Letbanen

Udgivet: 01.02.2022
Godkendt: 06.01.2022

Antal sider i alt: 105

Overordnet ansvar: Adm. direktør
Ansvar for indhold: Sikkerhedschef
Ansvar for fremstilling: Rune Kessel

Belastnings- og beregningsforskrift
for sporbærende broer og
jordkonstruktioner

Letbanenorm LBN-59-1

Indholdsfortegnelse

1 INDLEDNING 7
2 IKRAFTTRÆDEN 8
3 OVERGANGSBESTEMMELSER 8
4 REFERENCER 8
5 DEFINITIONER 11
6 ANVENDELSESOMRÅDE 12
6.1 INDRAMMET TEKST OG VEJLEDENDE TEKST 12
7 DISPENSATIONER 13
7.1 DISPENSATION FRA LBN1-KRAVENE I AFSNIT 9.2.1 "FRI BREDDE AF SPORBÆRENDE BROER" 13
7.2 DISPENSATION FRA LBN1-KRAVENE I AFSNIT 9.2.2 "FRITRUM OMKRING SPOR FOR SPORBÆRENDE BROER" 14
7.2.1 Fri 'vandret' afstand fra spormidte til fast genstand i sporkassen 14
7.3 DISPENSATION FRA LBN1-KRAVENE I AFSNIT 11.1.1 "SIKKERHEDSINDEKSMETODEN" 15
7.4 DISPENSATION FRA LBN1-KRAVENE I AFSNIT 11.3.3 "LASTREDUKTION FOR EKSISTERENDE BROER MED FLERE SPOR" 15
7.5 DISPENSATION FRA LBN1-KRAVENE I AFSNIT 12.4.1 "EKSISTERENDE JORDKONSTRUKTIONER" 16
8 LBN1 LETBANENORMENS GRUNDLAG OG OPBYGNING 17
9 PROJEKTFORUDSÆTNINGER 18
9.1 LBN1 STRÆKNINGSKARAKTERISTIKA OG DESIGNPARAMETRE 18
9.2 GEOMETRISKE FORUDSÆTNINGER 19
9.2.1 LBN1 Fri bredde af sporbærende broer 19
9.2.2 LBN1 Fritrum omkring spor for sporbærende broer 21
9.2.3 LBN1 Fritrum for underført vej 22
9.2.4 LBN1 Fritrum for underført jernbane 22
9.2.5 LBN 1 Støjskærme på broer 23
9.2.6 LBN1 Perroner på eller ved broer 23
9.3 LBN1 BESKYTTELSESSKINNER PÅ SPORBÆRENDE BROER 23
9.4 LBN2 AFSPÆRRINGER, KØRELEDNINGSOPHÆNG OG FORINGSRØR FOR JORDING PÅ BROER 24
9.5 LBN2 JORDING AF ARMERING I BETONBROER 25
9.6 LBN2 RÆKVÆRKER, UDFYLDNINGER, HÅNDLISTER MM. 25
9.7 LBN2 ALUMINOTERMISK SVEJSNING (THERMIT) PÅ BROER 26

10 LBN2 LEVETID OG HOLDBARHED 27

11 BEREGNINGSGRUNDLAG 28

11.1 LBN1 SIKKERHEDSBESTEMMELSER 28
11.1.1 Sikkerhedsindeksmetoden 29
11.2 LBN1 ROBUSTHED 29
11.3 LBN1 BRUDGRÆNSETILSTANDEN 30
11.3.1 Belastninger og belastningskombinationer 30
11.3.2 Position af eksisterende spor 31
11.3.3 Lastreduktion for eksisterende broer med flere spor 31
11.3.4 Materialer med tidsafhængige og irreversible egenskaber 32
11.3.5 Lejefriktion 32
11.3.6 Udmattelse, dimensionering af nye broer 32
11.3.7 Udmattelse, eksisterende broer 34
11.3.8 Designparametre for strækningstyper 35
11.3.9 Samvirkning mellem konstruktion og spor 37
11.4 ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN 38
11.4.1 LBN1 Krav til deformationer og vibrationer 38
11.4.2 LBN1 Krav til deformationer og vibrationer, toghastighed større end 200 km/h 38
11.4.3 LBN2 Øvrige krav til anvendelsesgrænsetilstanden 38
11.4.4 LBN2 Belastninger og belastningskombinationer 38
11.4.5 LBN2 Materialer med tidsafhængige og irreversible egenskaber 39
11.4.6 LBN2 Lejefriktion 39

12 LBN1 LASTBESTEMMELSER 40

12.1 EGENVÆGTSBELASTNING 40
12.2 GEOMETRISKE IMPERFEKTIONER 41
12.3 LODRET TOGLAST 41
12.3.1 Dynamiske egenskaber og egenfrekvens af hovedkonstruktion 41
12.3.2 Dynamisk faktor ϕ 41
12.3.3 Last på broer, strækningshastighed større end 200 km/h 41
12.3.4 Last på jordkonstruktioner 41
12.4 TOGLAST FOR KLASSIFICERING AF EKSISTERENDE BROER 43
12.4.1 Eksisterende jordkonstruktioner 45
12.4.2 Klassificering ved anvendelse af reference-vogne 46
12.4.3 Toglast i udførelsesfasen 46
12.5 TOGLAST FOR UDMATTELSESBEREGNING AF EKSISTERENDE BROER 48
12.5.1 Ækvivalent godstog 48
12.5.2 Beregning af spændingsvidder 49
12.5.3 Antal lastcykler 49
12.5.4 Fremskrivning af toglast 50
12.5.5 Dynamisk faktor 50
12.5.6 Delskadeanalyse baseret på spændingsmålinger 50
12.6 BREMSE- OG ACCELERATIONSKRÆFTER 50

12.7 SIDESTØD (NOSING FORCE) 51
12.8 VINDLAST 51
12.9 SNELAST 52
12.10 BØLGE- OG STRØMLASTER 52
12.11 ISLAST 52
12.12 EFTERGIVEN AF UNDERSTØTNINGER 52
12.13 FASTSÆTTELSE AF VÆRDIER FOR LEJEFRIKTION 52
12.14 TEMPERATURPÅVIRKNING 53
12.15 PÅKØRSELSLASTER FRA KØRETØJER (UNDERFØRT VEJ) 53
12.15.1 Kollisionskræfter for understøtninger (søjler og vægge m.m.) 53
12.15.2 Kollisionskræfter for brodæk 53
12.16 PÅKØRSELSLASTER FRA TOG (UNDERFØRT JERNBANE) 54
12.17 AFSPORING 54
12.18 PÅSEJLINGSLAST 55
12.19 JORDSKÆLVSLAST - VANDRET MASSELAST 55
12.20 BRAND 56
12.21 EKSPLOSIONSLAST 57
12.22 LASTER UNDER UDFØRELSE 57

13 LBN1 GEOMETRI OG MATERIALEPARAMETRE, EKSISTERENDE BROER 58

13.1 TVÆRSNITSREDUKTIONER 58
13.2 MATERIALEPARAMETRE 58
13.3 KORREKTION AF PARTIALKOEFFICIENTER 58
13.4 FASTSÆTTELSE AF MATERIALEPARAMETRE VED PRØVNING 59
13.4.1 Uden forhåndsviden 59
13.4.2 Kontrol på basis af forhåndsviden 60

14 BETONKONSTRUKTIONER 61

14.1 LBN1 BEREGNING 61
14.2 LBN1 KONSTRUKTIONSANALYSE 61
14.2.1 Beregning af snitkræfter 61
14.3 LBN1 MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER 62
14.4 LBN1 MATERIALEPARAMETRE FOR SLAP ARMERING, EKSISTERENDE BROER 63
14.4.1 Karakteristiske armeringsstyrker 63
14.4.2 Fastlæggelse af armeringsstyrker 64
14.5 LBN1 MATERIALEPARAMETRE FOR SPÆNDT ARMERING, EKSISTERENDE BROER 65
14.6 LBN1 MATERIALEPARAMETRE FOR BETON, EKSISTERENDE BROER 66
14.6.1 Karakteristiske betonstyrker 66
14.6.2 Fastlæggelse af betonstyrker 66
14.6.3 Fastlæggelse af betonstyrker på basis af udborede kerner 67
14.7 LBN1 BRUDGRÆNSETILSTANDEN 69
14.8 LBN1 UDMATTELSE 69
14.9 LBN2 ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN 69
14.9.1 Krav til spændinger 69
14.9.2 Krav til revnevidder 69

14.9.3 Revnevidder for det grove revnesystem ... 71
14.9.4 Dæklag på spændarmering i overbygninger, som fører over veje ... 71

15 STÅLKONSTRUKTIONER ... 72

15.1 LBN1 BEREGNING ... 72
15.2 LBN1 KONSTRUKTIONSANALYSE ... 72
15.3 LBN1 MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER ... 72
15.4 LBN1 MATERIALEPARAMETRE FOR KONSTRUKTIONSSTÅL, EKSISTERENDE BROER ... 73
15.4.1 Karakteristiske styrkeparametre ... 73
15.4.2 Fastlæggelse af styrkeparametre ... 74
15.4.3 Risiko for skørbrud ... 74
15.5 LBN1 BRUDGRÆNSETILSTANDEN ... 75
15.6 LBN1 UDMATTELSE ... 75
15.6.1 Dimensionering for udmattelse ... 75
15.6.2 Beregning af delskade, eksisterende broer ... 76
15.6.3 Korrektion for spændingsspektrets form, eksisterende broer ... 77
15.6.4 Nittede konstruktioner og ældre svejste broer ... 77
15.6.5 Brudmekaniske beregningsmetoder ... 78
15.6.6 Kontrolmålinger og verifikation af beregningsmodel ... 78
15.7 LBN2 ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN ... 78

16 KOMPOSITKONSTRUKTIONER, BETON-STÅL ... 79

16.1 LBN1 KONSTRUKTIONSANALYSE ... 79
16.2 LBN1 MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER ... 79
16.3 LBN1 MATERIALEPARAMETRE, EKSISTERENDE BROER ... 79
16.4 LBN1 BRUDGRÆNSETILSTANDEN ... 79
16.5 LBN1 UDMATTELSE ... 79
16.6 LBN2 ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN ... 80

17 LBN1 MURVÆRK OG GRANIT ... 81

17.1 LBN1 GRUNDLAG ... 81
17.2 LBN1 MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER ... 81
17.3 LBN1 MATERIALEPARAMETRE FOR GRANIT, EKSISTERENDE BROER ... 81

18 FUNDERING OG JORDKONSTRUKTIONER ... 82

18.1 LBN1 GRUNDLAG ... 82
18.2 LBN1 DIMENSIONERINGSMETODE OG MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER ... 82
18.3 LBN1 BEREGNING AF DÆMNINGER ... 83
18.4 LBN1 BEREGNING AF STØTTEVÆGGE OG SPUNSVÆGGE ... 83
18.5 LBN2 JORDANKRE ... 85

19 LBN1 LEJER ... 86

19.1 GRUNDLAG OG BEREGNING ... 86
19.2 MATERIALEPARTIALKOEFFICIENTER ... 86

20 LBN2 FUGER ... 86

21 LBN1 OPGRADERING AF STRÆKNINGER 87

22 LBN2 ANVENDELSE AF DSM PÅ SPORBÆRENDE BROER. 88

23 LBN2 KRAV TIL PROJEKTDOKUMENTATION 90

23.1 KVALITET OG OMFANG AF DOKUMENTATIONEN 90
23.2 KLASSIFICERING AF EKSISTERENDE SPORBÆRENDE BROER 93

24 INFORMATIVE BILAG 94

24.1 STRÆKNINGSOVERSIGT (INFORMATIVT) 94
24.2 BEREGNINGSFORLØB, SPORBÆRENDE BROER (INFORMATIVT) 95
24.2.1 Ny sporbærende betonbro 95
24.2.2 Ny sporbærende stålbro, dimensionering mht. udmattelse 98
24.3 LASTER FRA SIGNALMASTER (INFORMATIVT) 100
24.4 LASTKOMBINATIONSSKEMAER (INFORMATIVE) 100

Deskriptorer: Beregningsforudsætninger, beregningsregler, dæmning, fornyelse, jord, nyanlæg, opgradering, sporbærende broer, spunsvæg, støttemur, toglast, vedligeholdelse

1 Indledning

Denne Letbanenorm er udarbejdet med det formål at sikre tilstrækkelig bæreevnemæssig sikkerhed og nødvendig funktionalitet under normale driftsvilkår for letbanens sporbærende broer og jordkonstruktioner.

Letbanenormen omfatter både regler for dimensionering af nye sporbærende broer og regler for klassificering og bæreevneberegning af eksisterende sporbærende broer og jordkonstruktioner. Endvidere er regler for udarbejdelse af beregningsdokumentation anført.

Letbanenormen angiver desuden overordnede geometrikrav til overførte vej- og stibroer, støttevægge, bygninger mv.

Letbanenormen er endvidere gældende i forbindelse med ombygning af sporbærende broer, hvor der sker ændringer i bygværkets statiske system (f.eks. etablering af nyt brodæk, forstærkning, breddeudvidelse eller lignende).

Denne Letbanenorm tager udgangspunkt i Banedanmarks norm BN1-59-4.

Der er i normen indsat en række orienterende hjælpenoter med relevante henvisninger til Eurocodes, Eurocode Tillæg og Nationale Annekser. Disse hjælpenoter er alene vejledende.

Letbanenormen er udarbejdet i henhold til [1], hvor normniveauerne LBN1, LBN2 og LBN3 er defineret. Det er dog tilstræbt af følge indeholdet og opbygningen fra BN1-59-4 for at lette brugen af normen.

Udgivet af: Aarhus Letbane
P Hiort Lorenzensvej 71-95
8000 Aarhus C

Spørgsmål til Letbanenormens indhold bedes rettes til Aarhus Letbanes infrastrukturchef.

2 Ikrafttræden

Denne Letbanenorm træder i kraft ved udgivelsen.

Denne Letbanenorm ophæver ingen normer.

3 Overgangsbestemmelser

Der er ingen overgangsbestemmelser i denne Letbanenorm.

4 Referencer

Nogle steder henviser Letbanenormen til andre bestemmelser, som oplistet i dette afsnit. Disse henvisninger er angivet ved en reference [referencenr.]. Betydningen af referencen kan læses nedenfor. Hvis der ikke er nævnt andet, gælder sidst udsendte version af det dokument, der henvises til.

Med mindre andet er nævnt gælder, at referencer er normative på LBN1- eller LBN2-niveau afhængig af den sammenhæng, de optræder i.
Nogle af denne Letbanenorms krav kan være en skærpelse af regler angivet i referencelisten. I så fald er reglerne i referencelisten ikke gældende med hensyn til netop disse krav.

Ved henvisning til ”Normaltegning blad nr. xxxx” refereres til Banedanmarks sportekniske normaltegninger i Aarhus Letbanes sikkerhedsledelsessystem.

[1] Letbanenorm LBN2-1-1 “Struktur, udseende og udvikling af Letbanenormer”, Aarhus Letbane (Normativ) – omfatter kun opsætning og layout af Letbanenormer
[2] Letbanenorm LBN1-13 "Ledningsanlæg på Aarhus Letbanes arealer", Aarhus Letbane
Brospecifikke Eurocodes (Normative) m.fl., se endvidere Note 4-1:
[3] EN 1990/A1: 2006 Annnex A2: 2006 Anvendelse for broer inkl. DK NA: 2017
[4] EN 1991-2: 2003 Generelle laster Del 2 Trafiklast på broer inkl. DK NA: 2017
[5] EN 1992-2:2005 Betonkonstruktioner Del 2 Betonbroer – Dimensionerings- og detaljeringsregler inkl. DK NA: 2015
[6] EN 1993-2: 2007 Stålkonstruktioner Del 2 Stålbroer inkl. DK NA: 2015
[7] EN 1993-5: 2007 Stålkonstruktioner Del 5 Pilotering (’Piling’) inkl. DK NA: 2015
[8] EN 1994-2: 2006 Kompositkonstruktioner Del 2 Generelle regler og regler for kompositbroer inkl. DK NA: 2015
Tillæg broer til EN 1991-1-serien vedr. laster (Normative), se endvidere Note 4-1:

[9] EN 1991-1-1 DK NA: 2013, Del 1-1 Generelle laster – Densitet, egenlast og nyttelast for bygninger.
Tillæg broer: 2015 Afsnit 5.2.3 Supplerende regler for broer
[10] EN 1991-1-4 DK NA: 2015, Del 1-4 Generelle laster – Vindlast.
Tillæg broer: 2015 Afsnit 8 Vindlast på broer
[11] EN 1991-1-5 DK NA: 2012, Del 1-5 Generelle laster – Temperaturpåvirkning.
Tillæg broer: 2015 Afsnit 6 Temperaturpåvirkning broer og Annex B Temperaturforskelle for forskellige belægningstykkelser
[12] EN 1991-1-6 DK NA: 2007, Del 1-6 Generelle laster – Last på konstruktioner under udførelse.
Tillæg broer: 2009 Annex A2 Supplerende regler for broer
[13] EN 1991-1-7 DK NA: 2013, Del 1-7 Generelle laster – Ulykkeslast.
Tillæg broer: 2015 Afsnit 4 Stødpåvirkning
[14] Tillæg DK: 2015 Islast

Eurocodes Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner (Normative), se endvidere Note 4-1:

[15] EN 1990: 2007 Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner inkl. DK NA: 2013
[16] EN 1991-1-1: 2007 Last på bygværker Del 1-1 Generelle laster – Densitet, egenlast og nyttelast for bygninger inkl. DK NA: 2013
[17] EN 1991-1-2: 2007 Last på bygværker Del 1-2 Generelle laster – Brandlast inkl. DK NA: 2014
[18] EN 1991-1-3: 2007 Last på bygværker Del 1-3 Generelle laster - Snelast inkl. DK NA: 2015
[19] EN 1991-1-4:2007 Last på bygværker Del 1-4 Generelle laster – Vindlast inkl. DK NA: 2015
[20] EN 1991-1-5: 2007 Last på bygværker Del 1-5 Generelle laster – Temperaturpåvirkning inkl. DK NA: 2012
[21] EN 1991-1-6: 2007 Last på bygværker Del 1-6 Generelle laster – Last på konstruktioner under udførelse inkl. DK NA: 2007
[22] EN 1991-1-7: 2007 Last på bygværker Del 1-7 Generelle laster – Ulykkeslast inkl. DK NA: 2013
[23] EN 1992-1-1: 2008 Betonkonstruktioner Del 1-1 Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner inkl. DK NA: 2017
[24] EN 1993-1-1: 2007 Stålkonstruktioner Del 1-1 Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner inkl. DK NA: 2015
[25] EN 1993-1-9: 2007 Stålkonstruktioner Del 1-9 Udmattelse inkl. DK NA: 2007
[26] EN 1993-1-10: 2007 Stålkonstruktioner Del 1-10 Materialesejhed og egenskaber i tykkelsesretningen inkl. DK NA: 2011
[27] EN 1993-1-11: 2007 Stålkonstruktioner Del 1-11 Trækpåvirkede stålelementer inkl. DK NA: 2015
[28] EN 1993-1-12: 2007 Stålkonstruktioner Del 1-12 Tillægsregler for udvidelse af EN 1993 op til styrkeklasse S 700 inkl. DK NA: 2015
[29] EN 1994-1-1: 2007 Kompositkonstruktioner Del 1-1 Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner inkl. DK NA: 2013
[30] EN 1996-1-1: 2013 Murværkskonstruktioner Del 1-1 Generelle regler for armeret og uarmeret murværk inkl. DK NA: 2014
[31] EN 1997-1: 2007 Geoteknik Del 1 Generelle regler inkl. DK NA: 2015

Relevante UIC Codes:

[32] UIC Code 700 O: Classification of lines and resulting load limits for wagons, 9th edition, 1.7.87, UIC (Normativ)

[33] UIC Code 777-2 R, Structures built over railway lines. Construction requirements in the track zone, 2nd edition September 2002, UIC (Informativ)

Andre relevante dokumenter

[34] NKB-rapport 55, Retningslinjer for last- og sikkerhedsbestemmelser for bærende konstruktioner, Den nordiske komité for bygningsbestemmelser, 1987 (Informativ)

[35] ”Vejregler for vejes geometri over og under broer”, Vejdirektoratet - Vejregeludvalget, november 1998 (Normativ)

[36] LBN1-6 ”Tværprofiler for ballasteret spor”, Aarhus Letbane

[37] LBN1-9, ”Sikkerheds- og opholdszoner på perroner”, Aarhus Letbane

[38] LBN1-154 "Sporafstand og frispormærker", Aarhus Letbane

[39] LBN1-166 ”Fritrumsprofiler”, Aarhus Letbane

[40] LBN1-402 "Traceringsregler", Aarhus Letbane

[41] LKI ”Letbanens Kørestrømsinstruks” med tilhørende lokalinstrukser, Aarhus Letbane (Normativ)

[42] Handbok BVH583.11, ”Bärighetsberäkning av järnvägsbroar”, Banverket (Informativ)

[43] DS 411:1999 Norm for Betonkonstruktioner (udgået)

[44] DS 412:1984 Norm for Stålkonstruktioner (udgået) (Informativ)

[45] DS 449:1983 Norm for Pælefunderede offshore stålkonstruktioner (udgået) (Informativ)

[46] DS/EN 50122-1:2011 Jernbaneanvendelser – Faste installationer – Elektrisk sikkerhed, jording og returledning – Del 1: Beskyttelsesforanstaltninger mod elektrisk stød

[47] DS/EN 50122-2:2010 Jernbaneanvendelser – Faste installationer – Elektrisk sikkerhed, jording og returledning – Del 2: Beskyttelsesforanstaltninger mod effekten af vagabonderende strøm forårsaget af jævnstrømstraktionssystemer

Note 4-1

Nationale Annekser til brospecifikke Eurocodes kan indeholde punkter, som sætter nationale valg til de generelle regler ud af kraft.

