig uhindret over bygget for å redusere lastene.

Ledemurer for å styre skred over overbygget bør bygges parallelt forventet skredretning, og maksimum med 10° vinkel i forhold til denne.

### 6.5.2.3 Dimensjonering

Skredoverbygg må dimensjoneres for kreftene fra den/de foreventete skredtype(r). Det må tas hensyn til akkumulasjon av skredmasser over konstruksjonen, dynamiske krefter idet skredet passerer konstruksjonen, og sug/trykk krefter på yttervegg. Det må dessuten tas hensyn til eventuelle tilleggskrefter som skyldes at skredet forandrer retning ved treff av skredoverbygget.


Ved overbygg med bakfylling og nedfylte konstruksjoner må tilleggskreftene fra jordtrykket tas hensyn til, og eventuelle samvirkekrefter mellom jord og skallkonstruksjon. Det er viktig å overføre både vertikale og horisontale laster til terrenget ved stabile fundamenter og ankere eller støttekonstruksjoner. Stabilitets- og setningskontroll må utføres.

Ledevoller/murer for å styre skredmasser over overbygget må dimensjoneres for skredkrefter der det tas hensyn til at skredet kan treffe konstruksjonen under ugunstig vinkel. Det bør minimum tas hensyn til en dreiningsvinkel på 10° under dimensjoneringen.

### 6.5.3 TUNNELPORTALER

Tunnelportaler vil være en naturlig fortsettelse av tunnelen ut i eller ut av forskjæringa. Det er naturlig at portalen utformes med samme profil som tunnelen, og føres så langt ut i forskjæringa at den sikrer trafikkantene mot nedfall og eventuelt drivsnø der dette er et problem. På høyfjellet kan det være en fordel å utføre portalen traktformet for å unngå rekkverk.

Portalene bør dimensjoneres for nedfall av stein og skred på samme måte som skredoverbygg. Portalens lengde kan bestemmes ut fra rekkevidden på eventuelle skred, og det kan i de fleste tilfeller være behov for å fylle over konstruksjonen for å kunne oppta skredkrefter eller av estetiske hensyn. Portaler av stål og betongelementer bør dimensjoneres som samvirkekonstruksjoner mellom jord og skallkonstruksjonene.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 6 SPEIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.6 STØTTEMURER</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 280</p>
--	--	--

## **6.6 STØTTEMURER**

### **6.6.1 STØTTEMURER PÅ BERG**

Det vises til internrapport 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg.

### **6.6.2 ARMERT JORD**

For støttemurkonstruksjoner som er forankret i bakenforliggende jordmasser ved hjelp av armeringsnett, armeringsduker, armeringsstenger, bånd av flattstål eller lignende, vises det for prosjektering til håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, og for kontroll og godkjenning til avs. [1.5](#) (s. [51](#) f.).

## **6.7 KULVERTER OG RØR**

### **6.7.1 INNLEDNING**

Mht. utforming av kulverter og rør brukt som underganger for veg- og/eller gang- og sykkeltrafikk, vises det til håndbok 100-1 Konstruksjoner i fylling.

Når det gjelder prefabrikkerte membraner til bruk for å beskytte nedfylte konstruksjoner, vises det til håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler.


### **6.7.2 KULVERTER OG UNDERGANGER I PLASSTØPT BETONG**

For typiske løsninger, se håndbok 100-1.

Overgangsplater skal utføres iht. Prosjekteringsreglenes pkt. [5.3.7.5](#) (s. [190](#)).

### **6.7.3 STÅLRØR**

Varmforsinkede stålrør er ikke tillatt brukt som vanngjennomløp. Det kan imidlertid tillates i øvre delen av et gjennomløp dersom det da bare sporadisk kommer i kontakt med gjennomløpsvannet.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 6 SPESIELLE KONSTRUKSJONSKRAV 6.8 FERJEKAIER OG FERJEKAIBRUER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 281
--	--	--------------------------------------

## **6.8 FERJEKAIER OG FERJEKAIBRUER**

### **6.8.1 GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI**

Det vises til Prosjekteringsreglenes pkt. [1.1.2](#) (s. [24](#)) og pkt. [1.4.2](#) (s. [38](#)).

## **6.9 SEGMENTBRUER MED KASSETVERRSNITT I BETONG**

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

## **6.10 FREMSKYVNINGSKONSTRUKSJONER**

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

## **6.11 BUEBRUER**

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

For utskifting av eventuelle hengestenger gjelder avs. [6.2.5](#) (s. [268](#)).

## **6.12 FLYTEBRUER**


Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

## **6.13 RØRBRUER**

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

## **6.14 SENKETUNNELER**

Det vises til egne regler for det enkelte prosjekt.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.1 INNLEDNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 282
--	---	--------------------------------------

## 7 UTSTYR OG BELEGNING

### 7.1 INNLEDNING

#### 7.1.1 OMFANG

Prosjekteringsreglene kap. 7 behandler utstyr og belegning for bruer. Bestemmelsene er generelle; tilleggbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i Prosjekteringsreglene kap. 6 (s. 264 f.).

#### 7.1.2 GRUNNLAG OG DOKUMENTHIERARKI

Det vises til Prosjekteringsreglene pkt. 1.1.2 (s. 24) og pkt. 1.4.2 (s. 38).

### 7.2 UTSTYR

#### 7.2.1 REKKVERK

Brurekkverk skal utformes i overensstemmelse med NS-EN 1317 og Statens vegvesens håndbøker 231 Rekkverk og 268 Brurekkverk. For øvrig vises til Statens vegvesens håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 87.2.

