



Statens vegvesen

185

PROSJEKTERINGSREGLER for bruer

Mars 1996

Normaler



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

PROSJEKTERINGS- REGLER FOR BRUER

Normaler

Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Vegvesenets håndbokserie, en samling fortløpende nummererte publikasjoner som først og fremst er beregnet for bruk innen etaten.

Håndbøkene kan kjøpes av interesserte utenfor Statens vegvesen til de priser som er oppgitt i håndbokoversikten - håndbok 022.

Det er den enkelte fagavdeling innen Vegdirektoratet som har hovedansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

De daglige fellesfunksjoner som utgivelse av håndbøker fører med seg, blir ivaretatt av det sentrale håndboksekretariat.

Vegvesenets håndbøker utgis på 2 nivåer:

- Nivå 1 - Rød farge på omslaget - omfatter Forskrifter, Normaler og Retningslinjer godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.
- Nivå 2 - Blå farge på omslaget - omfatter Veiledninger, Lærebøker og Vegdata godkjent av den enkelte fagavdeling i Vegdirektoratet.

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER

Nr. 185 i Vegvesenets håndbokserie

Opplag: 2000

Trykk: GCS A/S, Oslo

Foto (forside) Skarsundbrua: Svein Finstad

ISBN 82-7207- 410-9

FORORD

Prosjekteringsregler for bruer er utgitt med hjemmel i Forskrifter etter veglovens paragraf 13, fastsatt av Samferdselsdepartementet i brev av 24. mars 1987. Vegdirektoratet har innenfor rammen av disse forskrifter fastsatt utfyllende bestemmelser for prosjektering av bruer (paragraf 7, punkt 1). Myndighet til å fravike Prosjekteringsreglene er lagt til Vegdirektoratet for riksveger, fylkesutvalget for fylkesveger og formannskapet for kommunale veger (paragraf 7, punkt 3).

Prosjekteringsregler for bruer bygger på og erstatter konstruksjonspraksis beskrevet i rundskriv, Mjøsbrureglene og tidligere utkast til generelle og spesielle prosjekteringsregler. Prosjekteringsreglene supplerer Norsk Standard der det ikke er spesielle regler for beregning og dimensjonering av brukonstruksjoner. Der det på forhånd finnes tilfredsstillende prosjekteringsregler i Norsk Standard, Statens vegvesens håndbøker og andre norske eller utenlandske dokumenter, henvises det til disse og gyldighetsrekkefølgen listes opp.

Prosjekteringsreglene er sammen med Statens vegvesens håndbok nr. 184, Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett, det generelle grunnlag for prosjektering, kontroll og godkjenning av bruer, ferjekaier og andre byggverk i det offentlige vegnett. De skal ivareta sikkerhet og enhetlig teknisk standard på alle slike konstruksjoner. En høringsutgave av Prosjekteringsreglene er allerede tatt i bruk fra januar 1992.

Det foregår et omfattende europeisk standardiseringsarbeide som også vil få betydning for prosjekteringsreglene. Det vil utkomme Eurocoder som inneholder prosjekteringsregler også for bruer. En regner med at Prosjekteringsreglene derfor må gjennomgå en omfattende revisjon om en del år.

Statens vegvesens Prosjekteringsregler er å anse som interne retningslinjer som skal følges så langt dette er mulig. Prosjekteringsreglene er ikke forskrifter etter forvaltningsloven, og kan ikke påberopes av publikum. Eventuelle avvik fra Prosjekteringsreglene vil bare være gjenstand for intern påpeking og forføyelse, og forholdet gir ikke publikum klagerett.

Vegdirektoratet, 1996
Ansvarlig avdeling: Bruavdelingen

INNHALDSFORTEGNELSE:

DEL I: PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	13
1. INNLEDENDE BESTEMMELSER.	
1.1 Virkeområde	14
1.2 Dokumenthierarki	14
1.3 Fravik	15
1.4 Definisjoner	15
1.5 Forutsetninger	16
1.6 Mål for prosjekteringen	17
1.7 Konstruktiv utforming	17
1.8 Prosjekteringsprinsipper	18
1.9 Enheter og betegnelser	19
2. GRUNNLAGSMATERIALE	
2.1 Generelt	20
2.2 Grunnlagsmateriale for bruer	20
2.3 Tverrprofiler for bruer	22
2.4 Fri høyde og friomsprofil	23
3. UTFØRELSE	
3.1 Generelt	25
3.2 Toleranser og geometrikontroll	25
4. KRAV TIL DOKUMENTASJON	
4.1 Generelt	27
4.2 Grunnlag og dokumenthierarki	28
4.3 Krav til konstruksjonsberegninger	29
4.4 Krav til beskrivelse og mengdefortegnelse	31
4.5 Krav til tegninger og materiallister	31
4.6 Tegninger av ferdig konstruksjon	33
4.7 Arkivering	34

5.	KONTROLL OG GODKJENNING	
5.1	Grunnlag	35
5.2	Prosjekteringskontroll	35
5.3	Godkjenning	36
5.4	Kontrollgrader og sjekklister	41
	Sjekklister	50
6.	KVALITETSSIKRING	
6.1	Generelt	57
6.2	Helse, miljø og sikkerhet (HMS)	59
7.	BRUERS UTFORMING, GEOMETRI OG UTSTYR	
7.1	Grunnlag og dokumenthierarki	60
7.2	Utforming	60
7.3	Slitelag	61
7.4	Utstyr	61
7.5	Sprengkammer	61
7.6	Atkomst for inspeksjon og vedlikehold	61
7.7	Instrumentering	62

DEL II: LASTER OG DIMENSJONERING	63
1. INNLEDNING	
1.1 Omfang	64
1.2 Grunnlag og dokumenthierarki	64
2. DIMENSJONERINGSPRINSIPPER	
2.1 Dimensjoneringsmetode	65
2.2 Kontroll av grensetilstander	65
2.3 Levetid	67
2.4 Skadekonsekvensklasser, sikkerhetsklasser	67
2.5 Krengeprøver	68
2.6 Modellforsøk og feltmålinger	68
3. LASTER	
3.1 Generelt	69
Klassifisering av laster	70
3.2 Vindlast	71
3.3 Bølge-, strøm- og flomlaster	73
3.4 Temperaturlaster	73
3.5 Påseilingslaster fra skip	81
3.6 Midlertidige laster	81
4. DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	
4.1 Beregning av lastvirkning	82
4.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner	84
5. DIMENSJONERENDE MOTSTAND	
5.1 Generelt	91
5.2 Prøving	91
5.3 Grensetilstander	91

DEL III: MATERIALER OG DIMENSJONERINGSKRAV	93
1. KONSTRUKSJONER I GRUNNEN	
1.1 Innledning	94
1.2 Dimensjonerende lastvirkning	95
1.3 Direkte fundamentering	95
1.4 Peler og pelefundamenter	97
1.5 Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler	100
1.6 Spunt og slissevegger	106
1.7 Forankringer	107
1.8 Armert jord	110
1.9 Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse	110
2. BETONGKONSTRUKSJONER	
2.1 Innledning	111
2.2 Materialer	112
2.3 Dimensjonerende lastvirkning	114
2.4 Dimensjonering	117
2.5 Søylar	119
2.6 Armeringsregler	125
2.7 Konstruksjonsregler	129
3. STÅLKONSTRUKSJONER	
3.1 Innledning	136
3.2 Materialer	137
3.3 Dimensjonering	138
3.4 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler	140
3.5 Overflatebehandling	142
4. KABLER OG KABELSYSTEMER	
4.1 Innledning	144
4.2 Materialer og utførelse	145
4.3 Dimensjonering	147
4.4 Konstruksjonskrav	148
4.5 Overflatebehandling	149

5	TREKONSTRUKSJONER	
5.1	Innledning	151
6.	KONSTRUKSJONSELEMENTER I ANDRE MATERIALER ENN BETONG, STÅL OG TRE	
6.1	Grunnlag og dokumenthierarki	152
6.2	Aluminiumskonstruksjoner	152
6.3	Stein- og blokkmurkonstruksjoner	152
6.4	Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff	153
7.	LAGER-, LEDD- OG FUGEKONSTRUKSJONER	
7.1	Grunnlag og dokumenthierarki	154
7.2	Lager	154
7.3	Leddkonstruksjoner	157
7.4	Fugekonstruksjoner	157

DEL IV: KONSTRUKSJONSTYPER	161
1. GENERELLE KRAV FOR BRUER	
1.1 Innledning	162
1.2 Nedbøyning	162
1.3 Akselerasjoner	162
1.4 Lagertrykk	165
2. FREMSKYVNINGSKONSTRUKSJONER	166
3. FRITT FREMBYGG KONSTRUKSJONER	
3.1 Innledning	167
3.2 Laster	167
3.3 Dimensjoneringskriterier for byggetilstanden	167
3.4 Konstruksjonsregler	169
4. HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER	
4.1 Innledning	170
4.2 Beregningsmodeller	170
4.3 Aerodynamisk stabilitet	170
4.4 Kabelsvingninger	172
4.5 Utskifting av skråstag eller hengestang	172
4.6 Brudd i skråstag/hengestang	173
4.7 Forankring av bærekabel i grunnen	173
4.8 Inspeksjonsanordninger	174
4.9 Elektriske installasjoner	177
5. FLYTEBRUER	178
6. RØRBRUER	179
7. BEVEGELIGE BRUER	180
8. FERJEKAIER OG FERJEKAIBRUER	
8.1 Innledning	181

9.	SKREDOVERBYGG, STØTTEMURER OG TUNNEL-PORTALER	
9.1	Innledning	182
DEL V: EKSISTERENDE BRUER		183
1.	GENERELT	184
2.	LASTER	
2.1	Trafikklaster	184
2.2	Andre laster	184
3.	BEREGNING OG DIMENSJONERING	
3.1	Generelt	184
DEL VI: UTSTYR OG SLITELAG		185
1.	INNLEDNING	
1.1	Omfang	186
1.2	Grunnlag og dokumenthierarki	186
2.	UTSTYR	
2.1	Rekkverk og trafikkdelere	187
2.2	Sluk og drenasje	187
2.3	Belysning og elektriske installasjoner	187
2.4	Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk	188
2.5	Installasjoner for øvrige serviceetater	188
2.6	Mannhull og inspeksjonsluker	188
2.7	Trapper og gangbaner	189
2.8	Diverse	189

3. SLITELAG

3.1	Generelt	190
3.2	Betongslitelag	190
3.3	Bituminøse slitelag på betongdekker	190
3.4	Bituminøse slitelag på ståldekker	191

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER.

DEL I:

PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

1. INNLEDENDE BESTEMMELSER

1.1 Virkeområde

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

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

For spesielle konstruksjonstyper som flytebruer og neddykkede rørbruer forutsettes Prosjekteringsreglene supplert med tilleggsbestemmelser.

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 produksjon, montering og installasjon av elementer, reparasjon, forsterkning, ombygging, riving og fjerning.

Prosjekteringsreglene omfatter ikke prosjektering av stillaser, reisverk eller andre hjelpekonstruksjoner for utførelsen av byggearbeidet, men bør også brukes ved prosjektering av slike konstruksjoner så langt de er relevante.

1.2 Dokumenthierarki

I tilknytning til Prosjekteringsreglenes enkelte emneområder er det 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.

1.3 Fravik

Myndighet til å fravike Prosjekteringsreglene legges til Vegdirektoratet for riksveg, fylkesutvalget for fylkesveg og formannskapet for kommunal veg. Tillatelse til slike fravik skal gis skriftlig.

1.4 Definisjoner

Følgende betegnelser benyttet i Prosjekteringsreglene har slik betydning:

Bruer:

- Alle typer brukonstruksjoner med spennvidde $\geq 2,5$ m som vegbruer, gang- og sykkelvegbruer, bevegelige bruer, flytebruer, neddykkede rørbruer samt kulverter, rør og hvelv i fylling. Bestemmelsene gjelder videre, så langt dette passer, også ferjekaier og andre byggverk i vegnettet som skredoverbygg, støttemurer, tunnelportaler, senketunneler etc.

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 anbudsgrunnlaget.

Prosjekteringsgrunnlaget:

- Omfatter grunnlagsmateriale for utarbeidelse av bruprosjekter som angitt i Del I, pkt. 2.2, samt eventuell supplerende informasjon og særskilte bestemmelser for det enkelte prosjekt.

1.5 Forutsetninger

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.

1.5.2 Utførelsesforutsetninger

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

Når det gjelder behandling av anbuds- og kontraktsmessige sider av byggeplanen, henvises det til Statens vegvesens håndbok 103; "Økonomi og framdrift - Bruer".

Kvalitetssystem skal etableres.

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,
- det utarbeides prosedyrer for utskifting av komponenter som er vesentlige for

konstruksjonens bæreevne og som forventes ikke å vare ut konstruksjonens levetid.

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 og svingninger,
- er sikret bestandighet og funksjonsdyktighet uten unødig bruk av ressurser og ved et normalt vedlikehold,
- har tilfredsstillende sikkerhet mot utmattingsbrudd,
- 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.

1.7 Konstruktiv utforming

Bruer, ferjekaier og andre byggverk 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,
- muliggjør utskifting av lagre, fugekonstruksjoner og eventuelle andre elementer som kan ha kortere levetid enn forutsatt for brukonstruksjonen.

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 spesifiserte toleransekrav til 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.

1.9 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.

2. GRUNNLAGSMATERIALE

2.1 Generelt

I det etterfølgende er det listet opp teknisk grunnlagsmateriale. Generell saksbehandling som høringer, skjønn, grunnnerverv 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.

2.2 Grunnlagsmateriale for bruer

2.2.1 Materiale for alle bruer

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

2.2.2 Tilleggsmateriale for bruer over vassdrag

- Lengdeprofil og tverrprofil av elveløpet
- Beskrivelse av elveløpet (jevnhet, fjellblokker, stein, sand, dynn, 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. Se Statens vegvesens håndbok 100; "Vanngjennomløp".
 - Vannets surhetsgrad, spesielt ved bruk av stålrør. Se Statens vegvesens håndbok 100; "Kulverter og rør."
 - 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.

2.2.3 Tilleggsmateriale for bruer over fjorder og sund

- MV, Zo, HHV, LLV og eventuelt andre nødvendige tidevannsdata som bl.a. finnes i Den Norske Los som utgis av Norges Sjøkartverk. Alternativt kan det være behov for lokale målinger.
- Opplysninger om strøm- og vindforhold. For større bruer utføres som oftest vind- og strømmålinger.
- 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, tømmerselep, fiske, etc. Opplysningene kan innhentes hos Kystverket, lokale myndigheter, organisasjoner etc.
- Søknad om krysningssløyve sendes til Kystverkets distriktskontorer.

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 NSB kunne dispensere fra de generelle kravene i enkelte tilfelle.
- NSB's uttalelse om bruprojektet. Forprosjektet sendes til de lokale

banedivisjoner.

- Det henvises til NSB's prosjekteringsregler.

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.

2.2.6 Tilleggsmateriale for høye bruer og tårn

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

2.3 Tverrprofiler for bruer

2.3.1 Generelt

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

Standardklasse bestemmes etter del B og bruas tverrprofil i henhold til del D i Statens vegvesens håndbok 017.

2.3.2 Utforming av fortau

For alternativene med opphøyd fortau skal høyden på fortauskanten være 0,20 m målt fra topp slitelag. Fortausbredden utføres normalt i henhold til Statens vegvesens håndbok 017, men for bruer med spesielt liten gangtrafikk kan bredden reduseres til $F = 0,75, 1,25$ eller $1,50$ m.

2.4 Fri høyde og friomsprofiler

2.4.1 Fri høyde over kjørebanelen

Krav til fri høyde på vegnettet er gitt i Statens vegvesens håndbok 017; "Veg- og gateutforming".

For bruer lavere enn 5,20 m skal det regnes påkjøringslaster etter Statens vegvesens håndbok 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett."

For enkelte brutyper er det krav til ekstra klaring til f.eks. skråstag, hengestenger, fagverksstaver etc., utover det som er angitt i Statens vegvesens håndbok 017. Minimum sideavstand fra skråstag til friomsprofil som definert i fig. I-1 er 0,5 m.

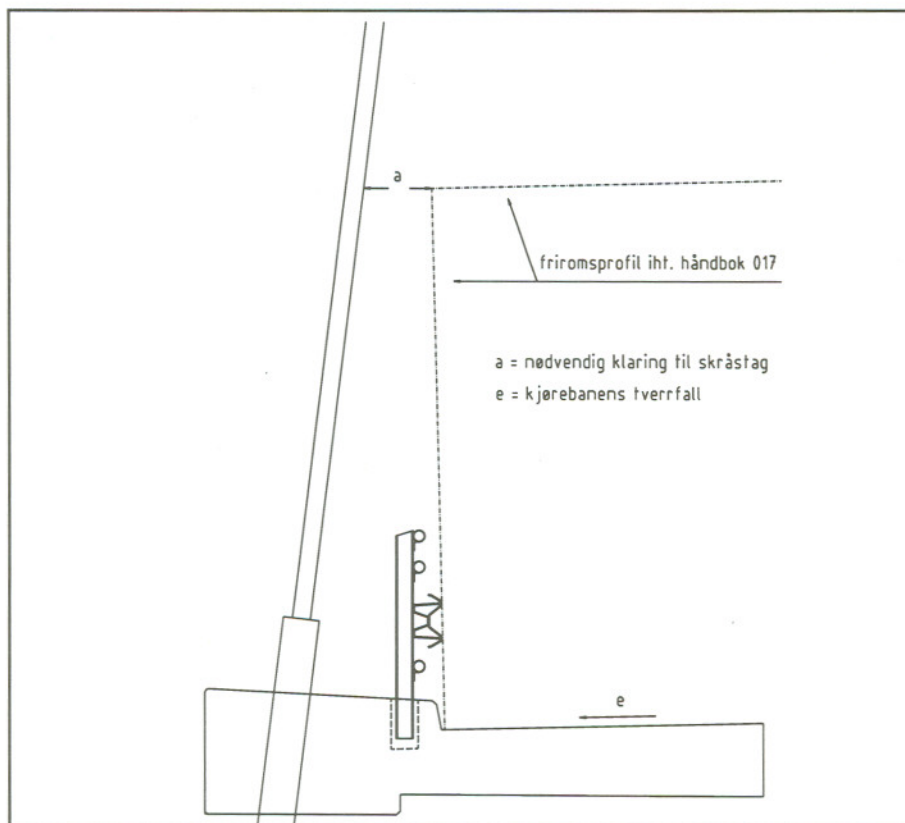


Fig. I-1 Klaring til spesielle konstruksjoner

2.4.2 Fri høyde over vassdrag

Fri høyde over vassdrag skal normalt velges slik at flomvannstanden tilsvarende flom med returperiode på 100 år ikke går opp på overbygning. Fri høyde bør velges høyere når flommen har stor vannhastighet og fører med seg drivende gjenstander.

3. UTFØRELSE

3.1 Generelt

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.

3.1.2 Det forutsettes utarbeidet kontrollplaner for utførelsen av alle fabrikkasjons- og byggearbeider. De detaljerte bestemmelser med hensyn til utførelseskontroll og kontrollklasser er gitt i Statens vegvesens håndbøker og norske standarder.

3.2 Toleranser og geometrikontroll

3.2.1 Prosjekteringsforutsetningene skal være i samsvar med de toleransekrav som er spesifisert for utførelsen. De spesifiserte toleranser skal dekke tilfeldige avvik ved utførelsen og får ikke utnyttes systematisk.

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

- Håndbok 026; "Prosesskode 2",
- Håndbok 096; "Stålkonstruksjoner",
- Håndbok 122; "Kabler til hengebruer",
- Håndbok 114; "Kabelutstøping - Bruer",
- Håndbok 150; "Sikkerhet-Teknisk standard",

og i de dokumentene det henvises til ovenfor.

Strengere toleransekrav kan gjelde for spesielle konstruksjonstyper; det vises til Prosjekteringsreglens Del IV.

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.

- 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 anbudet ved entreprisarbeider.

4. KRAV TIL DOKUMENTASJON

4.1 Generelt

4.1.1 Med dokumentasjon forstås prosjekteringsgrunnlag, oversiktstegninger, produksjonsunderlag som beskrivelser, arbeidstegninger, materiallister og spennlister, samt konstruksjonsberegninger. I begrepet dokumentasjon inngår også utredninger, undersøkelser og rapporter som utgjør del av prosjekteringsoppdraget.

For enkelte prosjekter kan det bli forlangt at dokumentasjonen også skal omfatte operasjonsinstruks for brukonstruksjonens bruk.

4.1.2 Det skal påvises teoretisk, erfaringsmessig eller ved forsøk at alle krav som stilles til byggverkets bruksegenskaper, bæreevne og tekniske standard er oppfylt. Dokumentasjonen skal omfatte alle faser i konstruksjonens levetid og skal dekke alle krav som stilles i Prosjekteringsreglene.

4.1.3 Beregninger og rapporter skal være oversiktlige og ryddig redigert med innholdsfortegnelse, forutsetninger, antagelser og resultater. Kortfattet sammendrag av resultater bør utarbeides.

4.1.4 Dokumentasjonen av det ferdige byggverk skal være åjourført.

4.1.5 Den utførte prosjekteringskontroll skal fremgå av dokumentasjonen.

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 Prosjekteringsreglenes pkt. 3.1.2.

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

4.1.8 Prosjekteringsreglens krav til dokumentasjon gjelder uavkortet også hvor prosjekteringen utføres i regi av entreprenør som del av totalentreprise.

4.1.9 Det skal avsettes tilstrekkelig tid til myndighetenes kontroll og godkjenning.

4.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Dokumentasjonen skal utføres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge.

Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglens pkt. 1.2.

A: Statens vegvesens håndbok nr. 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".

B: Statens vegvesens håndbok nr. 066; "Anbudsgrunnlag".

C: Statens vegvesens håndbok nr. 139; "Byggeplaner".

D: Andre håndbøker eller retningslinjer utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

E: Norske konstruksjonsstandarder som NS 3470, NS 3471, NS 3472, NS 3473, NS 3476, NS 3478, NS 3479 og NS 3480 i den utstrekning disse stiller krav til dokumentasjon.

F: Norske Standarder for tegning, prosjektdokumenter og overføring av prosjektdata;

Byggetegninger:

NS 2400 "Format og fortrykk på tegneark".

NS 2401 "Målestokker".

NS 2402 "Angivelse av pos.nr.".

NS 2410 "Tegning av bærende metallkonstruksjoner".

NS 3037 "Betongelementtegninger".

NS 3038 "Angivelse av toleranser".

NS 8301 "Tekst".

NS 8302 "Linjer".

NS 8303 "Prosjeksjonsmetoder".

- NS 8304 "Riss og snitt".
- NS 8305 "Markering av flater. Skravering".
- NS 8306 "Målsetting. Generelle regler".
- NS 8307 "Målsetting. Referanselinjer".
- NS 8308 "Målsetting. Metoder".
- NS 8330 "Tegninger for betongkonstruksjoner".
- NS 8331 "Armeringssymboler".
- NS 8332 "Armeringsspesifikasjoner".

Maskintegninger:

- NS 1400 "Alminnelige tegningsprinsipper".
- NS 1403 "Bokstaver og tall".
- NS 1404 "Generelle tegningsregler".
- NS 1409 "Tegning av gjengede deler".
- NS 1410 "Målsetting".
- NS 1413 "Toleranser - angivelse".
- NS 1416 "Bretting av tegningskopier".
- NS 1418 "Symboler og stykklistebetegnelser".
- NS 1419 "Angivelse av overflatebeskaffenhet".
- NS 1421 "Angivelse av sveiser".
- NS 1424 "Tegning av skruer".
- NS 2410 "Tegning av bærende metallkonstruksjoner".

Prosjektdokumenter, beskrivelser:

- NS 3450 "Prosjektdokumenter for bygg og anlegg".
- NS 3459 "Elektronisk overføring av prosjektdata".