5 Definitioner

Betegnelser, begreber og symboler anvendt i denne Letbanenorm er i udstrakt grad de samme som er anvendt i de normer og regler, som denne Letbanenorm bygger på. Nye begreber og betegnelser er anført og defineret i nedennævnte skema.

Betegnelse	Definition
ATP	Forkortelse for Automatic Train Protection, som blandt andet sikrer mod forbikørsler af signaler og mod kørsel med for høje hastigheder.
Infrastrukturchef	Infrastrukturchefen har det overordnede ansvar for anlæg, vedligeholdelse og forvaltning af letbanes infrastruktur.
Jordkonstruktioner	Støttevægge, spunsvægge, banedæmninger o.lign.
Kollektivparameter, κ	Kollektivparameteren benyttes i udmattelsesberegninger for eksisterende broer og udtrykker spændingsspektrets form.
Metervægt	Metervægt er i tekst og figurer identisk med linjelast. Metervægt defineres som den totale vægt af vogn og last divideret med længden over puffer.
Myndighed	Den til enhver tid gældende myndighed på jernbane- og letbaneområdet i Danmark.
Tunneler	Tunneler defineres i denne Letbanenorm som brede vej-, sti- eller sporbærende broer over eller under veje, jernbaner, stier eller vandløb, med en længde på 100 m eller mere fra facade til facade.
Eurocodes	Sæt af fælleseuropæiske konstruktionsnormer sat i kraft via direktiver i alle EU- og EFTA-lande.
DK NA	Det Nationale Anneks (NA) indeholder valg af nationalt bestemte parametre (National determined parameters, NDP) og evt. supplerende ikke-konfliktende information. NA udarbejdes for alle Eurocodes. Danske Nationale Annekser betegnes DK NA.
LM71	Load Model 71 (LM71) er betegnelsen for den grundlæggende lastmodel for lodret toglast i [4].
Type 1	Der findes to forskellige typer af infrastruktur på Aarhus Letbanes netværk. De to forskellige typer benævnes Type 1 infrastruktur og Type 2 infrastruktur. De to typer infrastruktur stiller forskellige krav på grænsefladen mod det rullende materiel. Det fremgår af [40], hvilke strækninger, der er Type 1 infrastruktur.
Type 2	Der findes to forskellige typer af infrastruktur på Aarhus Letbanes netværk. De to forskellige typer benævnes Type 1 infrastruktur og Type 2 infrastruktur. De to typer infrastruktur stiller forskellige krav på grænsefladen mod det rullende materiel. Det fremgår af [40], hvilke strækninger, der er Type 2 infrastruktur.

6 Anvendelsesområde

Denne Letbanenorm angiver dimensioneringsgrundlaget for nye sporbærende broer, herunder sporbærende tunneler som defineret i afsnit 5 i denne Letbanenorm, og jordkonstruktioner på alt idriftværende letbaneinfrastruktur under Aarhus Letbanes ansvar som infrastrukturforvalter.

Letbanenormen danner samtidig grundlaget for klassificering og bæreevnevurdering af eksisterende sporbærende broer og jordkonstruktioner på alt idriftværende letbaneinfrastruktur under Aarhus Letbanes infrastrukturforvaltning.

Letbanenormen angiver desuden overordnede geometrikrav til overførte vej- og stibroer, støttevægge, bygninger mv.

Letbanenormen er endvidere gældende i forbindelse med ombygning af sporbærende broer, hvor der sker ændringer i bygværkets statiske system (f.eks. etablering af nyt brodæk, forstærkning, breddeudvidelse eller lignende).

Letbanenormen er gældende for hastigheder til og med 100km/h.

Letbanenormen er ikke gældende for ledninger under spor, med mindre dette specifikt angives i andre Letbanenormer, eller lignende tekniske sikkerhedsregler.

I forbindelse med opgradering af letbanestrækninger til højere last, er reglerne i kapitel 21 gældende.

Letbanenormen er ikke gældende ved hastighedsopgraderinger.

I forbindelse med sporombygninger skal man være opmærksom på, at Letbanenormen indeholder regler om beskyttelsesskinner på eksisterende sporbærende broer, se afsnit 9.3.

6.1 Indrammet tekst og vejledende tekst

Tekst, der specifikt omhandler eksisterende broer, f.eks. vedrørende klassificering og bæreevnevurdering, og andre eksisterende konstruktioner, f.eks. vedrørende afstand til spor i forbindelse med opgradering, er markeret særskilt ved indramning omkring teksten som vist for denne tekst.

Note 6.1-1
Vejledende tekst i denne Letbanenorm vil være givet et fortløbende note-nummereringssystem, styret af afsnitsnummeret. Teksten er angivet med reduceret font-størrelse og med indrykning (som for denne tekst).

7 Dispensationer

Dispensation til afvigelse fra gældende LBN1-krav i afsnit 8-9 og afsnit 11-21 kan kun gives af Myndigheden efter indstilling fra Aarhus Letbanes normansvarlige chef.

Aarhus Letbanens normansvarlige chef kan dog give dispensation til afvigelse af LBN1-krav inden for de rammer, der er beskrevet i Letbanenormens afsnit 7.1-7.5.

Dispensation til afvigelse fra LBN2-kravene i afsnit 9-11, afsnit 14-16, afsnit 18, afsnit 20 og afsnit 22-23 kan kun gives af Aarhus Letbanes normansvarlige chef, såfremt LBN1-kravene er overholdt.

Dispensationer i henhold til afsnit 7.3 og 7.4 samt dispensationer for eksisterende broer og konstruktioner skal være tidsbegrænsede.

7.1 Dispensation fra LBN1-kravene i afsnit 9.2.1 ”Fri bredde af sporbærende broer”

Såfremt den normansvarlige chef finder det sikkerhedsmæssigt forsvarligt - efter en vurdering af hastighed og min. udsigtslængde - at dispensere fra kravet om fri afstand fra centerlinje spor til inderside rækværk, kan vedkommende dispensere ned til værdierne givet i Figur 7.1-1 og 7.1-2, som angiver dispensationsrammen for brolængde L ≤ 75 m henholdsvis L > 75 m.

Brolængden L defineres som afstanden mellem rækværkernes endepunkter, hvor profilindskrænkningen begynder henholdsvis slutter.

Afstandene i Figur 7.1-1 og 7.1-2 gælder for broer med flere spor. For broer med kun ét spor er de samme regler gældende, dog kan afstanden i den ene side nedsættes til gældende fritrumsprofil under forudsætning af, at sporplaceringen ikke senere kan ændres til en symmetrisk placering på broen.

Hastighed [km/h]	Min. udsigtslængde fra bromidte [m]	Afstand [m] CL-spor – rækværk	Afstand [m] Skinne – rækværk
80 - 100	1000	2,5 m	1,8 m
60 - 79	850	2,5 m	1,8 m
40 - 59	550	2,5 m	1,8 m
V<40	350	2,5 m	1,8 m

Figur 7.1-1 Dispensationsramme for afstand fra centerlinje spor til inderside rækværk for broer med flere spor som funktion af hastighed og udsigtslængde
Brolængde L ≤ 75 m

Hastighed [km/h]	Min. udsigts-længde fra bro-midte [m]	Afstand [m] CL-spor – rækværk	Afstand [m] Skinne – rækværk
80 - 100	1500	3,0 m	2,3 m
60 - 79	1250	2,5 m	1,8 m
40 - 59	850	2,5 m	1,8 m
V<40	500	2,5 m	1,8 m

Figur 7.1-2 Dispensationsramme for afstand fra centerlinje spor til inderside rækværk for broer med flere spor som funktion af hastighed og udsigtslængde
Brolængde L > 75 m

Note 7.1-1

Eks.: En bro med L = 70 m og V = 75 km/h medfører en dispensationsmulighed til min. 2,5 m.

7.2 Dispensation fra LBN1-kravene i afsnit 9.2.2 ”Fritrum omkring spor for sporbærende broer”

7.2.1 Fri ’vandret’ afstand fra spormidte til fast genstand i sporkassen

Såfremt den normansvarlige chef finder det sikkerhedsmæssigt forsvarligt – på baggrund af en vurdering af om vedligeholdskravet, dvs. hensynet til ballastrensningen, kan opfyldes - kan vedkommende dispensere fra kravet ned til en min. afstand på 2000 mm.
Denne dispensation kræver ligeledes indstilling fra Infrastrukturchefen.

7.3 Dispensation fra LBN1-kravene i afsnit 11.1.1 ”Sikkerhedsindeks-metoden”

Såfremt den normansvarlige chef finder det sikkerhedsmæssigt forsvarligt, kan vedkommende dispensere fra kravet om anvendelse af partialkoefficientmetoden, såfremt nedenstående krav er opfyldt.

1. Rådgiveren skal forud for løsning af opgaven dokumentere, at han har erfaring med løsning af en række lignende opgaver.

2. Accept af anvendelsen af sandsynlighedsbaserede metoder gives kun i forbindelse med kontrolberegning af eksisterende konstruktioner, og kun til specifikt afgrænsede opgaver, hvor det vil være en indlysende fordel at anvende disse metoder.

3. Bæreevnen eftervist ved hjælp af sandsynlighedsbaserede metoder kan aldrig række mere end maksimalt 20 år frem i tiden, og det skal altid fremgå af beregningen, hvilke trafikmængder og hvilke fremskrivninger, der er lagt til grund for beregningen. Desuden skal følsomheden på beregningsresultatet af afvigelser i den forudsatte trafikmængde beregnes.

4. Resultatet af den efterviste bæreevne skal indeholde en oversigt over de tilhørende kontrol- og inspektionsaktiviteter i restlevetiden.

Ved brug af sandsynlighedsbaserede værktøjer til eftervisning af bæreevnen vil resultatet altid som følge af ovenstående være tidsbegrænset.

7.4 Dispensation fra LBN1-kravene i afsnit 11.3.3 ”Lastreduktion for eksisterende broer med flere spor”

Såfremt den normansvarlige chef finder det sikkerhedsmæssigt forsvarligt, kan vedkommende dispensere fra kravet om en sædvanlig fastsættelse af toglasten for broer med flere spor, såfremt nedenstående krav er opfyldt.

1. Rådgiveren skal forud for løsning af opgaven dokumentere, at han har erfaring med løsning af en række lignende opgaver.

2. Accept af anvendelsen af sandsynlighedsbaserede metoder gives kun i forbindelse med kontrolberegning af eksisterende konstruktioner, og kun til specifikt afgrænsede opgaver, hvor det vil være en indlysende fordel at anvende disse metoder.

3. En lastfastsættelse baseret på sandsynlighedsbaserede metoder kan aldrig række mere end maksimalt 20 år frem i tiden, og det skal altid fremgå af beregningen, hvilke trafikmængder og hvilke fremskrivninger, der er lagt til grund for beregningen. Desuden skal følsomheden på beregningsresultatet af afvigelser i den forudsatte trafikmængde beregnes.

Ved brug af sandsynlighedsbaserede værktøjer vil resultatet altid som følge af ovenstående være tidsbegrænset.

7.5 Dispensation fra LBN1-kravene i afsnit 12.4.1 ”Eksisterende jordkonstruktioner”

Såfremt den normansvarlige chef finder det sikkerhedsmæssigt forsvarligt - på baggrund af en vurdering af konstruktionens følsomhed over for koncentrerede aksellaste fra tætsiddende bogier - kan vedkommende dispensere fra kravet om anvendelse af en linjelast på 65 kN/m for Type 1 infrastruktur hhv. 110 kN/m for Type 2 infrastruktur, såfremt følgende krav er opfyldt:

1. Der udarbejdes en beregningsmæssig dokumentation til eftervisning af berettigelsen af ovenstående i henhold til [31] med udgangspunkt i den givne strækningslast.

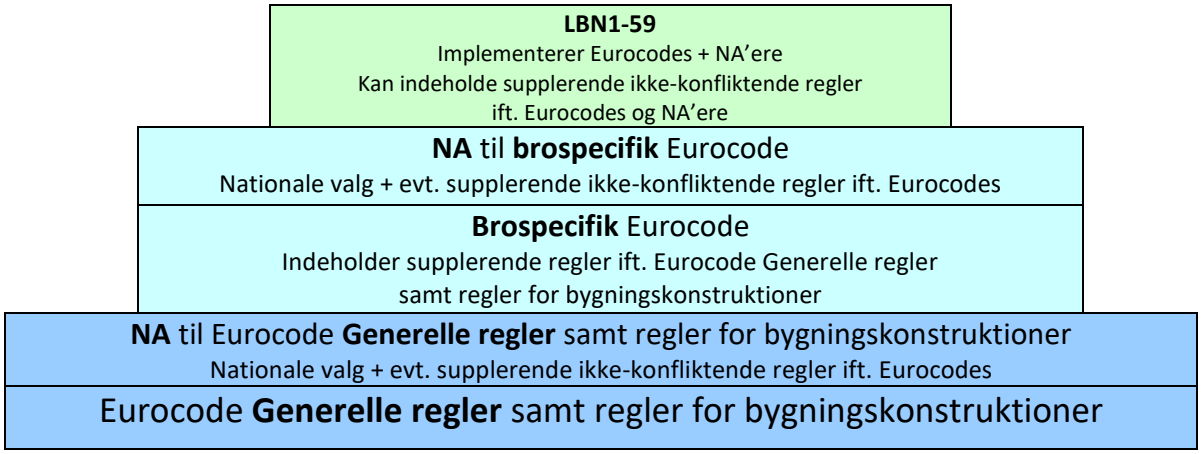
8 LBN1 Letbanenormens grundlag og opbygning

Letbanenormen anfører dimensioneringsgrundlaget for sporbærende broer og jordkonstruktioner som udgøres af Eurocodes. Letbanenormen rangerer over konstruktionsnormerne, idet den lever op til Eurocodes og indeholder krav og regler, som ligger udenfor Eurocodes, f.eks. krav vedrørende geometri omkring sporet.

Letbanenormens relation til Eurocodes og de tilhørende nationale annekser er vist i nedenstående Figur 8-1. Systemet af dokumenter er bygget op på den måde, at man i bunden finder de grundlæggende Eurocodes som indeholder generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Over disse er placeret de nationale annekser (NA) til de generelle regler og bygningskonstruktioner, som indeholder de nationale valg af designparametre og evt. supplerende ikke-konfliktende bestemmelser.

Over disse dokumenter findes de brospecifikke Eurocodes, f.eks. vedrørende trafiklast på broer, betonbroer og stålbroer, som angiver ændrede eller supplerende regler for broer i forhold til de grundlæggende Eurocodes.

Til hvert af de brospecifikke Eurocodes er ligeledes udarbejdet et nationalt anneks (NA). Dette nationale anneks befinder sig over de øvrige normdokumenter i systemet, da det kan indeholde regler, der sætter regler i det nationale anneks for bygningskonstruktioner ud af kraft, hvilket dog hører til undtagelserne.



Figur 8-1 Dimensioneringsgrundlagets opbygning.

9 Projektforudsætninger

Kravene anført i afsnit 9.1, 9.2- og 9.3 er LBN1-krav, mens krav i afsnittene 9.4 - 9.7 er LBN2-krav.

9.1 LBN1 Strækningskarakteristika og designparametre

Til brug for projekteringen af nye broanlæg skal strækningskarakteristika og designparametre fastlægges, se afsnit 11.3.8:

1. Strækningskategori
2. Strækningshastighed
3. Toglast
4. Komfortklasse
5. Vedligeholdelsesstandard, spor (til brug ved bestemmelse af dynamiske koefficienter)
6. Særlige forhold vedrørende fritrumsprofiler og trafikafvikling i forbindelse med udførelsen: Se gældende regler herfor.

Note 9.1-1

Som støtte i opstillingen af beregningsforudsætningerne er i afsnit 24.2 vist et skematisk beregningsforløb for en ny betonbro.

Til brug for klassificering og bæreevneberegning af eksisterende broer skal strækningskarakteristika fastlægges som angivet:

1. Strækningskategori
2. Komfortklasse: Se afsnit 11.3.8
3. Vedligeholdelsesstandard, spor (til brug ved bestemmelse af dynamiske koefficienter): Se afsnit 11.3.8
4. Særlige togbelastninger

9.2 Geometriske forudsætninger

9.2.1 LBN1 Fri bredde af sporbærende broer

Den fri bredde af en sporbærende bro defineres som den på profilmidte-planet vinkelrette afstand mellem inderside af rækværk, se Figur 9.2.1-1, eller overliggende gitter-, bue-, bjælke- eller skrå-stagskonstruktion, såfremt sådanne forekommer inden for rækværkerne eller disse har indbygget rækværksfunktion. For broer hvor der er overhøjde på sporene skal anvendes et niveau svarende til inderside af fodpunkt eller håndliste, se Figur 9.2.1-1.

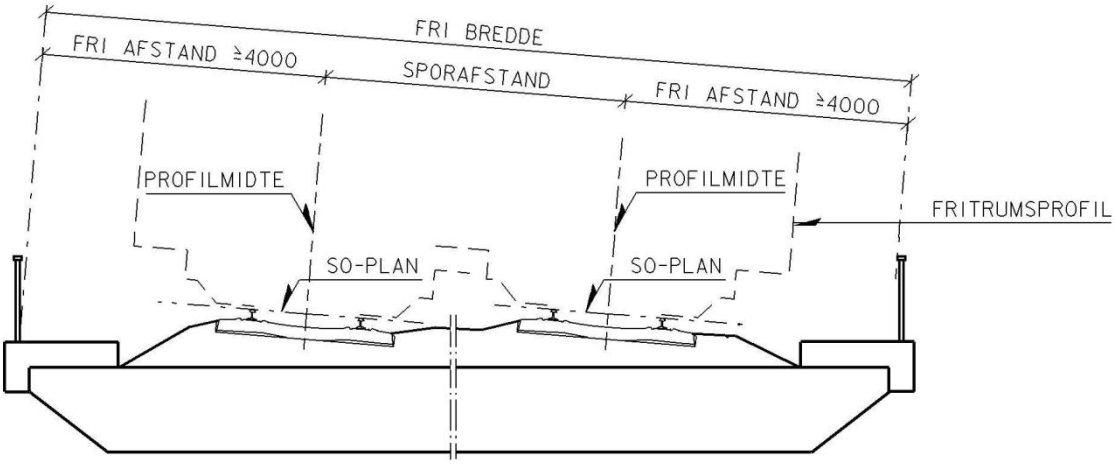
Den frie afstand fra profilmidte til inderside rækværk, defineret som den vinkelrette afstand fra profilmidte-planet, skal mindst være 4000 mm som vist på Figur 9.2.1-1, idet inderside rækværk defineres som inderside fodpunkt eller håndliste for broer med overhøjde. For Type 1 infrastruktur kan førnævnte mindsteafstand reduceres til 3000 mm.

Til ovenstående mål skal lægges eventuelt kurvetillæg.

Krav til fritrumsprofil i forbindelse med udførelse er efter gældende regler jf. [39].