#### 7.2.2 VANNAVLØP OG ANDRE RØRSYSTEMER


Vannavløp og andre rørsystemer skal utformes iht. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 87.5.

#### 7.2.3 JORDINGSANLEGG

##### 7.2.3.1 Faktorer som utløser krav om jordingsanlegg

Dersom konstruksjonen utrustes med elektrisk lavspennings-, høyspennings-, teleanlegg eller er føringsvei for høyspenningskabler, skal brua utstyres med jordingsanlegg iht. de elektriske forskriftene (FEL og FEF). Lynvernanlegg krever også jordingsanlegg.

Bruer og andre konstruksjoner med elektrisk jernbane, sporveier osv. som krysser over, under, passerer nær inntil, eller som har andre former for høyspenningsanlegg i nærheten, skal vurderes spesielt og forelegges de respektive etater (selskap). Det skal spesielt utredes om returstrøm fra disse baneanleggene kan benytte brua som returledning, og hvilke farer og problemer det kan medføre.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 283</p>
--	--	--

Hvis brua eller konstruksjonen utelukkende er føringsveg for lavspenningskabler og tele- eller signalkabler med trekkerør innstøpt i betong, se pkt. 7.2.6.3.1 (s. 286), kan jordingsanlegg sløyfes.

Det skal vurderes om brua på et senere tidspunkt kan bli utrustet med elektriske anlegg som da vil utløse krav om jordingsanlegg. Brukonstruksjonen skal da være forberedt og tilrettelagt for etablering av jordingsanlegg.

### 7.2.3.2 Prosjektering og utførelse av jordingsanlegg


Når krav om jordingsanlegg foreligger, skal det etableres jordelektroder i tilknytning til fundamentene. For konstruktive elementer, f.eks. overbygning og pilar, skilt fra hverandre med elementer uten eller med usikker elektrisk ledningsevne, f.eks. neoprenbaserte lager, må elementenes armeringskurver forbindes elektrisk med kabel og festepunkt iht. nevnte regelverk. Tilsvarende gjelder for brurekkverk og andre utsatte deler med usikker kontakt til armeringskurven i overbygningen.

Det skal utarbeides egne tegninger og beskrivelse over komplett jordingsanlegg med nødvendige detaljer, samt plan for FDV. Prosjektering av jordingsanlegg kan bare utføres av firma som er registrert hos Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) for slikt arbeid. Tilsvarende gjelder for utførelse. Det skal foreligge samsvarerklæring fra både prosjekterende og utførende entreprenør. Det skal i hvert enkelt tilfelle, før byggestart, foreligge en underskrevet uttalelse fra elektroansvarlige i regionen, som bekrefter at løsningen er iht. regelverket.

### 7.2.4 BELYSNING OG ELEKTRISKE INSTALLASJONER

Det skal installeres lys i alle hulrom som benyttes som gangvei eller er tilgjengelig for inspeksjon. Avstanden mellom lyspunktene skal ikke være større enn 20 m. Det skal minst være én lysbryter ved hver utgang hvor lyset skal kunne slås av/på uavhengig av av/på-posisjon på øvrige brytere. Det skal benyttes lysstoffrør beregnet på utendørs bruk, f.eks. 2 × 18 W armatur pr. lyspunkt. Lyspunktene skal fungere uavhengig av om ett svikter.

Det skal installeres jordet uttak for arbeidsstrøm på hengebruer og skråstagbruer. Jordet uttak av typen 3/32A+j plasseres innvendig i tårnet ved kjørebanelnivå, i tårntopp, og innvendig i avstivningsbjelken ved hver ende og med 50 meters mellomrom dersom bjelken er utført som hulkasse.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 284
--	---	--------------------------------------

Ved større betong- og stålkassebruer skal installasjon av arbeidsstrøm vurderes.

Det bør gjøres nødvendige forberedelser for belysning av kjørebanelen dersom lys ikke monteres under byggingen.

### **7.2.5 SIKKERHETSINSTALLASJONER FOR LUFTFART OG SKIPSTRAFIKK**

Bruer som kan være en luftfartshindring, skal utstyres med flysikringslys. Markeringslysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Det vises til Luftfartsverkets Normer for varselmerking av luftfartshindringer.

Bruer som går over seilleder, skal utstyres med markeringslys/seillys og skilting. Markeringslysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Det vises til Kystverkets regler IALA rekommendasjon for merking av faste broer over navigerbart farvann.

### **7.2.6 INSTALLASJONER FOR ØVRIGE SERVICEETATER**

#### **7.2.6.1 Generelt**

For bruer der det er aktuelt å føre tele- eller signalkabler, høyspenningskabler, vannledninger, kloakkledninger, avløpsledninger, fjernvarmeledninger eller installasjoner for gasser eller brennbare væsker gjennom eller under bruene, skal nødvendige planer utarbeides tilstrekkelig tidlig i planfasen slik at driftsikre og vedlikeholdsvennlige anlegg oppnås.


Når installasjonene er synlige, skal de utformes på en slik måte at de ikke virker skjemmende.

Installasjonene skal utformes med bestandige materialer og tåle de påkjenninger de forventes å bli utsatt for gjennom planlagt levetid. De skal være sikret mot påkjørsel og hærverk. Det skal tilrettelegges for enkel utskifting av slitasjedeler eller andre deler som har levetid mindre enn planlagt for anlegget. Ved utforming av overgang mellom overbygning og landkar skal det tas hensyn til bruas bevegelse.