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

4.3 Krav til konstruksjonsberegninger

4.3.1 Av prosjekteringsforutsetningene skal fremgå:

- beskrivelse av natur- og grunnforhold
- standardklasse, trafikkmengde (ÅDT), miljøklasser og eventuell salting

- lastantagelser og begrunnelse for disse
- valg av konstruksjonsmaterialer med angivelse av materialparametere og opplysninger om bestandighet
- forutsetninger med hensyn til byggemetode og utførelseskontroll
- øvrige forutsetninger for konstruksjonsberegningene
- eventuelle avvik fra bestemmelser gitt i Prosjekteringsreglene.

4.3.2 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.

4.3.3 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.

4.3.4 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. Slik brukerbeskrivelse er ikke nødvendig for Bruavdelingens dataprogrammer, eller programmer godkjent av Vegdirektoratet.

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

4.4 Krav til beskrivelse og mengdefortegnelse

- 4.4.1 Beskrivelse og mengdefortegnelse skal i innhold, redigering og omfang være i samsvar med Statens vegvesens håndbøker nr. 025 og 026; "Prosesskode", og nr. 066; "Anbudsgrunnlag".

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

4.5 Krav til tegninger og materiallister

4.5.1 Utførelse

Arbeidstegninger skal fortrinnsvis ha format A1. De skal være kopierbare og være egnet for nedfotografering og mikrofilm.

Det skal brukes tydelig teknisk skrift. Oversikttegninger skal være tegnet med tusj eller annen metode med tilsvarende holdbarhet, øvrige tegninger med tusj eller tydelig blyant. I tittelfelt skal det brukes tusj og sjablonskrift. Utforming av tittelfelt avtales i det enkelte tilfelle.

4.5.2 Oversiktstegninger

Det skal utarbeides oversiktstegning(er) som viser brukonstruksjonen i plan, oppriss og typiske snitt. Av oversiktstegningen skal fremgå blant annet bruas geometri og hoveddimensjoner, seilåpning, mark og bunnprofil, fjellprofil, type fundamenter (med hoveddimensjoner), utstyr, samt plassering av lagre, ledd og dilatasjoner.

Oversiktstegningen kan deles i flere tegninger, for eksempel en hovedoversikt og deloversikter. Videre skal det utarbeides oversiktstegning(er) som viser byggemåten med angivelse av seksjonsinndeling, montasjemetoder, rekkefølge, eventuelle hjelpesøyler, type stillas, avstivningssystemer og lignende.

4.5.3 Betongtegninger

Det skal utarbeides form-, armerings- og spennståltegninger med nødvendige material- og spennlister, samt tegninger av utstyr, innstøpningsgods og lignende.

Form- og armeringstegninger skal normalt være i målestokk 1:50. Med unntak for underordnede, enkle bygningsdeler skal det være separate form- og armeringstegninger.

Formtegningene skal vise bygningsdelene i plan, oppriss, (eventuelt lengdesnitt) og snitt. Eventuelle overhøyder skal angis, enten på egen tegning eller på formtegning. Spesielle detaljer eller spesiell utførelse som innstøpningsdetaljer og lignende, skal i nødvendig utstrekning være vist i stor målestokk enten på formtegningene eller på separate tegninger (for eksempel typetegninger).

Armering skal være vist i plan, eventuelt i oppriss, og i nødvendig utstrekning i snitt, fortrinnsvis i større målestokk. Det skal detaljeres spesielt i områder hvor dette er viktig for å sikre god utførelse, f.eks. i skjøteområder. Her skal det vises bruk av eventuelle monteringsjern, armeringsavstander og armeringstetthet. 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.

Spennarmeringstegningene skal vise beliggenheten av hver enkelt kabel definert i bruas høyde- og tverretning i hele kabelens lengde. Mål i støpeskjøter og forankringsdetaljer angis spesielt. Det skal utarbeides spennlister.

For ståltegninger av utstyr til brua gjelder samme regler som for ståltegninger forøvrig, se pkt. 4.5.4. Tegningene bør være i stor målestokk, minimum 1:20.

Krav til utførelsen angitt i Prosjekteringsreglene som fortanning av støpeskjøter, epoxy i støpeskjøter og lignende, skal gjengis og detaljeres på arbeidstegningene.

4.5.4 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, tværrygg 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, stålkvalitet. 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 stålkvalitet. Utlegg av hovedkonstruksjonen i verkstedet i spenningsløs tilstand skal vises på egen tegning.

Det skal utarbeides materiallister inneholdende posisjonsnr., dimensjoner, antall, vekt og stålkvaliteter for samtlige ståldeler.

4.5.5 Tretegninger

Hovedtegningene skal vanligvis være i målestokk 1:50 og vise konstruksjonen i plan og oppriss. Detaljer av knutepunkter og skjøter bør være i større målestokk. Kvalitetskrav til trevirket skal være angitt på tegningene i samsvar med NS 3080.

4.6 Tegninger av ferdig konstruksjon

- 4.6.1 Når byggearbeidene er avsluttet, skal tegningene ajourføres for alle endringer som er foretatt i byggeperioden. I tillegg skal det lages en ferdigbrutegning etter Vegdirektoratets regler. To kopier, hvorav den ene ikke skal brettes, av alle ajourførte tegninger og ajourført tegningsliste skal oversendes Vegdirektoratets bruavdeling. Kopiering av tegninger til vegkontoret avtales i hvert enkelt tilfelle.

Kopier av ferdigbrutegningen og ajourførte tegninger skal gjøres på permanent papir som fyller kravene i ISO 9706. Riksarkivet fører lister over papirkvaliteter som er godkjent.

- 4.6.2 Når tegningene er produsert ved hjelp av edb (DAK), skal de om mulig også leveres på et edb-lesbart medium i DXF/DWG/(Auto-Cad) format.

4.7 Arkivering

- 4.7.1 Den prosjekterende skal på betryggende måte oppbevare åjourført dokumentasjon som tegninger, beregninger og lignende i minst 10 år. Dersom dette gjøres ved mikrofotografering, skal den originale dokumentasjonen tilbys Statens vegvesen før den makuleres.
- 4.7.2 Statens vegvesen har ansvar for at åjourført dokumentasjon, tegninger og saksdokumenter for det ferdige byggverk oppbevares så lenge byggverket eksisterer, eventuelt lengre dersom materialet har museal verdi.

Oppbevaringen skal skje på betryggende måte, og dokumentasjonen skal være lett tilgjengelig for bruk ved vurdering av eventuelle skader, reparasjoner eller ombygging.

5. KONTROLL OG GODKJENNING

5.1 Grunnlag

Kontroll og godkjenning av prosjekteringen skal verifisere at kravene i lastforskrifter, prosjekteringsregler, grunnlagsmateriale og dokumenter det henvises til er oppfylt. Forøvrig vises til Prosjekteringsreglenes pkt. 1.2.

5.2 Prosjekteringskontroll

- 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.
- 5.2.2 Kontrollform og kontrollomfang velges ut fra prosjektets vanskelighetsgrad og sikkerhetsklasse, jfr. Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 2.4. Kontrollform og omfang samt kontrollrutiner, sjekklister og lignende skal fremgå av den prosjekterendes kontrollplan.
- 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/vegkontor 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.
- 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.

5.3 Godkjenning

5.3.1 Generelt

5.3.1.1 Prosjekteringen skal kontrolleres og godkjennes av Statens vegvesen. 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.

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 (se Håndbok 150 side 7 og 10) i riksvegnettet skal godkjennes av Vegdirektoratet.

Godkjenningen gis av Vegdirektoratets bruavdeling. Det samme gjelder byggeplaner for forsterkning og ombygging, dessuten reparasjoner og vedlikehold som påvirker bæreevnen.

Løpende forebyggende vedlikehold samt reparasjoner som ikke påvirker bæreevnen, godkjennes av vegkontorene. For standardiserte konstruksjoner gis godkjenning av vegkontorene.

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.

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.

5.3.2 Informasjonsplikt

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.

- 5.3.2.2 Statens vegvesen kan videre kreve å få materiale og informasjon i tillegg til det som er nevnt i pkt. 5.3.2.1. Dersom dette anses å berettige økning av tids- og kostnadsrammene for et eventuelt prosjekteringsoppdrag, skal økningen av rammene avtales på forhånd i det enkelte tilfelle.
- 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.

5.3.3 Bruavdelingens godkjenningsordning

- 5.3.3.1 Den prosjekterende bør tidligst mulig ta kontakt med Vegdirektoratets bruavdeling 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.
- 5.3.3.2 Omfanget av Bruavdelingens kontroll vil avhenge av konstruksjonens vanskelighetsgrad og den prosjekterendes tidligere erfaring med den aktuelle brutypen. Kontrollen vil normalt ikke omfatte tallkontroll av geometridata, armerings- eller materiallister.
- 5.3.3.3 Vegkontoret, eller den prosjekterende på vegne av vegkontoret, sender Vegdirektoratets bruavdeling ett sett kopier av tegningene og beregningene med anmodning om godkjenning. Dersom det er engasjert kontrollkonsulent, skal to sett sendes dit i tillegg til det ene settet som sendes Bruavdelingen. Brevet skal inneholde en liste over tegningene. Dokumentasjonen skal være i samsvar med kravene i kap. 4. Godkjenninger gis i brev til vegkontoret med gjenpart til den prosjekterende.
- 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 anbudsinnbydelse ikke sendes ut før teknisk delgodkjenning eller samlet teknisk godkjenning foreligger.

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 anbudsgrunnlag med forutsetninger for og beskrivelse av byggverkets utførelse og drift.
- kostnadskalkyle basert på mengdeberegninger, med angivelse av grunnlag for enhetspriser og antatt nøyaktighetsgrad.
- prosjekterings- og byggeprogram.
- bekreftelse av at nødvendige tillatelser og godkjenninger er innhentet.

I tillegg bør følgende være oppfylt:

- beregninger 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.
- 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.
- tegningsliste.

Valgte materialkvaliteter og metode for korrosjonsbeskyttelse skal framgå av dokumentasjonen.

For vanlige bruanlegg bør byggeplan for teknisk delgodkjenning være Bruavdelingen i hende senest:

- 6 uker før anbudsinnbydelsen, eller
- 2 måneder før byggestart dersom kontrahering ved anbud ikke benyttes.

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

Kortere tidsfrister må avtales spesielt.

Ved større bruanlegg hvor kontrollarbeidet må ta lengre tid, bør den prosjekterende på et tidlig tidspunkt ta kontakt med Bruavdelingen for å avtale nødvendig tidsfrist for innsendelse av planene.

- 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 godkjenning.

Godkjente tegninger påføres følgende godkjenningssmerke:

Godkjent som arbeidstegning av	
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av
(prosjektansvarlig)	(dato)
.....

Påtegningen, som skal være datert, skal underskrives av prosjektansvarlig hos den prosjekterende.

Den plasseres fortrinnsvis mellom tittelfeltet og revisjonsfeltet, slik at den er synlig uten at tegningen må brettes ut.

Dersom tegningene utføres ved hjelp av DAK, skal førsteutgaven påføres undertegnet godkjenningssmerke som angitt ovenfor. Ved første og senere revisjoner er det tilstrekkelig at godkjenningssmerket har prosjektansvarliges navn påført med signatur.

Alle tegninger som benyttes på byggeplassen skal ha godkjenningssmerke.

Ett sett kopier av tegninger med godkjenningssmerke sendes Bruavdelingen.

Ved revisjoner skal ett sett tegninger og ajourførte tegningslister sendes Bruavdelingen.

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

Ved godkjenning av arbeidstegninger bør disse være Bruavdelingen 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.

5.3.4 Vegkontorenes godkjenningsordning

Vegkontoret benytter den samme godkjenningsordning i tilpasset form som Bruavdelingen der godkjenningsmyndigheten er tillagt vegkontoret.

5.4 Kontrollgrader og sjekklister

5.4.1 Generelt

Kontroll av teknisk dokumentasjon, som omtalt i pkt. 5.3, 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 nedenfor.

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

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 etter brunormaler, og at funksjonskravene er tilfredsstilte.

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 sammenstøyrning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

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 tilsvarer kontrollgrad I, men skal i tillegg omfatte en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende tallkonferering av beregninger.

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 tilfredsstilt 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 sammenstøyrning skal foretas av en erfaren saksbehandler.

Det skal videre foretas en stikkprøvemessig beregningskontroll av viktige bæreelementer, eller en tilsvarende tallkonferering av beregningene.

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.

5.4.7 Valg av kontrollgrad

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

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.

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. 4.4.

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.

5.4.9 Bruk av sjekklister

For å lette kontrollarbeidet er det utarbeidet en sjekklister. Sjekklister 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 sjekklistene 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 tilfredstiller de angitte funksjonskrav, slik som standardklasse, gang/sykkelvegbredde/plassering, krav til fri høyde over evt. 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. a og c 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. (Jfr. Bruhåndboka).
- 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 Vegvesenet 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?
- Undersøk om vann fra kjørebane 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" p.g.a. 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. a) gjelder alle kontrollgrader, pkt. b-f) 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) 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 og at disse er i samsvar med Lastforskriftene. 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. b) -e). 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.

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 anbudsgrunnlag 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 fornuftig 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, materiallister o.l. for stålkonstruksjoner kontrolleres.

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

10. Ajourføring / som bygd

Det vises til Del I, pkt. 4.6.

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>1. Vurdering av sikkerhetsmessig standard</p> <p>a. Hoveddimensjoner overbygning</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rimelig forhold mellom spennvidder og konstruksjonshøyder? xxx - Tverrsnitt xxx <p>b. Søylar, pilarer o.l.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Påkjørsel/vurdert ? <p>c. Fundamenter.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Grunnforhold vurdert av geotekniker ? - Akseptabel fundamenteringsløsning ? - Undervannsfundamenter vurdert mhp. påkjørsel/bølger ? - Sikkerheten vurdert av : (sign.) <p>2. Funksjonskrav.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Standardklasse - Føringsbredde - Jevnhetsklasse for slitelag - Gang/sykkelvei bredde - Fri høyde over vei/jernbane - Flomvannsåpning - Seilåpning <p>3. Generell vurdering.</p> <p>a. Sikkerhet for brukerne.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rekkverksutforming - Rekkverksavslutning - Rekkverk/kant mellom kjørende og gående <p>Hindret adkomst til:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tårntopper xxx - Hengebrukabler xxx - Lukkede kasser xxx - Evt. andre farlige områder xxx 						

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
b. Økonomi.						
- Økonomisk utformet?	xxx	xxx	xxx			
- Anleggsmessig	xxx	xxx	xxx			
- Vedlikeholdsmessig	xxx	xxx	xxx			
c. Estetikk og miljøvurdering						
- Er det tatt hensyn til at konstruksjonen er tilpasset omgivelsene og at elementene er riktig "proporsjonert" i forhold til hverandre?	xxx	xxx	xxx			
- Stygge detaljer	xxx	xxx	xxx			
d. Framtidig vedlikehold						
- Hensiktsmessig valg av lagre, fuger og ledd mhp. virkemåte, justering og utskifting	xxx	xxx	xxx			
- Utskifting av andre utsatte slidedeler	xxx	xxx	xxx			
- Stålflaters tilgjengelighet	xxx	xxx	xxx			
- Slitelag	xxx	xxx	xxx			
- Betongoverdekning	xxx	xxx	xxx			
- Miljøpåvirkning	xxx	xxx	xxx			
e. Bortledning av vann.						
- Vannavrenning, bortledning.	xxx	xxx	xxx			
- Dryppneser	xxx	xxx	xxx			
- Drenering av fyllinger	xxx	xxx	xxx			
f. Øvrig.						
_____	xxx	xxx	xxx			
_____	xxx	xxx	xxx			
4. Kontroll av grunnlagsmateriale						
a. Geometridata.						
- Geometridata foreligger	xxx					
- Horisontal- og vertikalkurvatur	xxx	xxx	xxx			
- Tverrprofiler overensstemmende med håndbok 017 VEGUTFORMING	xxx	xxx	xxx			
- Optisk tilfredsstillende linjeføring av kantdrager	xxx	xxx	xxx			

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
b. Grunnundersøkelser.						
- Grunnboringer	xxx	xxx	xxx			
- Andre undersøkelser	xxx	xxx	xxx			
- Resultatet vurdert av: (sign.)	xxx	xxx	xxx			
- Bæreevne	xxx	xxx	xxx			
- Fundamenteringsløsning	xxx	xxx	xxx			
5. Kontroll av beregninger						
a. Underbygning beregnet?						
- Overbygning beregnet?	xxx			xxx	xxx	
- Er prosjekteringskontroll utført?	xxx					
b. Statisk system						
- Statisk beregningsmodell	xxx	xxx	xxx			
- Lager, fuger og ledd / plassering og type	xxx	xxx	xxx			
c. Last og lastvirkning.						
PERMANENTE LASTER.						
- Egenvekt	xxx	xxx	xxx			
- Vanndrykk	xxx	xxx	xxx			
- Jordtrykk	xxx	xxx	xxx			
VARIABLE LASTER.						
- Trafikklast	xxx	xxx	xxx			
- Vanndrykk	xxx	xxx	xxx			
- Snølast	xxx	xxx	xxx			
- Vindlast	xxx	xxx	xxx			
- Bølgestlast	xxx	xxx	xxx			
- Strømlast	xxx	xxx	xxx			
- Istrykk	xxx	xxx	xxx			
- Temperaturlast	xxx	xxx	xxx			
DEFORMASJONSLASTER						
- Spennkrefter	xxx	xxx	xxx			
- Kryp	xxx	xxx	xxx			
- Svinn	xxx	xxx	xxx			
- Setninger	xxx	xxx	xxx			

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
<p>ULYKKESLASTER</p> <ul style="list-style-type: none"> - Hjultrykk på G/S- bane - Påkjøringskrefter - Påseilingskrefter 	xxx	xxx	xxx			
<p>d. Lastkombinasjoner</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bruddgrensetilstand - Bruksgrensetilstand - Utmattingsgrensetilstand - Ulykkesgrensetilstand 	xxx	xxx	xxx			
<p>e. Dimensjonering.</p> <p>Bruddgrensetilstand.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moment - Skjærkraft - Normalkraft - Torsjon - Spaltestrekk - Knekning - Vipping - Velting - Dynamisk virkning 	xxx	xxx	xxx			
<p>Bruksgrensetilstand</p> <ul style="list-style-type: none"> - Nedbøyninger - Forskyvninger - Spenningskontroll - Riss - Dynamiske virkninger 	xxx	xxx	xxx			
<p>Utmattingsgrensetilstand</p> <ul style="list-style-type: none"> - Levetidskontroll 	xxx	xxx	xxx			
<p>Ulykkesgrensetilstand</p>	xxx	xxx	xxx			
<p>f. Alle elementer beregnet etter pkt. b - e ?</p>	xxx	xxx	xxx			

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
6. Kontroll av viktige snitt						
Etter egne beregninger: sett kryss her:						
Etter konsulentens beregninger: "-" :						
- 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	
- Peler	xxx	xxx			xxx	
- Friksjonsskjøt/sveist skjøt	xxx	xxx			xxx	
7. Egne beregninger, alle snitt.						
- 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		
- Søylar	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Tverrbærere	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Landkar	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Fundamenter	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Peler	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Tårn	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Kabler	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Forankringer	xxx	xxx	xxx	xxx		
- Øvrig	xxx	xxx	xxx	xxx		
8. Tegninger og beskrivelser. (Kontroll for teknisk delgodkjenning).						
- Anbudsgrunnlag del I						
- Overflatebehandlingssystem						
- Tegningsliste						
- Oversiktstegning						
- Formtegninger						
- Armeringstegninger						
- Nødv. detaljtegninger						

	KONTROLLGRAD					MERKNADER
	0	I	II	III	IV	
9. Kontroll av arbeidstegninger.						
- 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				
- Skjæreplaner	xxx	xxx	xxx			
- Utleggsplaner	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			
-	xxx	xxx	xxx			
10. Ajourføring / som bygd						
- Beregninger ajourført	xxx					
- Tegninger ajourført						

6. KVALITETSSIKRING

6.1 Generelt

- 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.

Den interne utviklingen av Vegvesenets kvalitetssystem skal være i henhold til Statens vegvesens håndbøker nr. 144; "Kvalitetssikring" og nr. 143; "Kvalitetssikring av vegproduksjon" samt veiledningene i NS-EN ISO 9004-1. For prosesser med mye tjenesteyting kan NS-ISO 9004-2 anvendes. Standardene NS-EN ISO 9001 eller 9002, eller annet tilfredsstillende dokumentert kvalitetssystem skal benyttes.

Definisjoner som benyttes skal være i henhold til NS-ISO 8402.

Kvalitetsrevisjoner skal normalt gjennomføres i henhold til NS-ISO 10011-1.

- 6.1.2 Den prosjekterende forutsettes å ha etablert et kvalitetssikringssystem. 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.
- 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.

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,
- 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.

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 bruprosjektet.

Kvalitetsplanen kan ha følgende oppbygging:

0. Ajourhold/distribusjon
1. Prosjektbeskrivelse/informasjon
2. Organisasjon
3. Framdrift/dokumenter/økonomi
4. Dokumentbehandling
5. Prosjektgjennomføring
6. Helse, miljø og sikkerhet (HMS)
7. Avviksbehandling - korrigerende 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)
- 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).

6.1.6 Resultatene av utførte kvalitetssikringsaktiviteter skal registreres.

Byggherren kan foreta kvalitetsrevisjon av den prosjekterendes kvalitetssikringssystem.

6.2 Helse, miljø og sikkerhet (HMS)

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

Det vises til "Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (Byggherreforskriften)", og til Statens vegvesens håndbok nr. 066; "Anbudsgrunnlag", kap. D.

7. BRUERS UTFORMING, GEOMETRI OG UTSTYR

7.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Bruer skal med hensyn til utforming, geometri og utstyr prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes pkt. 1.2.

- A: Statens vegvesens håndbok nr. 017; "Veg- og gateutforming".
- B: Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".
- C: Andre håndbøker eller retningslinjer utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekteringsgrunnlaget.

7.2 Utforming

7.2.1 Vegutforming

Standardklasse og veglinje forutsettes fastlagt i prosjekteringsgrunnlaget. Bestemmelser med hensyn til overgangskurver, tverrfall, breddeutvidelser og lignende er gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 017.

7.2.2 Fri åpning

Det vises til Prosjekteringsreglenes del I, kap. 2.

For bru over veg skal grunnlagsmaterialet omfatte begge veger og skal inneholde opplysning om krysningspunkt, krysningsvinkel, krav til minste fri åpning og eventuell planlagt framtidig utvidelse.

For bru over jernbane gir NSB krav til minste fri åpning. Krav til fri seilåpning for bruer over fjorder og sund gis av Kystdirektoratet.

7.3 Slitelag

Bestemmelser med hensyn til dimensjonering av slitelag på brudekker er gitt i Prosjekteringsreglenes Del VI.

7.4 Utstyr

7.4.1 Generelt

Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 100 og til Prosjekteringsreglenes Del VI. Krav med hensyn til lager- og fugekonstruksjoner er gitt i Prosjekteringsreglenes Del III.

7.4.2 Signalanlegg og overvåking

For enkelte spesielle brukonstruksjoner kan det være forutsatt at det monteres sikringssystemer med signallys og bommer for å kunne regulere og eventuelt stenge innkjøringen. Det vises til Prosjekteringsreglenes Del IV og til prosjekteringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.

7.5 Sprengkammer

Enkelte bruer kan bli forlangt utstyrt med sprengkammer. Forsvaret gir krav om plassering og utforming av sprengkammer i det enkelte tilfelle. All dokumentasjon og opplysninger om dette emnet skal behandles fortrolig.

7.6 Atkomst for inspeksjon og vedlikehold

Det skal normalt anordnes atkomst til alle lukkede rom og celler for inspeksjon og vedlikehold av brukonstruksjonen og dens utstyr.

Alle bevegelige deler skal kunne inspiseres og eventuelt skiftes ut. Det skal etableres godkjente prosedyrer for slike arbeider.