Note 9.2.1-1

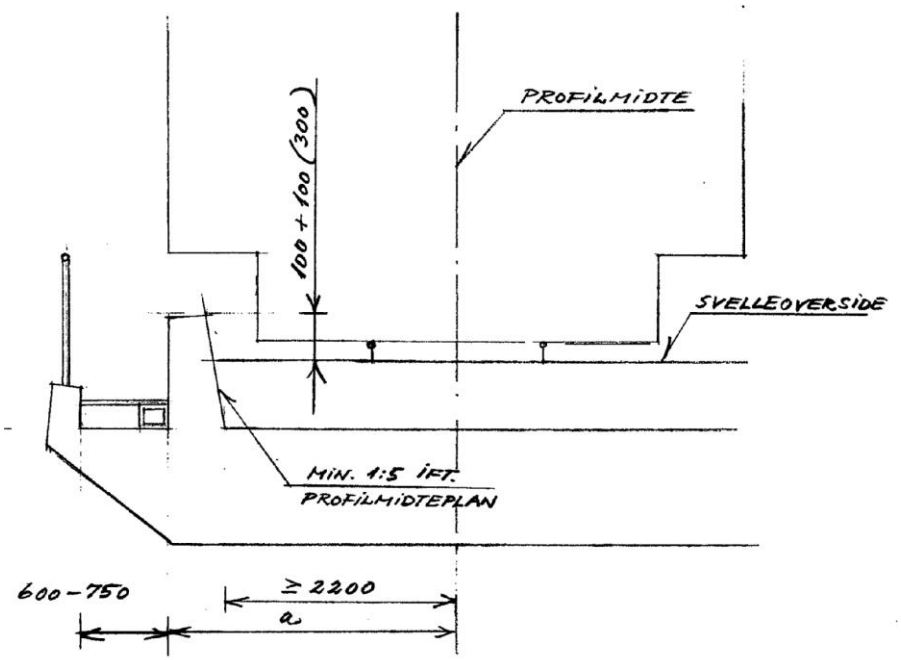
Der er mulighed for dispensationer. Disse søges i henhold til afsnit 7.



Figur 9.2.1-1 Fri bredde og fri afstand fra profilmidte

For tværsnit hvor der etableres langsgående skot som vist på Figur 9.2.1.2 skal følgende forudsætninger være opfyldt:

1. Skottet skal være en integreret del af brodækket, og afstanden fra spormidte til inderside skot skal være min. 2200mm.
2. Afstanden fra spormidte til afgrænsning for gangareal (yderside skot) skal være min. a. Afstanden a fastlægges som funktion af hastigheden som vist på Figur 9.2.1.2.
3. Mellem skot og rækværk skal etableres en passage med bredde 600-750mm, regnet fra yderside skot til inderside kantopspring.
4. Over SO-planet skal fritrumsprofil jf. [39] overholdes.
5. Til alle målene skal adderes kurvetillæg og tillæg for overhøjde.
6. Den normansvarlige chef skal finde løsningen sikkerhedsmæssigt forsvarlig.



Hastighed, v [km/h]	Afstand, a [mm]
v ≤ 100	≥ 2500

Figur 9.2.1-2 Fri bredde og fri afstand fra profilmidte med ballastskot.

9.2.2 LBN1 Fritrum omkring spor for sporbærende broer

Af hensyn til fritrumskrav for ballastrensemaskine skal den fri vandrette afstand fra spormidte til fast genstand være mindst 2200 mm inden for en afstand på +760mm til -750 mm i forhold til SO-planet, se Figur 9.2.2-1.

Afstanden på 750 mm, jf. Figur 9.2.2-1, fra SO til overside beskyttelsesbeton – for stålbroer til overside beskyttelses-coating - kan nedsættes til summen af kravet til ballasttykkelsen iht. [36] plus højden af den aktuelle sporkonstruktion.

Dertil skal lægges byggetolerance (2) på 50 mm og byggetolerance (1) på 25 mm som vist på figuren. De nedre hjørner tillades afskåret som vist på figuren, maks. 100 mm i højden og maks. 300 mm i bredden.

Note 9.2.2-1

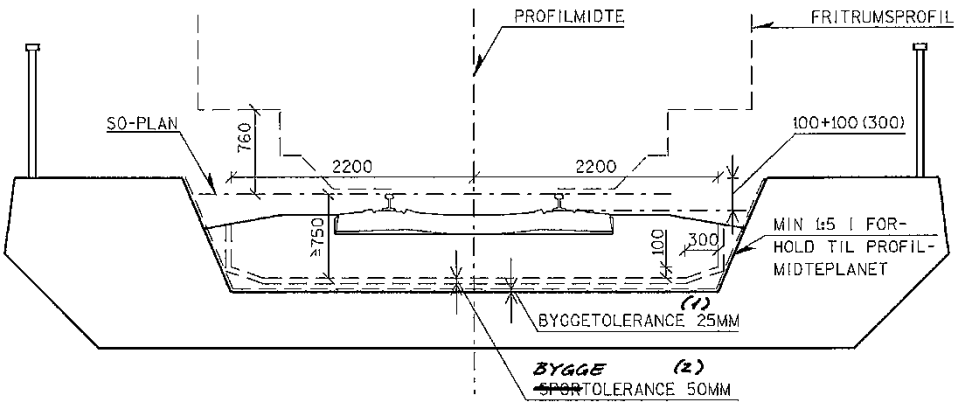
Note udgået.

Note 9.2.2-2

Det bør tilstræbes at udføre indersiderne skråtstillede med min. hældning 1:5 som vist på Figur 9.2.2-1.

Kantbjælker eller kantafgrænsninger mod ballast skal udformes med en indvendig højde over svelleoverside på mindst 100 mm, se Figur 9.2.2-1 og Figur 9.2.1-2. Dertil skal tillægges 100 mm for fremtidige sporjusteringer, på ikke-elektrificerede baner dog 300 mm. Såfremt broens bredde tillader sporhævning på 300 mm, uden at ballastens udstrækning når kantbjælkens inderside, kan kantbjælken tillades udført med indvendig højde 100 mm over svelleoversiden, idet det forudsættes, at ballasten ikke står stejlere end 1:1,5.

Til ovenstående mål skal lægges eventuelt tillæg på grund af overhøjde og kurvetillæg.



Figur 9.2.2-1 Fritrumskrav for ballastrensemaskine og krav til kantbjælkehøjde

Såfremt det ikke geometrisk er muligt, eller det vil være forbundet med uforholdsmæssigt store udgifter at genetablere et ballasteret spor iht. [36], i forbindelse med en sporombygning eller lignende, kan det undtagelsesvis tillades at etablere fast befæstelse. Dette kræver dog tilladelse fra Infrastrukturchefen. Det vil altid være en forudsætning at der udføres kontrolberegninger af det pågældende bygværk – herunder en dynamisk analyse – for at dette kan tillades.

Note 9.2.2-3
Med hensyn til krav til fritrumsprofil, herunder afstand mellem flere spor på samme bro, henvises til [38] og [39]. Dertil kommer eventuelle særlige krav på den pågældende strækning.

Krav til fritrumsprofil i forbindelse med udførelsen er efter gældende regler [39].

Note 9.2.2-4

Der er mulighed for dispensationer. Disse søges i henhold til afsnit 7.

9.2.3 LBN1 Fritrum for underført vej

Krav til fritrum for underført vej, som anført i [35], skal overholdes.

9.2.4 LBN1 Fritrum for underført jernbane

Ved fastlæggelsen af understøtningernes placering skal følgende retningslinjer følges:

- Der skal etableres størst mulig afstand mellem spor og understøtninger af hensyn til udførelsen (funderingsarbejder, interimssøjler, forskalling), vedligehold af broen og minimering af risikoen for påkørsel fra tog i forbindelse med eventuel afsporing.
- Den frie afstand fra spormidte til endevederlag og mellemunderstøtning skal overholde krav i [39].

For skråvægsrammebroer, rammebroer og typebroer bestående af firkantede eller bueformede elementer, tillades den fri afstand fra profilmidte i de indvendige rammehjørner nedsat iht [39].

For tunneler med fuld jorddækning tillades den fri afstand nedsat iht. krav i [39], under forudsætning af at der i hele tunnelens længde etableres en håndliste i begge sider i højde 1200 mm over gangniveau, samt at der kun tillades færden i tunnelen under sporspærringer. Ved afskæring af rammehjørner skal krav i [39] overholdes.

I begge ovennævnte tilfælde skal eventuelle afskæringer af rammehjørner for bundpladen være dækket af ballast.

Ved placering af understøtninger skal oversigtsforhold med hensyn til signalsynlighed derudover tilgodeses. I den forbindelse kan der være krav om afholdelse af signalkommission.

For eksisterende brounderbygninger gælder [39].

Krav til fritrumsprofil i forbindelse med udførelse er efter gældende regler jf. [39].

Note 9.2.4-1
Note udgået.

9.2.5 LBN 1 Støjskærme på broer

Støjskærme på broer skal placeres således, at de ikke formindsker den fri bredde, se afsnit 9.2.1.

Støjskærmenes fastgørelser skal placeres på de af Infrastrukturchefens anviste områder på broen, således at det sikres at underlaget for fastgørelserne har den fornødne styrke, samt at broen og dens udstyr, f.eks. fugtisolering, ikke beskadiges i forbindelse med monteringen.

Note 9.2.5-1

Projektdokumentation vedrørende støjskærme og deres fastgørelser skal leve op til kravene i afsnit 23.

9.2.6 LBN1 Perroner på eller ved broer

Såfremt der på eller ved en bro etableres perroner – eller såfremt der etableres en bro ved eller over perroner – skal kravene i [37] overholdes.

9.3 LBN1 Beskyttelsesskinner på sporbærende broer

Der skal monteres beskyttelsesskinner på nye sporbærende broer, såfremt en af følgende betingelser er opfyldt:

1. Broen er længere end 75 m,
2. Væsentlige dele af broens bærende konstruktion er beliggende over SO-planet, og hvor denne kan blive alvorligt beskadiget eller ødelagt af påkørsel af et afsporet tog,
3. Broer hvor sporet på broen, eller umiddelbart op til broen, ligger med en kurveradius R < 300m (også gældende for overgangskurver). For Type 1 infrastruktur bortfalder betingelse nr. 3, såfremt den maksimale hastighed ikke overstiger 40 km/t og at konstruktive dele af broen ikke beskadiges alvorligt ved en eventuel afsporing.

Beskyttelsesskinner og indsporingskonstruktioner skal udføres i henhold til gældende normaltegninger for den aktuelle sporoverbygning.
Beskyttelsesskinner kan udelades, såfremt afstanden mellem centerlinje spor og nærmeste bærende konstruktionsdel er mere end 4000 mm, eller såfremt sporkassen på broen er beliggende i et betontrug, med en højde på minimum 550 mm over SO, og som kan virke som fenderværk.

Beskyttelsesskinnerne skal forsynes med indsporingskonstruktion. Start og slutpunkt for indsporingskonstruktionerne skal være minimum 30 m før hhv. efter broens landfæster.

Note 9.3-1
På Normaltegning blad nr. 7144 er udlægningsprincip for beskyttelsesskinner vist. Normaltegning blad nr. 7170 viser en indsporingskonstruktion. Samlingstegninger for beskyttelsesskinner er vist på Normaltegning blad nr. 7935 og 8278.

På broer med mere end 2 spor skal kun de to yderste spor forsynes med beskyttelsesskinner.

Reglen i dette afsnit er også gældende for broer med direkte sporbefæstelse.

I forbindelse med sporfornyelse på eksisterende broer, skal reglerne i denne norms afsnit 9.3 anvendes

9.4 LBN2 Afspærringer, køreledningsophæng og foringsrør for jording på broer

Afspærringer

I forbindelse med broreparationer på elektrificerede strækninger, kan afspærringer (under iagttagelse af relevante regler) demonteres. Såfremt disse kan genmonteres i de samme placeringer med anvendelse af samme boltegrupper, tillades disse genmonteret.

På nye broer skal der monteres spærringer iht. [46], ligesom broen skal beregnes herfor. Typevalg af spærringer skal ske efter aftale med infrastrukturchefen.

Køreledningsophæng

Der skal ligeledes indstøbes ankerskinner i undersiden af nye brodæk, til montering af køreledningsophæng.

På stålbroer, der er malet, skal der i forbindelse med opførelsen på undersiden forberedes til ophæng af køreledninger og returledere, ved montage af flanger eller ankerskinner, såfremt undersiden ikke giver mulighed for montage af standard ophæng uden ødelæggelse af korrosionsbeskyttelsen.

Indstøbning af foringsrør

Der skal indstøbes foringsrør i alle nye broer, således at kørestrøm kan trække jordingskabler til alle relevante apteringsdele (rækværker, autoværn, skilte, lysmaster o. lign.) iht. [41], [46] og gældende nationale bekendtgørelser i henhold til om Lov om sikkerhed ved elektriske anlæg, elektriske installationer og elektrisk materiel (elsikkerhedsloven). Foringsrørene efterlades med ilagt træktråd. Foringsrørene indstøbes med fald og nedadvendte mundinger, således vandfyldning forebygges.

Foringsrør skal ende ved en jordingsplint, hvorfra kørestrøm kan jorde til den langsgående jordløber. På vejbærende broer placeres jordingsplinten ved terræn på en flade i konstruktionen vendt mod sporet. På sporbærende broer placeres jordingsplinten typisk for enden af en kantbjælke.

Placeringen af foringsrør til jording, placering af jordingsplinte og ankerskinner skal godkendes af infrastrukturchefen.

9.5 LBN2 Jording af armering i betonbroer

For jording af armering henvises til [46] og [47].

9.6 LBN2 Rækværker, udfyldninger, håndlister mm.

Alle rækværker, uanset broens anvendelse, skal have en højde på 1200 mm over gangfladen.

Der skal etableres to håndlister 900 mm hhv. 600 mm over gangfladen på perronadgangsbroer og langs trappeløb.

Det er ikke tilladt at anvende håndlister eller rælinger i træ udendørs, langs trapper, afskærmninger eller lignende.

Brodæk, trappetrin eller andre gangflader i træ vil heller ikke kunne godkendes til udendørs brug – uanset træsort eller profilering, og uanset broens anvendelse.

Glas og transparente kunststoffer tillades ikke anvendt som fysisk eller elektrisk afskærmning og i udfyldninger mellem rækværksbalustre på Aarhus Letbanes broer, uanset broens anvendelse. Dette er gældende både for trappeløb og brodæk, og uanset materiale.

Note 9.6-1

Note udgået.

9.7 LBN2 Aluminotermisk svejsning (thermit) på broer

På stålbroer samt på broer med fast befæstelse må aluminotermisk svejsning af skinner kun foretages såfremt fremgangsmåden (beskyttelsesforanstaltninger) er aftalt med og godkendt af infrastrukturchefen.

10 LBN2 Levetid og holdbarhed

Overordnede krav til forventet levetid af broer er anført i A2.1.1(1) i [3]. For sporbærende broer og jordkonstruktioner (støttemure, spunsvægge, jordankre) gælder således at de skal dimensioneres på basis af en forventet levetid på 120 år, hvoraf de første 25 år skal være uden reparationer af betydning.

Konstruktionsdele, der erfaringsmæssigt ikke kan påregnes en levetid på 120 år, skal kunne udskiftes/forstærkes uden væsentlige indgreb i konstruktionen og på sådan en måde, at generne for togtrafikken minimeres.

Konstruktionerne skal udformes således, at alle væsentlige konstruktionselementer er tilgængelige og inspicerbare med mulighed for reparation og udskiftning.

11 Beregningsgrundlag

Med undtagelse af kravene i afsnittene 11.4.3 - 11.4.6 for anvendelsesgrænsetilstanden, er alle krav i dette hovedafsnit LBN1-krav.

11.1 LBN1 Sikkerhedsbestemmelser

De grundlæggende sikkerhedsbestemmelser for sporbærende broer og jordkonstruktioner udgøres af [15] sammen med [3].

Alle sporbærende broer og jordkonstruktioner skal henføres til konsekvensklasse CC3.

I forhold til [15] er følgende ændret:

- Den oprindelige Tabel B2 i Anneks B vedr. min. værdier for sikkerhedsindekser er gældende.
- Afsnit B4 vedr. projekteringskontrol anvendes ikke.
- Afsnit B5 anvendes ikke – som i [15].
- Afsnit B6 anvendes ikke – som i [15].
- Den oprindelige Tabel C2 i Anneks C vedr. 'target' værdier for sikkerhedsindekser er gældende.
- Anneks D vedr. dimensionering understøttet af prøvning er gældende - som i [15], dog med den tilføjelse at det i [15] forudsatte sikkerhedsniveau er gældende.
- Anneks E vedr. supplerende regler for robusthed: Annekset implementeres som i [15].
- Anneks F vedr. supplerende regler for fastlæggelse af partialkoefficienter: Er gældende som i [15].

Note 11.1-1
Note udgået.

Sikkerhedsindeksmetoden

For eksisterende broer tillades andre sikkerhedsmetoder end partialkoefficientmetoden anvendt. Tilladelse til anvendelse af andre sikkerhedsmetoder søges i henhold til dispensationsrammen beskrevet i afsnit 7.

Følgende sikkerhedsindekser kan anses for retningsgivende (svigtsandsynligheder med referenceperiode 1 år), se endvidere [34]:

Grænsetilstand	Sikkerhedsindex β (1 år)	Svigtsandsynlighed
Brud, hovedbærende elementer (varslet brud)	4,75 (uvarslet brud: 5,20)	10^{-6}
Brud, sekundære elementer (hvis mulige kollaps ikke vil influere broens overordnede sikkerhed eller trafiksikkerheden)	4,26	10^{-5}
Udmattelse	4,75	10^{-6}
Udmattelse, hvor samlinger kan inspiceres og repareres	4,26	10^{-5}
Komfortkrav	2,32	10^{-2}
Anvendelsesgrænsetilstanden	2,32	10^{-2}

Det skal bemærkes, at ovennævnte sikkerhedsindekser ca. svarer til en konsekvensklasse lavere end for nye broer, som henføres til konsekvensklasse CC3.

11.2 LBN1 Robusthed

Konstruktionerne skal opfylde robusthedskravet i Anneks E i [15].

Note 11.2-1

Detaljer i konstruktionerne, hvor udførelsesfejl vil have en særlig stor effekt på sikkerhed og holdbarhed, bør ofres ekstra opmærksomhed ved udarbejdelsen af projektmaterialet og i forbindelse med udførelsen.

Eksisterende konstruktioner skal vurderes med hensyn til robusthed.

Note 11.2-2

Robusthed vurderes også for udmattelsesfølsomme konstruktioner og konstruktionsdele. Som eksempel kan nævnes stålprofiler opbygget af lameller. Profiler med flere lameller er mere robuste overfor kollaps ved revnedannelse som følge af udmattelse end profiler med kun én lamel. Et andet eksempel er ældre svejste broer, hvor der er større risiko for sprødbrud på grund af stålets ringere kvalitet.

11.3 LBN1 Brudgrænsetilstanden

11.3.1 Belastninger og belastningskombinationer

Partialkoefficienter på lastsiden og belastningskombinationer, som skal anvendes for brudgrænsetilstanden, fremgår af [3]. Der henvises desuden til afsnit 8.1 og Tabel 6.11 i [4]. Broer skal desuden dimensioneres for kræfter fra donkrafte og kranudstyr som anvendes i forbindelse med evt. afsporing. Disse laster er angivet i afsnit 12.17 i denne Letbanenorm.

Note 11.3.1-1 Faktor for konsekvensklasse KFI

Note udgået.

Til orientering og som støtte er belastningskombinationerne udskrevet i skemaform, se afsnit 24.4. Belastningskombinationer gælder for broer alene påvirket af toglast. For broer belastet af kombineret toglast og trafiklast (vej og/eller sti) skal lastkombinationsfaktorer bestemmes i henhold til [3].

Note 11.3.1-2 Lastkombinationer for brudgrænsetilstanden

Lastkombinationerne i brudgrænsetilstanden inkl. udmattelsesgrænsetilstanden er anført i Figur 24.4-1, mens lastkombinationer for ulykkeslasttilfælde og seismisk lasttilfælde er angivet i Figur 24.4-2. Udover de anførte kombinationer på Figur 24.4-1 skal broer dimensioneres for donkrafte og kranudstyr, som anvendes i tilfælde af en afsporing, se afsnit 12.7 i denne Letbanenorm.

Det skal understreges, at faktoren K_{FI}, som tager hensyn til konsekvensklassen, ikke er medtaget i Figur 24.4-1, og derfor efterfølgende skal påføres alle laster, som virker til ugunst jf. noteteksten.

Ligning 6.10a sikrer tilstrækkelig sikkerhed, hvor den permanente last er dominerende. Såfremt konstruktionen bærer ovenliggende jord og vand skal faktoren 1,25 også påføres denne last. En nærmere beskrivelse af STR/GEO og ligning 6.10a mv. kan findes i [15], afsnit 6.4.

I [15] er for STR/GEO er ligeledes anført Sæt C. Sæt C anvendes i Danmark kun for geotekniske konstruktioner i forbindelse med stabilitetseftervisning og beregning af jordtryk, hvor K_{FI} som tager hensyn til konsekvensklassen indgår på styrkesiden, se [31].