Drift og vedlikehold av installasjonene skal kunne foregå uten innvirkning for trafikken både på og eventuelt under brua.

Adkomst til brukasser eller til inspeksjonsanordninger for utvendige installasjoner skal sikres med låsing. Adkomsten reguleres av Statens vegvesen.



 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR</p>	<p style="text-align: right;">Håndbok 185 Okt. 2009 Side 285</p>
--	--	--

I tillegg til krav gitt her skal installasjonene planlegges, bygges, drives og vedlikeholdes i henhold til de lover, forskrifter og retningslinjer som gjelder for de enkelte installasjonstypene. Dette gjelder også merking av installasjonene. Hvis det er behov for egne sikkerhetsinstruksjoner, skal disse plasseres ved alle adkomståpninger. Alle installasjoner skal merkes med eier samt kontaktadresse. Behov for tilleggsmerking (installasjonstype, andre tekniske data m.m.) skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Når det gjelder krav til elektrisk utstyr, innstøpningsgods, kabelbruer, opphengsdetaljer m.m., se håndbok 026, prosess 87.6.


### 7.2.6.2 Kontroll og godkjenning

For alle installasjoner skal type, tekniske hoveddata, plassering, monteringsdetaljer etc. framgå av bruplanene. Bruplanene kontrolleres og godkjennes på vanlig måte iht. avs. 1.5 (s. 51 f.).

For høyspenningskabler og ledninger for vann, kloakk, avløpsvann, fjernvarme, gasser og brennbare væsker skal det i tillegg gjøres en separat utredning som vedlegges bruplanene. Utredningen bør derfor utarbeides tidlig i planfasen og senest i løpet av forprosjektfasen. Den skal inneholde en vurdering av tekniske og økonomiske forhold, samt samfunnets sårbarhet forsyningsmessig ved brudd. Utredningen skal inkludere en risikoanalyse som minimum dekker følgende forhold der det er relevant:

- Lekkasje fra installasjonene
- Fare for eksplosjoner eller brann
- Risiko knyttet til trafikkulykker med påfølgende brann
- Risiko knyttet til hærverk
- Hvilken risiko utgjør installasjonene for personer som utfører bruvedlikeholdet
- Eventuelle spesielle forhold i overgangssonen mellom bru og veg/fylling
- Risiko for korrosjon av spennarmering (for- eller etterspent)

Tilsvarende utredning som beskrevet i det foregående skal også gjennomføres for føring utenom bru som grunnlag for å bestemme om installasjonene skal føres utenom eller i/under brua. Utredningene skal igangsettes og bekostes av aktuell serviceetat.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 286
--	---	--------------------------------------

For høyspenningskabler skal det i tillegg foreligge en underskrevet uttalelse fra elektroansvarlige i regionen, som bekrefter at løsningen er iht. gjeldende regelverk på området.

### 7.2.6.3 Installasjonsspesifikke krav

#### 7.2.6.3.1 *Tele- og signalkabler*

Kabler med spenning opptil 50 V defineres som tele-/signalkabel.

Trekkerør kan legges over den konstruktive delen av bruplaten, f.eks. i opphøyet del av fortau eller gangbane.

Plassering av trekkerør i kantdragere ikke tillatt.

Trekkerør kan plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet hvis avstanden fra ytterside trekkerør til betongoverflaten er minimum 0,15 m. Trekkerørene skal plasseres innenfor den overflatearming som tilhører konstruksjonsdelen. For avstand fra trekkerør til armering gjelder overdekningskravene gitt i avs. [5.3.6.2](#) (s. 181 f.). Det skal dokumenteres at betongtverrsnitt med fratrekk av trekkerør har tilstrekkelig bæreevne.

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkt skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.


Kablene kan også plasseres under bruplaten eller inne i brukassen uavhengig av konstruktivt materiale. De skal da anordnes systematisk på egnede kabelbruer eller i bunter av trekkerør. Avstand til flater på brua eller innbyrdes mellom f.eks. bunter, skal være slik at inspeksjon og nødvendige vedlikeholdstiltak er praktisk gjennomførbare.

For kabelbruer eller rektangulære bunter av trekkerør gjelder følgende krav til minimumsavstander, unntatt ved tverrskott og festepunkter:

$$d_H = 0,2 \text{ m} + 0,3 \cdot b \leq 0,4 \text{ m}$$

$$d_V = 0,2 \text{ m} + 0,6 \cdot h \leq 0,6 \text{ m}$$

der  $d_H$  er horisontal avstand til kassevegg eller bjelkesteg og  $d_V$  er vertikal avstand til bruplate eller bunnplate, eller vertikal avstand mellom bunter. Videre er  $b$  og  $h$  hhv. buntens bredde og høyde i m.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 287
--	---	--------------------------------------

For enkeltrør, sirkulære bunter av trekkerør eller større rør gjelder følgende krav til minimumsavstander:

$$d_H = 0,2 \text{ m} + 0,2 \cdot D \leq 0,4 \text{ m}$$

$$d_V = 0,2 \text{ m} + 0,4 \cdot D \leq 0,6 \text{ m}$$

der  $D$  er rørets eller buntens diameter i m.

I tillegg skal det være minimum 0,8 m fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Kravet gjelder også for festepunktene.

Kabelbruens størrelse eller antall trekkerør skal planlegges med hensyn til framtidig behov.