Nærmere bestemmelser er gitt i Prosjekteringsreglenes øvrige deler.

7.7 Instrumentering

Enkelte brukonstruksjoner kan være forutsatt instrumentert for systematisk registrering av brukonstruksjonens bevegelser eller annen lastrespons eller for overvåkning av eventuelle beskyttelsessystemer, lekkasjer, korrosjon eller annen nedbryting.

Det vises til Prosjekteringsreglene Del IV og til prosjekteringsgrunnlaget for det aktuelle prosjekt.

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER.

DEL II:

LASTER OG DIMENSJONERING

1. INNLEDNING

1.1 Omfang

Prosjekteringsreglenes Del II omhandler dimensjoneringsprinsipper, beregning av laster, dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand. Bestemmelsene er generelle; tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV.

1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Karakteristiske laster, dimensjonerende lastvirkninger og motstand skal bestemmes i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig vises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

- A: Statens vegvesens håndbok nr. 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".
- B: NS 3479: "Prosjektering av bygningskonstruksjoner. Dimensjonerende laster".
- C: Norske konstruksjonsstandarder; NS 3470, NS 3471, NS 3472, NS 3473, NS 3476 og NS 3480.

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner som det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

2. DIMENSJONERINGSPRINSIPPER

2.1 Dimensjoneringsmetode

2.1.1 Prosjekteringsreglene forutsetter dimensjonering ved beregninger etter partialkoeffisientmetoden. Formålet med beregningene er å påvise at de dimensjonerende lastvirkninger ikke overskrider gitte motstandskriterier.

2.1.2 Alternative dimensjoneringsmetoder, som for eksempel dimensjonering ved prøving, skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

2.2 Kontroll av grensetilstander

2.2.1 Brukonstruksjoner skal alltid kontrolleres i ;

- bruddgrensetilstanden,
- bruksgrensetilstanden,
- ulykkesgrensetilstanden,
- og i enkelte tilfelle også i utmattingsgrensetilstanden.

2.2.2 Dimensjonerende lastvirkning i de ulike grensetilstander bestemmes ved å kombinere virkningen av de karakteristiske laster multiplisert med de i Prosjekteringsreglene angitte lastkoeffisienter.

2.2.3 Dimensjonerende motstand bestemmes ut fra karakteristiske motstander og materialkoeffisienter som angitt i konstruksjonsstandardene.

2.2.4 Dimensjonering mot utmattingsbrudd skal baseres på enten S-N-kurver eller bruddmekaniske sprekkvekstanalyser.

2.2.5 Dimensjonerende lastvirkning og motstand kan beregnes ved å bruke

deterministiske regnemodeller. Normale usikkerheter i regnemodellene forutsettes dekket av partialkoeffisientene. Dersom regnemodellene er spesielt usikre, skal det velges modeller som for de kritiske deler av konstruksjonen er rimelig konservative.

- 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.
- 2.2.7 Regnemodeller for dynamiske beregninger baseres på forventede verdier for stivhet, demping og masse i den grensetilstand som betraktes.
- 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.
- 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
 - konstruksjonen er midlertidig beskyttet mot unormal påvirkning ved fysiske beskyttelsestiltak, skilting, varsling, belysning, overvåking 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.

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.

2.4 Skadekonsekvensklasser, sikkerhetsklasser

Brukonstruksjoner tilhører skadekonsekvensklasse "meget alvorlig" i NS 3479, NS 3470 og NS 3472 og sikkerhetsklasse 3 i NS 3473. Klassifiseringen kan ha betydning ved valg av materialkoeffisienter. Konstruksjonsdeler, komponenter eller utstyr skal ikke prosjekteres i lavere sikkerhetsklasser enn angitt, selv om de påvises å ha bæreevnereserver ut over kravene i Prosjekteringsreglene.

2.5 Krengeprøver

For brukonstruksjoner som helt eller delvis bæres av oppdrift i bruksfasen, som flytebruer og rørbruer, skal tyngdepunktets beliggenhet kontrolleres ved målinger.

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.

3. LASTER

3.1 Generelt

- 3.1.1 Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett" for definisjon og klassifisering av karakteristiske laster for brukonstruksjoner. Lastforskriften inneholder også enkelte bestemmelser med hensyn til hvordan enkeltlaste skal kombineres.
- 3.1.2 Dette kapitlet inneholder tilleggsbestemmelser med hensyn til beregning av laster. Beregning av dimensjonerende lastvirkninger er behandlet i kap. 4.
- 3.1.3 Oversikt over enkeltlaste, deres betegnelser og klassifisering er vist i Tabell II-1 som er hentet fra håndbok 184; " Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".

Unormale trafikk- og naturlaster har samme betegnelse som ulykkeslaste (A).

Variable laste med betegnelsen E er naturlaster.

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

TABELL II-1 KLASIFISERING AV LASTER

LASTBETEGNELSE

PERMANENTE LASTER

- Egenlast (tyngde)	P
- Vanntrykk, permanent del	G
- Jordtrykk	V
	J

VARIABLE LASTER

- Trafikklast (på bru og tilstøtende fyllinger)	Q
- Støt-/fortøyningslast fra ferje	T(A*)
- Variabel ballast og utstysvekt	T
- Variabel last i midlertidige faser	L
- Snø	L
- Vind	E
- Bølger	E
- Strøm	E
- Vanntrykk, variabel del	E
- Last fra variasjon i vannets tetthet	E
- Is	E
- Temperatur	E
- Jordskjelv	E(A*)

DEFORMASJONSLASTER

- Oppspenning (Spennkraft)	D
- Svinn, kryp og relaksasjon	D
- Setninger	D
- Tvang fra bygge- eller installasjonsmetode	D

ULYKKESLASTER

- Påkjøringslast fra kjøretøy	A
- Påseilingslast fra skip	A
- Påkjøringslast fra jernbanetrafikk	A
- Kabelbrudd	A
- Fallende gjenstander	A
- Eksplosjon	A
- Brann	A
- Laster forårsaket av skred	A

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

3.2 Vindlast

- 3.2.1 Vindlast på bruer bestemmes ut fra den karakteristiske vindhastigheten på brustedet. Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 184; " Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett."

Metoder for bestemmelse av vindlast og tilhørende lastvirkninger på konstruksjoner finnes blant annet i:

ESDU : Characteristics of Atmospheric Turbulence near the Ground. Engineering Science Data Unit, Wind Engineering sub-series items 74030, dated 1974, and 85020, dated 1990.

Simiu, Scanlan: Wind Effects in Structures. J. Wiley & Sons 1986.

- 3.2.2 For midlertidige faser > 3 døgn er vindlasten som angitt i Lastforskriftene.

For midlertidige faser < 3 døgn kan vindparametrene baseres på 1 års returperiode 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.

- 3.2.3 Statisk vindlast avhenger av hastighetstrykk og formfaktor og bestemmes ut fra reglene i NS 3479, men siste avsnitt under pkt. 4.2.9.3 skal ikke anvendes. For enkelte tverrsnitt som for eksempel kassedragere, kan vindlasten beregnes som angitt i Dansk Standard DS 410, eller Britisk Standard BS 5400: Part 2.

Konstruksjonen skal undersøkes for to verdier av vindlasten; for bru uten og med samtidig trafikk som angitt i Lastforskriftene.

- 3.2.4 Bestemmelser med hensyn til beregning av dynamiske virkninger av vindlasten er gitt i pkt. 4.1.2. Svingningsanalysen for turbulent vindlast skal baseres på følgende:

- Anerkjente vindspektra fra litteraturen eller bestemt fra feltmålinger.

- Terrengruhet, κ , bestemt ut fra målinger av turbulensintensiteten på brustedet. Det kan antas slik sammenheng mellom turbulensintensiteten i 10 m høyde, I_{10} , og terrengruheten;

$$I_{10} = \sqrt{6\kappa}$$

- Midlere vindhastighet, V_{10} , over 10 minutter i 10 m høyde og for returperiode 50 år, bestemmes på grunnlag av vinddata for det aktuelle brustedet.
Middelvind og turbulensintensitet korrigeres for brukonstruksjonens aktuelle høyde, z , etter følgende formler;

$$V_z = V_{10} (z/10)^\alpha$$

$$I_z = I_{10} (10/z)^\alpha$$

Sammenhengen mellom eksponenten, α , og terrengruheten, κ , fremgår av tabell II-2.

Terrengruhet κ	α
0.005	0.16
0.015	0.28
0.050	0.40

Tabell II-2 Sammenheng mellom eksponenten α og terrengruheten κ

- Sammenheng mellom maksimal vindhastighet i støtene og midlere vindhastighet V_{10} kan uttrykkes ved

$$V_{\max} = V_{10} \cdot (1 + 3 \cdot I_{10})$$

- Dersom målinger mangler, kan V_{\max} estimeres ut fra vindkurve A, B, C, D, E eller F i NS 3479.
-

- Horisontal og vertikal avtagningsfaktor i koherensspekteret når spekteret uttrykkes
 - med frekvensen i H_z : $a = 8,0$
 - med frekvensen i rad/sek : $a = 1,27$

3.2.5 Mulige oscillerende laster forårsaket av virvelavløsning beregnes i overensstemmelse med pkt. 3.3.4.

3.3 Bølge-, strøm- og flomlaster

3.3.1 Flomlaster er en ulykkeslast som skal tilfredsstill Lastforskriftenes pkt. 2.3.4. Når fri høyde er valgt i henhold til Del I, pkt. 2.4.2, skal laster fra flom for en returperiode utover 100 år bestemmes i hvert enkelt tilfelle.

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

3.3.3 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.

3.3.4 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.

3.4 Temperaturlaster

3.4.1 Temperaturlasten er sammensatt av virkningene av endringer i konstruksjonens middeltemperatur, temperaturgradienter over ulike tverrsnitt av brukonstruksjonen og temperaturforskjell mellom ulike konstruksjonsdeler. Dersom ikke nøyaktigere dokumentasjon av temperaturfordelingen foreligger, skal de enkelte lastvirkninger regnes å opptre med sine maksimalverdier samtidig.

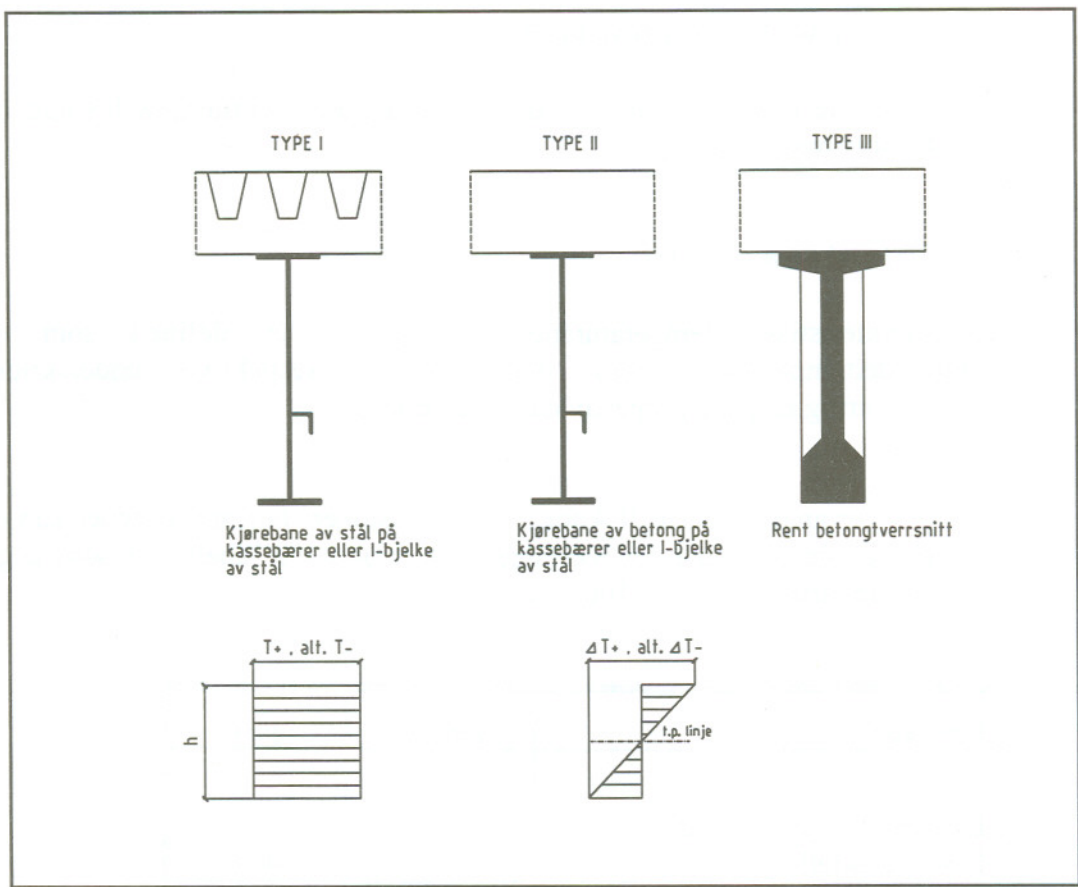
3.4.2 Virkningene av endringer i konstruksjonens middeltemperatur beregnes ut fra de karakteristiske verdier for døgnmiddeltemperaturen på brustedet. T_{0+} og T_{0-} , med tillegg for ulike konstruksjonstyper. T_{0+} og T_{0-} er respektive høyeste og laveste døgnmiddeltemperaturer for en returperiode på 50 år. Karakteristiske verdier er gitt i pkt. 3.4.6 for utvalgte steder i landet.

3.4.3 Virkningene av vertikal temperaturgradient over tverrsnittet av bruas overbygning beregnes på grunnlag av tallverdiene på Fig. II-1. Temperaturforskjellen ΔT er positiv når temperaturen er høyest på oversiden. I enkelte spesielle tilfelle, som for særlig breie bruer, kan det være nødvendig også å ta hensyn til horisontal temperaturgradient på tvers av overbygningen.

Lukkede betongtverrsnitt der veggene kan bli utsatt for sterk solstråling, høye herdetemperaturer eller lignende, skal kontrolleres for lokale virkninger av temperaturgradient på 5°C over veggtykkelsen. For stålkonstruksjoner vurderes tilsvarende temperaturgradient særskilt.

3.4.4 Konstruksjoner som er sammensatt av adskilte deler av stål eller stål og betong, som f.eks. en betongbue med strekkbånd av stål, skal beregnes for en temperaturforskjell mellom konstruksjonsdelene på 15°C . Det samme gjelder for samvirketverrsnitt i stål og betong. Temperaturforskjellen kan reduseres dersom konstruksjonene er slik plassert at solstrålingen ikke får full virkning. Rene betongkonstruksjoner skal bare unntaksvis beregnes for slik temperaturforskjell, og da ikke for større forskjell enn 5°C .

3.4.5 Beregninger av temperaturvirkninger bør ta utgangspunkt i antatt temperatur i konstruksjonen på monterings- eller byggetidspunktet.



Konstruksjonstype	Gjennomsnittstemperatur [°C]		Temperaturforskjell [°C]		
	T^+	T^-	$h[m]$	ΔT^+	ΔT^-
I	$T_{o+} + 20$	$T_{o-} - 7$	alle	+ 20	- 5
II	$T_{o+} + 10$	$T_{o-} - 2$	alle	+ 8	- 4
III	T_{o+}	T_{o-}	< 0,5	+ 10	- 5
			> 2,0	+ 5	- 2,5
			For mellomliggende verdier interpoleres lineært		

Fig. II-1 Temperaturpåkjenninger på ulike tverrsnitt

3.4.6 Temperaturdata for bruprosjektering

Opplysningene i dette avsnitt er basert på data fra Meteorologisk Institutt og Utvalget for frost i jord.

Karakteristiske temperaturer

De karakteristiske temperaturene T_{0+} og T_{0-} er definert som de døgnmiddeltemperaturer som overskrides, respektive underskrides gjennomsnittlig én gang i løpet av en 50-års periode.

T_{0+} og T_{0-} er angitt i tabell II-4 for 294 værstasjoner. For andre steder kan de beregnes ut fra verdiene for nærliggende stasjoner og tabell II-3 som angir temperaturendringen i °C pr. 100 m stigning.

Område	januar	juli
Brattlendte kyststrøk, alle høydeforskjeller	-0.7	-0.7
Frittliggende indre strøk, alle høydeforskjeller	-0.4	-0.7
Trange daler i innlandet, små høydeforskjeller	+0.2	-0.5
Åpne daler i innlandet, små høydeforskjeller	+0.6	-0.5

Tabell II-3 Temperaturendring i °C pr. 100 m stigning

I brattlendte kyststrøk er det ikke noen markert årlig variasjon i den vertikale temperaturgradienten. Dalstrøkene er derimot preget av inversjoner året rundt, også i sommerhalvåret, men da er disse ikke så markerte og heller ikke så langvarige som inversjonene om vinteren.

Dybde og intensitet av inversjonslaget varierer mye alt etter terrengform og tilgang på kaldluft. I dalbunnen er vanligvis temperaturøkningen med høyden større enn tabellverdiene viser, inntil en viss høyde. Litt oppe i dalsiden er temperaturøkningen noenlunde lik tabellverdien, for deretter å bli nøytral med gradvis overgang til vanlig temperaturgradient for frittliggende områder.

TABELL II-4: KARAKTERISTISKE LUFTTEMPERATURVERDIER (DØGNMIDDEL) VED 50 ÅRS RETURPERIODE FOR NOEN OBSERVASJONSSTEDER I NORGE

Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -	Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -
ØSTFOLD				OPPLAND			
Båstad(Trøgstad)		+23	-29	Aust-Torpa		+23	-24
Eidsberg	140	+25	-24	Bråtå		+20	-28
Jeløy	12	+26	-20	Dombås	643	+21	-29
Kalnes	58	+25	-27	Elveseter	674	+19	-29
Prestebakke		+24	-25	Fluberg	160	+25	-32
Rygge	40	+24	-25	Fokstua	952	+19	-30
Rød i Råde	34	+25	-24	Lillehammer	226	+24	-25
AKERSHUS				Løken i Vollbu	526	+21	-29
Asker	154	+26	-20	Skåbu		+21	-25
Egnerfjell	247	+25	-22	Vinstra	241	+24	-29
Fornebu	10	+27	-25	Vågåmo	371	+22	-32
Gardermoen	202	+24	-30	Ø.Toten	270	+25	-26
Hvam	162	+24	-32	Åbjørsbråten	634	+22	-28
Vormsund	152	+23	-32	BUSKERUD			
Ås	95	+25	-26	Åmot i Modum	58	+25	-28
OSLO				Dagali		+20	-27
Oslo-Blindern	94	+27	-22	Drammen		+27	-23
Tryvasshøgda	512	+25	-20	Eggenmoen	192	+25	-31
HEDMARK				Geilo	768	+20	-32
Alvdal	485	+24	-37	Gol		+22	-25
Ilseng	200	+24	-30	Haugastøl	988	+18	-29
Drevsjø	675	+22	-35	Kongsberg	172	+26	-24
Flisa	183	+25	-32	Lyngdal i Numedal	290	+24	-26
Haugedalshøgda	240	+23	-33	Nesbyen	165	+24	-30
Kise på Hedmark	128	+24	-34	Aasen	369	+24	-25
Koppang	303	+24	-33	VESTFOLD			
Løset		+23	-31	Ferder fyr	6	+25	-16
Skotterud	150	+24	-28	Melsom	26	+25	-26
Staur	130	+26	-31	Måkerøy		+26	-18
Sæter i Kvikne	550	+22	-34	Slagentangen		+24	-21
Sør-Neset	738	+20	-33	Stokke	76	+23	-25
Trysil	356	+22	-33	Torp	92	+25	-22
Tynset	483	+23	-40	TELEMARK			
Vinger	175	+25	-31	Dalen i Telemark	77	+25	-21
				Gaustatoppen	1828	+17	-26
				Gvarv	24	+25	-30
				Jomfruland (fyr)	15	+24	-19
				Møsstrand		+20	-28
				Sæli		+22	-24
				Tveitsund	252	+24	-30
				Vefall i Drangedal	68	+26	-30

Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -	Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -
AUST-AGDER				SOGN OG FJORDANE			
Bjåen		+21	-25	Fanaråken	2062	+14	-25
Byglandsfjord	206	+25	-25	Fjærland	10	+23	-18
Hylestad		+23	-22	Fortun	27	+23	-22
Landvik	6	+27	-23	Førde i Sunnfjord	3	+25	-18
Lyngør fyr	4	+27	-16	Jostedal		+23	-18
Nelaug	147	+24	-29	Kinn	4	+25	-7
Torungen fyr	12	+25	-14	Kråkenes fyr	38	+25	-7
VEST-AGDER				MØRE OG ROMSDAL			
Kjevik	12	+25	-22	Aursjøen	869	+19	-23
Konsmo	337	+24	-16	Gjermundnes	51	+24	-12
Kristiansand	22	+25	-20	Hareid	25	+23	-14
Lindesnes	10	+24	-11	Hustad	26	+24	-14
Lista	13	+24	-11	Kristiansund	48	+25	-11
Mandal	138	+26	-13	Ona-Huseøy	11	+21	-9
Oksey	9	+26	-13	Skodje	30	+25	-13
Tonstad	57	+23	-21	Smøla	27	+23	-13
ROGALAND				SØR-TRØNDELAG			
Fister	1	+24	-12	Stranda	84	+24	-14
Klepp	14	+25	-15	Sunddal	195	+23	-21
Obrestad	24	+24	-13	Svinøy fyr	39	+24	-6
Skudenes	7	+25	-10	Tafjord	27	+25	-13
Sola	3	+25	-13	Valldal	50	+25	-10
Stavanger	72	+25	-11	Vigra	22	+23	-8
Ualand		+25	-16	Ørstavik	35	+25	-16
Utsira	55	+23	-9	Ålvundfjord	3	+25	-18
HORDALAND				SØR-TRØNDELAG			
Bergen	39	+27	-9	Berkåk	424	+24	-29
Fana	50	+25	-13	Buholmråsa fyr		+25	-17
Flesland	48	+25	-11	Røros	628	+23	-39
Hellesøy fyr	20	+24	-8	Selbu		+26	-23
Hjeltnes		+24	-15	Stugusjø		+23	-32
Indre Matre	24	+25	-11	Sula fyr	28	+22	-11
Kvamskogen	408	+22	-17	Trondheim		+25	-19
Modalen	104	+24	-18	Vallersund	4	+25	-16
Omastrand		+25	-10	Vennafjell	671	+22	-22
Reimegrend		+22	-20	Vinjeøra	9	+24	-19
Slirå	1300	+16	-24	Ørland	9	+24	-16
Slåtterøy	15	+25	-7				
Ullensvang	71	+24	-11				
Voss	61	+25	-25				

Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -	Stasjoner	Høyde over havet	T ₀ +	T ₀ -
NORD-TRØNDELAG				TROMS			
Høylandet	21	+25	-32	Bardufoss	74	+25	-33
Leka	50	+24	-16	Borkenes		+25	-17
Meråker	218	+26	-27	Dividalen		+25	-29
Namdalseid		+24	-25	Evenskjer		+23	-18
Nordli		+23	-37	Gibostad	10	+24	-18
Nordøyan	33	+22	-14	Kvesmenes		+24	-27
Snåsa	195	+25	-35	Leirkjosen		+24	-15
Sulstua	251	+26	-30	Lyngseidet		+23	-18
Værnes	12	+27	-22	Mestervik		+25	-24
Ytterøy	74	+26	-18	Nordreisa	4	+24	-26
NORDLAND				Nordstraum i Kvænangen			
Andenes	5	+21	-14	Sandøy i Senja	17	+25	-14
Andøya		+23	-15	Skibotn	46	+25	-25
Bjørnfjell	512	+22	-32	Sommarøy i Senja	2	+21	-14
Bodø	10	+25	-17	Tennevold		+25	-26
Bolna		+20	-30	Torsvåg	22	+24	-12
Brønnøysund	5	+25	-14	Tromsø	102	+24	-17
Bø i Vesterålen	7	+27	-16	Øverbygd		+24	-40
Drag i Tysfjord	60	+25	-21	FINNMARK			
Evenskjer	7	+23	-21	Alta	4	+26	-29
Fauske	14	+24	-22	Banak		+27	-30
Glomfjord	39	+26	-15	Brennelv		+26	-29
Glåpen fyr	31	+21	-12	Bugøyfjord		+25	-35
Grøtøy	6	+25	-15	Cuovdatmäkki		+25	-40
Hattfjellidal	221	+23	-34	Ekkerøy	6	+23	-18
Helligvær	14	+22	-14	Fruholmen	13	+22	-16
Kletkovfjell	795	+21	-26	Hammerfest	70	+25	-21
Kvalnes i Lofoten	15	+24	-14	Helnes fyr	33	+24	-16
Majavatn	352	+23	-32	Karasjok	129	+26	-48
Mosjøen	2	+26	-27	Kautokeino	306	+25	-47
Myken	19	+23	-11	Kirkenes	5	+25	-36
Narvik	32	+26	-20	Kistrand	12	+24	-21
Nerdal i Rana		+24	-25	Levasjok		+25	-43
Nord-Solvær	7	+24	-12	Loppa	10	+22	-14
Offersøy	16	+24	-16	Makkaur fyr	11	+27	-19
Røst	8	+19	-11	Pasvik	54	+27	-47
Skomvær fyr	18	+17	-10	Rustefjelbma	9	+27	-41
Skrova	11	+26	-14	Siccejavre	382	+24	-45
Skålvær	6	+24	-13	Sletnes fyr	8	+23	-18
Sortland	23	+25	-16	Solovomi		+23	-43
Vardefjell	634	+24	-23	Vardø	13	+19	-16
Øvre Saltdal		+25	-33				

3.5 Påseilingslaster fra skip

3.5.1 Generelt

- 3.5.1.1 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.
- 3.5.1.2 Fri høyde og bredde i seilløp skal minst tilfredsstillende de krav som fastsettes av Kystdirektoratet for hvert enkelt prosjekt. Samtidig kan seilløpet være pålagt møterestriksjoner, krav til varslings- og navigasjonssystemer etc.
- 3.5.1.3 Metoder for å bestemme påseilingslastene er gitt i Lastforskriftene. Beregningsmetoder og prinsipper for fending er grundig behandlet i :
- AASTHO: Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges. February 1991.
 - Ole Damgaard Larsen: Ship Collision with Bridges; IABSE, Structural Engineering Document no. 4, 1993.