Endelig er anført lastkombination EQU Sæt A, som sikrer tilstrækkelig sikkerhed overfor væltning og løft, herunder løft i lejer som kan medføre væltning af broen. I denne eftervisning indgår ikke styrker. Der er med andre ord tale om en eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed overfor uligevægt svarende til en stift-legeme bevægelse. I modsætning til STR/GEO skal den høje partialkoefficient ved denne eftervisning påføres alle egenlaster, som virker destabiliserende/til ugunst, og den lave skal påføres alle egenlaster, som virker stabiliserende/til gunst. Her betragtes med andre ord alle delbidrag for sig i forhold til om de virker til ugunst eller til gunst.

I tilknytning til EQU-lastkombinationen skal opmærksomheden kort henledes på det såkaldte 'paradoksproblem'. Paradoksproblemet hænger sammen med, at resultatet af en eftervisning efter EQU kan være, at der skal monteres et leje som skal kunne optage træk, med andre ord at der er behov for et konstruktionselement med en styrke for at sikre ligevægten. Hvis man herefter udfører en lignende eftervisning iht. STR/GEO kan resultatet blive at der ikke er behov for et leje som kan optage træk eller at trækket som skal optages er mindre. I dette tilfælde er det EQU-eftervisningen, som er gældende for dimensionering af lejets styrke mht. optagelse af træk.

Som det vil kunne forstås ud af ovenstående vil EQU sjældent være dimensionsgivende for den permanente brokonstruktion, men kan være det i flere tilfælde i forbindelse med i udførelsesfasen.

Lastkombinationerne for EQU anvendes endvidere for løftning (UPL) og hydraulisk hævning (HYD) for geotekniske konstruktioner, hvor der indgår styrker, se [31].

Belastninger og snitkræfter, som ikke er forårsaget af ydre statiske påvirkninger, skal medtages i brudgrænsetilstanden, såfremt de har indflydelse på den endelige brudkapacitet.

Note 11.3.1-3

Som eksempel på sådanne belastninger og snitkræfter kan nævnes temperaturpåvirkning (12.14), sætning af understøtninger (12.12), svind og krybning i beton (11.3.4, 14.2) og lejefriktion (11.3.5, 12.13). For visse konstruktionstyper vil sådanne belastninger og snitkræfter kunne "udløses" i forbindelse med udviklingen af plastiske deformationer i konstruktionen, hvorfor der kan ses bort fra disse i en brudsituation. Hvor plastiske deformationer imidlertid ikke kan udvikles, eller ikke kan accepteres udviklet, skal disse belastninger og snitkræfter medtages.

For klassificering og bæreevnevurdering af eksisterende broer skal de samme lastkombinationer som for nye broer benyttes.

Note 11.3.1-4
Lastkombinationer for brudgrænsetilstanden i forbindelse med bæreevnevurdering og klassificering følger de samme principper som for nye broer.

11.3.2 Position af eksisterende spor

Ved klassificering og bæreevneberegning skal der tages udgangspunkt i såvel aktuelle som planlagte sporplaceringer.

11.3.3 Lastreduktion for eksisterende broer med flere spor

For broer med flere spor kan nedsættelse af den karakteristiske toglast på det andet (de andre) spor komme på tale afhængigt af hyppigheden af passager med tunge tog og sandsynligheden for mødesituationer på broen i nuværende driftssituation såvel som i fremtidige driftssituationer. En sådan lastnedsættelse skal fastlægges på basis af sandsynlighedsbaserede beregninger efter accept fra Aarhus Letbane, se afsnit 7.

Lastreduktionen kan kun tages i regning for broer, hvor et eventuelt brud forventes at forløbe varslet, således at kontrol af "overbelastning" kan indarbejdes i det løbende inspektionsprogram.

11.3.4 Materialer med tidsafhængige og irreversible egenskaber

Belastninger og snitkræfter hidrørende fra svind og krybning i beton og komposit konstruktioner (stål-beton) skal betragtes som permanent last, såfremt de medtages i brudgrænsetilstanden.

11.3.5 Lejefriktion

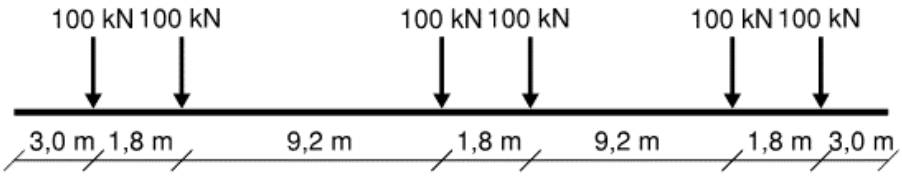
Belastninger og snitkræfter hidrørende fra friktion/rullemodstand i bevægelige lejer skal betragtes som permanent last, såfremt de medtages i brudgrænsetilstanden.

Såfremt lasteffekter fra lejefriktion virker til ugunst, skal friktionskræfterne beregnes på basis af lejereaktioner fra ugunstigste lastkombination. Friktionskræfter skal ikke medtages, såfremt de virker til gunst, se dog [6], Annex A, afsnit A.3.6.

11.3.6 Udmattelse, dimensionering af nye broer

Dimensionering i udmattelsesgrænsetilstanden skal udføres efter følgende metode for Type 1 infrastruktur:

1. Max. spændingsvidde beregnet på basis af lastmodel for letbanevogn, jf. Figur 11.3.6-1, i henhold til den generelle beregningsmetode anført i Annex D i [4]. Som trafiksammensætning skal anvendes følgende:
   - Antallet af vogne og frekvens af letbanetog skal i hvert tilfælde aftales med Aarhus Letbane.



Figur 11.3.6-1 Lastmodel for letbanevogn.

Dimensionering i udmattelsesgrænsetilstanden skal udføres efter en af følgende to metoder for Type 2 infrastruktur:

1. Max. spændingsvidde beregnet på basis af LM71 og SW0 med α=1,21 i henhold til den generelle beregningsmetode anført i Annex D i [4]. Som trafiksammensætning skal anvendes følgende:
   - Trafiksammensætning svarende til standard trafik med op til 22,5 t aksler som anført i Table D.1 i Annex D i [4].

Note 11.3.6-1

I afsnit 24.2 er vist et skematisk beregningsforløb for dimensionering af ny stålbro i udmattelsesgrænsetilstanden i henhold til den generelle beregningsmetode.

2. Delskadeanalyse med udgangspunkt i en foreskrevet trafiksammensætning oplyst af infrastrukturforvalteren.

Partialkoefficienter for trafiklasten fremgår af [3].

Efter metode 2, delskadeanalyse, skal spændingsspektrum etableres ved hjælp af "Rain-flow counting" metoden.

For broer med mere end 2 spor skal der ikke regnes med samtidig belastning i flere end 2 spor i udmattelsesgrænsetilstanden.

11.3.7 Udmattelse, eksisterende broer

Beregning af eksisterende sporbærende broer i udmattelsesgrænsetilstanden skal udføres efter følgende metode for Type 1 infrastruktur:

1. Der anvendes samme beregningsmetode som givet i afsnit 11.3.6 for Type 1 infrastruktur med udgangspunkt i "kendt" lasthistorik udtrykt ved de anvendte letbanetog på den pågældende strækning gennem broens levetid.

Beregning af eksisterende sporbærende broer i udmattelsesgrænsetilstanden skal udføres efter en af følgende fire metoder for Type 2 infrastruktur:

1. Max. spændingsvidde beregnet ud fra en ækvivalent last (jævnfør Figur 12.5.2-1) inklusiv stødtillæg, se 12.5.5, i den mest kritiske opstilling. Den max. spændingsvidde skal være mindre end den regningsmæssige (konstante) spændingsamplitude, som udtrykker modstanden mod udmattelse.

   Note 11.3.7-1

   Denne tilgang kan udtrykkes ved følgende ligning: γ_f {maks. $\sigma_{v,i}$} / $\psi(\kappa, n_{fat}) \leq \sigma_{fatd}(n_{fat})$

2. Delskadeanalyse med udgangspunkt i afsnittene 12.5.1-5.

3. Delskadeanalyse med udgangspunkt i "kendt" lasthistorik udtrykt ved realistiske toglastmodeller gennem broens levetid.

4. Delskadeanalyse på basis af spændingsmålinger med udgangspunkt i afsnit 12.5.6.

Partialkoefficienter for trafiklasten fremgår af [3].

For metode 1 kan partialkoefficienten på toglasten nedsættes fra 1,0 til 0,8.

Note 11.3.7-2
Note udgået.

Efter metode 1 er kriterierne:

- Regningsmæssig spændingsamplitude svarende til $2 \cdot 10^6$ spændingscykler for hovedbærende elementer med bestemmende længde $L_\phi \geq 6$m.

– Regningsmæssig spændingsamplitude svarende til 10^7 spændingscykler for hovedbærende elementer med bestemmende længde $L_\phi < 6$m, samt sekundære bærende elementer, hvor den direkte aksellast er den dominerende lasteffekt.

Ved metode 1 og 2 skal anvendes en kollektiv parameter $\kappa = 2/3$.

Note 11.3.7-3

Kollektivparameteren, κ, beskriver spændingsspektrets form, se f.eks. den tidligere udgave af Norm for stålkonstruktioner, [44]. Grænsetilfældet $\kappa = 1$ svarer til, at den anvendte toglast rent faktisk tænkes at optræde. $\kappa = 2/3$ er et erfaringstal anvendt af Banverket for blandet trafik. Se endvidere afsnit 15.4.2 og 15.4.3 i denne Letbanenorm.

Ved metode 3 og 4 skal spændingsspektrum etableres ved hjælp af "Rain-flow counting" metoden.

For broer med mere end 2 spor, skal der ikke regnes med samtidig belastning i flere end 2 spor i udmattelsesgrænsetilstanden.

I forbindelse med kontrolberegninger i udmattelsesgrænsetilstanden for broer med to eller flere spor kan der med fordel tages hensyn til den faktiske mødesandsynlighed for broen i den betragtede driftsperiode. Mødesandsynlighederne vurderes ud fra analyser af trafikplaner og trafikstatistikker inklusiv estimering af fremtidige trafikmønstre.

Note 11.3.7-4
Note udgået.

11.3.8 Designparametre for strækningstyper

Ved dimensionering af nye sporbærende broer skal de i Figur 11.3.8-1 angivne designparametre anvendes.

Strækning	**Toghastighed**	**Lastfaktor α, LM71 (og SW0)**	**Komfortklasse** (jævnfør afsnit A2.4.4.3 i [3])	**Vedligeholdelsesstandard af spor**
Type 1 Infrastruktur	100 km/h	0,75	God (good)	Standard (standard maintenance)
Type 2 Infrastruktur	100 km/h	1,33	God (good)	Standard (standard maintenance)

Figur 11.3.8-1. Designparametre for strækningstyper

For eksisterende broer gælder de samme designparametre som for nye sporbærende broer med den tilføjelse, at der anvendes en modificeret lastmodel, se afsnit 12.4.

11.3.9 Samvirkning mellem konstruktion og spor

Den resulterende effekt af samvirkningen mellem konstruktion og spor skal tages i regning ved dimensioneringen af både over- og underbygning og faste lejer i forbindelse med optagelsen af lastpåvirkninger fra accelerations- og bremsekræfter såvel som temperatur og deformationer generelt. Desuden skal det kontrolleres, at den ekstra påvirkning af skinnerne som følge af samvirkningen holder sig indenfor de tilladelige grænser. Der henvises til afsnit 6.5.4 i [4].

11.4 Anvendelsesgrænsetilstanden

11.4.1 LBN1 Krav til deformationer og vibrationer

De i [3] angivne krav til deformationer og vibrationer af hensyn til trafiksikkerhed og passagerkomfort skal eftervises at være opfyldt for de i [3] anførte lastkombinationer i anvendelsesgrænsetilstanden, se endvidere Tabel 6.10 i [4].

Kravene til lodret acceleration, vridning og lodret deformation (nedbøjning og rotationer) af brodækket fremgår af afsnit A2.4.4 i [3].

De angivne krav gælder kun broer med ballast i Type 1 og Type 2 infrastruktur samt broer med direkte befæstelse i Type 1 infrastruktur. For broer med direkte befæstelse i Type 2 infrastruktur skal det i hvert enkelt tilfælde vurderes om kravene skal skærpes.

For eksisterende broer skal ved eftervisning af kravene anført i [3] A2.4.4 til deformationer og vibrationer anvendes den belastning, som broen ønskes klassificeret for, se Figur 12.4-1.

Såfremt kravene anført i [3] A2.4.4 til deformationer og vibrationer medfører begrænsninger,kan der suppleres med en eftervisning, hvor den aktuelle togbelastning benyttes med anvendelse af stødtillægget beregnet efter Annex C i [4].

Note 11.4.1-1
Note udgået.

11.4.2 LBN1 Krav til deformationer og vibrationer, toghastighed større end 200 km/h

Indholdet af afsnittet er udgået. Nummereringen bibeholdes for at bevare opbygning ift. BN1-59-4.

11.4.3 LBN2 Øvrige krav til anvendelsesgrænsetilstanden

Brokonstruktioner skal opfylde kravene angivet i materialenormerne for anvendelsesgrænsetilstanden.

11.4.4 LBN2 Belastninger og belastningskombinationer

Belastningskombinationer i anvendelsesgrænsetilstanden fremgår af [3]. Desuden henvises til afsnit 6.8.1 og Tabel 6.10 i [4].

Note 11.4.4-1

I figur 24.4-3 og 24.4-4 er belastningskombinationerne udskrevet til støtte.

11.4.5 LBN2 Materialer med tidsafhængige og irreversible egenskaber

Belastninger og snitkræfter hidrørende fra svind og krybning i beton skal medtages i anvendelses-grænsetilstanden som permanent last.

11.4.6 LBN2 Lejefriktion

Belastninger og snitkræfter hidrørende fra friktion/rullemodstand i bevægelige lejer skal medtages i anvendelsesgrænsetilstanden, sædvanligvis som permanent last, med mindre særlige forhold spiller ind.

Beregning af lasteffekter fra lejefriktion skal baseres på lejereaktionerne i kvasi-permanent tilstand, se Figur 24.4-4, medmindre andre forhold vedrørende belastningens karakter gør sig gældende. Friktionskræfter skal ikke medtages, såfremt de virker til gunst, se dog [6], Annex A, afsnit A.3.6

12 LBN1 Lastbestemmelser

12.1 Egenvægtsbelastning

Der henvises til [15], [16] samt [9] Afsnit 5.2.3 vedrørende bestemmelse af de karakteristiske værdier for de indgående materialers specifikke tyngder og broudstyr mv. Såfremt variationen af egenvægtsbelastning fra jorddækning, afretningslag og belægning og lignende overstiger grænserne i ovenstående normer, skal der tages højde herfor.

Fra banetekniske installationer skal der regnes med følgende belastninger:

a.	Ballast, nedre værdi af rumvægt:	16 kN/m^3
b.	Ballast, øvre værdi af rumvægt:	20 kN/m^3
c.	Betonsveller:	3,9 kN/m pr. spor
d.	Skinner, UIC 60:	1,2 kN/m pr. spor
e.	Beskyttelsesskinner:	1,2 kN/m pr. spor
f.	Elektriske installationer, i alt:	1,0 kN/m pr. spor
g.	Rækværk, pr. stk.:	1,0 kN/m
h.	Andet udstyr, pr. brooverbygning:	3,0 kN/m

For beton som indgår i slab track konstruktioner, skal der anvendes tyngder angivet i [16].

Egenvægtsbelastning fra støjskærme fastlægges på baggrund af det aktuelle design og evt. udbygningsmuligheder. (Vedr. vindlast på støjskærme henvises til afsnit 12.8).

For spærringer (skærmtage) fremgår egenvægtsbelastning og øvrige laster, som påvirker disse, af [41].

Note 12.1-1

Signaler og køreledningsmaster tilstræbes normalt placeret uden for broer.

For allerede elektrificerede baner bør lasterne (inkl. variable laster) for køreledningsanlæg og signaler fastlægges ud fra det allerede foreliggende projekt. For nye baner og eksisterende baner, der skal elektrificeres, bør disse laster fastlægges på baggrund af det nye projekt for ledningsanlægget og signaler.

Ballastens egenvægtsbelastning skal beregnes svarende til en vandret begrænsning langs overside af sveller og lodrette begrænsninger langs indersider af kantbjælker. Der skal regnes med følgende to grænsetilfælde:

1. Max. last svarende til størst mulig rumvægt, sporplacering 100 mm henholdsvis 300 mm over projekteret SO, jf. 9.2.2, og med tværprofil svarende til, at ballasten når op til overside kantbjælker.

2. Min. last svarende til mindste rumvægt, sporplacering 50 mm under projekteret SO, og med teoretisk tværprofil.

Ballasten skal i begge tilfælde regnes som bunden last, og der skal i hvert enkelt lasttilfælde benyttes den ugunstigste værdi af ballastens egenvægtsbelastning.

Såfremt laveste og højeste sporplacering (udtrykt ved kote til SO), angivet i kravspecifikationerne til sporanlægget for det konkrete projekt, fører til ugunstigere variationer i lasten fra ballasten, skal disse benyttes.

Såfremt den overordnede geometri, der danner baggrund for beregning af egenvægtsbelastningen for en eksisterende bro, ikke kan fastsættes ud fra projektmaterialet, skal der udføres en detaljeret opmåling af geometrien.

12.2 Geometriske imperfektioner

Note 12.2-1

Den vandrette masselast i tidligere forstand er udgået og erstattet af en jordskælvslast i det seismiske lasttilfælde, se [3] og Figur 24.4-2. Dvs. at det ikke længere kan forudsættes, at den vandrette masselast tager hensyn til geometriske imperfektioner, hvorfor disse nu skal medtages direkte i beregningerne, se relevante regler i de respektive materialenormer.

12.3 Lodret toglast

12.3.1 Dynamiske egenskaber og egenfrekvens af hovedkonstruktion

Nye sporbærende broer skal opfylde kravene i afsnit 6.4.4 i [4], se Figur 6.9 i denne. Såfremt de anførte krav ikke er opfyldt, skal der udføres en dynamisk analyse.

12.3.2 Dynamisk faktor ϕ

Medmindre andet er forudsat i de overordnede projektforudsætninger, skal de dynamiske faktorer beregnes på basis af de i 11.3.8 angivne vedligeholdelsesstandarder af spor.

12.3.3 Last på broer, strækningshastighed større end 200 km/h

Indholdet af afsnittet er udgået. Nummereringen bibeholdes for at bevare opbygning ift. BN1-59-4.

12.3.4 Last på jordkonstruktioner

For dimensionering af dæmninger, støttevægge og spunsvægge skal benyttes følgende laster for Type 1 infrastruktur (Type 2 infrastruktur i parentes), hvor lastfaktor α defineret i afsnit 11.3.8 for hhv. Type 1 og Type 2 infrastruktur er indeholdt:

1. Ved stabilitetsberegning af dæmninger, 2-dimensional beregning:
   - Enkeltspor: Uendelig linjelast 100 kN/m (Type 2: 175 kN/m)
   - Dobbeltspor eller flere parallelle spor:
     i. Linjelast 100 kN/m (Type 2: 175 kN/m) i det mest kritiske spor
     ii. Linjelast 100 kN/m (Type 2: 110 kN/m) i det nærmeste spor
     iii. Linjelast 0 kN/m i øvrige spor.
2. Ved beregning af jordtryk på støttevægge og spunsvægge, herunder vægge for rammebroer, skal der tages hensyn til lokal forøgelse af laster fra boggi-aksler, 3-dimensional beregning:
   - Enkeltspor: Lokalt forøget linjelast 140 kN/m (Type 2: 250 kN/m) på en strækningslængde 4x1,6=6,4m. Udenfor denne strækning 75 kN/m (Type 2: 135 kN/m)
   - Dobbeltspor eller flere parallelle spor:
     i. Lokalt forøget linjelast 140 kN/m (Type 2: 250 kN/m) på en strækningslængde 4x1,6=6,4m, og udenfor denne strækning 75 kN/m (Type 2: 135 kN/m) for det mest kritiske spor
     ii. Linjelast 75 kN/m (Type 2: 110 kN/m) i det nærmeste spor.
     iii. Linjelast 0 kN/m i øvrige spor.
3. For alle linjelaster gælder:
   - De regnes angribende i underside af sveller/slab track, fordelt over den aktuelle bredde, dog maksimalt til en bredde på 2,5m.
   - Dynamisk tillæg er inkluderet.
   - Lasterne skal uden reduktion anvendes både i udrænet og i drænet tilfælde

12.4 Toglast for klassificering af eksisterende broer

Ved klassificering af eksisterende broer skal som udgangspunkt benyttes samme konfiguration som designlasten LM71 (UIC71), jævnfør Figur 6.1 i [4], idet broklassen bestemmes i henhold til bæreevneklasserne anført i Figur 12.4-1 i denne letbanenorm.