Avstand mellom tele-/signalkabler og høyspenningskabler skal være iht. kabelleverandørs krav eller minimum 0,6 m.

#### **7.2.6.3.2 Høyspenningskabler**

Kabler med spenning over 1 000 V AC eller 1 500 V DC defineres som høyspenningskabler.


Høyspenningskabler skal utstyres med vern slik at det skjer en momentan utkobling ved jordfeil eller kortslutning. Oljeisolerte kabler er ikke tillatt i bruer.

Muligheten for at kabelbrann skal oppstå og utvikle seg til en fare for selve brukonstruksjonen, skal vurderes i forhold til bru- og kabeltype, geometriske forhold og eventuelle brennbare materialer i nærhet av kabelen.

Høyspenningskabler tillates ikke lagt i kantdrager, opphøyet gangbane eller fortau.

Høyspenningskabler kan for kortere bruer plasseres i den konstruktive delen av betongtverrsnittet. Forutsetningen er at kabelens tre ledere er bundet sammen i en trekant, og at kabelen er praktisk trekkbar for den aktuelle brulengden. Lederne plassert i separate trekkerør er ikke tillatt. Avstanden fra ytterste trekkerør til ok konstruktivt brudekke skal være minimum 0,3 m. Til øvrige betongoverflater er kravet 0,15 m. Trekkerørene skal plasseres innenfor den overflatearming som tilhører konstruksjonsdelen. For avstand fra trekkerør til armering gjelder overdekningskravene gitt i avs. [5.3.6.2](#) (s. 181 f.).

Det skal dokumenteres at betongtverrsnitt med fratrek av trekkerør har tilstrekkelig bæreevne.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 288
--	---	--------------------------------------

Innstøpte trekkerør skal utformes slik at vanninntrengning hindres. Alle lavpunkt skal dreneres slik at ansamling av kondensvann unngås.

All armering som er tilnærmet parallell med kablene innen en avstand på 0,2 m, skal for innstøpte trekkerør være sammenbundet med tverrarmring i alle kryssningspunkter.

Kablene kan også plasseres fritt under bruplaten eller inne i brukassen uavhengig av materiale. For kablertyper der de tre lederne er bundet sammen i en trekant, gjelder kravene til minimumsavstandene  $d_H$  og  $d_V$  i pkt. [7.2.6.3.1](#) for enkeltrør, flere kabler på kabelbru osv.

For fritt plasserte kabler der lederne ligger i samme plan, økes minimumskravene for  $d_H$  og  $d_V$  med 0,2 m.

I tillegg skal det være minimum 0,8 m fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Kravet gjelder også for festepunktene.


Avstand fra kabel (ledere i trekant) til for- eller etterspent armering som er tilnærmet parallell med kabelen, skal være minimum 0,5 m. Dette gjelder høyspenningskabler både i trekkerør og fritt plassert. For kabler med ledere i samme plan økes minimumskravet med 0,2 m.

For gjennomføringer i stålkonstruksjoner som tverrbærer, tverrskott etc., er minimum fri avstand fra kabel til konstruksjonsdelen 0,2 m. Avstanden kan reduseres til 0,1 m ved bruk av brannhemmende tiltak.

### **7.2.6.3.3 Væskeførende ledninger**

For ledninger som fører vann, avløpsvann, kloakk etc., må frostsikring vurderes spesielt. Det samme gjelder skadevirkning på brua og eventuell tredjepart ved lekkasjer. Bruer med kassetverrsnitt som har væskeførende ledninger, skal forsynes med åpen drenasje for å unngå fylling ved lekkasjer og dermed statisk overbelastning. Selvåpnende ventiler, for at brukassen skal være mest mulig tett under vanlig drift (f.eks. ved avfuktingsanlegg), tillates ikke. Drenasjen skal dimensjoneres for fullt ledningsbrudd. Hvis det er flere ledninger, skal drenasjens kapasitet vurderes spesielt.

For krav til minimumsavstander gjelder  $d_H$  og  $d_V$  i pkt. [7.2.6.3.1](#).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 289
--	---	--------------------------------------

I tillegg skal det være minimum 0,8 m fri bredde på den ene siden for inspeksjon. Kravet gjelder også for festepunktene.

#### **7.2.6.3.4 Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker**

Ledninger for fjernvarme, gasser og brennbare væsker tillates bare i unntakstilfelle ført under eller gjennom bruer. Det utarbeides egne krav for det enkelte prosjekt. For minsteavstander, se pkt. [7.2.6.3.3](#) hvis ikke annet er spesifisert.

### **7.2.7 MANNHULL OG INSPEKSJONSLUKER**

I overbygning, pilarer/tårn etc. utført som hultverrsnitt, skal det installeres mann-hull eller inspeksjonsluker, anordnet i slikt omfang at hele hulrommet kan inspiseres fra innsiden. Kravet gjelder ikke mindre hulrom som f.eks. sparerør i betongkonstruksjoner og mindre hultverrsnitt i stål, som ikke er forutsatt skal inspiseres fra innsiden.

Fra utsiden skal det være hensiktsmessig og trygg atkomst til innvendige rom for inspeksjon. Atkomsten skal kunne stenges med låsbare luker eller dører.