3.6 Midlertidige laster

Det skal tas hensyn til midlertidige laster fra:

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

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

4. DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

4.1 Beregning av lastvirkning

4.1.1 Generelt

- 4.1.1.1 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.

- 4.1.1.2 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.

- 4.1.1.3 Når ikke-lineære effekter kan ha betydning på grunn av last- eller responskarakteristikk, skal disse effektene vurderes.

- 4.1.1.4 Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger ved beregning av krefter og momenter i konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

Konstruksjoners kneklengde skal bestemmes i samsvar med innspenningsforholdene.

- 4.1.1.5 For brukonstruksjoner hvor kabelkonstruksjoner inngår, skal det ved modelleringen av kabelsystemenes deformasjonskarakteristikk tas hensyn til kabelens helning og forspenningsnivå.

- 4.1.1.6 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.

- 4.1.1.7 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.

4.1.2 Dynamiske analyser

- 4.1.2.1 Lastkoeffisientene 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.

- 4.1.2.2 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 dempning 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 dempning er pålitelige og til den sikre side.

Aktuelle verdier for konstruksjonsdempning er gitt i Prosjekteringsreglens Del III.

- 4.1.2.3 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.

4.1.2.4 For konstruksjoner som enten under bygging eller i ferdig tilstand er svingningsømfintlige, skal dynamiske virkninger av vindlasten beregnes som angitt i NS 3479, pkt. 4.2.4, og i Prosjekteringsreglenes Del II 3.2.4 og 3.2.5.

4.1.2.5 Seismisk responsanalyse skal baseres på karakteristisk eksitasjon beskrevet av et responsspektrum eller relevante tidshistorier. En kombinasjon av disse kan benyttes dersom denne gir riktigere resultat.

Virkningene av endringer i eksitasjonen ved forplantning gjennom jorda, og ved samvirke mellom jord og konstruksjon, skal vurderes.

4.1.3 Forsøk

Karakteristiske lastvirkninger kan bestemmes ved modellforsøk, på grunnlag av observert oppførsel av eksisterende konstruksjoner eller ved kombinasjon av slike forsøk og beregninger. Det forutsettes at den konstruksjon, konstruksjonsdetalj eller modell som er undersøkt, har tilstrekkelig likhet med det tilfelle som skal vurderes, og at det er foretatt prøving eller utført observasjoner som gir grunnlag for pålitelig tolking.

4.2 Dimensjonerende lastkombinasjoner

4.2.1 Generelt

4.2.1.1 For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Ugunstigste kombinasjon for den lastvirkning som betraktes, skal legges til grunn for dimensjoneringen.

4.2.1.2 Ved fastsettelse av lastkoeffisientene 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.

4.2.2 Bruddgrensetilstanden

4.2.2.1 Bruddgrensetilstanden skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, med lastkoeffisienter som angitt i tabell II-5. Den ugunstigste av kombinasjonene a eller b legges til grunn for dimensjoneringen.

Lastbetegnelse er definert i pkt. 3.1.3, tabell II-1.

Andre lastkoeffisienter kan være gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV for enkelte spesielle konstruksjonstyper.

Tabell II-5: LASTKOEFFISIENTER FOR BRUDDGRENSETILSTANDEN

Lastgruppe Kombinasjon	P		D	Q
	J	Andre		
a	1,0	1,2	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

hvor :

γ_D = 1,1 / 0,9 for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, forøvrig er $\gamma_D = 1,0$

γ_1 = 1,3 for trafikklaster

= 1,2 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje,

= 1,6 for øvrige variable laster.

γ_2 = 1,2 for trafikklaster,

= 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer.

= 1.3 for øvrige variable laster.

I lastkombinasjonen a skal lastkoeffisienten for permanente laster settes lik 1,0, 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.

- 4.2.2.2 Global stabilitet og sikkerhet mot velting, lagerløft etc. av konstruksjonen skal kontrolleres i bruddgrensetilstanden med lastkoeffisienter som angitt Tabell II-5, men med følgende endring for begge lastkombinasjoner a) og b):

Lastkoeffisienten for egenlaster som virker gunstig skal settes lik 0,9, for egenlaster som virker ugunstig lik 1,0. Det kan være aktuelt å benytte ulike lastkoeffisienter for ulike deler av konstruksjonen.

I tilfeller hvor større usikkerhet i egenlast må forventes skal det benyttes koeffisienter 0,9 og 1,1. Dette gjelder f.eks. brukonstruksjoner hvor stabilitet oppnås ved bruk av ballast eller motvektsskasser, med mindre spesielle tiltak iverksettes for nøyaktig bestemmelse av vekt.

Dersom det dokumenteres med vekt- eller deformasjonskontroll at egenlasten holder seg innen planlagt verdi $\pm 2,5\%$, kan lastkoeffisientene settes lik 0,9 og 0,95. Kontrollen skal utføres ved godkjent instrumentering.

Kontrollen gjelder vanligvis bare brukonstruksjoners globale stabilitet og ikke styrkemessig kontroll. Mindre endringer av statisk system (f.eks. lagerløft) kan aksepteres forutsatt at konsekvensen av dette tas hensyn til.

Nærmere anvisninger er gitt i Del IV for enkelte konstruksjonstyper.

4.2.3 Bruksgrensetilstanden

Avhengig av bruksgrensekraav skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for lastkombinasjonene a, b og c, med lastkoeffisienter som angitt i Tabell II-6.

- *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.

Lastbetegnelseene er definert i Tabell II-1.

Betegnelsene Q_1 og Q_n er definert i pkt. 4.2.2.1.

Tabell II-6: LASTKOEFFISIENTER FOR BRUKSGRENSETILSTANDEN

Kombinasjon	P	D	Q		
			L	T	E
a	1.0	1.0	1.0	$Q_1 + 0.7 \cdot \sum Q_n$	
b	1.0	1.0	$\psi_1 \cdot Q_1 + 0.7 \cdot \sum \psi_1 \cdot Q_n$		
c	1.0	1.0	$\sum \psi_2 \cdot Q$		

For bru med trafikklast beregnes den karakteristiske vindlasten på grunnlag av et redusert hastighetstrykk som angitt i Lastforskriftene, pkt. 5.2.2.

Kombinasjonsfaktorene er gitt i Tabell II-7.

Tabell II-7: KOMBINASJONSFAKTORER

Last		ψ_1	ψ_2
Trafikklast	T	0.6	0.2
Naturlast	E	0.6	0.0
Andre variable laster	L	1.0	0.7

For konstruksjoner som er svingningsømfintlige, skal $\psi_1 \cdot E$ for kombinasjon b, erstattes av naturlast med returperiode lik 1 år.

Lavere kombinasjonsfaktorer enn angitt i Tabell II-7 kan benyttes for kontroll av kombinasjon c. dersom reduserte verdier kan begrunnes som mer representative for det tilfelle som betraktes.

4.2.4 Ulykkesgrensetilstanden

Ulykkesgrensetilstanden skal kontrolleres i to trinn som beskrevet i Prosjekteringsreglenes pkt. 2.2.9 med lastkoeffisienter som angitt i tabell II-8.

- a: Konstruksjonen i permanent tilstand utsatt for unormal påvirkning (ulykkeslast eller unormal trafikk- eller naturlast).
- b: Konstruksjonen i skadet tilstand.

Lastbetegnelse er definert i Tabell II-1.

Tabell II-8: LASTKOEFFISIENTER FOR ULYKKESGRENSE-TILSTANDEN

Kombinasjon	P	D	Q			A
			T	E	L	
a	1,0	γ_D	γ_T	0	1,0	1,0
b	1,0	γ_D	0	1,0	1,0	0

$\gamma_D = 1,0$ for spennkrefter, forøvrig er normalt $\gamma_D = 0$.

$\gamma_T = 0,6$ ved avhengighet mellom trafikklasten og ulykkeslasten, forøvrig er $\gamma_T = 0$.

Når trafikklast type V3 er unormal trafikklast på G/S-bane settes $\gamma_T = 0$.

Returperioden for karakteristiske naturlaster i kombinasjon b er 10 år.

4.2.5 Utmattingsgrensetilstanden

Ved kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal lastkoeffisienten settes lik 1,0 for alle *utmattingsvirkende* laster. Antall lastvekslinger multipliseres med en utmattingsfaktor som angitt i Tabell II-10. Øvrige laster innføres i kombinasjonen med lastkoeffisienten som angitt i Tabell II-9.

Lastbetegnelse er definert i Tabell II-1.

Tabell II-9: LASTKOEFFISIENTER FOR UTMATTINGSGRENSETILSTANDEN

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.

5. DIMENSJONERENDE MOTSTAND

5.1 Generelt

- 5.1.1 For bestemmelse av dimensjonerende motstand henvises til de relevante konstruksjonsstandarder.
- 5.1.2 Materialkoeffisienten skal ivareta usikkerheter i materialfasthet, utførelse, tverrsnittsmål og modell for beregning av motstand. I enkelte tilfeller er materialkoeffisienten avhengig av sikkerhetsklasse/ skadekonsekvensklasse. Det vises til konstruksjonsstandardene og til Prosjekteringsreglenes Del III for nærmere bestemmelser.

5.2 Prøving

- 5.2.1 Karakteristisk motstand av konstruksjonsdeler og konstruksjonselementer kan kontrolleres ved modellforsøk eller ved kombinasjon av forsøk og beregning.
- 5.2.2 Pelers dimensjonerende bæreevne kan bestemmes på grunnlag av rammekriterier eller prøvebelastning.
- 5.2.3 Bæreevnen til ankere og forankringer i grunnen skal kontrolleres ved prøvebelastning etter installering.

5.3 Grensetilstander

5.3.1 Bruddgrensetilstanden

Nærmere bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende motstand er gitt i konstruksjonsstandardene og i Prosjekteringsreglenes Del III.

5.3.2 Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden defineres ved bestemte bruks- og bestandighetskrav.

5.3.3 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).

5.3.4 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 tabell II-10. For konstruksjonselementer som har kortere planlagt levetid enn forutsatt for brukonstruksjoner generelt, og som kan skiftes ut, reduseres faktorene i tabell II-10 tilsvarende.

Tabell II-10: UTMATTINGSFAKTORER

Konstruksjonsdelens betydning for brukonstruksjonens bæreevne	Utmattingsfaktor
Avgjørende	3
Ikke avgjørende	1

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER

DEL III:

MATERIALER OG DIMENSJONERINGSKRAV

1. KONSTRUKSJONER I GRUNNEN

1.1 Innledning

1.1.1 Generelt

Kapitlet gir 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 kapitlene 2, 3, 5 og 6.

1.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Konstruksjoner i grunnen skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

- A : Statens vegvesens håndbok nr. 100 ; "Bruhåndbok".
- B : Statens vegvesens håndbok nr. 026 ; "Prosesskode - 2"; (Prosess 83).
- C : Statens vegvesens håndbok nr. 135 ; "Fjellbolter".
- D : Statens vegvesens håndbok nr. 016 ; "Geoteknikk i vegbygging"
- E : Statens vegvesens håndbok nr. 176 ; "Oppbygging av fyllinger"
- F : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.
- G: Norsk Standard NS 3480 ; "Geoteknisk prosjektering. Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider", og Norsk Byggstandardiseringsråd P 178 ; "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk. Veiledning for bruk av grensetilstandsmetoden".
- H : Norsk Standard NS 3481 ; "Grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering av marine konstruksjoner "

- I: Norsk Standard NS 3046 ; "Prefabrikerte betongelementer. Betongpeler med kvadratisk tverrsnitt".
- J: Norsk Byggstandardiseringsråd P 285 ; "Peleveiledningen".

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her henvises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

1.2 Dimensjonerende lastvirkning

- 1.2.1 Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes Del II. Det skal tas hensyn til at dimensjonerende lastvirkning for konstruksjoner i grunnen kan være forskjellig fra det som gjelder for konstruksjonen forøvrig. Dimensjonerende lastvirkning skal inkludere virkningen av horisontale laster og eventuelle påhengslaster.

For kontroll av sikkerhet mot velting vises til Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.2.2.

- 1.2.2 Bestemmelser med hensyn til beregning av dimensjonerende laster på støttemurer og landkar er gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 100.

1.3 Direkte fundamentering

- 1.3.1 Krav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av fundamentkonstruksjoner i betong er gitt i kap. 2. Grunnens materialparametre og tillatte grunntrykk forutsettes bestemt som del av forundersøkelsene for prosjekteringen.
- 1.3.2 Ved direkte fundamentering skal følgende betingelse være oppfylt i underkant fundament i bruksgrensetilstanden, kombinasjon b, (se Prosjekteringsreglenes Del II, 4.2.3):

$$\left(\left(\frac{e_x}{b/3} \right)^2 + \left(\frac{e_y}{h/3} \right)^2 \right)^{1/2} \leq 1$$

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 fjellankere.

- 1.3.3 Ved direkte fundamentering beregnes fundamentets dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden som:

$$\sigma_{gV} = \frac{(N+S)_y}{4 (b/2 - e_x) (h/2 - e_y)} \leq \sigma_{gd}$$

hvor:

σ_{gd} = grunnens dimensjonerende bæreevne (tillatte grunntrykk) for bruddgrensetilstanden.

$(N+S)_y$ = dimensjonerende vertikallast. Øvrige symboler er definert i pkt. 1.3.2.

Dimensjonerende bæreevne for fjell kan bestemmes på grunnlag av representative fasthetsverdier gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 135, pkt. 2.1.3. Materialkoeffisienten settes lik 2,0.

Dimensjonerende bæreevne for løsmasser er funksjon også av den dimensjonerende skjærkraft ("horisontalkraften") i fugen.

Uttrykket forutsetter konstant grunntrykksfordeling over en rektangulær flate med sidekanter lik $(b-2e_x)$ og $(h-2e_y)$.

- 1.3.4 Ved direkte fundamentering på fjell utføres kontroll mot glidning av fundamentet i bruddgrensetilstanden etter følgende formel:

$$(V_x^2 + V_y^2)^{1/2} \leq \mu \cdot N$$

hvor:

V_x = dimensjonerende skjærkraft i fugen i bruas tverretning,

V_y = dimensjonerende skjærkraft i fugen i bruas lengderetning,

μ = friksjonskoeffisient fundament/fjell.

Antatt friksjonskoeffisient, μ , skal dokumenteres i det enkelte tilfelle. Normalt regnes μ lik 1,0.

- 1.3.5 Ved direkte fundamentering på fjell skal det sprenges en tilnærmet horisontal fjellfot. Fjelllets overflate bør ikke ha større helning enn 1:8.

1.4 Pelers og pelefundamenter

1.4.1 Generelt

- 1.4.1.1 Pkt. 1.4.1 inneholder generelle bestemmelser som gjelder for alle typer pelers og pelefundamenter.

Tilleggsbestemmelser for frittstående pelegrupper i vann er gitt i pkt. 1.5. Bestemmelsene i pkt. 1.5 gjelder foran de generelle i pkt. 1.4.

Krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av betongfundament for pelers er gitt kap. 2. Stålkonstruksjoner dimensjoneres i overensstemmelse med kap. 3.

- 1.4.1.2 Pelers og pelegrupper skal dimensjoneres i overensstemmelse med "Peleveiledningen" utgitt av Norsk Byggstandardiseringsråd, samt bestemmelsene i pkt. 1.4 og 1.5.

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.

- 1.4.1.3 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.
- 1.4.1.4 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 lastkoeffisient lik 1,0 i alle grensetilstander, men regnes bare med dersom lastvirkningen er ugunstig.
Egenlast av pel, eventuelt korrigert for oppdrift, regnes som last på pel.
- 1.4.1.5 I brudd- og ulykkesgrensetilstanden regnes en pel ikke å ha geoteknisk bæreevne for strekk (lastvirkning beregnet ved pelespiss, dvs. inkludert egenlast av pel). Dersom beregningsmessig strekk opptrer ved pelespiss, skal pelegruppen beregnes uten disse pelenes medvirkning.

For friksjonspeler skal pelegruppen også kontrolleres når alle pelene er fullt virksomme på trykk og strekk.

I bruksgrensetilstanden tillates ikke strekk i de deler av en pel som bidrar til pelens geotekniske bæreevne.
- 1.4.1.6 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 EDB-programmer spesielt utviklet for formålet. Ved beregning av sidestøtte fra jord skal det tas hensyn til eventuell fare for erosjon av løsmassene.
- 1.4.1.7 Stålpeler skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller rusttillegg.

1.4.1.8 Strekkforankringer i fjell tillates normalt ikke.

1.4.2 Stålrørspeler

1.4.2.1 I tillegg til bestemmelsene nedenfor gjelder også relevante bestemmelser i pkt. 1.4.1 for stålrørspeler.

1.4.2.2 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.

1.4.2.3 Stålrøret skal regnes med ved beregning av stivhet dersom større stivhet gir ugunstigere lastvirkninger.

1.4.2.4 Utstøping av stålrørspeler bør som hovedregel utføres som tørrstøp. Det bør benyttes rørstøp. Styrting kan unntaksvis benyttes ved korte vertikale peler og uarmerte peler. Undervannsstøp skal kun anvendes når de stedlige forhold og konstruksjonens utforming ikke muliggjør lensing av stålrøret.

1.4.2.5 Betongen skal tilfredstille kravene for miljøklasse MA. Laveste tillatte fasthetsklasse er C45.

1.4.2.6 Bruksgrensetilstanden kontrolleres ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3.

1.5 Frittstående pelegrupper i vann med utstøpte stålrørspeler

1.5.1 Generelt

Pkt. 1.5 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 fundamentet hvor pelelengder og grunnforhold gir stor slankhet, og forøvrig pelefundamenter med følsomhet for avvik i beregningsforutsetningene. Dersom ikke strengere krav er framsatt i dette pkt., gjelder bestemmelsene i pkt. 1.4.

Pkt. 1.4 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 pkt. 1.4 eller 1.5, kan det med utgangspunkt i disse to punktene utarbeides modifiserte prosjekteringsgrunnlag. 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 fjell eller friksjonspeler i løsmasse. En pelegruppe kan bestå av en 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.

1.5.2 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.

1.5.3 Last og lastvirkning

- 1.5.3.1 Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på lineær elastisk teori. Det skal tas hensyn til virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2. ordens teori).

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.

- 1.5.3.2 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 knekk lengden enn tilsvarende pilhøyde lik $l_c/300$ hvor l_c er pelens lokale knekk lengde i uforskyvelig ramme.

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 pelegruppen skal utføres dersom målt geometri gir avvik større enn forutsatt.

- 1.5.3.3 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 tilleggs momenter.
- 1.5.3.4 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.

1.5.4 Dimensjoneringsprinsipper

- 1.5.4.1 Situasjon med bortfall av pel, kfr. pkt. 1.5.3.4, er en spesiell ulykkesgrensetilstand. Beregning av lastvirkninger utføres med laster, lastfaktorer og lastkombinasjoner som for bruksgrensetilstand kombinasjon a.

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.

- 1.5.4.2 Peletverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av dimensjonerende materialfastheter multiplisert med reduksjonsfaktoren f_a .

1.5.5 Bruddgrensetilstand

- 1.5.5.1 Pelens kapasitet som armert betongsøyle beregnes etter NS 3473, med materialkoeffisient for betong og armeringsstål samt reduksjonsfaktor f_a for dimensjonerende materialfasthet som gitt nedenfor.

Materialkoeffisient for betong, $\gamma_m = 1,40$

Materialkoeffisient for armering, $\gamma_m = 1,25$

Bestemmelse av reduksjonsfaktoren f_a :

$$f_a = f_{a1} \cdot f_{a2} \cdot f_{a3} \cdot f_{a4}$$

hvor

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 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 rammeutstyr og utførelse være med i vurderingen av faktoren.

Antall peler n	1-2	3-4	> 4
f_{a1}	0,75	0,80	0,95

Bærevirkning	Spissbærende pel	Friksjonspel
f_{a2}	0,90	1,0

Konstruktive forhold	Dårlig	Middels	God
f_{a3}	0,80	0,85	0,90

Geotekniske forhold	Dårlige	Middels	Gode
f_{a4}	0,90	0,95	1,0

Kapasitet for peler i gruppe med 1-4 peler kan 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. 1.5.3.4 og pkt. 1.5.7.

- 1.5.5.3 For beregning og dimensjonering av pelespiss vises til Peleveiledningen. Dimensjonering gjennomføres med f_a -faktor som i punkt 1.5.5.2.

1.5.6 Bruksgrensetilstand

- 1.5.6.1 Grenseverdi for beregningsmessig karakteristisk rissvidde W_k settes lik 0,25 mm. Stålrør tas ikke med i beregningene.

1.5.7 Ulykkesgrensetilstand

- 1.5.7.1 Dimensjoneringen kan utføres etter reglene som gjelder for bruddgrensetilstanden, men med materialkoeffisienter som angitt i pkt. 1.5.7.2.
- 1.5.7.2 Beregning av en pels kapasitet utføres som for bruddgrensetilstanden, med samme reduksjonsfaktor f_a , men med materialkoeffisient for betong og armeringsstål som gitt nedenfor.

Materialkoeffisient for betong, $\gamma_m = 1,20$

Materialkoeffisient for armering, $\gamma_m = 1,10$

Kapasitet for peler i gruppe med 1-4 peler kan 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. 1.5.3.4 og pkt. 1.5.4.1.