Note 12.4-1

Bæreevneklasserne er til og med aksellast 250 kN bygget op over betegnelserne i Appendix 1 i [32], se Figur 12.4-1 med tilhørende Figur 12.4-3 nedenfor. For større aksellaste er under den fede streg anført Banedanmarks egne klassebetegnelser.

I tilfælde, hvor bæreevnen af en bro er nødlidende i forhold til den ønskede strækningskategori, tillades reference-vognene vist på Figur 12.4-2 med tilhørende Figur 12.4-3 anvendt, se afsnit 12.4.1.

For Type 1 infrastruktur tillades ikke anvendelsen af reference-vognene, men det tillades, at der foretages en direkte vurdering af bæreevnen på grundlag af lasten fra de anvendte letbanetog på den pågældende strækning.

Infrastrukturforvalteren kan beslutte, at der i forbindelse med strækningsopgraderinger af Type 2 infrastruktur kan anvendes referencevogne for alle broer på den betragtede strækning.

Desuden kan Infrastrukturforvalteren beslutte, at broerne i forbindelse med en strækningsopgradering skal kontrolberegnes for tunge transporter.

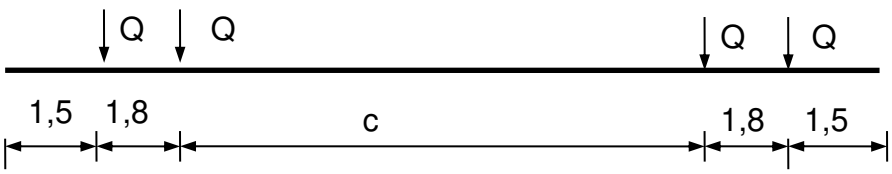
Note 12.4-2

Anvendelsen af LM71-konfigurationen er på den sikre side i forhold til at benytte reference-vognene.

Ved anvendelse af LM71-konfigurationen skal den dynamiske faktor beregnes som for nye broer.

Aksellast (kN)	Linjelast (kN/m) 48	50	60	64	72	80	88	100	110
160	A								
180		B1		B2					
190			LET1 (LM71 α=0,75)						
200				C2	C3	C4			
225				D2	D3	D4			
250						E4 (LM71)	E5		
275						BS-R4	BS-R5		
300						BS-S4	BS-S5	BS-S6	
330							BS-T5	BS-T6	BS-T7

Figur 12.4-1 Bæreevneklasser for eksisterende sporbærende broer



Figur 12.4-2 Akselafstande for reference-vogne

Kategori	Aksellast [kN]	Linjelast [kN/m]	c [m]
A	160	50	6,20
B1	180	50	7,80
B2	180	64	4,65
C2	200	64	5,90
C3	200	72	4,50
C4	200	80	3,40
D2	225	64	7,45
D3	225	72	5,90
D4	225	80	4,65
E4	250	80	5,90
E5	250	88	4,75
BS-R4	275	80	7,15
BS-R5	275	88	5,90
BS-S4	300	80	8,40
BS-S5	300	88	7,05
BS-S6	300	100	5,40
BS-T5	330	88	8,40
BS-T6	330	100	6,60
BS-T7	330	110	5,50

Figur 12.4-3 Reference-vogne

12.4.1 Eksisterende jordkonstruktioner

For eksisterende dæmninger, støttevægge og spunsvægge skal anvendes følgende belastninger for Type 1 infrastruktur (Type 2 infrastruktur i parentes), idet der ikke anvendes lastfaktor α for eksisterende jordkonstruktioner (lastfaktor α = 1,0 er indeholdt for Type 2 infrastruktur):

1. Ved stabilitetsberegning af dæmninger, 2 dimensional beregning, laster svarende til klasse LET1 (Type 2: D4):

    - Enkeltspor: Uendelig linjelast 65 kN/m (Type 2: 110 kN/m)
    - Dobbeltspor eller flere parallelle spor:
        i. Linjelast 65 kN/m (Type 2: 110 kN/m) i det mest kritiske spor
        ii. Linjelast 65 kN/m (Type 2: 80 kN/m) i det nærmeste spor
        iii. Linjelast 0 kN/m i øvrige spor.

2. Ved beregning af jordtryk på støttevægge og spunsvægge, herunder vægge for rammebroer, skal der tages hensyn til lokal forøgelse af laster fra boggi-aksler, 3-dimensional beregning. laster svarende til klasse LET1 (Type 2: D4):

    - Enkeltspor: Lokalt forøget linjelast 145 kN/m (Type 2: 170 kN/m) på en strækningslængde 4x1,6=6,4m. Udenfor denne strækning 75 kN/m (Type 2: 100 kN/m)
    - Dobbeltspor eller flere parallelle spor:
        i. Lokalt forøget linjelast 145 kN/m (Type 2: 170 kN/m) på en strækningslængde 4x1,6=6,4m, og udenfor denne strækning 75 kN/m (Type 2: 100kN/m) for det mest kritiske spor
        ii. Linjelast 75 kN/m (Type 2: 80 kN/m) i det nærmeste spor
        iii. Linjelast 0 kN/m i øvrige spor.

3. For alle linjelaster gælder:

    - De regnes angribende i underside af sveller/slab track, fordelt over den aktuelle bredde, dog maksimalt til en bredde på 2,5m.
    - Dynamisk tillæg er inkluderet.
    - Lasterne skal uden reduktion anvendes både i udrænet og i drænet tilfælde

For Type 1 infrastruktur tillades det, at der foretages en direkte vurdering af bæreevnen på grundlag af lasten fra de anvendte letbanetog på den pågældende strækning.

For eksisterende dæmningskonstruktioner, som ikke ændres, kan lasten reduceres fra 65 kN/m for Type 1 infrastruktur (Type 2: 110 kN/m) til den aktuelle strækningslinjelast (metervægt), se

afsnit 24.1, såfremt konstruktionen ikke er følsom overfor koncentrerede aksellaste fra tætsiddende bogier og evt. stødtillæg. En sådan lastnedsættelse skal behandles i henhold til dispensationsrammen beskrevet i afsnit 7. Se endvidere uddybende bemærkninger i afsnit 18.

Note 12.4.1-1
Note udgået.

Note 12.4.1-2
Ved ombygning af en jordkonstruktion bør det vurderes, om den uden væsentlige meromkostninger kan opgraderes til den belastning, som gælder for nye konstruktioner, se afsnit 12.3.4.

12.4.2 Klassificering ved anvendelse af reference-vogne

Anvendes reference-vognene direkte ved klassificeringen, skal den dynamiske faktor beregnes i henhold til Annex C i [4], idet (C.1) skal anvendes for alle banestrækninger. I dette tilfælde skal anvendes en maks. hastighed på 100 km/h.

Vognene skal kobles sammen på ugunstigste vis og skal kombineres på ugunstigste vis med tomme vogne med samme konfiguration og længde, blot med reduceret linjelast 10 kN/m. Farligste opstilling med enten linjelasten eller aksellasterne skal anvendes.

Det forudsættes, at lasten fra lokomotiverne ikke giver anledning til større lastpåvirkning end lasten fra referencevognene for den pågældende klasse.

Broerne skal endvidere kontrolleres for lokomotiver i forspand.

Note 12.4.2-1
Hvis lokomotiver i forspand giver anledning til større lastvirkninger end referencevogne kan det besluttes at indføre begrænsning omkring anvendelsen af lokomotiver i forspand.

12.4.3 Toglast i udførelsesfasen

Toglast i udførelsesfasen tillades fastsat på baggrund af maks. akseltryk og maks. metervægt for den aktuelle bane, se afsnit 24.1. Den dynamiske faktor tillades beregnet på basis af den aktuelle hastighedsgrænse, forudsat at den håndhæves fuldt ud ved aktiv ATP, idet (C.1) i Annex C i [4] skal anvendes. Accelerations- og bremsekraften tillades beregnet som 1/7 af metervægten.

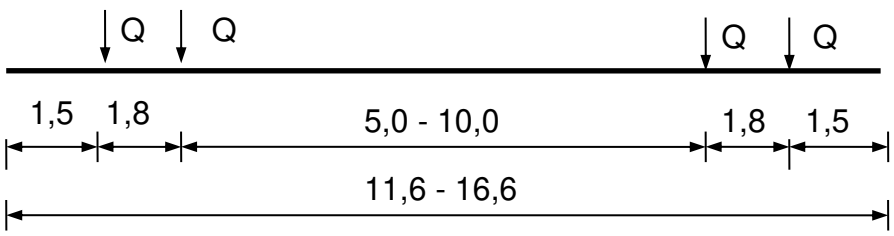
Skinne- og sporafstivninger tillades beregnet for de samme laster og i øvrigt på samme grundlag som for eksisterende sporbærende broer hvad angår øvrige laster, lastkombinationer mv.

12.5 Toglast for udmattelsesberegning af eksisterende broer

12.5.1 Ækvivalent godstog

Ved udmattelsesberegning af eksisterende broer skal der tages udgangspunkt i det i Figur 12.5.1-1 angivne ækvivalente godstog.

For at kunne benytte modellen i Figur 12.5.1-1, skal der for den aktuelle bane indsamles data vedrørende den gennem tiderne transporterede godsmængde inkl. passagertransport.



Figur 12.5.1-1 Akselafstande for vogne i ækvivalent godstog

Note 12.5.1-1

Introduktionen af "ækvivalent godstog" er inspireret af [42].

Beregningsgrundlaget ud fra Figur 12.5.1-1 gør det muligt at identificere eventuelle udmattelsesproblemer. Et mere detaljeret studie af DSB's Drifts- og Årsberetninger og Tjenestekøreplaner samt mere detaljerede oplysninger vedrørende togkonfigurationer og hastigheder vil kunne danne baggrund for en mere præcis fastsættelse af udmattelsesbelastningen gennem tiderne.

12.5.2 Beregning af spændingsvidder

Spændingsvidder og spændinger skal beregnes på basis af vognkonfigurationerne vist i Figur 12.5.1-1. Som aksellast Q skal anvendes P_k anført i Figur 12.5.2-1. Bogieafstanden skal fastsættes inden for grænserne angivet i Figur 12.5.1-1, således at ugunstigste lastopstilling opnås. Den dynamiske faktor skal indregnes som beskrevet i afsnit 12.5.5.

År	**- 1920**	**1921 - 1940**	**1941 - 1960**	**1961 - 1980**	**1981 - 2010**	**2010 -**	**Middel**
Hastighed, [km/h]	50	70	80	100	120	140	100
a, Antal aksler pr. vogn	2	3	4	4	4	4	4
P_k [kN]	160	180	200	200	225	250	200
P_m [kN]	120	150	160	160	180	190	160
P_0 [kN]	40	40	50	50	50	50	50

P_k : Karakteristisk aksellast ved spændingsvidde σ_r
P_m: Middelværdi af aksellast, anvendes til beregning af antal passager
P_0: Aksellast svarende til vognens egenvægt (tom vogn); - anvendes kun hvis godsmængden er opgjort i nettotonkilometer/kilometer
a: Antal aksler pr. vogn, anvendes til beregning af antal tog- og bogiepassager

Figur 12.5.2-1 Aksellaste for godsvogne i ækvivalent godstog

12.5.3 Antal lastcykler

Ud fra den aktuelle lasthistorie skal den totale godsmængde, der er transporteret over broen inkl. passagertransport, bestemmes for hver af tidsperioderne: - 1920, 1921 – 1940, 1941 - 1960, 1961 – 1980, 1981 – 2010, 2010 - .

Disse godsmængder, B_i, skal omregnes til et antal ækvivalente togpassager, bogiepassager og akselpassager. Afhængigt af størrelsen af influenslængderne kan udmattelse blive dimensionerende for enten:

n_{1i} = antal togpassager
n_{2i} = antal passager af to nærliggende bogier
n_{3i} = antal akselpassager

Antal passager skal beregnes på basis af B_i lig registrerede bruttotonkilometer/kilometer:

Togpassager: $n_{1i} = B_i/(P_m \cdot a_i \cdot 20)$
Bogiepassager: $n_{2i} = B_i/(P_m \cdot a_i)$

Akselpassager: $n_{3i} = B_i/P_m$

hvor faktoren 20 svarer til antal vogne pr. tog.

12.5.4 Fremskrivning af toglast

Medmindre andet er specificeret, skal der for fremtidige godsmængder indregnes en gennemsnitlig stigning i transportmængden på 1% pr. år, idet dog antallet af "kanaler", som kan etableres, sætter en øvre grænse for kapaciteten.

12.5.5 Dynamisk faktor

Den dynamiske faktor, der skal benyttes i udmattelsesberegningerne, skal som udgangspunkt beregnes i henhold til [4], Annex D. I forbindelse med udmattelsesberegningen kan der alternativt udføres en detaljeret dynamisk analyse, hvor det dynamiske tillæg til spændingerne bestemmes direkte.

For stålbroer med direkte skinnebefæstelse kan der anvendes $1 + \varphi = 1 + \frac{1}{2}(\varphi' + \varphi'')$.

Note 12.5.5-1
Note udgået.

12.5.6 Delskadeanalyse baseret på spændingsmålinger

Spændingsvidden tillades alternativt bestemt ved hjælp af spændingsmålinger foretaget i en vis periode med toglast, idet antallet af lastcykler bestemmes ved ekstrapolation ud fra godsmængden i målingsperioden sammenholdt med godsmængden igennem lasthistorien. Målingerne skal analyseres detaljeret, og det skal vurderes, om evt. bidrag fra sekundære og tertiære elementer af konstruktionen er af permanent karakter i hele den beregnede levetid.

Note 12.5.6-1

Det er vigtigt, at broen udsættes for en realistisk og relevant toglast i målingsperioden, som af samme årsag skal have en vis længde.

12.6 Bremse- og accelerationskræfter

Bremse- og accelerationskræfter fremgår af afsnit 6.5.3 i [4]. Endvidere henvises til afsnit 6.5.4 i [4] og afsnit 11.3.9 i denne Letbanenorm vedr. samvirkning mellem brokonstruktion og spor i forbindelse med optagelsen af disse kræfter.

For Type 1 infrastruktur tillades, at der som maksimal bremsekraft for lastmodel 71 (LM71) og lastmodel SW/0 anvendes 1760 kN i stedet for 6000 kN, der er anført i [4]. Den maksimale bremsekraft er gældende for en maksimal toglængde på 88 m svarende til to letbanetogsæt. For bremsekræfter med belastningslængder større end 88 m skal supplerende bestemmelser fastlægges for det konkrete projekt iht. aftale med Infrastrukturchefen.

For toglast i Type 2 infrastruktur svarende til klasse E4 skal benyttes en bremsekraft 20 kN/m, dog maks. 4000 kN. For toglast svarende til BS-T7 skal benyttes en bremsekraft på 27 kN/m, dog maks. 5400 kN. Der kan interpoleres og ekstrapoleres ud fra disse værdier.

Som accelerationskræfter skal de i 6.5.3 (2)P i [4] anførte kræfter anvendes.

For Type 1 infrastruktur kan benyttes en bremsekraft på 15 kN/m, dog maks. 1320 kN. Den maksimale bremsekraft er gældende for en maksimal toglængde på 88 m svarende til to letbanetogsæt. For bremsekræfter med belastningslængder større end 88 m skal supplerende bestemmelser fastlægges for det konkrete projekt iht. aftale med Infrastrukturchefen.

I tilfælde, hvor der anvendes referencevogne, skal bremse- og accelerationskræfter svarende til LM71-konfigurationen bestemmes med den aktuelle strækningsklasse.

Bremse- og accelerationskræfter skal antages at være jævnt fordelt på den belastede længde og virke i SO i spormidten i sporets retning. Bremse- og accelerationskræfter skal knyttes til tilhørende lodret toglast.

12.7 Sidestød (nosing force)

Sidestødskræfter fremgår af afsnit 6.5.2 i [4].

Den i [4] i 6.5.2 (2)P angivne karakteristiske sidestødskraft tillades ved kontrolberegning af eksisterende broer reduceret til 80 kN. For strækninger som skal beregnes for linjelaster større end 80 kN/m skal kraften forøges proportionalt med forøgelsen af linjelasten.

12.8 Vindlast

Der henvises til [19] samt [10] Afsnit 8.

12.9 Snelast

Bortset fra i udførelsesfasen kan der ses bort fra snelast for sporbærende broer. Snelast fastlægges i henhold til [18].

12.10 Bølge- og strømlaster

De karakteristiske laster skal fastlægges til værdier, der med en sandsynlighed på 0,98 ikke overskrides i løbet af et år.

Note 12.10-1

For bestemmelse af karakteristiske laster henvises til for eksempel [45], Norm for pælefunderede offshore stålkonstruktioner.

12.11 Islast

Islast skal fastsættes i henhold til [14] under hensyntagen til de lokale forhold og til konstruktionens udformning.

12.12 Eftergiven af understøtninger

På grundlag af de geotekniske undersøgelser skal foretages en beregning af de mest sandsynlige værdier af de enkelte understøtningers bevægelser. Disse bevægelser skal medtages i brudgrænsetilstanden jf. afsnit 11.3.1. Der må dog aldrig anvendes en differenssætning mindre end +/-10mm.

Note 12.12-1

Ved bestemmelse af tvangskræfter i beton- og kompositkonstruktioner i anvendelsesgrænsetilstanden kan evt. gunstige spændingsomlejringer i langtidstilstanden tages i regning som følge af betonens krybning.

12.13 Fastsættelse af værdier for lejefriktion

Som udgangspunkt for undersøgelser i brudgrænsetilstanden skal benyttes en (øvre) nominel værdi af lejefriktionen/rullemodstanden, der fastlægges på basis af de tekniske godkendelser for den på-

gældende lejetype. Der skal endvidere tages hensyn til mulige tidsmæssige ændringer af materialeegenskaber, herunder indflydelsen fra eventuel tilsmudsning og korrosion. Såfremt friktionskræfter virker til gunst, skal lejefriktion/rullemodstanden sættes til 0, se dog [6], Annex A, afsnit A.3.6.

Note 12.13-1

I anvendelsesgrænsetilstanden kan anvendes samme fremgangsmåde.

12.14Temperaturpåvirkning

Temperaturpåvirkning skal fastlægges i henhold til [20] samt [11] Afsnit 6 og Annex B.

12.15Påkørselslaster fra køretøjer (underført vej)

Påkørselslaster fra køretøjer fremgår af [22] samt [13] Afsnit 4 stødpåvirkning.

12.15.1 Kollisionskræfter for understøtninger (søjler og vægge m.m.)

De ækvivalente statiske kollisionslaster svarende til kategori 'motorveje' skal også benyttes for broer over offentlige veje i åbent land og i byzoner.

12.15.2 Kollisionskræfter for brodæk

De ækvivalente statiske kollisionslaster svarende til kategori 'motorveje' skal også benyttes for broer over offentlige veje i åbent land og i byzoner.

Af hensyn til risikoen for afsporing skal det endvidere eftervises, at der som følge af en kollision ikke opstår permanente flytninger af sporet.

Det skal endvidere eftervises, at accelerationen af brodækket er mindre end $1 m/s^2$ i alle retninger i forbindelse med påkørslen.

Ståloverbygninger kan få betydende skade ved en påkørsel, hvorfor der bør anordnes en påkørselsbeskyttelse. Såfremt denne beskyttelse forbindes med overbygningen, skal overbygningen dimensioneres for påkørselskraften, og det skal sikres, at overbygningen er fuldt forankret i understøtningerne både vandret og lodret for påkørselskræfterne.

Note 12.15.2-1

Alternativt kan det ved hensigtsmæssig geometrisk udformning forebygges, at kollisioner med høje køretøjer finder sted. Som eksempel på sådanne sikkerhedsfremmende foranstaltninger kan nævnes: Relativ forøgelse af frihøjden i forhold til

nærliggende mere robuste broers frihøjde, ekstra stor forøgelse af frihøjden hvis broen ikke er "dækket" af mere robuste broer.

Note 12.15.2-2

Lokale skader på slapt armerede betonoverbygninger medfører normalt ikke noget sikkerhedsproblem. For forspændte betonoverbygninger kan bæreevnen imidlertid svækkes ved påkørsel, såfremt et eller flere kabler sættes ud af funktion. Til forebyggelse heraf kan det overvejes at forøge dæklaget for yderliggende kabler, som kan blive udsat for påkørselsskader.

12.16 Påkørselslaster fra tog (underført jernbane)

Påkørselslaster fra tog skal som udgangspunkt fastsættes på basis af [22] samt [13] Afsnit 4 stødpåvirkning. Alternativt kan påkørselslasten fastsættes ved hjælp af sandsynlighedsbaserede beregningsmetoder, idet der som udgangspunkt kræves en sikkerhed svarende til konsekvensklasse CC3 for broer.