Utforming og størrelse av mannhellene tilpasses brutypen, men skal være minimum  $800 \times 800 \text{ mm}^2$ , ev.  $\text{Ø} 900 \text{ mm}$  i horisontale flater, og  $b \times h = 800 \times 2000 \text{ mm}^2$  i vertikale flater. Høydekravet gjelder når tilstøtende rom har fri høyde større eller lik 2,4 m. Ved fri høyde 1,6 m er høydekravet til åpningen 1,6 m. Det interpoleres for mellomliggende verdier.


Kassebjelker som forutsettes åpne for inspeksjon, skal ha åpning i alle tverrbærere iht. kravene foran. Hvis kasselengden er mindre enn 400 m, kan åpningen i den ene endetverrbæreren sløyfes og erstattes med mann hull i bunnplaten nær landkar.

Kassebjelker i betong skal mellom tilkomståpningene i hver ende nevnt foran, forsynes med mann hull i bunnplaten med maksimal avstand 400 m. Mannhellene plasseres nær pilarer.

### **7.2.8 TRAPPER OG GANGBANER**

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal ha solid rekkverk med høyde minst 1,1 m.

Gangbaner og rette trapper skal ikke ha mindre bredde enn 0,8 m.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 290
--	---	--------------------------------------

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal dimensjoneres for en nytte-  
last på 2 kN/m<sup>2</sup>. De skal i tillegg dimensjoneres for en punktlast på 1,5 kN med  
belastningsflate 0,1 × 0,1 m<sup>2</sup>.

For øvrig henvises til bestemmelsene i Byggeforskriftene.

### 7.2.9 NIVELLERINGSBOLTER

Bruoverbygning med spennvidde større enn 10 m skal utstyres med nivellerings-  
bolter av messing. Boltene skal plasseres parvis (på begge sider av brua), enten i  
kantdrager eller direkte i bruplata dersom den er uten kantdrager. Som et minimum  
skal boltepar plasseres ved opplegg og i feltmidte. For bruer med mer enn 25 m  
spennvidde skal boltepar i tillegg plasseres i 4-delspunktene. For bruer med mer enn  
100 m spennvidde skal det plasseres boltepar med maksimal avstand 25 m i bruas  
lengderetning. Inndelingen tilpasses slik at opplegg, feltmidte og 4-delspunkter  
dekkes. For andre konstruksjoner vurderes behovet for nivelleringsbolter i hvert  
enkelt tilfelle.


Det skal foretas innmåling ved ferdigstillelse av konstruksjonen. Verdiene føres  
inn på en egnet Som Bygd-tegning. Det skal framgå hvilke fastpunkter som er  
benyttet, krav til målenøyaktighet, forslag til innmålingshyppighet og eventuelt  
andre forhold som kan være av betydning for målingene. Nevnte dokumentasjon  
skal framgå av IDV-planen, se pkt. 1.4.7 (s. 48).

### 7.2.10 SIGNAL- OG BOMANLEGG FOR BRUSTENGNING

For enkelte spesielle brukonstruksjoner kan det være forutsatt at det monteres sik-  
ringssystemer med signallys og bommer for å kunne regulere og eventuelt stenge  
innkjøringen. Det vises til Prosjekteringsreglens kap. 6 (s. 264 f.) og til prosjek-  
teringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.

### 7.2.11 INSTRUMENTERING

Enkelte brukonstruksjoner kan være forutsatt instrumentert for systematisk regist-  
rering av brukonstruksjonens bevegelser eller annen lastrespons eller for overvåk-  
ning av eventuelle beskyttelsessystemer, lekkasjer, korrosjon eller annen nedbry-  
ting, se håndbok 212 Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon  
av konstruksjoner. Oppfølgingsprosedyrer skal framgå av IDV-planen, se pkt. 1.4.7  
(s. 48).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.2 UTSTYR	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 291
--	---	--------------------------------------

Det vises til Prosjekteringsreglenes kap. 6 (s. 264 f.) og til prosjekteringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.


## **7.2.12 DIVERSE**

### **7.2.12.1 Overflatebehandling av ståldeler**

Det vises til Prosjekteringsreglenes avs. 5.4.6 (s. 210).

### **7.2.12.2 Lager, ledd og fugekonstruksjoner**

Det vises til Prosjekteringsreglenes avs. 5.11 (s. 258 f.).

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.3 BELEGNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 292
--	--	--------------------------------------

## 7.3 BELEGNING

### 7.3.1 GENERELT

I etterfølgende punkt gis bestemmelser om belegningsklasser for brudekker, mens krav til belegningsvekter er behandlet i pkt. [2.3.2.2](#) (s. 78).

### 7.3.2 BELEGNINGSKLASSER

Brubelegningens hovedfunksjon er å hindre skade på det bærende brudekket. Dette gjøres ved å fuktisolere brudekket for å hindre forvitring av betong og korrosjon på stål, samt å beskytte brudekket og fuktisoleringen mot mekanisk slitasje fra trafikken. Bruk av salt i vintervedlikeholdet og brudekkets slitasjepåkjenning er de viktigste momentene i denne vurderingen.

Aktuelle belegningstyper for nye bruer deles inn i følgende klasser:

*A1 Asfaltslitelag direkte på brudekket.*

Ingen form for impregnering eller fuktisolering av betongen. Vil beskytte brudekket mot trafikkslitasje, men vil ikke gi beskyttelse mot vann og salt ovenfra.

*A2 Asfaltslitelag med forenklet fuktisolering av brudekket.*

Omfatter impregnering av betongbrudekket med et materiale som tetter og/eller øker styrken i det øverste laget av betongen før asfaltslitelaget legges. Impregneringen vil gi en viss beskyttelse mot vann- og saltnedtrengning i betongen, men beskyttelsen har begrenset effekt og levetid.