1.5.8 Regler for konstruksjon og utførelse

- 1.5.8.1 For pilar og enkeltpeler gjelder for geometrisk slankhet λ og lastavhengig slankhet λ_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 λ 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 pelegruppa, som består av pilar, fundamentplate og peler, beregnes den globale ideelle vertikale knekklast. Pelene regnes med homogent betongtverrsnitt uten stålrør. Tilhørende ideell knekkspenning σ_E fås ved å dividere global knekklast på sum av betongareal for pelene. Den globale geometriske slankhet fås av

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_E}}$$

Den globale slankhet kontrolleres så i henhold til kravene ovenfor hvor ω_t innføres for pelene.

- 1.5.8.2 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 forøvrig.
- 1.5.8.3 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. Eventuelle krav til rekkefølge for utførelse av vannlensing og utstøping av peler angis i beskrivelse og/eller på tegning.
- 1.5.8.4 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.
- 1.5.8.5 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.
- 1.5.8.6 Det skal ikke foreskrives lavere fasthetsklasse enn C45 for betongen, og det skal normalt ikke prosjekteres med høyere fasthetsklasse enn C55.

- 1.5.8.7 Pilar og fundamentplate forutsettes støpt som tørrstøp.
- 1.5.8.8 Armeringen skal ikke ha strømledende kontakt med stålrøret, heller ikke i bunnen og toppen av røret. Avstandsklosser som sikrer overdekningen skal derfor være av ikkeledende materiale.

Samlet tverrsnittsareal av lengdearmeringen i pelene skal ikke være mindre enn $0,015 A_c$ og normalt ikke større enn $0,030 A_c$. For del av friksjonsspel i jord med ubetydelig lastvirkning i form av bøyemoment kan likevel armeringsmengden reduseres til minimum $0,005 A_c$, forutsatt at lastvirkninger forøvrig gir mulighet for slik reduksjon.

Minimumsarmeringen skal være jevnt fordelt rundt omkretsen og pelen skal armeres over hele lengden. Buntet lengdearmering kan maksimalt bestå av 2 armeringsstenger. I skjotesone tillates 3 stenger i hver bunt. Fri avstand mellom armeringsstenger eller mellom bunter skal ikke være mindre enn 80 mm.

Det skal kontrolleres at armering i fundamentplate kan plasseres som forutsatt hvor denne armeringen krysser oppstikkende armering fra pelene.

1.6 Spunt og slissevegger

- 1.6.1 Spunt og slissevegger skal dimensjoneres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglene Del II. Krav med hensyn til forankringer er gitt i pkt. 1.7. Forøvrig vises til Statens vegvesens håndbok nr. 026, prosess 83.
- 1.6.2 Stålspunt som inngår i den permanente konstruksjon, skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse eller være dimensjonert for antatt korrosjonsutvikling.
- 1.6.3 Spunt som skal tjene som permanent støttemur, dimensjoneres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglene og Statens vegvesens håndbok nr. 100. Om nødvendig skal spuntveggen isoleres mot frost i bakenforliggende løsmasser.

1.7 Forankringer

1.7.1 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 ν og medvirkende fjellfigur skal velges i henhold til Håndbok 135; "Fjellbolter", pkt. 2.2.4, dersom ikke nøyaktigere metode anvendes. Forøvrig vises til Statens vegvesens håndbok nr. 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.

1.7.2 Forspente forankringer i fjell eller jord

1.7.2.1 Forspente forankringer skal bare regnes med i kapasiteten dersom grunnen på forhånd er undersøkt og godkjent av geolog/geotekniker for slik forankring.

Inngysingslengden i fjell 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.

Materialkoeffisienten, γ_{ms} , settes lik 1,40 ved bestemmelse av forankringens kapasitet.

1.7.2.2 Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle fjellankere.

Friksjonskoeffisienten for glidning fjell mot fjell og betong mot fjell kan som regel antas lik 1,0.

I ferdigtilstanden tillates inntil 20% av nødvendig kapasitet opptatt av forspente fjellankere der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, kan inntil 30% av nødvendig kapasitet tillates opptatt av forspente fjellankere.

For en konstruksjon som vist i Fig. III-1 medfører dette:

1) Bestemt av velting:
$$S/N \leq \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{e_u - \alpha \cdot e_m}{e_s + e_m}$$

2) Bestemt av glidning:
$$S/N \leq \frac{1}{\alpha} \cdot (1 - \alpha)$$

hvor:

α = forholdet mellom kapasiteter uten og med fjellankere

$e_u = N / (f_g \cdot b)$, se Fig. III-1

S = statisk nødvendig forankringskapasitet, se Fig. III-1

f_g = dimensjonerende grunntrykk i bruddgrensetilstanden

øvrige betegnelser : b, e_m, e_s : Se Fig. III-1

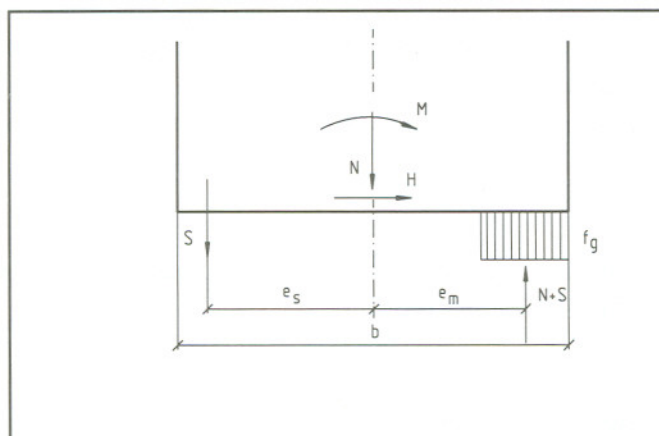


Fig. III-1: Kapasitet av forankringer

- 1.7.2.3 I byggetilstanden tillates forspente fjellankere benyttet etter nedenstående regler. Nødvendig vekt av medvirkende fjellfigur skal multipliseres med en faktor f avhengig av den prosentandel (p) av nødvendig kapasitet som opptas av fjellankere.

Faktoren f bestemmes slik:

p (%)	f
< 30	1,0
$30 < p < 60$	$p / 30$
> 60	2,0

- 1.7.2.4 Regler for dimensjonering av hengebruforankringer er gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV, pkt. 4.7.

1.7.3 Motvektskasseforankringer

- 1.7.3.1 Ved beregning av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle forspente fjellankre. Inntil 20% av nødvendig kapasitet tillates opptatt av forspente fjellankre. Materialkoeffisienten, γ_{ms} , settes lik 1,40 ved bestemmelse av kapasitet. Kapasitet regnes som vist i pkt. 1.7.2.

- 1.7.3.2 Antatt egenvekt av fyllmasser i ballastkasser skal dokumenteres. Se Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 3.2.4.

1.7.4 Fjellbolter

- 1.7.4.1 Ved kontroll av kapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra gravitasjon og eventuelle fjellbolter.

Friksjonskoeffisienten for glidning fjell mot fjell og betong mot fjell kan som regel antas lik 1,0.

I ferdigtilstanden tillates inntil 10% av nødvendig kapasitet opptatt av fjellbolter der omlagring av krefter ikke kan finne sted. Der omlagring av krefter kan finne sted, kan inntil 20% av nødvendig kapasitet tillates opptatt av fjellboltene.

I byggetilstanden tillates inntil 50% av nødvendig kapasitet opptatt av fjellbolter.

Kapasitet regnes som vist i pkt. 1.7.2.

1.7.4.2 Fjellboltens forankringslengde i fjell bestemmes som angitt i Statens vegvesens håndbok nr. 135, men skal ikke være mindre enn:

- ved tørrstøp : 60 x d (d=boltediameter)
- ved undervannsstøp : 80 x d

Ved undervannsstøp skal boltens forankringslengde opp i fundamentet økes med 150 mm ut over kravet i NS 3473.

1.7.4.3 For støttemurer og landkar kan fjellbolter dimensjoneres i overensstemmelse med Statens vegvesens håndbok nr. 135 ; "Fjellbolter" dersom ikke nøyaktigere metode anvendes.

1.8 Armert jord

Prosjekteringsgrunnlaget for støttemurkonstruksjoner som er forankret i bakenforliggende jordmasser ved hjelp av armeringsnett, armeringsduker, armeringsstenger, bånd av flattstål eller lignende, skal godkjennes av Veglaboratoriet i hvert enkelt tilfelle.

1.9 Drenering, tilbakefylling og erosjonsbeskyttelse

Krav med hensyn til oppbygging, komprimering og drenering av fyllmasser bak støttemurer og landkar er gitt i Statens vegvesens håndbøker nr. 100 og 016.

Filterkonstruksjoner og plastring for beskyttelse mot erosjon skal være i samsvar med Veglaboratoriets spesifikasjoner.

2. BETONGKONSTRUKSJONER

2.1 Innledning

2.1.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Betongkonstruksjoner skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til - Prosjekteringsreglens Del I, pkt. 1.2.

- A : Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".
- B : Statens vegvesens håndbok nr. 026; "Prosesskode - 2", (Prosess 84).
- C : Statens vegvesens håndbok nr. 150; "Sikkerhet og teknisk standard".
- D : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.
- E : NS 3473 ; "Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering".
- F : Norske Standarder ;
 - NS 3570 ; "Armeringsstenger. Kamstål. Mål og krav til egenskaper".
 - NS 3571 ; "Armeringsstenger. Glattstål. Mål og krav til egenskaper".
 - NS 3572 ; "Sveiste armeringsnett".
 - NS 3420, kap. L45 ; "Spennarmering".
- G : Norsk Betongforenings publikasjoner nr. 1-19.

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

2.1.2 Referanser

Peler er behandlet i pkt. 1.4. og 1.5.

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong er behandlet i kap. 3.

2.2 Materialer

2.2.1 Betong

2.2.1.1 Generelt

Alle delmaterialer, materialsammensetninger, fremstillingsmåten, utførelsen og den ferdige betongen skal tilfredsstille kravene i Statens vegvesens håndbok nr. 026, prosess 84.

2.2.1.2 Bestandighetsmessige forhold, valg av miljøklasse

Tiltak for å sikre konstruksjonens bestandighet skal velges på grunnlag av de miljøbelastningene konstruksjonen vil bli utsatt for. Miljøbelastningene skal i hvert enkelt tilfelle vurderes ut fra type, intensitet, frekvens, lokalitet etc. Tiltak for å øke bestandigheten kan variere for ulike deler av konstruksjonen eller konstruksjonsdelen.

Miljøer klassifiseres ifølge NS 3473 pkt. 15.2.1. Krav til betongspesifikasjon og armeringsoverdekning skal nyanseres innenfor den enkelte miljøklasse som angitt i pkt. 2.2.1.3 og 2.6.1.

Den miljøklasse, betongspesifikasjon og armeringsoverdekning som velges for hele eller for deler av byggverket, skal angis i prosjekteringsdokumentene og på arbeidstegninger.

Miljøklasse *LA: Lite aggressivt miljø* skal ikke anvendes for bruer eller ferjekaier.

2.2.1.3 Valg av betongspesifikasjon

Dersom det ikke foretas en nærmere vurdering med hensyn til miljøbelastning, konstruksjonsløsning, produksjonsmetode, spesielle beskyttelseiltak osv., velges

betongspesifikasjon som angitt nedenfor:

<i>Miljøklasse iflg. NS 3473</i>	<i>Eksponeringsforhold, konstruksjonstyper osv.</i>	<i>Betongspesifikasjon i henhold til Prosesskode-2</i>
SA: Særlig aggressivt miljø	Konstruksjoner - utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier - i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	Vurderes særskilt, kfr. NS 3473
MA: Meget aggressivt miljø	Konstruksjoner - i tidevannssonen - 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
	Konstruksjoner - permanent neddykket i saltvann, utført som tørrstøp <i>(For undervannsstøp gjelder Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 5)</i> - over og nær saltvann som ikke krever betongspesifikasjon SV-30 - i byer, tettsteder og industristrøk med utslipp av skadelige gasser - i områder med stor trafikk - utsatt for salting og gjentatt frysing og tining Prefabrikkerte betongpeler Overflaten på brudekker som kan bli saltet	SV-40
NA: Noe aggressivt miljø	Typisk innlandsklima, i områder med liten trafikk og liten saltpåvirkning	SV-50

2.2.2 Armeringsstål

Armeringsstål skal tilfredsstillere kravene i NS 3570, NS 3571 og NS 3572.

Hvor det forlanges sveisbart armeringsstål, skal stålet ha karbonekvivalent C_{eq} mindre enn 0,45 %. Karbonekvivalenten beregnes med formelen:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Cu+Ni}{15}$$

Benyttes fiberarmering i bærende konstruksjonsdeler, skal denne ha dokumentert bestandighet i betong i det aktuelle miljø.

2.2.3 Spennstål og spennsystemer

Spennstål og spennsystemets delkomponenter skal tilfredsstillere kravene i NS 3420, kap. L45. Spennstålets og den samlede spennhets utmattingssegenskaper skal være dokumentert å tilfredsstillere de beregningsmessige forutsetninger.

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.

2.2.4 Injiseringsmørtel for kabelkanaler

Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 026, prosess 84.

2.3 Dimensjonerende lastvirkning

2.3.1 Generelt

2.3.1.1 Lastvirkninger kan bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien. Det skal tas hensyn til opprissing av betongen der dette påvirker lastvirkningene vesentlig.

- 2.3.1.2 Stivhet av overbygning i spennbetong kan beregnes på grunnlag av homogent tverrsnitt uten bidrag fra armeringen.
- 2.3.1.3 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.

2.3.2 Deformasjonslaster

- 2.3.2.1 Ved beregning av dimensjonerende lastvirkninger skal det tas hensyn til kraftomlagringer på grunn av krypning, 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 all krypning, svinn og relaksasjon er avsluttet.
- 2.3.2.2 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.
- 2.3.2.3 Tap av spennkraft på grunn av friksjon beregnes etter følgende formel:

$$P = P_0 \cdot [1 - e^{-\mu(\alpha + kL)}]$$

hvor:

P_0 = spennkraft ved aktiv forankring,

α = samlet tilsiktet retningsendring,

k = tilfeldig retningsendring pr. meter,

μ = friksjonskoeffisient,

L = lengde av kabel.

μ og k oppgis normalt av leverandørene; verdiene skal dokumenteres.

2.3.2.4 Tap av spennkraft på grunn av kryp og svinn skal beregnes etter anerkjente metoder som for eksempel beskrevet i NS 3473.

2.3.2.5 Relaksasjonstapets størrelse skal være dokumentert av spennstålleverandør.

2.3.3 Beregning av dynamisk respons

2.3.3.1 Bøyningsstivheter bestemmes som foreskrevet for søyler i pkt. 2.5.4 og 2.5.5.

Torsjonsstivheter bestemmes på tilsvarende måte.

2.3.3.2 Antatte verdier for dempning skal samsvare med lastvirkningen. Dersom ikke nøyaktigere verdier dokumenteres, kan det for betongkonstruksjoner antas følgende logaritmiske dekrement:

- 5% for homogen (urisset) betong,
- 7% for risset betong i bruks- og utmattingsgrensetilstanden,
- 10% for risset betong i bruddgrensetilstanden.

Dersom andre dempningskilder som dempning fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk dempning medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

2.3.4 Tilleggsmomenter i slanke konstruksjonsdeler

2.3.4.1 Slanke konstruksjonsdeler som søyler og steg, og 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.

2.3.4.2 Knekk lengden for slanke konstruksjonsdeler bestemmes på grunnlag av innspennings- og fastholdningsgraden i tilstøtende konstruksjonsdeler. Detaljerte

regler for søyler er gitt i Prosjekteringsreglenes Del III, pkt. 2.5.

2.4 Dimensjonering

2.4.1 Generelt

2.4.1.1 Betongkonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med NS 3473 og nedenfor angitte tilleggsbestemmelser. Typespesifikke bestemmelser er gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV.

2.4.1.2 Materialkoeffisientene skal fastsettes som angitt i NS 3473, tabell 4, uten at det tas hensyn til avvik i tverrsnitts mål. Reduserte materialkoeffisienter, hvor det tas hensyn til tverrsnittstoleranser, skal kun benyttes for spesielle konstruksjoner og etter særskilt avtale med Vegdirektoratet.

2.4.2 Bruddgrensetilstanden

2.4.2.1 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.

2.4.2.2 I trykkflenser i overbygningen skal trykkarmeringens areal ikke være større enn 2,0 % av betongarealet. Maksimum 40 % av kraften tillates tatt opp av trykkarmering.

2.4.2.3 Tverrsnitt påkjent av skjærkraft og torsjonsmoment dimensjoneres for skjærkraft alene, eller for kombinasjonen av skjærkraft og torsjon dersom dette er ugunstigere. Kontroll av kapasitet for strekkbrudd og trykkbrudd utføres som angitt i NS 3473.

2.4.2.4 Ved indirekte opplegg som for eksempel tilslutning av steg til tverrbærer på smal søyle, skal det for oppleggskraften dimensjoneres opphengingsarmering etter fagverksanalogien. Forøvrig vises til NS 3473 pkt. 12.3.1.3.

- 2.4.2.5 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.

2.4.3 Bruksgrensetilstanden

- 2.4.3.1 Beregnede rissvidder skal ikke overskride verdiene gitt i NS 3473, Tabell 9.

For konstruksjoner permanent neddykket i saltvann gjelder krav til rissvidder angitt for miljøklasse NA i NS 3473, tabell 9.

Konstruksjoner og konstruksjonsdeler som ligger under kote -5 kan normalt regnes å ligge permanent neddykket i saltvann. Denne verdien skal vurderes og eventuelt endres for spesielt værharde strøk og lite værutsatte strøk.

Rissviddebegrensningen er knyttet til rissets vidde i en avstand fra armeringen tilsvarende minste tillatte overdekning ifølge Prosjekteringsreglenes pkt. 2.6. Kontrollen utføres for kombinasjon b, ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3 ; de tilsvarende bestemmelser i NS 3473 pkt. 15.2.4 gjelder ikke.

- 2.4.3.2 Tillatt spenning i spaltstrekkarmering er lik 250 MPa.
Spaltstrekkarmering kan bestemmes på grunnlag av ovennevnte spenning i stedet for rissviddeberegninger.
- 2.4.3.3 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 i Prosjekteringsreglenes Del IV.

Dersom det ikke er forlangt mer utførlige beregninger, kontrolleres langtidsforskyvninger for kombinasjon c, ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3

- 2.4.3.4 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 Prosjekteringsreglenes Del IV.

2.4.4 Utmattingsgrensetilstanden

- 2.4.4.1 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 Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 5.3.4. Utnyttelsesgraden definert i NS 3473, pkt. 13.1.2 settes lik $\eta = 1,0$.
- 2.4.4.2 Utmattingskontrollen kan utføres etter forenklet metode forutsatt at denne er påvist å gi resultater til den sikre side.

2.5 Søylar

2.5.1 Generelt

I pkt. 2.5.2 - 2.5.5 nedenfor er det gitt regler for dimensjonering av brusøyler i bruks- og bruddgrensetilstanden. Reglene er delvis en utdypning av de generelle bestemmelser i pkt. 2.1 - 2.4 ovenfor, delvis typespesifikke bestemmelser for brusøyler.

2.5.2 Bestemmelser av lastvirkninger

- 2.5.2.1 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 konstruksjonsdeler flatebegrensninger kan normalt regnes å ha samme geometri og stivhet som søylen har ved overgangen til disse konstruksjonsdeler.

- 2.5.2.2 Dersom den uavstivede (frie) søylelengden er betydelig mindre enn dens systemlengde, skal en nøyaktigere søylemodell enn den beskrevet i pkt. 2.5.2.1 legges til grunn der dette har vesentlig betydning for lastvirkningene.

I slike tilfeller kan normalt de deler av systemlengden som faller utenfor den uavstivede søylelengden antas å ha uendelig stivhet.

2.5.2.3 Lastvirkninger kan beregnes etter anerkjente metoder basert på:

- a) Lineær-elastisk teori med stivhetsforutsetninger for aksial- og momentbelastning som gir lastvirkninger rimelig til den sikre siden.
- b) Ikke-lineær teori som ivaretar delmaterialenes ikke-lineære egenskaper, og som tilfredsstiller krav til likevekt og tøyning-forskyvningssamsvar.
- c) Elasto-plastisk teori innenfor de rammebetingelser som gitt i NS 3473, pkt. 9.4.4, og Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 2.2.8.

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.

2.5.2.4 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.

2.5.2.5 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. 2.5.3

- 2.5.2.6 Materialeegenskaper benyttet ved beregning av stivheter, evt. ved beregning av lastvirkninger direkte (ikke-lineær teori), skal i prinsippet være representative for den aktuelle grensetilstanden.

For bruksgrensetilstanden kan rettlinjet spenning-tøyningsammenheng antas for armeringsstål og for betong i trykksone.

For bruddgrensetilstanden kan spenning-tøyningsammenhengene i NS 3473, pkt. 11.3, legges til grunn ved korttidsbelastning. Se også pkt. 2.5.2.8

Det skal tas hensyn til opprissing og til betongens kryp under langtidsbelastning når det påvirker kapasitet eller lastvirkninger ugunstig, og når lastvirkningene ellers blir urimelig til den sikre siden.

- 2.5.2.7 Ved beregning av lastvirkninger (globalt) kan representative materialeegenskaper avledet fra midlere verdier, istedenfor fra karakteristiske verdier, legges til grunn. Materialeegenskapene forutsettes normalt fastlagt etter samme prinsipper for hele konstruksjonen.

Det kan videre tas hensyn til den stivhetsøkende virkning av urisset betong mellom riss ("tension stiffening") etter anerkjente metoder.

Prosjekteringsreglene ovenfor gjelder ikke for lokale tverrsnittskontroller, unntatt hvor annet er angitt i tilknytning til de respektive grensetilstander.

- 2.5.2.8 Ved beregning av krefter og momenter i bruddgrensetilstanden etter 1.ordens lineær-elastisk teori kan det forenklet benyttes samme spenning-tøyningsammenheng og materialeegenskaper som i bruksgrensetilstanden (jfr. NS

3473, pkt. 9.2.1, siste avsnitt).

- 2.5.2.9 Ved beregning etter 1.ordens lineær-elastisk teori kan videre krefter og momenter som kun er avhengig av relative stivheter (stivhetsforhold søyle/bjelke), normalt beregnes med stivheter basert på homogent, urisset betongtverrsnitt.

For lastvirkning fra deformasjonslast, se NS 3473, pkt. 9.4.3, og pkt. 2.5.2.6 ovenfor.

2.5.3 Bestemmelse av knekk lengder

- 2.5.3.1 Knekk lengden L_e av en søyle (trykkstav) kan beregnes fra

$$L_e = \beta L = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot EI}{-N_{kr}}}$$

Hvor EI er søyletverrsnittets bøyestivhet, N_{kr} er aksial trykkraft i staven idet den knekker, L er søylens lengde og β er knekk lengdefaktoren.

- 2.5.3.2 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 β bestemmes etter NS 3473, pkt. A.12.2c for søyler med konstant stivhet og aksialkraft langs aksen.

- 2.5.3.3 Knekk lengden av søyler i en uforskyvelig bruretning kan bestemmes etter retningslinjene for en uforskyvelig enkeltstående søyle. Rotasjonsstivhetsfaktoren (γ_b) for bjelker(overbygning) som er rotasjonstivt forbundet med søyleendene, kan settes lik 3 for endefelt og 2 for innerfelt.

- 2.5.3.4 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 $\gamma_b = 0$ ved overbygningen.

- 2.5.3.5 Dersom forutsetningen i pkt. 2.5.3.4 ikke kan anses å være tilstede, skal knekk lengder i en forskyvelig bruretning bestemmes fra en systemknekkingsanalyse som ivaretar samvirket mellom de forskjellige søyler.

- 2.5.3.6 I forskyvelig lengderetning bru kan knekk lengden etter pkt. 2.5.3.5 regnes som

$$L_{e,s} = \sqrt{\frac{EI}{N} \frac{\sum (N/L)}{\sum (EI/L_e^2 L)}}$$

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 i nevneren kan beregnes som angitt for forskyvelig enkeltsøyler. Forholdet EI/N , utenfor summasjonene, er for den betraktete 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.2.5.3.2 og pkt. 2.5.3.3 ovenfor).