En standard 55 cm perron kan betragtes som tilstrækkeligt ledeværk for beskyttelse af understøtninger for en bro med understøtning(er) placeret i perronen. På stationsområder anses 55cm høje perroner for tilstrækkeligt som ledeværk.

Note 12.16-1

I særlige tilfælde (alvorligere konsekvenser, større risiko) kan det overvejes at opsætte ledeværker eller lignende til beskyttelse af brounderbygningen.

Note 12.16-2
Note udgået.

Note 12.16-3

Lasterne anført i [22] er uddybet i [33].

12.17 Afsporing

Toglaster i tilknytning til afsporinger er angivet i [4].

Udover disse toglaster skal broen dimensioneres i brudgrænsetilstanden (ULS) for følgende laster i tilknytning til oprydning og reparation i forbindelse med afsporing af tog på bro i kombination med den mest ugunstige lastfordeling af toglast (LM71 inkl. α-faktor) på et hvilket som helst andet spor på broen, i det tilfælde hvor broen bærer flere spor:

- 2 koncentrerede enkeltkræfter på hver 350 kN hidrørende fra donkrafte, placeret vilkårligt

indenfor eller udenfor sporet, men indenfor sporområdet. Afstanden mellem de to enkeltkræfter skal mindst sættes til 2,4m. Kontaktarealet for lasterne skal sættes til 1,0 x 1,0m for hver enkeltkraft.

- En koncentreret enkeltkraft på 2000 kN (last fra kranunderstøtning) vilkårligt placeret i afstand mindst 1,5m fra spormidten men indenfor sporområdet, og i en maksimal afstand fra spormidten, som er forenelig med opretholdelse af trafikken på det andet spor. Afstanden fra lasten til ydersiden af kantbjælken skal være mindst 1,0m. Kontaktarealet for lasten på ballasten skal være 1,0m på tværs og 3,0m på langs af sporet.

  Denne last skal kun medtages for broer med længde større end 100m.

  For Type 1 infrastruktur kan der ses bort fra dette belastningstilfælde.

- Laster fra donkrafte og kranunderstøtning skal ikke regnes at optræde på samme tid.

Note 12.17-1

Såfremt der ønskes anvendt andet kranudstyr med større resulterende laster end anført i 12.17, skal dette godkendes af Infrastrukturforvalteren, inden udstyret tages i anvendelse.

12.18Påsejlingslast

Hvor der er en risiko for, at et skib kan kollidere med en brokonstruktion, skal denne dimensioneres for påsejlingslast. Såvel påsejling af bropiller som påsejling af brooverbygning skal vurderes.

Vedrørende fastlæggelse af belastninger henvises til [22] og [13] Afsnit 4 Stødpåvirkning.

Af hensyn til risikoen for afsporing skal det endvidere eftervises, at der som følge af en kollision ikke opstår permanente flytninger af sporet.

Det skal endvidere eftervises, at accelerationen af brodækket er mindre end $1m/s^2$ i alle retninger i forbindelse med skibsstødet.

12.19Jordskælvslast - vandret masselast

Den vandrette masselast i tidligere forstand udgår og erstattes af en jordskælvslast i det seismiske tilfælde jf. [3]. Lastkombinationer fremgår ligeledes af [3]. Disse er udskrevet som støtte i Figur 24.4-2.

12.20 Brand

Der kan normalt ses bort fra brandpåvirkninger på brokonstruktioner.

For brokonstruktioner, hvor risikoen for brand og konsekvenserne heraf ikke kan negligeres, skal modstandsevnen overfor brand vurderes.

Der henvises til [17] og til de respektive materialespecifikke delnormer for eftervisning af kapaciteten overfor brand (beton, stål mv.) og til speciallitteraturen.

12.21 Eksplosionslast

Tunneler skal beregnes for en eksplosionslast ækvivalent med en statisk last på 100 kN/m^2.

12.22 Laster under udførelse

Særlige laster i tilknytning til udførelsesfasen fremgår af [21] samt [12].

Note 12.22-1

For almindelige betonbroer fremgår lasterne af Almindelige Arbejdsbeskrivelser (AAB) Betonbroer. For større broer som opføres ved hjælp af fri frembygning, taktvis fremskubning eller lignende bør der i hvert enkelt tilfælde opstilles supplerende last- og beregningsbestemmelser.

Dog bør udgangspunktet være, at de midlertidige hjælpekonstruktioner projekteres som permanente konstruktioner, dvs. uden reduktion af laster og sikkerheder.

13 LBN1 Geometri og materialeparametre, eksisterende broer

Geometriske størrelser, der indgår i kontrolberegningerne, tillades fastsat på baggrund af gældende projekttegninger. Såfremt disse ikke forefindes, skal der udføres en opmåling af broen.

13.1 Tværsnitsreduktioner

I tilfælde af tværsnitsreduktioner som følge af korrosion og nedbrydning af beton skal størrelsen af sådanne reduktioner fastlægges ved detaljerede målinger. Såfremt detaljerede målinger ikke kan udføres, skal rest-arealerne fastsættes konservativt ud fra tilgængelige stikprøvemålinger.

13.2 Materialeparametre

De karakteristiske værdier for materialeparametrene skal fastsættes ud fra projektmaterialet med de korrektioner, som er beskrevet i dette kapitel og efterfølgende materialeafsnit.

Grundlæggende skal der tages hensyn til følgende:

- Såfremt der ved general- og særeftersyn er konstateret nedbrydning og korrosion af konstruktionselementer, som har indflydelse på bygværkets bæreevnemæssige sikkerhed, skal der tages hensyn til mulige kapacitetsreduktioner som følge heraf.
- Materialernes alder.

Note 13.2-1

Gamle ståltyper (f.eks. af typen Svejsejærn) kan have tilbøjelighed til ældning, specielt som følge af kolddeformation (f.eks. i forbindelse med udstandsning af nittehuller).

De ældste svejste konstruktioner fra 1930-50'erne kan medføre en forøget risiko for sprødbrud ved lave temperaturer i kombination med vekslende påvirkninger.

13.3 Korrektion af partialkoefficienter

Som udgangspunkt skal partialkoefficienterne anført i konstruktionsnormerne anvendes.

Afhængigt af grundlaget for fastsættelsen af materialeparametrene i det oprindelige projektmateriale kan der være behov for korrektioner af materialepartialkoefficienterne som beskrevet i de efterfølgende materialeafsnit.

Note13.3.1

Partialkoefficienterne på materialesiden er bygget op som et produkt af 4 faktorer som beskrevet i Anneks F i [15]:

$\gamma_{M'} = \gamma_m \gamma_{R'} = \gamma_m \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$, hvor

γ_R partialkoefficient relateret til bæreevnemodel med kendte styrkeparametre

γ_m partialkoefficient for styrkeparameter – inkluderer evt. usikkerhed knyttet til omsætning fra laboratorium til virkelig konstruktion

γ_1 tager hensyn til bruddets karakter (varslet/sejt med/uden reserve, uvarslet/skørt)

γ_2 delpartialkoefficient for usikkerhed på beregningsmodel og afhænger af variationskoefficienten for beregningsmodellen

γ_3 tager hensyn til omfanget af kontrollen på byggeplads eller arbejdssted (kontrolklasse: skærpet, normal, lempet)

13.4 Fastsættelse af materialeparametre ved prøvning

13.4.1 Uden forhåndsviden

Fastlæggelse af karakteristiske værdier af materialeparametre, hvor forhåndsviden ikke er tilgængelig, skal udføres i henhold til [15], Anneks D.

Bestemmelse af betontrykstyrken (cylinderstyrken) kan ske ved måling på prøver udtaget af konstruktionen eller ved indirekte metoder anvendt på konstruktionen, forudsat at relationen mellem de således bestemte værdier og cylinderstyrken kan dokumenteres, se afsnit 14.6.3 vedr. en sådan dokumenteret relation. For betontrykstyrker fastlagt på ovenstående grundlag kan γ_m reduceres med en faktor 0,95.

Note 13.4.1-1
Note udgået.

13.4.2 Kontrol på basis af forhåndsviden

Kontrol af materialeparametre, hvor forhåndsviden er tilgængelig ud fra projektmaterialet, skal udføres i henhold til Annex D i [15]. Gennemførelse af en sådan kontrol indebærer, at γ_3 tillades fastsat som γ_3 = 0,95 svarende til skærpet kontrol.

Ved bestemmelse af betontrykstyrker i henhold til Annex D i [15] gælder samme forudsætninger som anført i afsnit 13.4.1.

Note 13.4.2-1
Note udgået.

14 Betonkonstruktioner

Med undtagelse af afsnit 14.9 Anvendelsestilstanden er alle krav i dette hovedafsnit LBN1–krav.

Beregning og kapacitetseftervisning af betonkonstruktioner skal udføres i henhold til [23] og [5].

Indstøbte ikke-injicerede kabler må ikke anvendes til forspændte brokonstruktioner.

14.1 LBN1 Beregning

Beregning og kapacitetseftervisning af betonkonstruktioner skal udføres i henhold til [5] samt [23].

14.2 LBN1 Konstruktionsanalyse

Konstruktionsanalyse og beregningsmodeller er beskrevet i afsnit 5 i [23] og [5].

14.2.1 Beregning af snitkræfter

Ved beregning af snitkræfter skal der anvendes beregningsmodeller, som afspejler konstruktionens reelle virkemåde med hensyn til snitkræfternes fordeling. Hvor stivheden af de indgående konstruktionselementer kan have en væsentlig indflydelse på snitkraftfordelingen skal gennemregningen ske under forskellige antagelser, f.eks. svarende til urevnet hhv. revnet tværsnit.

FE-modeller skal opbygges således at de giver et realistisk billede af spændinger i kritiske områder med koncentrerede kræfter og store spændingskoncentrationer.

Der skal ved beregning af snitkræfter og deformationer tages hensyn til byggetakten.

Snitkræfter fra temperaturpåvirkninger skal beregnes med et elasticitetsmodul for betonen svarende til korttidstilstanden.

I tilfælde, hvor det er tilstrækkeligt med en overslagsmæssig vurdering af slutdeformationerne fra betonens svind og krybning, og hvor der ikke er tale om meget spinkle konstruktioner eller, for krybningens vedkommende, belastningspåføring meget kort eller meget lang tid efter støbning, kan der regnes med en svindtøjning på:

$$\varepsilon_{sv,\infty} \approx -15 \cdot 10^{-5}$$

og en krybningstøjning på

$$\varepsilon_{kr,\infty} \approx 2 \cdot \varepsilon_{el}$$

idet den elastiske tøjning ε_{el} bestemmes ud fra en elasticitetskoefficient på 3 x 104 MN/m^2.

Note 14.2.1-1 Svind og krybning

Såfremt der ønskes mere præcise bestemmelser af svind og krybning henvises til speciallitteraturen. For højstyrkebeton og 'high performance concrete' er i Annex B til [5] anført nogle beregningsmetoder.

Ved beregning af søjler og vægges bæreevne skal der tages højde for funderingens eftergivelighed og understøtningsforholdene i overbygningen. Derudover skal der tages hensyn til permanente udbøjninger/bevægelser fra elastisk sammentrykning som følge af forspænding, svind, krybning mv. og temperaturvariationer (2. ordensvirkning). Endelig skal der regnes med usikkerhed på indgående parametre i tilfælde, hvor resultaterne er følsomme overfor variationer i parametrene.

14.3 LBN1 Materialepartialkoefficienter

Partialkoefficienten på materialesiden skal fastsættes i henhold til [5] svarende til den i arbejdsbeskrivelsen valgte kontrolklasse, idet forudsætningerne for valg af pågældende kontrolklasse skal iagttages og respekteres.

Note 14.3-1
Note udgået.

For materialer indbygget i konstruktioner før 1974, hvor kontrolklassebegrebet ikke var indført, samt for materialer indbygget efter 1974, hvor skærpet kontrolklasse ikke kan dokumenteres, skal partialkoefficienten fastsættes svarende til normal kontrolklasse (γ_3 = 1.00).

For armeringsstål produceret før 1945, skal anvendes $\gamma_m\gamma_1\gamma_2$ = 1,25 svarende til en variationskoefficient på 10%, medmindre styrkeparametrene fastsættes ud fra prøvning.

Note 14.3-2

For armeringsstål produceret før 1945 fås således γ_s = 1,25 γ_3 = 1,25·1,0 = 1,25, idet normal kontrolklasse skal forudsættes, jf. ovenstående.

14.4 LBN1 Materialeparametre for slap armering, eksisterende broer

14.4.1 Karakteristiske armeringsstyrker

Note 14.4.1-1

I [23] er de karakteristiske materialestyrker defineret som 5% fraktil-værdier, ligesom det var tilfældet i [43], og partialkoefficienterne er fastsat på baggrund af denne forudsætning.

I tidligere udgaver af DS 411, 2. udgave 1973 og 3. udgave 1984, defineres de karakteristiske materialestyrker for armeringen som de garanterede styrkeværdier, der blev antaget at svare til 0,1% fraktilen.

Det er tilladeligt at drage fordel af en omregning fra 0,1% fraktil-værdien af den karakteristiske styrke til en 5% fraktil-værdi, såfremt det kan dokumenteres, at der oprindeligt er anvendt en 0,1% fraktil-værdi.

Generelt skal forudsætningerne i [23] for fastsættelsen af γ_s iagttages. Det skal i den forbindelse bemærkes, at γ_s skal korrigeres, såfremt en afvigelse fra disse forudsætninger har en sikkerhedsmæssig ugunstig effekt.

Note 14.4.1-2

Som udgangspunkt vil det være på den sikre side at anvende en karakteristisk materialestyrke svarende til 0,1 % fraktil-værdien direkte i beregningerne.

Omregningen fra en 0,1% fraktil-værdi til en 5% fraktil-værdi foretages ved at multiplicere γ_s med følgende justeringsfaktor: $e^{(1,65-k_\gamma)\delta}$, hvor parameteren k_γ afhænger af den oprindeligt anvendte fraktil. I tilfældet med en 0,1% fraktil-værdi er k_γ = 3,09.

δ er den aktuelle variationskoefficient. For $\delta \leq 0,05$ benyttes ovenstående justeringsfaktor direkte, idet det bemærkes, at jo mindre værdier af δ desto tættere på 1,0 er justeringsfaktoren.

For $\delta \leq 0,05$ fås således følgende partialkoefficienter for forskellige værdier af δ:

δ	$\gamma_m\,\gamma_1\,\gamma_2 = 1,20 \cdot e^{(1,65-3,09)\delta}$	γ_s
0,05	1,12	$1,12 \cdot \gamma_3$
0,04	1,13	$1,13 \cdot \gamma_3$
0,03	1,15	$1,15 \cdot \gamma_3$
0,02	1,17	$1,17 \cdot \gamma_3$
0,01	1,18	$1,18 \cdot \gamma_3$
0,00	1,20	$1,20 \cdot \gamma_3$

For $\delta > 0,05$ må ovenstående justeringsfaktor kun anvendes, såfremt udgangsværdien for $\gamma_m\,\gamma_1\,\gamma_2$ på 1,20 i [23] samtidigt korrigeres.

Eksempler på korrektioner for $\delta > 0,05$:

- For δ = 0,10 fås $\gamma_m\,\gamma_1\,\gamma_2 = 1,25 \cdot e^{(1,65-3,09)\delta} = 1,08$, og $\gamma_s = 1,08 \cdot \gamma_3$
- For δ = 0,15 fås $\gamma_m\,\gamma_1\,\gamma_2 = 1,30 \cdot e^{(1,65-3,09)\delta} = 1,05$, og $\gamma_s = 1,05 \cdot \gamma_3$
- For δ = 0,20 fås $\gamma_m\,\gamma_1\,\gamma_2 = 1,36 \cdot e^{(1,65-3,09)\delta} = 1,02$, og $\gamma_s = 1,02 \cdot \gamma_3$

14.4.2 Fastlæggelse af armeringsstyrker

De anvendte armeringstyper med tilhørende armeringsstyrker fremgår normalt af projektmaterialet. Ved konvertering til gældende normer skal den oprindelige normbaggrund for styrkernes fastsættelse identificeres.

Note 14.4.2-1

For armeringstyper beregnet efter ældre normer, som er baseret på tilladelige spændinger, er sædvanligvis benyttet en sikkerhedsfaktor på 2,0 på flydespændingen. Opmærksomheden henledes på de på tegningerne anvendte armeringssymboler, der let kan forveksles.

- Rundjern svarer normalt til stål Fe 360. I sjældne tilfælde kan dog forekomme rundjern med styrker svarende til Fe 430 og Fe 510.
- Udover dansk kamstål FKF42/Ks 410 kan der være anvendt KS50 og KS60 (norsk og svensk kamstål), der er vist på tegningerne med et andet symbol og normalt har en højere styrke end dansk kamstål. Desuden optræder der i nyere tid en stærkere kvalitet af dansk kamstål Ks 550.
- For Tentorstål blev der oprindeligt anvendt forskellige tilladelige spændinger, afhængigt af om der var tale om en indendørs eller udendørs konstruktion. Det skal bemærkes, at Tentorstålets styrkeparametre har varieret en smule gennem tiderne. Endvidere er styrken normalt afhængig af diameteren.

Der henvises i øvrigt til datidens speciallitteratur vedrørende armeringstyper og styrkeparametre mv.

Udover de i note 14.4.2-1 beskrevne stål kan andre typer forekomme, såsom istegstål (to sammensnoede rundjern) og vindelstål (snoet stang med korsformigt tværsnit), hvor der kan forudsættes en karakteristisk trækflydespænding 400 MPa og en karakteristisk elasticitetsmodul 1,7 x 10^5 MPa.

For betonkonstruktioner fra før 1919 må den karakteristiske trækflydespænding for armeringen ikke sættes højere end 200 MPa, medmindre den fastsættes ud fra prøvning.

For gamle betonkonstruktioner er ofte anvendt fladjernsbøjler, som er åbne foroven. For sådanne bøjler skal forankringsevnen eftervises.

Note 14.4.2-2
Note udgået.

14.5 LBN1 Materialeparametre for spændt armering, eksisterende broer

Omregning af oprindelige karakteristiske styrker til 5% fraktil-værdier tillades udført efter de samme retningslinjer som for slap armering.

Kontrolberegninger skal baseres på de data, som har været anvendt ved projekteringen, og som normalt har været *garanteret* af stålleverandøren. Stålets arbejdslinje kan konstrueres ud fra de karakteristiske værdier for proportionalitetsgrænsen, elasticitetsmodulet, 0,2% spændingen (alternativt spændingen svarende til en deformation på 1%), brudspændingen og brudtøjningen.

14.6 LBN1 Materialeparametre for beton, eksisterende broer

14.6.1 Karakteristiske betonstyrker

Oprindelige karakteristiske betonstyrker, der refererer til 10% fraktilen, skal omregnes til en 5% fraktil-værdi. Direkte anvendelse af 10% fraktil-værdier uden omregning er ikke tilladt, da dette er på den usikre side.

Note 14.6.1-1

I [23] er de karakteristiske materialestyrker defineret som 5% fraktil-værdier, ligesom det var tilfældet i [43], og partialkoefficienterne er fastsat på baggrund af denne forudsætning. I tidligere udgaver af DS 411, 2. udgave 1973 og 3. udgave 1984, defineres de karakteristiske materialestyrker som 10% fraktil-værdier.

Omregningen fra en 10% fraktil-værdi af den karakteristiske styrke til en 5% fraktil-værdi foretages ved at multiplicere γ_c med følgende faktor, jf. DS 409:

$$e^{(1,65-k_\gamma)\delta}$$

hvor k_γ = 1,28, og δ er variationskoefficienten, der kan sættes lig 0,15, hvis ikke andet er oplyst. (Som udgangspunkt bør værdier af δ mindre end 0,15 ikke anvendes).

For δ = 0,15 fås eksempelvis:

$\gamma_m \gamma_1 \gamma_2 = 1,45 \cdot e^{(1,65-1,28)\delta} = 1,53$

$\gamma_c = 1,53 \cdot \gamma_3$

Generelt skal forudsætningerne i [23] for fastsættelsen af γ_c respekteres, og det skal bemærkes, at γ_c skal korrigeres såfremt en afvigelse fra disse forudsætninger har en sikkerhedsmæssig ugunstig effekt.

14.6.2 Fastlæggelse af betonstyrker

Følgende omregningsformel tillades anvendt ved omregning fra "garanteret middelstyrke" σ_C til karakteristisk trykstyrke f_{ck}:

$f_{ck} = 0,80\ \sigma_C$ (f_{ck}: 5%-fraktilværdien)

Følgende sammenhæng mellem terning-, bøjningstryk- og cylinderstyrken kan anvendes:

- $\sigma_T = 0,80\ \sigma_B$
- $\sigma_C = 0,80\ \sigma_T$

Note 14.6.2-1

For betonkonstruktioner projekteret efter 1973 angives trykstyrken sædvanligvis ved hjælp af den karakteristiske cylinderstyrke i form af en fraktil-værdi.