*A3 Asfaltslitelag med full fuktisolering av brudekket.*

Forutsetter ett eller flere fuktisolerende lag mellom brudekket og belegningens slitelag. Belegningsklassen representerer en fullstendig og mer varig beskyttelse av brudekket.

*B1 Betongslitelag støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen.*

Slitelaget støpes ut sammen med det bærende brudekket ved at det støpes med større overdekning over overkantarmeringen.

*B2 Påstøp av betongslitelag med heft til konstruksjonsbetongen.*

Påstøpen består av et eget betonglag som kontaktstøpes mot underliggende bærende brudekke, etter at dette har herdnnet og unnagjort en betydelig del av sine deformasjoner. Påstøpsbetongen proporsjoneres spesielt med hensyn



til slitestyrke. Betongen vil som hovedregel inneholde stålfiberarmering og skal limes til underbetongen.

Med brudekke menes her kjørebane, fortau eller gangbane, midtrabatt etc. og brudekke for separate gangbruer. For midtrabatter etc. kan slidedelen erstattes med andre materialer.

På tette brudekker av stål og tverrforspente brudekker av tre skal det alltid benyttes belegningsklasse **A3**, se tab. 39.

For brudekker av betong skal det benyttes belegningsklasser i henhold til tab. 39. I tillegg til saltbruk og slitasjeforhold skal det vektlegges om brudekket er slakkarmert eller spennarmert, eller om brudekket er en del av en bærende stålkonstruksjon, med eller uten samvirke.


For fortau og gangbaner bestemmes belegningsklasse av forholdene på tilstøtende kjørebane og tab. 39.

Tabell 39: Valg av belegningsklasser

Slitasjeforhold pga. piggdekk	Salting i vintervedlikeholdet	ÅDT	Slakkarmert brudekke på betongbru	Spennarmert brudekke og stålbru med betongdekke	Tett ståldekke	Tredekke, tverrforspent
Liten slitasje	Ingen salting	< 1000	A1 A2 B1 ( $t \geq 30$ ) B2 ( $t \geq 60$ )	A2 A3 B1 ( $t \geq 30$ ) B2 ( $t \geq 60$ )	A3	A3
	Litt salting	< 2000	A2 A3 B1 ( $t \geq 30$ ) B2 ( $t \geq 60$ )	A3 B1 ( $t \geq 30$ )		
Stor slitasje	Mye salting	$\geq 2000$	A3 B1 ( $t \geq 40$ ) <sup>a</sup> B2 ( $t \geq 60$ ) <sup>a</sup>	A3		

$t$  [mm] er tykkelse av betongslitelaget (kommer i tillegg til nødvendig armeringsoverdekning).

<sup>a</sup>Bare aktuelt for mindre bruer på veg med betongdekke.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING 7 UTSTYR OG BELEGNING 7.3 BELEGNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 294
--	--	--------------------------------------

Valg av belegning skal gjøres med utgangspunkt i en planleggingshorisont på 20–30 år, dvs. hvis det f.eks. ikke er behov for vegsalting i dag, men må forventes innenfor perioden, så skal det planlegges for vegsalting. Det bør tas hensyn til planer for framtidig endring eller ombygging av brua. Valg av belegning og framtidig belegningsvedlikehold må ses i sammenheng.

Trafikkutviklingen på brua må klarlegges ved bruk av trafikkprognoser. Både totalt trafikkvolum og andel tunge kjøretøy er av interesse.

Trafikkmønster og -hastighet er med på å bestemme kravene til slitelagets jevnhet og stabilitet på belegningen. Det må klarlegges om trafikken vil flyte fritt over brua eller om det er fare for kødannelse og stopp f.eks. på grunn av kryss eller rundkjøringer ved bruenden.


Hyppig skifte av slitelagstype (betong/asfalt) langs en vegrute må unngås. På viktige vegruter (stamveg, viktige riksveger) bør betongslitelag unngås på små bruer med asfaltdekke på tilstøtende veg. Hvis det tilsvarende er betongslitelag på tilstøtende veg, må også små bruer ha betongslitelag.

Faste fugekonstruksjoner gir ikke mulighet for å regulere slitelagstykkelsen opp eller ned. Valg av belegningsklasse og fugekonstruksjon er derfor ikke uavhengige valg. Slitelagets tilslutning til fuge skal detaljeres, også med hensyn til framtidig vedlikehold. Oppståtte nivåforskjeller må kunne kiles ut med enkle midler.

Klimaet har betydning for om det skal brukes salt i vintervedlikeholdet. Videre må det tas hensyn til temperaturforhold ved valg av materialer i belegningen. Lave temperaturer og hurtige temperatursvingninger kan medføre sprekkdannelse i asfalt og frostskafer i betong. Høye temperaturer i asfalten kan medføre stabilitetsproblemer.

På grunn av faren for instabilitet og siging skal man være spesielt oppmerksom på solinnfall mot asfaltdekke på bruer med sterk stigning, og da spesielt hvis slik geometri faller sammen med akselerasjons- og retardasjonsområder.