2.5.4 Bruddgrensetilstanden

- 2.5.4.1 Ved dimensjonering etter NS 3473, pkt. 12.1, for lastvirkning etter 1.ordens lineær-elastisk teori, er det normalt ikke påkrevet å påvise samsvar mellom stivhetsantagelser og resulterende stivheter (ved dimensjonerende lastvirkninger og tilhørende tøyingstilstand). Dette forutsetter at søylene har tilstrekkelig rotasjonskapasitet(duktilitet) til at den nødvendige omfordeling av krefter kan finne sted.
- 2.5.4.2 Dersom det kan være tvil om den nødvendige omfordeling forutsatt i pkt. 2.5.4.1 kan finne sted, skal nøyaktigere betraktninger legges til grunn. Dette kan være aktuelt bl.a. for søyler med høyt aksialkraftnivå, evt. i kombinasjon med meget høy betongkvalitet, hvor rotasjonskapasiteten begrenses av trykkbrudd i betongen.
- 2.5.4.3 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 avsnitt 2.5.2 ovenfor.
- 2.5.4.4 En forenklet beregning etter 2.ordens teori kan gjennomføres basert på anvisninger i NS 3473, pkt. A.12.2 eller etter likeverdige metoder.

2.5.5 Bruksgrensetilstanden

- 2.5.5.1 Avvik fra tilsiktet systemgeometri kan normalt ses bort fra ved beregning av lastvirkninger i bruksgrensetilstanden.
- 2.5.5.2 Det kan ses bort fra virkningen av forskyvninger (2.ordens lastvirkning) dersom den fører til mindre enn 10% økning i bøyemoment.
- 2.5.5.3 Stivhetsantagelser skal i hovedsak samsvare med de dimensjonerende lastvirkninger og tilhørende tøyingstilstand.
- 2.5.5.4 Pkt. 2.5.5.3 kan anses tilfredstillende oppfylt dersom antatte bøyestivheter er i samsvar med resulterende bøyestivheter, beregnet med valgt armering og for tøyingstilstander som er representative for den dimensjonerende lastkombinasjon.

For 1.ordens lastvirkning alene, vil søylemomenter beregnet med for stor antatt søylestivhet være til den sikre siden.

2.6 Armeringsregler

2.6.1 Armeringsplassering

2.6.1.1 Generelt gjelder krav til armeringsplassering angitt i NS 3473 og håndbok nr. 026, Prosesskode-2. Kravene er minimumskrav som kan økes for å gi bedre bestandighet mot miljøpåkjenninger og sikre god utførelse.

2.6.1.2 Kravene til overdekning gjelder fra betongoverflaten og til nærmeste armeringsstang målt i den ferdige konstruksjonen. Tykkelse av eventuelt slitelag i betong regnes ikke som overdekning.

Det skal tas hensyn til at kamstålets byggemål er større enn den nominelle diameteren. Hvis monteringsjern benyttes skal det tas hensyn til dette.

Dersom det legges hovedarmering i flere lag eller retninger, eller i tette skjøter, skal avstanden mellom stengene og lagene økes i forhold til minimumskravene.

For å sikre god utstøping skal nødvendige vibratoråpninger i armeringen planlegges.

2.6.1.3 *Konstruktiv armering*

For den konstruktive armeringen skal overdekningen minst velges lik summen av minimumsoverdekningen og tallverdien av valgt minustoleranse. Overdekningen og toleransen skal angis i beregningsforutsetningene og på arbeidstegningene.

Toleransen angis symmetrisk. For plass-støpte konstruksjoner med minste mål større enn 300 mm bør toleransen settes til +/- 15 mm. For tynnere dekker, prefabrikkerte elementer, betongpeler o.l. kan toleransen settes mindre. Spesielle tiltak for å sikre overdekningen skal da spesifiseres i arbeidsbeskrivelsen og vektlegges ved utførelsen.

2.6.1.4 *Monteringsstenger*

For monteringsstenger utenfor den konstruktive armeringen, skal overdekningen minst være lik minimumsoverdekningen, uten tillegg av tallverdien av minustoleransen.

For slike monteringsstenger skal det spesifiseres en toleranse på +/- 5 mm for overdekninger mindre enn 70 mm. Monteringen skal utføres etter Prosesskode-2, prosess 84.

2.6.1.5 *Krav til minimumsoverdekning*

Kravene til overdekning og plassering knyttet til miljøklasse MA gjelder også for miljøklasse NA. De viktigste krav til minimumsoverdekning angitt i NS 3473, er for lite korrosjonsømfindtlig armering:

Over vann	40 mm
Undervannsstøp	70 mm

Under vilkår som angitt i tabellen nedenfor gjelder skjerpede krav og unntak:

<i>Miljøklasse iflg. NS 3473</i>	<i>Eksponeeringsforhold, produksjonsmetode, konstruksjonstyper osv.</i>	<i>Minimums-overdekning</i>
SA: Særlig aggressivt miljø	Konstruksjoner - utsatt for kjemiske angrep f.eks. ved kontakt med særlig aggressive kjemikalier - i alunskifer eller sterkt sulfatholdig grunnvann	Vurderes særskilt
MA: Meget aggressivt miljø	<p>Undervannsstøp</p> <p>I tidevannssonen <i>(For slanke søyler kan overdekningen i tidevannssonen reduseres til 60 mm dersom søylene gis en ekstra beskyttelse i form av membraner, tette belegg eller ishud.)</i></p> <p>Under tidevannssonen, utført som tørrstøp</p> <p>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 eksponeeringsforholdene tilsier det)</i></p> <p>Søyler utsatt for saltsprut og saltføyke fra hyppig og sterk salting</p> <p>Konstruksjonsdeler utsatt for saltbelastning og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted, og/eller der tilgjengeligheten for inspeksjon og vedlikehold er vanskelig (f.eks. i fugeområder og ved lagre)</p> <p>Oversiden av brudekker og kanter i friluft</p>	<p>100 mm</p> <p>100 mm</p> <p>60 mm</p> <p>60 mm</p> <p>60 mm</p> <p>60 mm</p> <p>40 mm</p>
NA: Noe aggressivt miljø	Tørre og tilgjengelige hulrom, f.eks. kassetverrsnitt, hule søyler eller landkar, med betongspesifikasjon SV-40 eller bedre	30 mm

2.6.1.6 *Overdekningskrav for underkant fundamenter*

Fundamenter over vann:

- | | |
|--|-------|
| - støp mot betongavretting | 40 mm |
| - støp mot fjell eller faste løsmasser | 60 mm |

Fundamenter i vann:

- | | |
|---|--------|
| - tørrstøp mot betongavretting i tørrlagt byggegrop | 60 mm |
| - tørrstøp mot fjell eller faste løsmasser i tørrlagt byggegrop | 100 mm |
| - undervannsstøp mot betongavretting | 150 mm |
| - undervannsstøp mot fjell eller faste løsmasser | 200 mm |

2.6.1.7 *Spesielle overdekningskrav*

For prefabrikkerte betongelementer og i utsparinger kan minimumsoverdekningen mot betongstøp settes til 20 mm.

For korrosjonsømfindtlig armering økes overdekningen med 10 mm

Ved glideforskaling økes overdekningen med 10 mm i miljøklasse MA.

For flater med overforskaling økes overdekningen med 10 mm hvis det ikke er iverksatt tiltak som reduserer poreomfanget i overflaten(f.eks. tekstilforskaling).

2.6.2 **Bøyning**

- 2.6.2.1 Bøyd armering som skal rettes eller ombøyes, som for eksempel utstikkende armering ved midlertidige utsparinger, skal være av sveisbar kvalitet.

2.6.3 **Skjøting av spennkabler**

- 2.6.3.1 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 avstand fra hverandre mindre enn 2 x tverrsnittshøyden skal regnes som samme snitt.

2.6.3.2 Slakkarmering gjennom støpeskjøter med skjøtt spennarmering skal utgjøre minst

- 0,5 % av tverrsnittsdeler med gjennomsnittlig trykkspenning $\geq 4,0$ MPa over tverrsnittsdelen i bruksgrensetilstanden.
- $0,015 \cdot n$ % 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 $0,015 \cdot n$ % 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 min. $50 \times d$, dog minst 1 m. (d = stangdiameter).

2.6.3.3 I de tilfeller NS 3473 gir mer armering enn disse regler, skal NS 3473 legges til grunn.

2.7 Konstruksjonsregler

2.7.1 Generelt

2.7.1.1 Alle konstruksjonsdeler skal utformes for god og hensiktsmessig vannavrenning. 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.

2.7.1.2 Det skal normalt være atkomst til alle hulrom i konstruksjonen, enten direkte eller ved bruk av sonder e.l. Mannhull i bunnplate over hule søyler plasseres i senterlinjen i tverretning bru og på den minst trykkbelastede siden i lengderetningen.

2.7.1.3 Vertikale støpeskjøter skal støpes mot forskaling.

Støpeskjøten skal ha fortanning for den aktuelle kraftoverføring i støpeskjøten. Fortanningen skal ikke være synlig fra utsiden.

2.7.1.4 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 nedenfor og i relevante norske standarder. Dersom betongprøving på byggeplassen viser store overfastheter (mer enn 15MPa), skal minimumsarmeringen justeres tilsvarende.

2.7.1.5 I de tilfeller NS 3473 gir mer armering enn disse regler, skal NS 3473 legges til grunn.

2.7.2 Søylefundamenter

2.7.2.1 Fundamenter bør tilstrebes lagt på horisontalt underlag. Avtrapping på grunn av skrånende fjell bør unngås.

2.7.2.2 Ved undervannsstøp tillates horisontal støpeskjøt kun i overgangen mellom fundament og søyle (sokkel) og mellom eventuell sokkel og søyle.

2.7.2.3 Vertikale støpeskjøter skal ha liggende grov og skrå fortanning som sikrer god utstøping og kraftoverføring.

2.7.2.4 Hvor fundamentet utføres med sokkel, bør sokkelen gå 100-300 mm utenfor søylen og avrettes med fall 1:3 fra søylen. Sokkel som avsluttes over vann, føres 500 mm over høyeste vannstand.

2.7.2.5 Følgende krav gjelder ved direkte fundamentering:

Minimum utspring fra kant søyle eller sokkel bør være : 300 mm

Minimumsarmering:

- i underkant og overkant fundament : ø16 c200 mm
- alle sideflater : ø16 c300 mm

Ved undervannsstøp skal det velges minimumstykkelser slik at god utstøping sikres.

2.7.2.6 Følgende krav gjelder for pelefundamenter :

Minste avstand fra kant fundament til ytterkant
ferdig rammet pel : 300 mm
(Stålrørspeler bør ha større avstand)

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 minimum være 50 x d. Fundamentet skal ha minimumsarmering i samsvar med pkt. 2.7.2.5.

Underkantarmeringen skal generelt plasseres 50 mm over topp pel. Unntak gjelder for tilleggsarmering i følge pkt. 2.7.2.7.

Ved tørrstøp av pelehoder på løsmasser gjelder krav til underlag gitt i NS 3473 pkt. 17.1.6 (minimum 50 mm tykt betongsjikt av C 15 eller bedre).

2.7.2.7 For prefabrikkerte peler som føres opp i fundamentet og hvor hovedarmeringen legges over pelehodene, skal det legges inn armering i uk fundament som gir tilfredsstillende rissviddebegrensning. Slik armering skal ikke være mindre enn ø16c150 mm.

2.7.2.8 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 i 2.6.1.

2.7.3 Søylar, vegger og tverrbærere

- 2.7.3.1 Søylar og tverrbærere skal ikkje ha mindre lengdearmering enn $\varnothing 16c200$ mm. Tverrarmeringen skal ikkje vere mindre enn $\varnothing 12c200$ mm.
- 2.7.3.2 Vegger skal dobbeltarmeres i begge retningar. Armeringen skal ikkje ha mindre diameter enn 12 mm.

2.7.4 Landkar

- 2.7.4.1 Det skal i landkar ikkje benyttes armering med mindre diameter enn 12 mm. Det kan gjøres unntak for spesielle detaljar hvor mindre dimensjon er nødvendig på grunn av for eksempel bøyeradius. Landkarsålar skal ikkje ha mindre armering enn bestemt for søylefundamenter, se pkt. 2.7.2.
- 2.7.4.2 Dersom fyllingshøyden er større enn 3,5 m, skal landkaret utføres med overgangsplate. Overgangsplatens lengde skal vere minst 3,0 m og skal ha helning bakover fra frontveggen, ca. 1:5 - 1:10. Overgangsplaten skal ikkje antas å bidra til landkarets stabilitet.
- 2.7.4.3 Lager og fuger skal vere lett tilgjengelige for inspeksjon.

Når det installeres fuger ved landkarene, bør landkaret utformes med et låsbart rom bak bruas endetverrbærere og under fugen. Rommet bør ha tverrsnitt min. $b \times h = 800 \times 1500$ mm. Åpne spalter i rommet tettes med egnet netting e.l. for å hindre fugler og dyr å komme inn.

Fuger nær bebyggelse (spesielt under og ut til sidene) må innebygges for å begrense eventuell fugestøy.

- 2.7.4.4 Dersom bruas overbygning har sidekanter, skal eventuelle støttemurer i bruas lengderetning fortrinnsvis utføres med tilsvarende sidekanter. Disse støpes samtidig med eller etter sidekantene på brua.

- 2.7.4.5 Det skal sikres kontrollert vannavrenning på lageravsatser hvor vann kan komme til. I forkant på slike lageravsatser bør det være dryppkant med dryppnese.
- 2.7.4.6 Landkarsåler skal ha helning for vannavrenning. Kasselandskar skal være drenerte.
- 2.7.4.7 Det skal anordnes mulighet for oppjekking av overbygningen som angitt i Prosjekteringsreglenes Del III pkt. 7.2.1.2.

2.7.5 Overbygning

- 2.7.5.1 Det skal beregnes overhøyder for overbygningen. Beregningene skal ta hensyn til blant annet de elastiske deformasjoner, krypning, 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 i pkt. 2.5.5.

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.

- 2.7.5.2 For flenstverrsnitt på vegbruer er minste tillatte konstruktive platetykkelse 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.
- 2.7.5.3 Ved overgang mellom steg og bunnplate innvendig i kassetverrsnitt skal det anordnes vouter med dimensjon ikke mindre enn $b \times h = 120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$. Dersom vouten er nødvendig for skjæroverføringen, skal den ikke ha mindre dimensjon enn $b \times h = 600 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$.

2.7.5.4 G/S-baner som opphøyes over kjørebane bør gjøres massive uten fyllmasser og hulrom.

2.7.5.5 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, men høyst 150 mm for:

- strekkpåkjent armering i overkant brudekke,
- strekkpåkjent armering i underkant brudekke mot fri luft,
- lengdearmering i bjelker med høyde større enn 1200 mm og utvendig i steg i kassetverrsnitt.

2.7.5.6 For å oppnå gunstig rissfordeling skal strekkarmeringen fortrinnsvis fordeles tilnærmet i samsvar med kraftfordelingen etter elastisitetsteorien.

2.7.5.7 Slakkarmeringen skal skjøtes i støpeskjøt mellom støpeavsnitt. Samme armeringsstang tillates ikke å gå gjennom flere støpeavsnitt unntatt hvor disse støpes i fortløpende rekkefølge.

2.7.6 Spennbetong

2.7.6.1 Kabelføringen skal tilfredsstillende leverandørens spesifikasjoner. Ved opptegning av kabelplaner skal det tas hensyn til nødvendige utsparinger.

2.7.6.2 Langsgående kabler i brudekket spennes opp i støpeskjøter eller forankringsvouter.

2.7.6.3 Forankringsvouter skal fortrinnsvis støpes samtidig med tverrsnittet forøvrig. Dersom dette av bygningstekniske årsaker ikke er mulig, skal det i støpeskjøtene 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. Det skal benyttes ekspanderende tilsetningsstoffer for å kompensere for svinndifferenser.

- 2.7.6.4 Ved forankringsvouter skal flaten mellom gammel og ny betong rengjøres og påføres epoxy ved utførelse av påstøp bak forankringsplaten. Epoxy alene tillates ikke brukt som alternativ til betongpåstøp. Påstøpen utføres etter avsluttet injeksjon av kabler.

2.7.7 Utsparinger

- 2.7.7.1 Det skal påvises at plassering, størrelse og utforming av utsparinger ikke medfører ugunstige spenningsforhold eller deformasjoner i konstruksjonen.
- 2.7.7.2 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.
- 2.7.7.3 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. 2.6.2.1.
- 2.7.7.4 Ved midlertidige utsparinger skal støpeskjøtene ha fortanning som utformes avhengig av belastningen.

3. STÅLKONSTRUKSJONER

3.1 Innledning

3.1.1 Generelt

Kapittelet gir bestemmelser med hensyn til materialvalg, dimensjonering og konstruktiv utforming av stålkonstruksjoner for bruer. Prosjekteringen av stålkonstruksjoner kan baseres på annet grunnlag enn angitt i pkt. 3.1.2, forutsatt at dette dokumenteres å gi tilsvarende sikkerhet og bestandighet. Alternativt prosjekteringsgrunnlag skal godkjennes av Vegdirektoratet i det aktuelle tilfelle.

3.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Stålkonstruksjoner og samvirkekonstruksjoner i stål og betong skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglens Del I, pkt. 1.2.

A : Statens vegvesens håndbok nr. 096 ; "Stålkonstruksjoner - Bruer".

B : Statens vegvesens håndbok nr. 100 ; "Bruhåndbok".

C : Statens vegvesens håndbok nr. 150 ; "Sikkerhet og teknisk standard".

D : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

E : Norsk Standard NS 3472 ; "Prosjektering av stålkonstruksjoner".

Norsk Standard NS 3476 ; "Prosjektering av samvirkekonstruksjoner i stål og betong".

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

3.2 Materialer

3.2.1 Konstruksjonsstål

- 3.2.1.1 Grunnmaterialets kjemiske sammensetning og fasthetsegenskaper skal minst tilfredsstillende kravene i NS-EN 10025. For bruas bæresystem skal det som regel benyttes stål av kvalitet St. 52 eller bedre.

Materiale for sveisede konstruksjoner som er del av bruas hovedbæresystem, skal ikke ha lavere garantert slagseighet etter Charpy V-notch prøven enn 27 joule ved -20°C . Strengere krav til slagseighet bør stilles for godstykkelser over 50 mm i strekkflens.

Stål levert etter andre normer eller i andre kvaliteter enn angitt ovenfor forutsetter Vegdirektoratets godkjenning.

Bruk av rusttrege stål skal godkjennes i det enkelte tilfelle.

- 3.2.1.2 Ved valg av stål av kvalitet etter NS 3472 pkt. 2.4 antas:

$Z_A = 6$	for primære bærekonstruksjoner
$= 3$	for sekundære bærekonstruksjoner
$Z_B = 5$	for åpne kyststrøk
$= 8$	for innlandsstrøk

Innlandsstrøk med særlig lave temperaturer må vurderes spesielt.
Øvrige Z - verdier velges i henhold til NS 3472, pkt. 2.4.

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

Det vises til Prosjekteringsreglens Del IV.

- 3.2.1.3 Stål til bærende konstruksjoner skal leveres med avtagningssertifikat B eller C i henhold til NS-EN 10021 og NS-EN 10204. Hvilket sertifikat som skal kreves, må vurderes av oppdragsgiver og den prosjekterende i det enkelte tilfelle. Materialprøving og materialmerking skal være i overensstemmelse med NS-EN 10025.

Det skal spesifiseres skårslagprøving også for profilstål. Ikke-bærende stål skal leveres med prøverapport i henhold til NS-EN 10021 og NS-EN 10204.

3.2.2 Sveisetilsettmaterialer

Tilsettmaterialer skal være godkjent for det aktuelle grunnmaterialet av offentlig anerkjent kontrollinstitusjon. Generelt skal basiske lavhydrogen elektroder benyttes.

3.2.3 Skrueforbindelser

Ved friksjonsforbindelser bør det fortrinnsvis benyttes skruer med UNC-gjenger og høy mutter i henhold til NS 963 og NS 972. Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 096.

3.3 Dimensjonering

3.3.1 Generelt

- 3.3.1.1 Dimensjonerende lastvirkninger skal bestemmes etter anerkjente metoder basert på elastisitetsteorien. Lastvirkninger bestemt på grunnlag av plastisk teori kan benyttes ved kontroll av ulykkesgrensetilstanden.
- 3.3.1.2 Ved kontroll av grensetilstander fastsettes materialkoeffisienten, γ_m , i samsvar med NS 3472, pkt. 4.3.2.
- 3.3.1.3 Overkritiske spenningsområder tillates ikke i livplater i bruksgrensetilstanden, kombinasjon a, se Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3. Kravet innebærer at Kurve G i NS 3472, pkt. 5.6.1.2 skal benyttes ved kontroll av bruksgrensetilstanden. Ved kontroll av bruddgrensetilstanden kan Kurve F i NS 3472, pkt. 5.6.1.2 benyttes.

3.3.1.4 Kapasitet av platefelter i bruddgrensetilstanden kan også bestemmes etter metoder i Oljedirektoratets "Veiledning for utforming, beregning og dimensjonering av stålkonstruksjoner i petroleumsvirksomheten".

3.3.1.5 Konstruksjoner med samvirke mellom hovedbærekonstruksjon i stål og dekke av betong dimensjoneres i overensstemmelse med NS 3476. Alternativt kan Britisk Standard BS 5400, del 5 benyttes.

For betongkonstruksjonen gjelder bestemmelsene i kap. 2 så langt disse kan anvendes.

3.3.1.6 Antatte verdier for dempning skal samsvare med lastvirkningen. Dersom mer nøyaktige verdier ikke dokumenteres, kan stålkonstruksjoner antas å ha en konstruksjonsdempning tilsvarende et logaritmisk dekrement i området 3 - 5%.

Dersom andre dempningskilder som dempning fra grunnen og aero- eller hydrodynamisk dempning medregnes, skal de antatte uttrykk og verdier dokumenteres.

3.3.2 Friksjonsforbindelser

3.3.2.1 Friksjonsforbindelser skal utføres i henhold til NS 3472 og Håndbok nr. 096; "Stålkonstruksjoner-Bruer".

3.3.2.2 Friksjonsforbindelser skal dimensjoneres som følger:

a) Bruddgrensetilstanden kontrolleres etter NS 3472, pkt. 5.7, "Avskjæringsforbindelser".

b) Bruksgrensetilstanden kontrolleres etter NS 3472, pkt. 5.8, "Friksjonsforbindelser" med følgende verdier:

$$\mu = 0,5 \text{ for korttidslast}$$

$$\mu = 0,3 \text{ for langtidslast}$$

$$\beta = 0,7$$

$$\phi_s = 1,0$$

- c) Bestemmelsene i NS 3472, pkt. 5.9, 5.11 og 8.4.5 for beregning og utførelse gjelder.

3.4 Fabrikasjons- og konstruksjonsregler

3.4.1 Generelt

- 3.4.1.1 Bruer skal ha riktig vertikal- og horisontalkurvatur for ferdig bru uten trafikklast. Det skal legges inn nødvendig overhøyde i stålkonstruksjonen som fullt ut kompenserer for nedbøyning på grunn av egenvekt.
- 3.4.1.2 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 til alle eksponerte flater.
- 3.4.1.3 Hulrom som ikke er tilgjengelig for inspeksjon og overflatebehandling, som rør, hulprofiler, trapesstivere og lignende, skal lukkes og utføres som absolutt lufttette konstruksjoner. Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 096.
- 3.4.1.4 Hulrom som er tilgjengelige for inspeksjon og overflatebehandling, som stålkasser, hule ståltårn og lignende, skal utføres som vanntette konstruksjoner. Dersom korrosjonsbeskyttelsen av innvendige flater forutsetter lav luftfuktighet som angitt i Prosjekteringsreglene pkt. 3.5.2.3, skal hulrommet utføres som lufttett konstruksjon. Dører, luker og gjennomføringer skal utstyres med pakninger og låseanordninger som sikrer nødvendig tetthet. Konstruksjonen skal utstyres med ventil(er) eller tilsvarende for utligning av trykkforskjeller mellom utsiden og innsiden av hulrommet.