For betonkonstruktioner projekteret før 1973 er betonens dimensioneringstrykstyrke (sædvanligvis med reference til 28 døgns-styrken) angivet på forskellig vis, idet der sædvanligvis er tale om, hvad der kan betegnes som *"garanterede middelstyrker"* (minimumskrav til middelstyrken, bestemt på basis af et vist antal prøver):

- som terningstyrken σ_T (trykprøvning af terninger med sidelinje 200 mm)
- som bøjningstrykstyrken σ_B (bøjeprøvning af særlig prøvebjælke)
- som cylinderstyrken σ_C

Det skal bemærkes, at AAB for Udførelse af Betonbroer, Hæfte 351, Vejdirektoratet November 1969 - altså før 1973 - opererer med den karakteristiske cylindertrykstyrke σ'_{bk} med udgangspunkt i 10%-fraktilværdien.

For betoner karakteriseret ved blandingsforhold tillades følgende omsætningstabel benyttet, hvor f_{ck} er 5%-fraktilværdien.

Blandingsforhold (volumen) cement/sand/sten	f_{ck} (MPa)
1:2:3	15
1:3:5	11
1:2½:3½	10
1:4:7	8

Note 14.6.2-2

Betonens styrke afhænger af den oprindelige betonrecept (cementens finhed, puzzolansammensætning), bearbejdning og udførelse samt nuværende tilstand som følge af alder og ydre miljøpåvirkninger.

Såfremt betonen vurderes at være intakt, kan der ved kontrolberegninger for betonkonstruktioner opført før 1945 regnes med en forøgelse af den oprindelige dimensioneringsstyrke på 50 %. For intakte betonkonstruktioner fra før 1990 kan der regnes med en styrkeforøgelse på 25 %. For betoner med lavt v/c-tal tilsat mikrosilika og flyveaske er styrkeforøgelsen yderst beskeden, hvorfor der kun kan regnes med en forøgelse på 10 % for nyere betonkonstruktioner ældre end 5 år.

For konstruktioner, hvor bæreevnen af det kritiske element er direkte afhængig af betonstyrken (søjler, forskydning i bjælker mm.), bør styrkeforøgelsen ikke tages i regning, uden at betonstyrken fastsættes på basis af prøver udtaget på stedet af det kritiske element.

14.6.3 Fastlæggelse af betonstyrker på basis af udborede kerner

For udborede kerner, der benyttes til fastlæggelse af betonstyrken, skal de målte styrker omregnes efter følgende formel:

$$f_{c,målt,kor} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot f_{c,målt}$$

hvor

- $f_{c,målt}$: Den målte styrke for den aktuelle udborede cylinder.
- $f_{c,målt,kor}$: Den målte styrke omsat til styrken for referencecylinder med h = 300 mm og d = 150 mm.

- k_1: Faktor, der korrigerer for at den udborede cylinder har et andet forhold mellem højde og diameter end 2, jf. [43], 8.1(6).
- k_2: Faktor, der korrigerer for, at der er anvendt en anden cylinderdiameter end svarende til referencecylinderens diameter på 150mm, jf. [43], 8.1(2).
- k_3: Faktor, der korrigerer for, at den udborede cylinder ikke er intakt i forhold til en tilsvarende støbt cylinder med samme mål. Denne faktor skal sættes til 1,10 for d = 150 mm, 1,15 for d = 100 mm og 1,20 for d = 70 mm.

Vedrørende fastlæggelse af karakteristiske værdier af betonstyrken ud fra prøvningsresultaterne og af partialkoefficienter henvises til afsnit 13.4.1 og 13.4.2.

14.7 LBN1 Brudgrænsetilstanden

Vedrørende beregning af kapaciteter henvises til afsnit 6 i [23] og [5].

Sikkerheden overfor skørt brud skal eftervises jf. afsnit 6.1 i [5].

Note 14.7-1

endvidere blandt andet på følgende valg i de nationale annekser:

- Supplerende regler, f.eks. vedr. beregningsmetoder for plan spændingstilstand, se [23], som kan være relevante for kassedragere
- Supplerende regler vedr. bidrag fra opbøjet spændarmering ved bestemmelse af forskydningskapaciteten, se [5]

Det skal eftervises at den overordnede stabilitet af konstruktionen er til stede.

14.8 LBN1 Udmattelse

Risiko for udmattelse skal vurderes i henhold til afsnit 6.8 i [23] og [5].

Ved eftervisning af kapaciteten overfor udmattelse skal partialkoefficienterne for beton og armering forøges jf. [23].

14.9 LBN2 Anvendelsesgrænsetilstanden

14.9.1 Krav til spændinger

Spændingskrav er anført i [23] og [5].

Krav til spændinger for eksisterende sporbærende betonbroer skal grundlæggende opfylde samme krav som for nye betonbroer, idet afvigelser dog undtagelsesvist kan aftales med Aarhus Letbane, såfremt de er velbegrundede og veldokumenterede, se afsnit 7 Dispensationer.

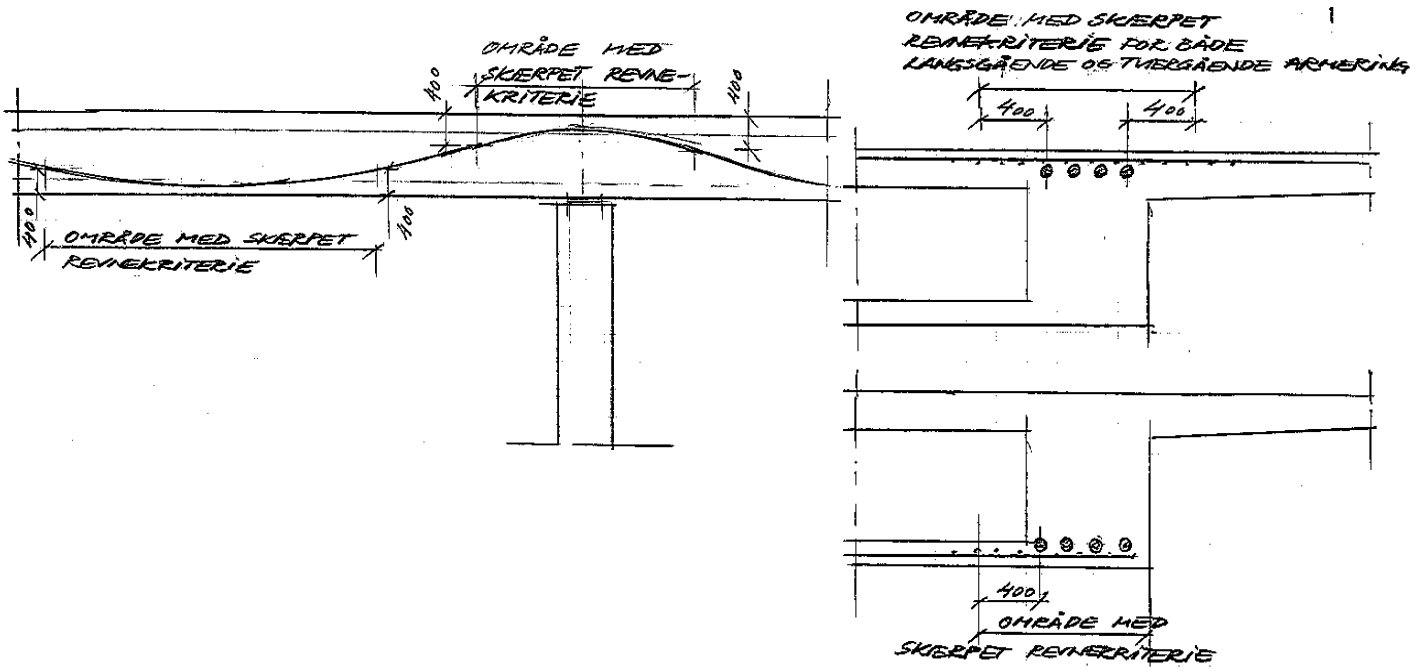
14.9.2 Krav til revnevidder

Brokonstruktioner skal dimensioneres, således at revner fordeles og revnevidderne begrænses. Ved dimensioneringen skal der tages hensyn til kræfter fra svind og krybning og relaksation.

Revneviddekrav er anført i [5].

Revneviddekravet for spændarmering anført i [5] tillades fortolket på følgende vis, se nedenstående Figur 14.9.2-1.

- Til forspændte konstruktionsdele henregnes i revneviddemæssig sammenhæng kun de dele af konstruktionen, som er forspændt ved hjælp af kabler og liner, typisk en brooverbygning i den til forspændingen svarende hovedbæreretning. Bæreretningen vinkelret på den forspændte hovedbæreretning betragtes ikke som forspændt, såfremt der kun forefindes slap armering.
- Revneviddekravene for de forspændte konstruktionsdele gælder vinkelret på forspændingen i områder, hvor den forspændte armering ligger tættere på betonoverfladen end 400 mm regnet fra center af forspændingskablet eller -linen, dvs. for en brooverbygning typisk i oversiden over understøtninger og i undersiden ved fagmidten. For øvrige områder tillades revneviddekravene for slapt armerede broer anvendt.
- Hvor forspændingen ligger tættere end 400 mm på betonoverfladen gælder der skærpede krav til revnevidden for den tværgående slappe armering i dækover og dækunderside samt i kroppene for kassedragere. Udstrækningen af området omkring kabler og liner i tværretningen, der er omfattet af de skærpede krav, bestemmes som området, hvor kabler og liner er placeret udvidet med et 400 mm bredt bælte i hver side af området regnet fra midte af yderste kabel/line. Dvs. at top- og bundflange af en kassedrager ikke er omfattet af de skærpede krav på en midterstrækning mellem kroppene, såfremt kabler/liner overalt er placeret indenfor kroppene.
- Revneviddekravet gælder for betonoverfladen svarende til den foreskrevne dæklagstykkelse ekskl. tolerance.



Figur 14.9.2-1

Note 14.9.2-1
Note udgået.

14.9.3 Revnevidder for det grove revnesystem

Afsnit udgået.

14.9.4 Dæklag på spændarmering i overbygninger, som fører over veje

På forspændte sporbærende broer, som fører over veje, hvor der er en påkørselsrisiko for overbygningen, skal spændarmeringen udføres med et dæklag på minimum 75 mm i undersiden af overbygningen, hvor kablernes dybdepunkt er placeret over kørebanen.

15 Stålkonstruktioner

Med undtagelse af afsnit 15.7 Anvendelsesgrænsetilstanden er alle krav i dette hovedafsnit LBN1-krav.

15.1 LBN1 Beregning

Beregning og kapacitetseftervisning af stålkonstruktioner skal udføres i henhold til [6] samt delnormerne [24] til [26]. Desuden er [27] og [28] gældende.

15.2 LBN1 Konstruktionsanalyse

Konstruktionsanalyse og beregningsmodeller er beskrevet i afsnit 5 i [6].

15.3 LBN1 Materialepartialkoefficienter

Partialkoefficienten på materialesiden skal fastsættes i henhold til [6] svarende til den i arbejdsbeskrivelserne valgte kontrolklasse, idet forudsætningerne for anvendelse af skærpet kontrolklasse skal iagttages og respekteres.

Note 15.3-1
Note udgået.

For konstruktionsstål indbygget i konstruktioner før 1974 og for konstruktionsstål indbygget efter 1974, hvor skærpet kontrolklasse ikke kan dokumenteres, skal partialkoefficienten fastsættes svarende til normal kontrolklasse (γ_5 = 1,00).

For stål fra før 1900 og for de ældste svejste stålkonstruktioner fra 1930-50'erne skal γ_{M0} og γ_{M1} forøges med en faktor 1,0/0,9= 1,11, svarende til sejt brud uden reserve for flydespænding og elasticitetsmodul.

For konstruktionsstål produceret før 1945 skal alle partialkoefficienterne forøges med en faktor 1,06 svarende til en variationskoefficient på 10%, medmindre styrkeparametrene fastsættes ud fra prøvning. Denne forøgelse skal også anvendes for de ældste svejste stålkonstruktioner fra 1930-50'erne.

Note 15.3-2

For konstruktionsstål produceret før 1945 forøges partialkoefficienterne generelt med en faktor 1,06, hvilket giver følgende resulterende γ_M, idet γ_3 = 1,00:

1. γ_{M0} = 1,06 1,10·γ_3 = 1,17·1,00 = 1,17
2. γ_{M1} = 1,06 1,20·γ_3 = 1,27·1,0 = 1,27
3. γ_{M2} = 1,06 1,35·γ_3 = 1,43·1,0 = 1,43

For konstruktionsstål produceret før 1900 forøges γ_1 til 1,00 i tilfælde 1, hvilket giver:

1.γ_{M0} = 1,06 1,11 1,10·γ_3 = 1,29·1,0 = 1,29
2.γ_{M1} = 1,06 1,11 1,20·γ_3 = 1,41·1,0 = 1,41

15.4 LBN1 Materialeparametre for konstruktionsstål, eksisterende broer

15.4.1 Karakteristiske styrkeparametre

Som karakteristiske styrker skal i henhold til [15] og [24] m.fl. inkl. DK NA anvendes 5%'s fraktilværdier (med undtagelse af udmattelsesstyrken).

Note 15.4.1-1

De i Tabel 15.4.2-1 angivne karakteristiske værdier for den øvre flydespænding og trækstyrken kan på den sikre side regnes at svare til 5% fraktilen, svarende til hvad der er forudsat ved fastsættelsen af γ_M i EN 1993-serien.

Såfremt det kan dokumenteres, at stålet er leveret med styrkeparametre svarende til en anden fraktilværdi, kan styrken justeres ved anvendelse af en tilsvarende metodik som beskrevet i afsnit 14.4.1.

Generelt skal forudsætningerne, som de fremgår af [24] og øvrige delnormer, for fastsættelsen af γ_M iagttages. Det skal endvidere bemærkes, at γ_M skal korrigeres såfremt en afvigelse fra disse forudsætninger har en sikkerhedsmæssig ugunstig effekt.

15.4.2 Fastlæggelse af styrkeparametre

Såfremt projektmaterialet ikke indeholder mere detaljerede oplysninger, tillades de i Figur 15.4.2-1 angivne karakteristiske øvre flydespændinger (garanterede minimumsværdier) og trækstyrker for konstruktionsstål fra 1941 og op til i dag anvendt.

For konstruktionsstål fra før 1919 bør de karakteristiske styrkeparametre ikke sættes højere end svarende til "Alm. handelskvalitet", medmindre disse fastsættes ud fra prøvning. I enkelte tilfælde kan Svejsejærn være anvendt, for hvilket vejledende styrkeværdier ikke umiddelbart kan angives.

Sporbærende stålbroer opført efter 1919 kan normalt regnes at være udført af blødt stål med styrkeegenskaber minimum svarende til St37.

Note 15.4.2-1

For stål produceret før 1941 anbefales der udført supplerende materialeanalyser og styrkebestemmelser, såfremt projektmaterialet ikke indeholder mere detaljerede oplysninger.

		Anvendt i norm fra			Flydespænding			Træk-styrke
Betegnelse	Før 1941	1941	1976	1983	t<16	16<t<40	t>40	
Alm. handelskvalitet	x				200	190	180	320
St33								
St37, -1, -2, -3	x	x	x		235	225	215	360
St37, -A, -B, -C, -D			x		235	235	225	360
Fe360				x	235	225	215	360
St42A			x		260	250	240	410
St42, -1, -2, -3			x		260	250	240	410
St44[1)]		x			275[1)]	265[1)]	255[1)]	430
St42, -B, -C, -D			x		270	260	250	410
Fe 430				x	275	265	255	430
St50, -B, -C, -D			x		340	330	320	490
St52-3			x		340	330	320	510
Fe510				x	355	345	335	510

[1)] For visse typer af St44 kan der optræde signifikant lavere flydespændinger end angivet i tabellen.

Figur 15.4.2-1. Karakteristiske øvre flydespændinger og trækstyrker for konstruktionsstål (MPa)

15.4.3 Risiko for skørbrud

Risikoen for skørbrud skal altid vurderes. I tilfælde, hvor der vurderes at være risiko for skørbrud, skal risikoen nærmere analyseres ved hjælp af materialeanalyser og beregninger. Såfremt det

konkluderes, at der er en reel risiko for skørbrud, skal det pågældende konstruktionselement udskiftes.

Note 15.4.3-1

For gamle stålbroer, hvor der er anvendt mindre pladetykkelser og nitning som eneste samlingsmetode, er sprødbrudrisikoen mindre, end hvad de høje omslagstemperaturer målt ved slagsejhedsprøver lader ane. Seneste laboratorieundersøgelser antyder endvidere, at der ikke er en entydig sammenhæng mellem sprødbrudsfølsomhed og resultater af Charpy-V prøver for gamle ståltyper. Der henvises til speciallitteraturen vedrørende nærmere fastlæggelse af de kritiske grænser. Det er endvidere uklart, i hvor høj grad kærvvirkningen fra kraftige korrosionsskader forøger risikoen for skørbrud.

Svejste stålbroer fra 1930-1950'erne kan indebære forøget risiko for sprødbrud, da stålet var af ringere kvalitet med hensyn til svejsbarhed.

15.5 LBN1 Brudgrænsetilstanden

Beregning af kapaciteter af tværsnit og elementer skal udføres i henhold til afsnit 6 og samlinger i henhold til afsnit 8 i [6] og de grundlæggende delnormer [24] til [28].

15.6 LBN1 Udmattelse

15.6.1 Dimensionering for udmattelse

Udmattelsesundersøgelsen skal udføres i henhold til [6] (afsnit 9 og Annex C) samt [25].

Dimensioneringen af sporbærende brodæk skal baseres på Sikker levetid II jf. [6] med høje partialkoefficienter.

15.6.2 Beregning af delskade, eksisterende broer

Delskaden $n_{f,i}/n_{fatd,i}$ tillades beregnet på følgende vis, idet

- $n_{f,i}$ svarer til antallet af spændingscykler ved spændingsvidden $\sigma_{v,i}$ beregnet for den regningsmæssige toglast, dvs. inkl. lastpartialkoefficient og stødtillæg. For simplificeret beregning ved hjælp af et standardiseret spændingsspekter udtrykt ved kollektivparameteren κ, er $\sigma_{v,i}$ lig den maksimale spændingsvidde.
- $n_{fatd,i}$ er det regningsmæssige antal spændingscykler, der svarer til, at den regningsmæssige udmattelsesmodstandsevne er udnyttet for en spændingsvidde lig $\sigma_{v,i}/\psi$, hvor faktoren ψ afhænger af kollektivparameteren κ og antallet af spændingscykler, jf. Figur 15.6.3-1.

Summen af delskaderne beregnes som $\sum (n_{f,i}/n_{fatd,i})$, og det skal eftervises, at $\sum (n_{f,i}/n_{fatd,i}) \leq 1{,}0$.

15.6.3 Korrektion for spændingsspektrets form, eksisterende broer

For udmattelsesberegninger, der er baseret på udmattelseskurver for kærvanvisningskategorier som vist i [25], og hvor spændingsspektrets form kan beskrives ved hjælp af kollektivparameteren κ, tillades den beregnede spændingsvidde $\sigma_{v,i}$ korrigeret ved at dividere med faktoren ψ. Faktoren ψ er anført i Figur 15.6.3-1.

n_{fat} / κ	10^3	10^4	10^5	10^6	10^7	10^8
1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
5/6	1,17	1,17	1,18	1,18	1,18	1,18
2/3	1,40	1,42	1,44	1,45	1,45	1,45
1/2	1,72	1,79	1,83	1,85	1,87	1,93
1/3	2,22	2,38	2,50	2,59	2,62	2,82
1/6	2,96	3,43	3,81	4,09	4,26	4,50
0	3,92	5,10	6,34	7,62	8,33	7,91

Figur 15.6.3-1 Faktoren ψ, afhængigt af kollektivparameteren κ og antallet af spændingscykler n_{fat}

15.6.4 Nittede konstruktioner og ældre svejste broer

Restlevetiden af nittede konstruktionselementer (grundmaterialet) skal beregnes på basis af udmattelseskurven for kærvanvisningskategori 71 på basis af bruttotværsnit.

En eventuel bemaling af en nittesamlings anlægsflader vil reducere udmattelsesstyrken. Såfremt der hverken i projektmaterialet eller visuelt for den virkelige konstruktion er indikationer om en evt. bemaling, kan der i beregningerne ses bort fra dette.

Note 15.6.4-1

For nittede konstruktioner har den forspænding af nitterne, som etableres som følge af nitternes afkøling, normalt en gunstig virkning på udmattelsesstyrken, idet friktionen aflaster trykket på hulranden. Derfor kan restlevetiden i praksis være større end svarende til ovennævnte kærvanvisningskategori.