Åpne dekketyper som for eksempel gitterristdekker, er ikke tillatt verken i kjøre- eller gang-/sykkelareal for permanente bruer. Unntak er ferjekaibruer, der trafikken går med lave hastigheter, og midlertidige bruer med brukstid inntil 5 år.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">8 EKSISTERENDE OG MIDLERTIDIGE BRUER</p> <p style="text-align: center;">8.1 GENERELT</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 295</p>
--	---	---

## 8 EKSISTERENDE OG MIDLERTIDIGE BRUER

### 8.1 GENERELT

Eksisterende og midlertidige bruer på riks- og fylkesveg forvaltes iht. Statens vegvesens håndbok 147 Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer. Ved beregning av maksimalt tillatt trafikklaster for bruer skal Statens vegvesens håndbok 238 Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett, legges til grunn for hele det offentlige vegnettet.

Der håndbok 147 eller 238 er uten særskilte bestemmelser, skal håndbok 185 legges til grunn for alle typer tiltak på eksisterende og midlertidige bruer.

### 8.2 TRAFIKKLASTER

#### 8.2.1 BRUKLASSIFISERING

Ved klassifisering av eksisterende bruer og andre konstruksjoner skal trafikklaster være iht. brukslastene definert i håndbok 238 (tyngste brukslast er Bk10/60 med totalvekt 60 tonn og lastlengde 18,0 m). Det samme gjelder klassifisering for spesialtransporter.

Til støtte for klassifiseringsarbeidet kan håndbok 239 Bruklassifisering: Lastforskrifter 1920–1973 og brunormaler 1912–1958 brukes. Dette er en samling av tidligere lastforskrifter, samt normaler for mindre standardiserte bruer.


#### 8.2.2 SPESIELLE VEGNETT

Ved opprettelse av spesielle vegnett som mobilkrannett og 100-tonnsnett skal trafikklaster iht. håndbok 238 brukes.

Det er ikke definert eget vegnett mht. bæreevnen for modulvogntog (totalvekt 60 tonn, lastlengde 21,0 m og maksimal kjøretøylengde 25,25 m). Bruer trafikkkert med modulvogntog forutsettes klassifisert for Bk10/60 iht. håndbok 238.

#### 8.2.3 MIDLERTIDIGE BRUER

Midlertidige bruer, dvs. bruer med kortere funksjonstid enn 5 år, kontrolleres for trafikklaster iht. Prosjekteringsreglenes pkt. 8.2.1, eventuelt også pkt. 8.2.2 hvis aktuelt.

 <b>Statens vegvesen</b>	<p style="text-align: center;">BRUPROSJEKTERING</p> <p style="text-align: center;">8 EKSISTERENDE OG MIDLERTIDIGE BRUER</p> <p style="text-align: center;">8.3 FORSTERKNING/OMBYGGING</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 296</p>
--	---	---

## 8.3 FORSTERKNING/OMBYGGING

### 8.3.1 MIDLERTIDIG FORSTERKNING/OMBYGGING

Ved midlertidig forsterkning/ombygging av ei bru, dvs. når funksjonstiden er kortere enn 5 år, skal det ved prosjekteringen minst legges til grunn den brukslast som gjelder for tilstøtende bruer/vegstreking/vegnett. Videre skal det avklares spesielt hvilken belegningsvekt som skal legges til grunn.

### 8.3.2 PERMANENT FORSTERKNING/OMBYGGING

For permanent forsterkning/ombygging, dvs. når funksjonstiden er lengre enn 5 år, skal det ved prosjekteringen legges til grunn én bruksklasse høyere enn det tilstøtende bruer/veg/vegnett er klassifisert for. Hvis brua inngår i et spesielt vegnett, eller at det kan bli aktuelt senere, skal disse lastene også medtas ved dimensjoneringen, se Prosjekteringsreglenes pkt. [8.2.2](#).


Hvis brua skal ha en funksjonstid på mindre enn 50 år, begrenses trafikklaster oppad til dimensjonerende laster for Bk10/60 iht. håndbok 238. Er funksjonstiden stipulert til mer enn 50 år, begrenses trafikklaster oppad til dimensjonerende laster i Prosjekteringsreglenes kap. 3 (s. [118 f.](#)).

Belegningsvekter iht. Prosjekteringsreglenes avs. [7.3](#) (s. [292 f.](#)) skal legges til grunn ved dimensjoneringen.

## 8.4 EKSISTERENDE BRUER SOM INNGÅR I NYE VEG-ANLEGG

For eksisterende bruer som planlegges å inngå i nye veganlegg, skal det påvises ved LCC-analyse (levetidskostnad) at løsningen er optimal. Dette gjelder også dersom bruken endres f.eks. fra vegbru til gangbru.


Eksisterende bruer som inngår i nye veganlegg forutsettes oppgradert slik at trafikksikkerheten blir tilsvarende øvrige deler av anlegget. Videre skal et eventuelt vedlikeholdsetterslep innhentes, dvs. det forutsettes utbedring av skader og mangler som sikrer minst 20 års funksjon i vegnettet med et for brutypen normalt nivå på drift og vedlikehold. Spesielt skal det sikres at det også utover nevnte 20 års funksjonstid blir unødvendig med tiltak som kommer i konflikt med trafikkavviklingen.

 <p><b>Statens vegvesen</b></p>	<p>BRUPROSJEKTERING</p> <p>8 EKSISTERENDE OG MIDLERTIDIGE BRUER</p> <p>8.4 EKSISTERENDE BRUER SOM INNGÅR I NYE VEGANLEGG</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 297</p>
--	--	---

Det skal minst påvises tilfredsstillende bæreevne for Bk10/60 tonn, mobilkrannett og 100-tonnsnett, se Prosjekteringsreglenes pkt. [8.2.1](#) og pkt. [8.2.2](#).