3.4.2 Overbygning

- 3.4.2.1 Tykkelsen på flensplater bør ikke overstige 50 mm med mindre det settes spesielle krav til materialet. Tykkelsen på stegplater bør ikke være mindre enn 10 mm. Platetykkelsen i kassevegger og kassebunn bør ikke være mindre enn 8 mm.

- 3.4.2.2 Dersom det benyttes stålplate i kjørebanelen (ortotrop plate), skal platetykkelsen ikke være mindre enn 12 mm. Avstanden (lysåpningen) mellom avstivningsribbene bør ikke være større enn 300 mm. For gangbruer vil mindre platetykkelse og/eller større ribbeavstand kunne tillates.
- 3.4.2.3 Ved overgang fra tykkere til tynnere plate i flens eller steg avfases den tykkeste del med maksimal helning 1:5. Overgang i flensstykker bør generelt legges til flensens ytterside for å unngå endring i steghøyden. Ved breddeendringer av flens avfases den bredeste del med maksimal helning 1:10.
- 3.4.2.4 Platestivere plasseres, så langt mulig, slik at de ikke er synlige når brua ses fra siden. Kravet gjelder ikke ved opplegg.

3.4.3 Sveising

- 3.4.3.1 Sveiser som har avgjørende betydning for konstruksjonens kapasitet og sikkerhet, som buttsveis av strekkflens i platebærer, skal tilfredsstillende kontrollklasse 3 i Statens vegvesens håndbok 096 - Stålkonstruksjoner.

Andre bærende sveiseforbindelser skal tilfredsstillende kontrollklasse 2. Ikke bærende sveiseforbindelser skal tilfredsstillende kontrollklasse 1. Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 096.

- 3.4.3.2 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.
- 3.4.3.3 Sveising på tvers av spenningsretningen i flenser bør unngås med mindre det utføres utmattingskontroll av forbindelsen.
- 3.4.3.4 Avbrutt (intermittent) sveis tillates ikke for brukonstruksjoner.

3.5 Overflatebehandling

3.5.1 Generelt

Alle ståloverflater skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Beskyttelsen skal dimensjoneres for konstruksjonens forutsatte levetid. Det skal foreligge godkjent prosedyre for vedlikehold av beskyttelsessystemet.

3.5.2 Konstruksjoner i luft

3.5.2.1 Utvendige ståloverflater skal som hovedregel overflatebehandles i overensstemmelse med Statens vegvesens håndbok nr. 096. Bruk av annen overflatebehandling forutsetter Vegdirektoratets godkjenning i det enkelte tilfelle.

3.5.2.2 Rekkverk og andre mindre ståldeler varmforsinkes i henhold til Statens vegvesens håndbok nr. 096. Innstøpningsgods skal som regel ikke varmforsinkes. Dersom innstøpningsgods varmforsinkes, skal godkjent forbehandling iverksettes før innstøping.

3.5.2.3 I hulrom som har atkomst for inspeksjon og overflatebehandling og som er utført i henhold til Prosjekteringsreglenes Del III, pkt. 3.4.1.4, skal innvendige flater beskyttes i henhold til ett av følgende alternativer:

a : Flatene overflatebehandles som angitt Statens vegvesens håndbok nr. 096. Flatene sandblåses til Sa 2,5.

b : Flatene overflatebehandles ikke, men hulrommet utstyres med avfuktningsanlegg som holder den gjennomsnittlige, relative luftfuktighet lavere enn 40% og som sikrer at den relative luftfuktighet ikke på noe tidspunkt selv ved ekstreme(lave) temperaturer overstiger 60%.

Valg av beskyttelsessystem skal godkjennes av Vegdirektoratet.

3.5.2.4 Friksjonsforbindelser tillates ikke varmforsinket med mindre delene rues ved hjelp av lett sandblåsing.

3.5.3 Konstruksjoner i vann

- 3.5.3.1 Permanent neddykkede ståloverflater for bærende konstruksjoner skal ha katodisk beskyttelse enten med offeranoder eller påtrykt spenning. Systemer med påtrykt spenning skal ikke anvendes i lukkede rom.

- 3.5.3.2 Ståloverflater for bærende konstruksjoner i tidevanns- og skvalpesonen skal ha spesielle beskyttelsessystemer eller et rusttillegg på minst 10 mm. Valg av beskyttelsessystem skal godkjennes av Vegdirektoratet.

4. KABLER OG KABELSYSTEMER

4.1 Innledning

4.1.1 Generelt

Kapittelet gir 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 Prosjekteringsreglenes Del IV.

Krav med hensyn til beregning av forankringer i grunnen er gitt i Prosjekteringsreglenes Del III, pkt. 1.7.

4.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Kabler og kabelsystemer skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

A: Statens vegvesens håndbok nr. 122; "Kabler til hengebruer og skråstagbruer".

B: Statens vegvesens håndbok nr. 114; "Kabelutstøping - Bruer".

C: Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

D : DIN 18 800, Teil 1. Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion.

E : Post Tensioning Institute: "Recommendations for Stay Cable Design and Testing". Ad Hoc-Committee on Cable Stayed Bridges, January, 1986. (Begrenset anvendelse).

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

4.2 Materialer og utførelse

4.2.1 Kabler

4.2.1.1 For hengebruer skal bærekabler og hengestenger leveres som spiralslåtte kabler i henhold til Statens vegvesens håndbok nr. 122; eller som kabler bygget opp av parallelle enkelttråder lagt i bunt, levert prefabrikert eller montert sammen på stedet.

4.2.1.2 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.

Kabel i åpen bunt bygges opp av enkeltkabler i inntil tre 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.

4.2.1.3 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. Konstruksjonen skal godkjennes av Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle.

- 4.2.1.4 Trådmaterialet skal være i samsvar med Statens vegvesens håndbok nr. 122; "Kabler til hengebruer og skråstagbruer".

4.2.2 Kabelhoder

- 4.2.2.1 Materialer til kabelhoder skal være i henhold til håndbok 122; "Kabler til hengebruer og skråstagbruer".

- 4.2.2.2 Kabelhodet skal ha et konusformet hull for innstøpning av kabelen som vist på Fig. III-2. Kabelhodets dimensjoner bestemmes på grunnlag av beregninger eller ved hjelp av forsøk.

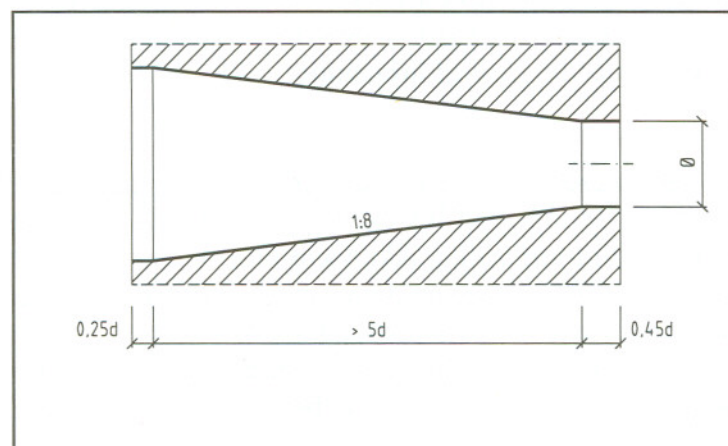


Fig. III-2: Kabelhode

d = kabeldiameter

\varnothing = $k \cdot d + 6$ mm

For $\varnothing \geq 40$ mm, bør k velges større enn 1,0.

Verdien på k bør vurderes spesielt, evt. i samarbeid med kabelprodusenten.

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.

4.2.3 Fasthetsegenskaper

Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 122; "Kabler til hengebruer og skråstagbruer".

4.3 Dimensjonering

4.3.1 Dimensjonerende lastvirkning

Krav til beregninger av brukonstruksjoner hvor kabel inngår som konstruksjonselement er gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV. Forøvrig vises til Prosjekteringsreglenes Del II, kap. 4.

4.3.2 Bruddgrensetilstanden

Ved kontroll av bruddgrensetilstanden settes kapasitet av bærekabel, hengestenger og skråstag til:

$$S_d = \frac{K_y \cdot S_b}{\gamma_m} = \frac{K_y \cdot k_s \cdot k_e \cdot f_b \cdot A_s}{\gamma_m}$$

hvor:

S_d = kabelens dimensjonerende bæreevne

S_b = $k_s \cdot k_e \cdot f_b \cdot A_s$ = kabelens effektive bruddkapasitet,

f_b = trådmaterialets nominelle strekkfasthet,

A_s = kabelens netto ståltverrsnitt,

γ_m = materialkoeffisient $\geq 1,15$

K_y = 0,6 for henge- og skråstagbruer,

k_s = spinnefaktor $\leq 1,0$;

- $k_s = 1,0$ for parallelltrådkabel,

- $k_s = 0,92$ for lukket spiralslått kabel,

- $k_s < 0,9$ for åpen spiralslått kabel,
se tabell for k_s i DIN 18 800,

k_e = 1,0 for kabler med hoder utstøpt i metall eller kunststoff. For andre typer endeforankringer er $k_e < 1,0$ og skal vurderes i det enkelte tilfelle.

4.3.3 Utmattingsgrensetilstanden

Kontroll av utmattingsgrensetilstanden skal utføres etter anerkjente beregningsmetoder.

4.4 Konstruksjonskrav

4.4.1 Generelt

4.4.1.1 Kabler skal utstyres med dempere dersom dette er nødvendig for å unngå uønskede svingninger.

4.4.1.2 Skråstag, hengestenger og forankringssystemer for flyte- og rørbruer skal utføres slik at det muliggjør utskifting av kabelsystemets enkelte elementer.

Kabelfestene skal utformes slik at utskifting kan foretas.

4.4.2 Kabelhoder

Utstøpningen av konus skal utføres i samsvar med prosedyre godkjent av Vegdirektoratet. Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 114 som veiledning.

4.4.3 Kabelsadel og hengestangfester

Hvor kablene føres over tårntopp eller kabelpilar, skal kablene legges i kabelsadel av stål med utfrest spor som tilsvarer kabelens diameter og som sikrer at kabelen ikke bøyes med mindre bøyeradius enn $30 \times$ kabeldiametere. Linjelast mellom kabel og underlag skal være max. $2,5 \text{ kN/mm}$. Når kabel ikke ligger i utfrest spor, skal linjelasten mellom kabel og underlag ikke overstige $1,0 \text{ kN/mm}$. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres. 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 aluminiumsforinger 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 18800. Friksjonskoeffisient mellom kabel og underlag settes til 0,1 dersom ikke annen verdi dokumenteres.

4.5 Overflatebehandling

4.5.1 Kabler og kabelsystemers enkelte elementer skal ha tilfredsstillende korrosjonsbeskyttelse. Kabler skal beskyttes med belegg, vikling eller av ytre, injisert beskyttelsesrør; kombinert med katodisk beskyttelse for forankringskabler i vann.

4.5.2 Overflatebehandlingen av bærekabler og hengestenger avhenger av det spinnemiddel som er benyttet ved kabelfremstillingen. Det skal generelt påføres fire lag maling á $40\text{-}50 \mu\text{m}$ i henhold til spesifisering godkjent av Vegdirektoratet. Områder ved kabelsadel og feste for hengestenger behandles spesielt etter avtale i det enkelte tilfelle.

- 4.5.3 Ved kabelsadel og hengestangfester skal alle ståldeler som er i kontakt med kabelen, belegges med minimum 500 μm sprøytesink, og alle kanter avrundes med radius ikke mindre enn 5 mm.
- 4.5.4 Kabelhoder skal metalliseres, eller korrosjonsbeskyttes på annen godkjent måte.

5. TREKONSTRUKSJONER

5.1 Innledning

5.1.1 Generelt

5.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Trekonstruksjoner skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

A : Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".

B : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

C : Følgende norske standarder:

- NS 3470 ; "Prosjektering av trekonstruksjoner. Beregning og dimensjonering".

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

6. KONSTRUKSJONSELEMENTER I ANDRE MATERIALER ENN BETONG, STÅL OG TRE

6.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Konstruksjonselementer i andre materialer enn betong, stål og tre skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglens Del I, pkt. 1.2.

A : Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".

B : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

C : Følgende norske standarder:

- NS 3471 ; "Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner. Beregning og dimensjonering".

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

6.2 Aluminiumskonstruksjoner

Aluminiumskonstruksjoner skal prosjekteres i overensstemmelse med NS 3471 og Prosjekteringsreglens bestemmelser.

6.3 Stein- og blokkmurkonstruksjoner

For stein- og blokkmurkonstruksjoner brukt som støttemurer vises til Statens vegvesens håndbok nr. 100.

6.4 Konstruksjoner i plast, polystyren og andre kunststoff

Det henvises til Statens vegvesens håndbok 018; "Vegbygging".

Dimensjonerings- og konstruksjonsregler avtales med Statens vegvesen i det enkelte tilfelle.

Ekspandert eller ekstrudert polystyren benyttes som lett fylling, erstatning for støttemur, og til frostisolering. Særskilt miljøkrav gjelder for tilvirkning av ekspandert og ekstrudert polystyren.

Spesielle regler for bruk er idag gitt i Veglaboratoriets blanketter 482-484.

7. LAGER-, LEDD- OG FUGEKONSTRUKSJONER

7.1 Grunnlag og dokumenthierarki

Lager-, ledd- og fugekonstruksjoner skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

A : Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".

B : Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

C : Leverandørens anvisninger og spesifikasjoner for lager- og fugekonstruksjoner.

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

7.2 Lager

7.2.1 Generelt

7.2.1.1 Lagerplassering og utformingen av tilgrensende over- og underbygning skal være slik at en oppnår hensiktsmessig kraftinnføring. Betongkonstruksjonene over og under lagere og jekkpunkter skal kontrolleres og armeres for spaltestrekkefter.

7.2.1.2 Lager skal kunne inspiseres. Bruas over- og underbygning utformes og dimensjoneres slik at overbygningen kan jekkes opp for justering og utskifting av lager. Jekkpunkter skal angis på tegning.

Glidelagere bør kunne forhåndsinnstilles.

7.2.1.3 Lager for vertikalkraft kan normalt monteres horisontalt. Virkningen av bruas forskyvninger på fugekonstruksjonene må vurderes spesielt ved stigning/fall i brutraceen.

7.2.2 Dimensjonerende lastvirkning

7.2.2.1 Dimensjonerende lagerbelastning beregnes i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes Del II.

7.2.2.2 Ved kontroll av lagerforskyvninger skal det i tillegg til virkningene av temperatur, krypning, svinn, oppspenning og eventuelle andre laster, også tas hensyn til tidspunkt og temperatur ved lagermontasje, deformasjoner (også elastiske) og bevegelser på grunn av byggemåten, det statiske system, fundamentsetninger og lignende.

7.2.2.3 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 materialeegenskaper, mulig korrosjon og risiko for opphoping av sand, jord og lignende i fugen.

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 < 20 Mpa: $\mu = 0,06$

. lagertrykk > 20 Mpa: $\mu = 0,04$

7.2.3 Dimensjoneringskriterier

7.2.3.1 Lagerbelastning

Opptredende belastning på lager skal ikke overskride leverandørens verdier for største og minste tillatte belastning. Kontrollen utføres normalt i bruksgrensetilstanden med lastkoeffisienter som angitt i Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3, kombinasjon a. For lagre med tillatt oppgitt belastning i bruddgrensetilstanden skal også denne grensetilstanden kontrolleres.

7.2.3.2 Lagerforskyvning

Lagerforskyvning beregnes normalt i bruksgrensetilstanden med lastkoeffisienter som angitt i Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3, kombinasjon a. For lagre med tillatt oppgitt forskyvning i bruddgrensetilstanden skal også denne grensetilstanden kontrolleres.

Dimensjonerende lagerforskyvning skal ikke overskride leverandørens verdier for tillatt forskyvning og vinkelendring (rotasjon).

7.2.3.3 Oppløft

Dimensjonerende lagerbelastning skal alltid være positiv (trykk) med mindre lageret er spesielt konstruert for opptak av strekk. Kontrollen utføres i bruddgrensetilstanden som angitt i Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.2.2.

7.2.4 Konstruktive bestemmelser

7.2.4.1 Følgende bestemmelser gjelder for stålbrukskonstruksjoner:

I forbindelse mellom lager og stålkonstruksjon bør det benyttes passkruer.

I tilfelle forbindelsen mellom lager og stålkonstruksjon beregnes som friksjonsforbindelse, skal det benyttes friksjonsskruer. Alle friksjonsflater skal kun være sprøyteforsinket med 30 µm sink. Lagrene forøvrig skal overflatebehandles i overensstemmelse med Statens vegvesens spesifikasjoner.

- 7.2.4.2 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.

7.3 Leddkonstruksjoner

Tekst ikke utarbeidet i denne utgaven.

7.4 Fugekonstruksjoner

7.4.1 Generelt

- 7.4.1.1 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.

Fugekonstruksjoner bør fortrinnsvis plasseres ved landkar. Det bør prosjekteres færrest mulig antall fuger.

- 7.4.1.2 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 førings- eller fortauskanter. Vanntette fuger bør ikke monteres i laveste del av lavbrekk i vegbanen. Sluk bør plasseres nær inntil og på oversiden av fugen i fallretningen for å begrense vannmengden i fugeområdet.

Åpne fuger kan benyttes for bruer med slitelag av betong som skal kunne slipes etter slitasje. Fugekantene bør utføres i høyfast fiberarmert betong som muliggjør en forsiktig sliping over fugen. Sluk plasseres som angitt for vanntette fuger.

Under den åpne fugen anordnes et system for kontrollert vannavrenning som sikrer at vannet ikke kommer i kontakt med konstruksjonsbetongen. Fugekonstruksjonen bør være tilgjengelig for inspeksjon fra undersiden.

- 7.4.1.3 Ved leddkonstruksjoner skal fuger som utsettes for vanntrykk, ha doble (to-trinns) fugekonstruksjoner. Begge delene skal være vanntette og skal alene kunne motstå belastningene fra vanntrykk og bølgeslag. Det skal være god tilgjengelighet rundt hele fugekonstruksjonen for inspeksjon og utskifting av deler, og

fugekonstruksjon og festeanordninger skal utformes med tanke på enkelt vedlikehold. Enkle (én-trinns) fugekonstruksjoner kan benyttes for fuger 0,5 m over vannivå ved flytende ledd og 0,5 m over HHV ved landfester.

7.4.1.4 Fugekonstruksjoner bør kunne forhåndsinnstilles.

7.4.1.5 Fugekonstruksjonens slitasjedeler skal kunne demonteres for et kjørefelt om gangen.

Det bør legges en terskel på hver side av fugen. Terskel kan for eksempel utføres av støpeasfalt og bør ha en lengde i kjøreretningen på min. 0,5 m på hver side av fugen.

7.4.1.6 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.

7.4.2 Dimensjonering

7.4.2.1 Fugekonstruksjonen skal dimensjoneres med lastfaktorer som angitt i Prosjekteringsreglenes Del II.

7.4.2.2 Det vises til Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.1.1.7 hva angår bestemmelse av krefter overført gjennom fugekonstruksjonen fra tilstøtende konstruksjonsdeler.

7.4.2.3 Fugekonstruksjoner skal dimensjoneres for forskyvninger som angitt for lager, se pkt. 7.2.2.2 og pkt. 7.2.3.2. Fugekonstruksjonens dimensjonerende forskyvninger skal ikke overstige fugekonstruksjonens kapasitet, angitt av leverandøren.

7.4.2.4 I bruksgrensetilstanden, kombinasjonen b ; ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, 4.2.3, skal avstanden mellom fugekanter eller lameller som hjulene kan komme i kontakt med ikke overstige 80 mm.

For kombinasjon a, kan inntil 100 mm åpning godtas.

For gang/sykkelbane er de tilsvarende grenseverdier 40 mm og 50 mm.

Lameller på tvers av kjørebanen skal ikke ha mindre bredder enn 50 mm.

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER

DEL IV:

KONSTRUKSJONSTYPER

1. GENERELLE KRAV FOR BRUER

1.1 Innledning

Kapittelet gir tilleggskrav for vanlige brutyper som plate- og bjelkebruer, fritt frembygg bruer 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 etterfølgende kapitler.

1.2 Nedbøyning

Nedbøyningen av brukonstruksjonens hovedbæresystem på grunn av trafikklaster skal ikke for noen lastplassering overstige $L/350$, hvor L = lengden av det betraktede spenn. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstanden, kombinasjon c ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3.

Dersom utilsiktede nedbøyninger kan føre til uestetisk linjeføring, bør det vurderes å gi de beregnede overhøyder et skjønnsmessig tillegg.

1.3 Akselerasjoner

1.3.1 Vegbruer

Svingningsømfindtlige vegbruer skal dimensjoneres slik at maksimale akselerasjoner ikke overstiger følgende verdier:

Bruer uten gangtrafikk: $1,0 \text{ m/s}^2$

Bruer med betydelig gangtrafikk: $0,6 \text{ m/s}^2$

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.

Akselerasjonene beregnes i bruksgrensetilstanden, kombinasjon b ifølge Prosjekteringsreglene Del II, pkt. 4.2.3.

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.

1.3.2 Gangbruer

Svingningsømfintlige gangbruer skal dimensjoneres slik at akselerasjonen, a , oppfyller betingelsen;

$$a \leq 0,25 \times 10^{0,7782 \cdot \log f} \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Akselerasjonen, a , kan tilnærmet bestemmes som

$$a = 4 \cdot \pi^2 \cdot f^2 \cdot W_s \cdot K \cdot \Psi$$

hvor :

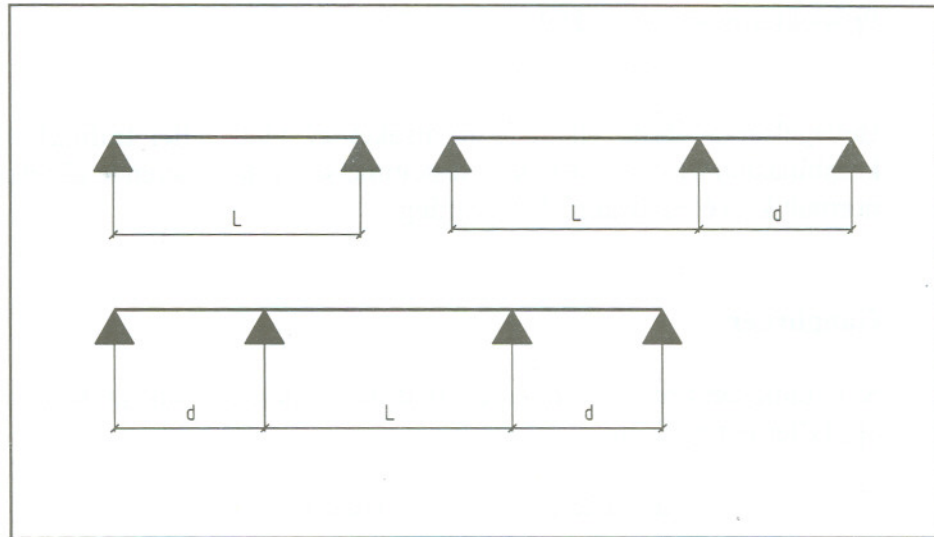
f = brukonstruksjonens første egenfrekvens for svingning i vertikalplanet.

W_s = statisk nedbøyning i meter for en punktlast lik 700 N.

K = en faktor som avhenger av antall spenn og innbyrdes spennviddeforhold, se Fig. IV-1.

Ψ = dynamisk faktor avhengig av spennvidden og dempningsforholdet C , Fig. IV-2.

C = konstruksjonens dempningsforhold, = logaritmisk dekrement / 2π .



d / L	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 étt spenn: $K = 1,0$

Fig. IV-1: Faktoren K .