Hvis brua skal ha mer enn 50 års funksjonstid i det nye veganlegget, skal den kontrolleres for trafikklastene i Prosjekteringsreglenes kap. [3](#) (s. [118](#) f.).

Mht. belegningsvekter skal Prosjekteringsreglenes avs. [7.3](#) (s. [292](#) f.) legges til grunn for kontrollen.

 <b>Statens vegvesen</b>	BRUPROSJEKTERING REFERANSER	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 298
--	--------------------------------	--------------------------------------

## REFERANSER

- [1] *NS 3470-1 – Prosjektering av trekonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler – Del 1: Allmenne regler.*
- [2] *NS 3472 – Prosjektering av stålkonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler.*
- [3] *NS 3473 – Prosjektering av betongkonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler.*
- [4] *NS 3476 – Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong – Beregning og dimensjonering.*
- [5] *NS 3480 – Geoteknisk prosjektering – Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider.*
- [6] *NS 3490 – Prosjektering av konstruksjoner – Krav til pålitelighet.*
- [7] *NS 3491-1 – Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 1: Egenlaster og nyttelaster.*
- [8] *NS 3491-3 – Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 3: Snølaster.*
- [9] *NS 3491-4 – Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 4: Vindlaster.*
- [10] *NS 3491-5 – Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 5: Termiske påvirkninger.*
- [11] *NS 3491-12 – Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster – Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger.*
- [12] *AASHTO, Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 1991.*
- [13] *Ole Damgaard Larsen, Ship Collision with Bridges, IABSE, Structural Engineering Document no. 4, 1993.*

 <p><b>Statens vegvesen</b></p>	<p>BRUPROSJEKTERING</p> <p>A KOMMENTARER TIL FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 299</p>
--	--	---

## Vedlegg A KOMMENTARER TIL FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER

Kommentarene gjelder ikke som en del av forskriften.

### TRAFIKKLAST PÅ VEGBRUER

Regler for beregning av tillatte totalvekter og en oversikt over eldre lastklasser finnes i Statens vegvesens håndbøker 238 og 239 som omhandler bruklassifisering.

Trafikklastene er bygd opp av ekvivalentlaster som bl.a. skal dekke opp kjøretøy med 130 kN aksellast og 650 kN totalvekt. Bruer bygd etter forskriften tåler uten videre Bk 10.

#### Lasttype V1

Aksellastene i lasttype V1 tilsvarer ett 6-akslet 650 kN kjøretøy med 11,5 m avstand mellom ytterakslene, eller tre 3-akslete 300 kN kjøretøyer hver med 4,4 m mellom ytterakslene. Kjøretøyene er i begge tilfeller omgitt av en jevnt fordelt last på 7 kN/m.


Kjøretøyenes største aksellast og boggilast er 130 kN og 220 kN. Dynamisk påkjenning og ujevn vektfordeling på akslene ivaretas ved at en vilkårlig aksel i en boggi økes fra 110 kN til 180 kN.

Den jevnt fordelte lasten på 9 kN i lasttype V1 tilsvarer en gjennomsnittslast for en rimelig blanding av lette og tunge kjøretøyer.

#### Lasttype V2

Lasttype V2 dekker virkningen av en aksellast i et kjøretøy der det er lagt spesiell vekt på den dynamiske virkning og andre effekter som kan gi kraftig utslag for konstruksjoner med mindre spennvidder.

V2 er beregnet ut fra en tillatt aksellast på 130 kN. Av hensyn til ujevn lastfordeling i lengde- og sideretningen og risiko for overbelastning er den økt til 150 kN. Til denne aksellasten har en lagt et dynamisk tillegg på 75 %, avrundet til 110 kN, slik at total aksellast blir  $150 + 110 = 260$  kN.

 <p><b>Statens vegvesen</b></p>	<p>BRUPROSJEKTERING</p> <p>A KOMMENTARER TIL FORSKRIFT FOR TRAFIKKLASTER</p>	<p>Håndbok 185</p> <p>Okt. 2009</p> <p>Side 300</p>
--	--	---

## Lasttype V3

Lasttype V3 skal dekke virkningen av en hjullast på konstruksjonsdeler med liten spennvidde.

### Horisontal last

Bremselasten 500 kN tilsvarer virkningen av maksimal bremsing av et 650 kN kjøretøy og er forutsatt også å dekke den samlede virkning av bremse- og aksele-rasjonslaster fra den normale trafikk. For mindre brulengder er lasten redusert ut fra sannsynlighetsbetraktninger.

Sentrifugallasten er beregnet ut fra en gjennomsnittlig kjørehastighet på ca. 70 km/t.

## TRAFIKKLAST PÅ GANGBRUER

### Lasttype G2

Lasten består av to aksellaster på 60 og 30 kN med akselavstand 3,0 m. Dynamisk tillegg er inkludert i den største aksellasten. Maksimal aksellast som kan tillates, er 45 kN. Tillatt totalvekt er  $45 + 30 = 75$  kN.

## TRAFIKKLAST PÅ FERJEKAIER

Trafikklastene på ferjekaibruer er satt lavere enn på vegbruer fordi ferjenes dekk er dimensjonert for en trafikklast tilsvarende bruksklasse 10 tonn (Bk 10). Dessuten blir ferjekaibruer skiftet ut oftere enn vegbruer fordi de er mer utsatte for skader.







[www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker](http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker)

ISBN-82-7207-591-1

**Trygt fram sammen**