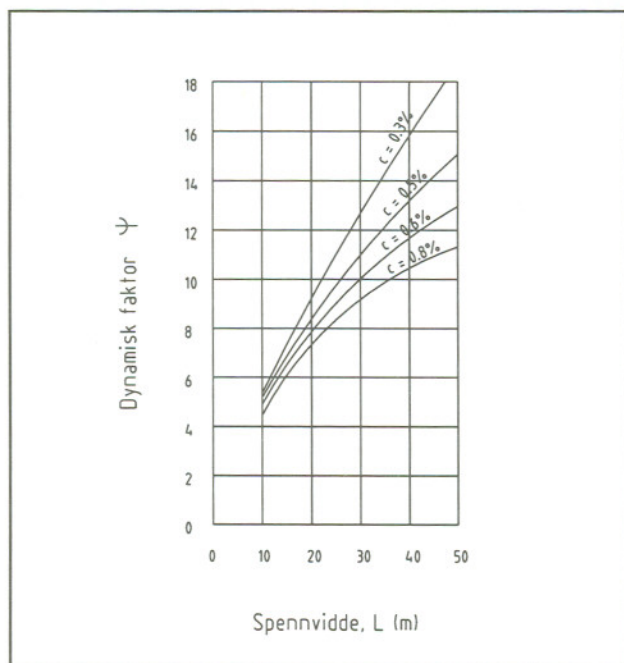


Fig. IV-2 Dynamisk faktor Ψ som funksjon av spennvidde L og dempningsforhold C .

Konstruksjonens dempningsforhold, $C = \text{Logaritmisk dekrement} / 2 \pi$.

1.4 Lagertrykk

Det henvises til Prosjekteringsreglenes Del III, pkt. 7.2.3.

2. FREMSKYVNINGSKONSTRUKSJONER

Tekst mangler i denne utgaven.

3. FRITT FREMBYGG KONSTRUKSJONER

3.1 Innledning

3.1.1 Generelt

Kapittelet gir tilleggskrav for brukonstruksjoner utført som fritt frembygg. Tilleggskravene vedrører i alt vesentlig brukonstruksjonens byggetilstand. Forøvrig skal brukonstruksjonen prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglens øvrige bestemmelser.

Byggingen av fritt frembygg konstruksjoner skal utføres i overensstemmelse med Statens vegvesens håndbok nr. 026, prosess 84.

3.2 Laster

3.2.1 Ugunstigste last på grunn av usymmetrisk utstøping av brukonstruksjonens overbygning bestemmes i overensstemmelse med forutsatt støperekkefølge.

3.2.2 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.

3.3 Dimensjoneringskriterier for byggetilstanden

3.3.1 Generelt

3.3.1.1 Kapasitetskontrollene skal ta utgangspunkt i betongens dimensjonerende fasthet på det tidspunkt lastene påføres konstruksjonen.

3.3.1.2 For konstruksjoner og konstruksjonsdeler som er svingningsømfintlige skal armeringstøyningene ved kontroll i bruddgrensetilstanden begrenses i overensstemmelse med Prosjekteringsreglens Del III, 2.4.2.5.

Ovennevnte krav gjelder ikke for eventuelle dynamiske virkninger av ulykkeslast.

se pkt. 3.2.2.

3.3.2 Tosidig utbygging fra hovedsøyle (uten hjelpesøyle)

3.3.2.1 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 Del II, pkt. 4.2.3, og med laster på grunn av usymmetrisk utstøpning i overensstemmelse med pkt. 3.2.1, første avsnitt.

Spenningene i søylen kan antas lineært fordelt, og beregnes for det urissede tverrsnitt.

3.3.2.2 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.

3.3.2.3 Som en forenklet regel kan konstruksjonen kontrolleres for lastvirkningene av en hel, usymmetrisk støpeseksjon plassert på ugunstigste måte.

3.3.3 Sikkerhet mot velting og sammenbrudd

3.3.3.1 Kontroll mot velting og sammenbrudd skal kontrolleres i bruddgrensetilstanden ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.2.1 og 4.2.2.2.

3.3.3.2 Ved ensidig utbygging fra motvektslandkar skal kontroll mot velting og sammenbrudd utføres i bruddgrensetilstanden ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.2.1 og 4.2.2.2.

Hvis det benyttes ballast, skal vekten av eventuelle ballastmaterialer regnes med som egenlast. Egenvekten av ballastmaterialet skal antas lik en forsiktig anslått middelvei. Forøvrig vises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 3.2.4.

Virkning av mulige endringer i det statiske system, som for eks. lagerløft eller store forskyvninger skal vurderes.

3.4 Konstruksjonsregler

- 3.4.1 Ved tosidig utbygging fra søyle skal utstøpingen utføres mest mulig symmetrisk. Dersom ikke helt spesielle utførelsesmetoder tilsier annet, skal etterfølgende støpetapper alternere side.

Materialer og utstyr som lagres på overbygningen skal plasseres mest mulig symmetrisk og i henhold til godkjent plan.

- 3.4.2 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.
- 3.4.3 Bunnplata i overbygningen skal støpes i ett uten horisontale støpeskjøter.
- 3.4.4 Ved hule søyler skal støpeskjøtene mellom søylehodets sidevegger og overbygningens bunnplate ha fortanninger som dimensjoneres for skjærspenningene som overføres til søylen.
- 3.4.5 Vertikale støpeskjøter skal utføres som angitt i Prosjekteringsreglenes Del III, pkt. 2.7.1.3. Fortanning i overbygningens steg for støpeskjøter som ligger inntil søylehodet, skal tilstrebes lagt på innsiden av søylens lengdearmring.
- 3.4.6 Ved støpeskjøter i overbygningens topplate skal det påføres epoxylim ned til overkant armering.
- 3.4.7 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.

4. HENGEBRUER OG SKRÅSTAGBRUER

4.1 Innledning

Kapittelet gir tilleggskrav for prosjektering av hengebruer, skråstagbruer og tilsvarende konstruksjoner. Forøvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser. Bestemmelser vedrørende prosjektering av kabler og kabelsystemer er gitt i Prosjekteringsreglenes Del III, kap. 4.

4.2 Beregningsmodeller

4.2.1 Statisk beregning av hengebruer skal utføres etter en metode som tar hensyn til 2.ordens effekter og det statiske systems geometriske stivhet.

4.2.2 For skråstagbruer kan snittkrefter fra statiske laster beregnes på grunnlag av 1.ordens elastisitetsteori forutsatt at metoden tar tilbørlig hensyn til skråstagets reduserte stivhet på grunn av pilen (nedhenget). For knekkingskontroll av tårn og avstivningsbjelke skal det benyttes regnemodell som tar hensyn til 2.ordens effekter.

4.2.3 Virkninger av vindlast skal som regel bestemmes ut fra en stokastisk beregning som tar hensyn til vindens og konstruksjonens dynamiske egenskaper. Beregningene skal omfatte både ferdig konstruksjon og kritiske faser under bygging.

Konstruksjonens aerodynamiske stabilitet skal på forhånd være undersøkt for de samme faser, se pkt. 4.3.

4.3 Aerodynamisk stabilitet

4.3.1 Kritisk vindhastighet for brutverrsnittet, V_C , er gitt ved $V_C = K \cdot V_F$

hvor:

V_F = flutterhastighet

K = reduksjonsfaktor avhengig av tverrsnittets form.

Reduksjonsfaktoren K kan bestemmes ut fra tilgjengelige data i litteraturen eller ut fra modellforsøk for det aktuelle tverrsnitt.

Det vises til: Gimsing: "Cable supported bridges".

Flutterhastigheten, V_F , kan for tilfeller med geometrisk likhet mellom første torsjons- og vertikalsvingeform med god nøyaktighet bestemmes av Selbergs formel:

$$V_F = 0,88 \cdot \pi \cdot B \cdot f_t \cdot \sqrt{[1 - (f_v/f_t)^2] \cdot (\sqrt{\gamma}/\mu)}$$

hvor :

B = brubredde

f_v, f_t = egenfrekvens av første vertikal- og torsjonssvingning

$$\mu = 0,5 \cdot \pi \cdot \rho \cdot B^2 / m$$

ρ = tetthet av luft $\approx 1,25 \text{ kg/m}^3$

m = brudekkets masse pr. lengdeenhet

$$\gamma = 8R^2 / B^2$$

R = brutverrsnittets treghetsradius

4.3.2 Tverrsnittet skal tilfredsstillte følgende krav:

$$V_c > 1,5 \cdot \bar{V}_{10}$$

hvor :

V_c = kritisk hastighet iflg. p.k.t. 4.3.1

\bar{V}_{10} = karakteristisk 10-minutters middelvindhastighet (50 års returperiode) i høyde med brudekket.

4.4 Kabelsvingninger

Risiko for kabelsvingninger skal vurderes og eventuelle tiltak for installasjon av demperanordninger forberedes.

4.5 Utskiftning av skråstag eller hengestang

4.5.1 Hengebruer skal dimensjoneres for utskiftning av en hengestang, og skråstagbruer skal dimensjoneres for utskiftning av et skråstag.

4.5.2 Tilstanden skal kontrolleres for lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstanden i henhold til Tabell II-5 og II-6 i Prosjekteringsreglene Del II, pkt. 4.2, men med følgende endringer:

- a) Lastkoeffisient γ_1 i tabell II-5 settes lik 1,3 for naturlast.
- b) Karakteristisk naturlast bestemmes ut fra 10-års returperiode.
- c) Trafikklast regnes kun i det felt som ligger lengst borte fra den konstruksjonsdel som skal skiftes.
- d) I avspærret felt 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/m² innenfor en avstand lik 2 x stagavstanden til begge sider av forankringspunktet. Lasten betraktes som en uavhengig variabel last.

4.5.3 Kapasitet av bærekabler og hengestenger bestemmes som angitt etter Prosjekteringsreglene Del III, pkt. 4.3.2.

- 4.5.4 For betongkonstruksjoner skal armeringsspenningene ikke overstige 300 MPa i bruksgrensetilstanden, kombinasjon a ifølge Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.3

4.6 Brudd i skråstag/hengestang

- 4.6.1 Hengebruer skal dimensjoneres for plutselig brudd i en hengestang, og skråstagbruer for brudd i et skråstag.
- 4.6.2 Tilstanden skal kontrolleres i ulykkesgrensetilstanden med lastkoeffisienter som angitt i Prosjekteringsreglenes Del II, pkt. 4.2.4
- 4.6.3. Skaden skal antas å inntreffe for bru med trafikklast. For permanente laster skal det regnes med et dynamisk tillegg som følge av bruddet.
- 4.6.4 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.

4.7 Forankring av bærekabler i grunnen

- 4.7.1 Kablenes forankringspunkter, K-punkt, skal ligge over mark- og vannivå. Kabelkraften overføres fra forankringspunktet til en forankringskonstruksjon av betong i fjell eller jord. Under mark- eller vannivå skal kabelkraften overføres ved hjelp av fullt oppspente og injiserte spennkabler. Førers spennkablene gjennom borehull i fjell, skal det benyttes foringsrør som tåler trykket av injisering mellom røret og fjellet ved tomt(eventuelt vannfylt) rør. Røret skal være korrosjonsbestandig. Stålrør som ikke er rustfritt, tillates ikke. Både mellomrommet mellom foringsrøret og fjellet, såvel som foringsrøret selv, skal injiseres.
- 4.7.2 Ved kontroll av forankringskapasitet i bruddgrensetilstanden medregnes kun bidrag fra friksjons- og gravitasjonskrefter. Friksjonskoeffisienten for glidning fjell mot fjell og betong mot fjell kan som regel antas lik 1,0.

Forankringskapasiteten beregnes som følger:

$$F_d = (F_g + F_f) / \gamma_m$$

hvor:

F_g = karakteristisk gravitasjonskapasitet

F_f = karakteristisk friksjonskapasitet

γ_m = materialkoeffisient = 1,4

γ_m ivaretar usikkerhet i karakteristisk fjellvolum

4.8 Inspeksjonsanordninger

4.8.1 Tårn

4.8.1.1 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 kjørebanelen og til fundamentene.

4.8.1.2 Trapp i tårn skal ha bunnreposer som dekker hele det indre tårntverrsnittet, avstigningsreposer ved hver åpning/utgang og hvilereposer 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 leder.

4.8.1.3 Alle utvendige åpninger skal utstyres med solide varmforsinkete ståldører som skal kunne stenges. Inngangsdørene ved kjørebanelnivå og fundamentnivå skal kunne låses. Foran inngangen ved kjørebanelen skal det være en plattform sikret med rekkverk. Det skal være lett og sikker adkomst til tårnsadler.

4.8.1.4 Tårntoppen skal være sikret med solid rekkverk med høyde minst 1,3 m.

4.8.2 Avstivningsbærer

- 4.8.2.1 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 adkomstanordningene skal utstyres med sklisikkert dekke.

Vogna skal tilfredsstillе Arbeidstilsynets krav, men minimum dimensjoneres for:

- Flatelast 1 kN/m² og enkeltlast 2 kN med utstrekning 0,1 x 0,1 m plassert i ugunstigste stilling.
- Bremselast lik 0,5 x vertikallasten.
- Vindlast som for avstivningsbæreren; vogna regnes innkledd, dvs. med tette vegger.

Vogna skal ha tilstrekkelig stivhet til at uønskede deformasjoner ikke oppstår.

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.

- 4.8.2.2 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.

4.8.3 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 kablet, 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 kablet, skal den utstyres med en inspeksjonsanordning. Slik anordning kan for eksempel være en vogn som løper på bærekablet, eventuelt på egen kabel.

4.8.4 Hengestenger

Behov for egen anordning for inspeksjon og vedlikehold av hengestenger vurderes i det enkelte tilfelle.

4.9 Elektriske installasjoner

Det vises til Prosjekteringsreglenes Del VI, pkt. 2.3 og 2.4.

5. FLYTEBRUER

Det vises til:

Vegdirektoratet: Prosjekteringsregler for flytebruer.

6. RØRBRUER

Det vises til:

Vegdirektoratet: Prosjekteringsregler for rørbruer.

7. BEVEGELIGE BRUER

Tekst ikke medtatt i denne utgaven.

8. FERJEKAIER OG FERJEKAIBRUER

8.1 Innledning

8.1.1 Generelt

Kapitlet gir tilleggskrav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av ferjekaier og ferjekaibruer. Forøvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglenes øvrige bestemmelser.

8.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Ferjekaier og ferjekaibruer skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2:

- A: Statens vegvesens håndbok nr. 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".
- B: Statens vegvesens håndbok nr. 141; "Ferjeleier".
Statens vegvesens håndbok nr. 175; "Standard ferjekaibruer".
Statens vegvesens håndbok nr. 181; "Standard ferjekaier".
- C: Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

9. SKREDOVERBYGG, STØTTEMURER OG TUNNELPORTALER

9.1 Innledning

9.1.1 Generelt

Kapittelet gir tilleggskrav med hensyn til dimensjonering og konstruktiv utforming av skredoverbygg, støttemurer, tunnelhvelv og -portaler. Forøvrig skal slike konstruksjoner prosjekteres i overensstemmelse med Prosjekteringsreglens øvrige bestemmelser.

9.1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Skredoverbygg, støttemurer, tunnelhvelv og -portaler skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig henvises til Prosjekteringsreglens Del I, pkt. 1.2 hva angår prioritet av spesielle og generelle bestemmelser:

- A: Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok" Kapitlene for "Støttemurer" og "Snø- og Rasoverbygg".
- B: Statens vegvesens håndbok nr. 016; "Geoteknikk i vegbygging"
- C: Statens vegvesen Veglaboratoriet: Internrapport nr. 1436: "Stålrør som skredoverbygg".
- D: Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner det her vises til, har prioritet etter ovennevnte dokumenter.

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER

DEL V:

EKSISTERENDE BRUER

1. GENERELT

Det vises til Temahefte nr. 1: "Bruklassifisering - Del 1: Bruksklasser og beregningsmetoder", og til Statens vegvesens håndbok 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".

2. LASTER

2.1 Trafikklaster

Trafikklaster for klassifisering av eksisterende bruer er beskrevet i Temahefte nr. 1: "Bruklassifisering - Del 1: Bruksklasser og beregningsmetoder".

Klassifiseringslastene kan også benyttes for provisoriske bruer.

Disse trafikklastene kan også benyttes for andre spesielle konstruksjoner når dette er tillatt etter Statens vegvesens håndbok 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".

2.2 Andre laster

Andre laster finnes i Statens vegvesens håndbok 184; "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett".

3. BEREGNING OG DIMENSJONERING

3.1 Generelt

Beregning og dimensjonering følger dette regelverket.

PROSJEKTERINGSREGLER FOR BRUER

DEL VI:

UTSTYR OG SLITELAG

1. INNLEDNING

1.1 Omfang

Prosjekteringsreglenes Del VI behandler utstyr og slitelag for bruer. Bestemmelsene er generelle; tilleggsbestemmelser for spesielle konstruksjonstyper er gitt i Prosjekteringsreglenes Del IV.

1.2 Grunnlag og dokumenthierarki

Utstyr og slitelag for bruer skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. Inneholder disse bestemmelser som strider mot hverandre, skal dokumentene ha prioritet i oppsatt rekkefølge. Forøvrig vises til Prosjekteringsreglenes Del I, pkt. 1.2.

A: Statens vegvesens håndbok nr. 100; "Bruhåndbok".

B: Statens vegvesens håndbøker nr. 017; "Veg- og gateutforming".
og nr. 018,; "Vegbygging".

C: Statens vegvesens håndbøker nr. 096; "Stålkonstruksjoner - Bruer", og nr. 145; "Betongbrudekker. Fuktisolering og slitelag".

D: Statens vegvesens håndbok nr. 026; "Prosesskode - 2".

E: Andre håndbøker eller retningslinjer utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning slike henvises til i anbudsgrunnlaget.

2. UTSTYR

2.1 Rekkverk og trafikkdelere

Brurekkverk tjener samme formål som vegrekkverk. Retningslinjer med hensyn til geometrisk utforming er gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 017.

Rekkverk og trafikkdelere skal prosjekteres i overenstemmelse med Statens vegvesens håndbok nr. 100. Toleransekrav for ferdigmonterte rekkverk er gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 096; forøvrig vises til Statens vegvesens håndbok nr. 026; "Prosesskode - 2", prosess 86.

2.2 Sluk og drenasje

Bruer skal ha tverrfall (en- eller tosidig) slik at vannet ledes bort fra kjørebanelen.

Drensrør bør minst ha diameter 100 mm og føres minst 150 mm forbi underkant konstruksjon. Rørene bør skråskjæres i underkant.

Sluk og drenasjesystemer for bruas overbygning skal forøvrig prosjekteres i overenstemmelse med Statens vegvesens håndbok nr. 100. Tilleggskrav for flyte- og rørbruer er gitt i Prosjekteringsreglens Del IV.

2.3 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 10 m, og det skal være lysbryter ved hver utgang. Det skal benyttes lysstoffrør beregnet på utendørs bruk, f.eks. 2x18W armatur pr. lyspunkt.

Det skal installeres jordet uttak for arbeidsstrøm på hengebruer og skråstagbruer. 35 A jordet uttak 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.

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.

2.4 Sikkerhetsinstallasjoner for luftfart og skipstrafikk

Bruer som kan være en luftfartshindring, skal utstyres med flysikkerhetslys. 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/seilllys og skilting. Markeringslysene skal være lett tilgjengelige for inspeksjon og vedlikehold. Det vises til Kystverkets regler "IALA rekommendasjon for merking av faste broer over navigert farvann".

2.5 Installasjoner for øvrige serviceetater

Det skal planlegges nødvendige utsparinger og rørgjennomføringer for Televerk, Elektrisitetsverk, Vannverk e.l. Plassbehovet vil i enkelte tilfeller kunne bli betydelig. Gjennomføringene skal godkjennes av Vegdirektoratet.

2.6 Mannhull og inspeksjonsluker

I overbygning og pilerer/tårn utført som hultverrsnitt, skal det som hovedregel installeres mann hull eller inspeksjonsluker, anordnet i slik omfang at hele hulrommet kan 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 mann hullene tilpasses brutypen, men bør være minimum 800 x 800 mm, evt. Ø 900 mm i horisontale flater, og 800 x 2000 (1500) mm i vertikale flater.

2.7 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.

Alle trapper, reposer, plattformer og gangbaner skal dimensjoneres for en nyttelast på 2 kN/m².

Forøvrig henvises til bestemmelsene i Byggeforskriftene.

2.8 Diverse

2.8.1 Overflatebehandling av ståldeler

Det vises til Prosjekteringsreglenes del III, pkt. 3.5.

2.8.2 Lager, ledd og fugekonstruksjoner

Det vises til Prosjekteringsreglenes del III, pkt. 7.

3. SLITELAG

3.1 Generelt

Følgende slitelagstyper kan benyttes:

- for brudekker av betong: asfaltslitelag eller betongslitelag
- for brudekker av stål: asfaltslitelag.

3.2 Betongslitelag

Slitelagsbetongen kan være støpt monolittisk sammen med konstruksjonsbetongen. Slitelagets tykkelse på vegbruer skal da være minst 30 mm i tillegg til overdekningen.

Utføres slitelaget som påstøp med heft (liming) til konstruksjonsbetongen, skal slitelagets tykkelse være minimum 60 mm.

Overdekning regnes til konstruksjonsbetongens overkant (uk slitelag).

Det vises til Statens vegvesens håndbøker nr. 026, prosess 84, og nr. 145.

3.3 Asfaltslitelag på betongdekker

Kriterier for valg av belegningssystem er gitt i Statens vegvesens håndbok nr. 145.

3.3.1 Asfaltslitelag direkte på betongdekket

Et asfaltslitelag uten noen form for impregnering eller fuktisolering vil beskytte brudekket mot trafikkslitasje, men vil ikke gi beskyttelse mot skader i betongen forårsaket av vann og salt ovenfra (vintervedlikeholdet).

Belegninger av denne klasse er således bare aktuelle i områder hvor bruk av salt i vintervedlikeholdet forekommer kun unntaksvis.

3.3.2 Asfaltslitolag med impregnering av betongbrudekket

Det forutsettes her en impregnering av betongbrudekket med et materiale som tetter og/eller øker styrken i det øverste laget av betongen før asfaltslitolaget legges. Impregneringen vil gi en viss beskyttelse mot vann- og saltnedtrengning i betongen, men beskyttelsen regnes ikke som permanent.

3.3.3 Asfaltslitolag med fuktisolering av betongbrudekket

Fuktisolering av betongbrudekket forutsetter innføring av ett eller flere lag mellom betongdekket og belegningens slitolag. Denne belegningsklassen representerer en fullstendig og permanent beskyttelse av betongbrudekket (under forutsetning av at vedlikehold skjer etter gjeldende retningslinjer).

Fuktisoleringssystemer i denne klassen må beskyttes mot mekanisk skade, og gjennomsliting av slitolaget må unngås. Gjennomsliting av slitolag og isolasjonslag vil kreve omfattende og kostbare reparasjonsarbeider.

Det vises til Statens vegvesens håndbok nr. 026, prosess 86, og til Statens vegvesens håndbok nr. 145 og nr. 018.

3.4 Asfaltslitolag på ståldekker

3.4.1 Brudekket gis en godkjent korrosjonsbeskyttelse etter sandblåsing til Sa 2,5 - 3. Transport- og/eller transportskader utbedres før fuktisolering med bruk av PmB-baserte materialer.

Over korrosjonsbeskyttelsen skal det legges et beskyttelseslag og et slitolag basert på asfalt.

3.4.2 Valg av type dekke og tykkelser på lagene bestemmes av trafikkgrunnlag og brutype.

- 3.4.3 Det vises til Statens vegvesens håndbøker nr. 018, 145 og 026, prosess 86.
- For sandblåsing av ståloverflaten vises til Statens vegvesens håndbok nr. 096.



Statens vegvesen

Vegdirektoratet
Håndboksekretariatet
Boks 8142 Dep.,
0033 Oslo

Tlf. 22 07 35 00
Fax 22 07 37 68

ISBN 82-7207-403-6



Mars 1996

En håndbok fra Vegvesenet