Nitter skal undersøges for overklipning i udmattelsesfølsomme og -kritiske samlinger.

Note 15.6.4-2

Udmattelsesbruddet sker normalt i det sammennittede materiale, selv når nitterne er udført af et svagere materiale.

Rødskørhed af nitter kan forekomme i sjældne tilfælde. Afsprængte nittehoveder kan være en indikation herpå.

For ældre svejste stålbroer, hvor udmattelsesstyrken kan være væsentligt reduceret, da stålet kan være af ringere kvalitet med hensyn til svejsbarhed, skal der udføres supplerende analyser, herunder eventuelt materialeanalyser, til fastlæggelsen af udmattelsesstyrken.

15.6.5 Brudmekaniske beregningsmetoder

I tilfælde af revnedannelse som følge af udmattelse tillades brudmekaniske beregninger anvendt til forudsigelse af revnevæksten. En sådan fremgangsmåde skal kombineres med opfølgende inspektioner, hvor sikkerheden overfor udmattelsesbrud beregnes og opdateres, og tidspunktet for den næste inspektion fastlægges.

En væsentlig forudsætning for anvendelse af metoden er, at eventuelle revner kan identificeres og måles ved inspektion.

Note 15.6.5-1
Note udgået.

15.6.6 Kontrolmålinger og verifikation af beregningsmodel

Note 15.6.6-1

Kontrolmålinger på den aktuelle bro til verificering af beregningsmodellerne kan i mange tilfælde føre til lavere spændinger, og dermed større restlevetider. Dette skyldes blandt andet usikkerheden omkring de dynamiske tillæg.

15.7 LBN2 Anvendelsesgrænsetilstanden

Kravene til anvendelsesgrænsetilstanden og forudsætninger vedrørende beregningsmodeller fremgår af afsnit 7 i [6].

16 Kompositkonstruktioner, beton-stål

Med undtagelse af afsnit 16.6 Anvendelsesgrænsetilstanden er alle krav i dette hovedafsnit LBN1-krav.

Beregning og kapacitetseftervisning af kompositkonstruktioner skal udføres i henhold til [29] og [8].

16.1 LBN1 Konstruktionsanalyse

Konstruktionsanalyse og beregningsmodeller er beskrevet i afsnit 5 i [8] og [29].

16.2 LBN1 Materialepartialkoefficienter

Der henvises til relevante afsnit i [8]. Partialkoefficienter på materialesiden for beton og armering henholdsvis stål skal fastsættes svarende til den i arbejdsbeskrivelserne valgte kontrolklasse.

For materialer indbygget i konstruktioner før 1974 og for materialer indbygget efter 1974, hvor skærpet kontrolklasse ikke kan dokumenteres, skal partialkoefficienten fastsættes svarende til normal kontrolklasse (γ_3 = 1,00).

I øvrigt henvises til ovenstående afsnit 14.3 og 15.3 for henholdsvis beton og stål.

16.3 LBN1 Materialeparametre, eksisterende broer

Der henvises til kravene i ovenstående afsnit 14.4-14.6 og 15.4 for henholdsvis beton og stål.

16.4 LBN1 Brudgrænsetilstanden

Beregning af kapaciteter af tværsnit og elementer skal udføres i henhold til afsnit 6 i [8].

16.5 LBN1 Udmattelse

Udmattelsesundersøgelsen skal udføres i henhold til afsnit 6.8 i [8].

16.6 LBN2 Anvendelsesgrænsetilstanden

Kravene til anvendelsesgrænsetilstanden og forudsætninger vedrørende beregningsmodeller fremgår af afsnit 7 i [8].

Kravene til anvendelsesgrænsetilstanden for eksisterende kompositkonstruktioner i forbindelse med bæreevneberegning og klassificering er som for nye kompositkonstruktioner med de modifikationer som er nævnt i ovenstående afsnit 14.9 for betonkonstruktioner.

17 LBN1 Murværk og granit

17.1 LBN1 Grundlag

Beregning og kapacitetseftervisning af murede konstruktioner skal udføres i henhold til [30].

17.2 LBN1 Materialepartialkoefficienter

Partialkoefficienter skal fastsættes i henhold til [30].

Note 17.2-1
Note udgået.

For murværk fra før 1945 skal murværkets trykstyrke og elasticitetskoefficient bestemmes svarende til en variationskoefficient på 15%.

Note 17.2-2

Eksempelvis fås således for murværk fra før 1945 for trykstyrke og elasticitetskoefficient:

1. $\gamma_m = 1{,}85 \cdot \gamma_3$ for trykstyrke og elasticitetskoefficient

Samme fremgangsmåde skal anvendes for granit.

17.3 LBN1 Materialeparametre for granit, eksisterende broer

For granit, tillades følgende karakteristiske værdier anvendt for grundmaterialet:

* Trykstyrke: 40 MPa
* Bøjningstrækstyrke: 15 MPa

18 Fundering og jordkonstruktioner

Med undtagelse af afsnit 18.5 Jordankre er alle krav i dette hovedafsnit LBN1-krav.

18.1 LBN1 Grundlag

Beregning af fundering og geotekniske konstruktioner skal udføres i henhold til [31]. Opmærksomheden henledes specielt på Anneks A og de nationale valg af partialkoefficienter, som knytter sig til dette anneks.

Jordkonstruktioner skal henføres til konsekvensklasse CC3, jf. afsnit 11.1. Det samme gælder byggegrubeindfatninger ved og under spor.

Ved kontrolberegning af eksisterende jordkonstruktioner tillades partialkoefficienter svarende til konsekvensklasse CC2 anvendt, medmindre konstruktionen oprindeligt er beregnet for konsekvensklasse CC3 (eller høj sikkerhedsklasse i det tidligere normsystem).

Dimensionering af spunsvægge og stålpæle skal udføres i henhold til [7].

18.2 LBN1 Dimensioneringsmetode og materialepartialkoefficienter

Valg af dimensioneringsmetode fremgår af A.2.3.1 i [15].

Dimensioneringsmetode 2 skal anvendes ved dimensionering af pæle og ankre med STR/GEO A1-partialkoefficienter på lastsiden og R2-partialkoefficienter på materialesiden.

Dimensioneringsmetode 3 skal anvendes ved undersøgelse af direkte fundering og stabilitet og jordtryk:

- Direkte fundering: STR/GEO A1-partialkoefficienter på lastsiden og M2-partialkoefficienter på materialesiden. K_{FI}, som tager hensyn til konsekvensklassen, skal anvendes på lastsiden.
- Stabilitet og jordtryk: STR/GEO A2-partialkoefficienter på lastsiden og M2-partialkoefficienter på materialesiden. K_{FI}, som tager hensyn til konsekvensklassen, skal anvendes på materialesiden.

Ved undersøgelse af skråningsstabilitet og totalstabilitet skal laster på jorden fra konstruktioner og trafik behandles som geotekniske laster ved anvendelse af A2-partialkoefficienter for lastsiden. K_{FI}, som tager hensyn til konsekvensklassen, skal medtages på materialesiden.

18.3 LBN1 Beregning af dæmninger

Dimensionering af nye dæmninger skal ske med udgangspunkt i lasterne anført i afsnit 12.3.4 svarende til strækningstypen, se afsnit 11.3.8. I forbindelse med dimensioneringen skal centrifugalkræfter og sidestødskræfter medtages. Da centrifugalkraft og sidestød er korttidslaster, kan disse dog udelades ved beregning i drænet tilstand, såfremt dæmningen består af materiale, der kun kan reagere udrænet på laster af kort varighed.

Jordkonstruktioner skal henføres til konsekvensklasse CC3, jf. afsnit 11.1. Det samme gælder byggegrubeindfatninger ved og under spor.

Lodrette laster til kontrolberegning af eksisterende dæmninger er anført i afsnit 12.4.1, Kræfter fra sidestød er anført i afsnit 12.7.

Kontrol af eksisterende jordkonstruktioner skal foretages efter følgende retningslinjer:

- I henhold til løbende overvågning af konstruktionen, afgør Infrastrukturchefen om overvågningen skal indstilles, fortsættes eller der skal foretages et forstærkningsarbejde.
- Såfremt resultater fra en målevognskørsel eller indmeldinger om uroligt spor indikerer problemer med en jordkonstruktion, foretages et særligt eftersyn hvor Infrastrukturchefen deltager.

18.4 LBN1 Beregning af støttevægge og spunsvægge

Fastsættelse af last på støttevægge og spunsvægge fra toglast skal ske i henhold til afsnit 11.3.8 og 12.3.4 i denne letbanenorm, samt 6.3.6.4 i [4] og 6.4.5.4 i [4]. Fastsættelse af centrifugalkræfter skal ske i henhold til 6.5.1 i [4]. Sidestød skal fastlægges i henhold til 6.5.2 i [4].

Det skal i forbindelse med dimensioneringen sikres, at jordtryksfordelingen i hvert enkelt tilfælde afspejler den kritiske brudmåde for støttevæggen eller spunsvæggen. Derudover skal den mest kritiske jordtryksfordeling for støttevæggen/spunsvæggen (momentpåvirkning) henholdsvis kræfterne i evt. ankre og afstivninger anvendes.

Ved fastlæggelsen af vandtrykket bag en jordtrykspåvirket konstruktion skal der tages hensyn til drænforholdene ved væggen. Hvis dræningen ikke kan påregnes at være aktiv i hele brudfigurens udstrækning på væggens bagside skal der regnes med, at vandspejlet kan stå helt i toppen af væggen. Der skal samtidig tages hensyn til mulig reduktion af væggens stabiliserende passive modhold i

jord, som følge af eventuelle opadrettede gradienter af grundvandsstrømning på væggens passivside. Væggen skal under alle omstændigheder kontrolleres for fuldt vandtryk i ulykkeslasttilfældet.

For dimensionering af ueftergivelige vægge i brudgrænsetilstanden skal hviletryk samt evt. komprimeringstryk i toppen benyttes. For undersøgelse af såvel stive som fleksible vægges geotekniske stabilitet i brudgrænsetilstanden skal vægge undersøges for jordtryk svarende til sædvanlige regningsmæssige aktive og passive brudtilstande i jord.

I forbindelse med dokumentation af robusthed af forankrede spunsvægge skal der som minimum betragtes et lasttilfælde med bortfald af anker.

For en støtte- eller spunsvæg parallel, herunder væg i rammebro, med sporet tillades jordtrykket fra den koncentrerede aksellast fordelt 1:1 i vandret plan.

For en støtte- eller spunsvæg, herunder væg i rammebro, på tværs af sporet skal jordtrykket fra den koncentrerede aksellast koncentreres på væggen svarende til en fordeling 1:2 i vandret plan.

Sidestød tillades fordelt over en strækning på l = 2 a + 4,0 (m), hvor a er afstanden fra væggen til den nærmeste ende af svellerne.

Note 18.4-1

Vedrørende fastsættelse af belastninger på ledninger henvises til [2].

18.5 LBN2 Jordankre

Der tillades ikke anvendt permanente jordankre under spor i drift. I ganske særlige tilfælde, hvor det ikke er teknisk muligt eller meget bekosteligt at undgå anvendelsen af permanente jordankre skal der søges dispensation hertil hos Aarhus Letbanes normansvarlige chef.

Tilladelse til anvendelse af midlertidige jordankre under spor i drift skal søges hos Aarhus Letbanes infrastrukturchef.

19 LBN1 Lejer

19.1 Grundlag og beregning

I forbindelse med udarbejdelse af tekniske specifikationer for lejer for broer, herunder opstilling af krav i forbindelse med installationen og udarbejdelse af lejeskemaer, skal retningslinjerne i Annex A til [6] følges.

19.2 Materialepartialkoefficienter

Materialepartialkoefficienter for delmaterialer, som indgår i selve lejerne, fremgår af lejenormerne/produktstandarderne i EN 1337-serien, dog vedrørende forankring af lejer af [6].

Fastlæggelse af disse partialkoefficienter må formodes at være sket på basis af sikkerhedssystemet beskrevet i [15] (og [3]) med de anbefalede værdier for partialkoefficienter dels på lastsiden og dels på materialesiden som de fremgår af materialenormerne. Værdier for lejernes regningsmæssige bæreevne, som de typisk fremgår af lejekataloger, udregnet på baggrund reglerne i EN 1337-serien, kan derfor ikke direkte anvendes under danske forhold, hvor materialepartialkoefficienterne er ændret i NA'erne i forhold til de anbefalede værdier i Eurocodes, f.eks. for stål. Det vil sige, at der skal ske en omregning af bæreevnerne til danske forhold. Såfremt der ikke udarbejdes en særskilt redegørelse for bæreevnen af et leje, som dokumenterer at sikkerheden på materialesiden lever på til de danske forudsætninger vedrørende sikkerhedsfastsættelse for broer, kan omregningen ske ved at reducere de regningsmæssige bæreevner med en faktor (1,00/1,10), svarende til en forøgelse af materialepartialkoefficienten med 10%.

Note 19.2-1
Note udgået.

20 LBN2 Fuger

I forbindelse med udarbejdelse af tekniske specifikationer for lejer for broer, herunder opstilling af krav i forbindelse med installationen og fastlæggelse af regningsmæssige fugebevægelser henvises til Annex B til [6], som anfører retningslinjer herfor.

21 LBN1 Opgradering af strækninger

Når en strækning eller delstrækning skal opgraderes til en højere last, skal reglerne i dette kapitel følges.

Alle sporbærende bygværker skal kontrolberegnes i henhold til den højere last, i henhold til reglerne i denne Letbanenorm. Jordkonstruktioner skal kontrolleres iht 18.3 i denne Letbanenorm.

Medfører opgraderingsprojektet at der foretages konstruktive ændringer (f.eks. i forbindelse med anlæg af flere spor, ændring af kurveforhold, trækning af spor eller lignende) af eksisterende overføringer eller underføringer er denne Letbanenorm gældende.

22 LBN2 Anvendelse af DSM på sporbærende broer.

Der tillades ikke DSM på broer i Type 1 infrastruktur.

Nærværende regler er alene gældende for maskinens arbejde på broer, tunneler, større rør, faskiner og lignende, med gennemgående ballast for Type 2 infrastruktur:

1. Der skal være minimum 300 mm ballast på en bro for at DSM må arbejde på broen.
2. For at undgå lokale svingningsproblemer skal en arbejdende DSM passere en bro eller tunnel med en konstant hastighed på minimum 1000 m/h.
3. Hvis en arbejdende DSM utilsigtet må standse på en bro, skal arbejdet standses øjeblikkeligt.
4. Sættes et bygværk – eller dele heraf - i egensvingninger, skal maskinen standses øjeblikkeligt
5. For at undgå lokale svingningsproblemer skal en arbejdende DSM passere en bro eller tunnel med en konstant frekvens.
6. Det er ikke tilladt at starte, slutte eller etablere ramper på broer og tunneler med en DSM.
7. Det er ikke tilladt at anvende DSM på murede buer med et spænd > 10 m.
8. Det er ikke tilladt at anvende DSM på murede buer med en jorddækning på buetoppen ≤ 2 m.
9. Det er ikke tilladt at anvende DSM på konstruktioner der på grund af type og/eller tilstand kræver en hastighedsnedsættelse.
10. Før kørsel med DSM på strækning der er sporombygget eller renoveret, skal infrastrukturchefen gennemgå strækningen og identificere de broer der, på grund af type eller vedligeholdelsestilstand, ikke må belastes med en arbejdende DSM.
11. På broer med et spænd mellem lejer < 4m, er der ingen indskrænkninger ud over de i pkt. 1-6 og 8-12 nævnte.
12. Ved overgang til broer eller tunneler med fast befæstelse skal maskinen lave en rampe der slutter ca. 5 før bygværket.
13. Anvendelse af DSM:
    - På murede buer med et spænd < 10m og en jorddækning > 2m samt
    - på broer og tunneler af stål, slapt armeret jernbeton og for- eller efterspændt beton samt kompositbroer,

    skal DSM arbejde med en frekvens på 30-35 Hz og en reduceret last på maksimalt 80 kN.
14. Andre typer bygværker:
    - For andre typer bygværker som stenkister, store rør, ledningstunneler (der ikke er tunneler) med jorddækning på 1,5 meter eller mindre skal der forinden arbejdets igangsættelse indhentes tilladelse hos den ansvarlige infrastrukturchef for anlægget.
    - Ved arbejde over sådanne konstruktioner skal der være et konstant tilsyn under hele arbejdsprocessen.

Note 22-1

Dynamisk stabilisering af sporkassen, for hurtigt at opnå tilstrækkelig sideforskydningsmodstand i ballasten efter større sporarbejder, kan ske med DSM maskiner (Dynamic Track Stabilization), der med en defineret kraft og frekvens bearbejder ballasten som erstatning for mange togpassager og dermed muliggør åbning af et ombygget eller nyt spor til strækningshastighed hurtigere.

23 LBN2 Krav til projektdokumentation

Den beregningsmæssige dokumentation for sporbærende broer skal udarbejdes og struktureres på systematisk vis. I note 23.1-1 er udarbejdet forslag til disposition af beregninger, der kan betragtes som retningsgivende.

I afsnit 24.2 er skematisk opstillet et beregningsforløb for en betonbro.

23.1 Kvalitet og omfang af dokumentationen

Dokumentationen skal udarbejdes således, at den er let læselig, skrevet i et forståeligt sprog og er logisk disponeret. Input (geometri, understøtningsforhold, belastninger, partialkoefficienter, lastkombinationer, stødtillæg mv.) og resultater fra EDB-beregningerne skal tydeligt kunne spores og identificeres i beregningsudskrifterne.

EDB-modeller til snitkraftberegninger – og de modelforudsætninger, der ligger til grund for disse – skal checkes ved at udføre uafhængige kontrolberegninger ved hjælp af overskuelige statiske modeller og statisk tilladelige snitkraftfordelinger. Disse skal sammenlignes på en overskuelig måde med de fra EDB-modellen fundne snitkræfter. Herunder skal det godtgøres, at reaktionskræfterne for de enkelte lasttilfælde virker realistiske. For store komplekse EDB-modeller skal, som en del af kontrollen, samhørende snitkræfter over en række sammenhængende elementer beregnes og præsenteres.

Beregninger, der udføres med til lejligheden opstillede regneark og andet ikke veldokumenteret beregningsværktøj, skal checkes og eksemplificeres ved håndberegning for et par tilfældigt udvalgte tværsnit/konstruktionselementer. Disse check skal vedlægges den fremsendte beregningsmæssige dokumentation.

For *eksisterende* broer skal broklassen (restlevetiden ved udmattelsesundersøgelsen) angives for hver hovedgruppe af bærende elementer.

Note 23.1-1

Nedenfor er udarbejdet retningsgivende forslag til disposition af beregninger ved projektering af nye sporbærende broer:

1. Introduktion og overordnet beskrivelse
2. Resumé af beregningsresultater
3. Beregningsgrundlag
   - 3.1 Projektforudsætninger (designparametre)
     - Strækningskategori
     - Strækningshastighed
     - Toglast
     - Komfortklasse
     - Vedligeholdelsesstandard, spor
     - Særlige forhold i forbindelse med udførelsen
   - 3.2 Belastninger og belastningskombinationer, inkl. partialkoefficienter og lastkombinationsfaktorer
   - 3.3 Materialeparametre, inkl. partialkoefficienter for ULS, FLS og ALS
   - 3.4 Geotekniske forudsætninger og parametre, inkl. partialkoefficienter
   - 3.5 Krav til anvendelsesgrænsetilstanden, SLS
   - 3.6 Andre krav
4. Beskrivelse af konstruktivt system og statisk virkemåde
   - 4.1 Overordnet beskrivelse af konstruktivt system og understøtningsbetingelser
   - 4.2 Beskrivelser af statiske modeller, herunder edb-modeller
5. Konstruktioner, snit og detaljer
   - 5.1 Overbygning

     Hver konstruktionsdel gives et underafsnitsnummer, 5.1.1 etc., og undersøgelserne opdeles i følgende delundersøgelser:

     a. Brudundersøgelse (ULS)
        - Belastninger og snitkræfter
        - Tværsnits- og stabilitetsundersøgelse

     b. Brud, udmattelse (FLS)
        - Belastninger og snitkræfter
        - Tværsnitsundersøgelse

     c. Brud, ulykkeslast (ALS)
        - Belastninger og snitkræfter
        - Tværsnits- og stabilitetsundersøgelse

     d. Anvendelsesgrænsetilstanden (SLS)
        - Belastninger og snitkræfter
        - Tværsnitsundersøgelse

     (*Alternativt kan typen af delundersøgelse vælges som værende styrende for nummereringen af underafsnit, såfremt det er mere hensigtsmæssigt*).
   - 5.2 Underbygning inkl. lejer, snit og detaljer

     Samme disposition som for overbygning.
   - 5.3 Geoteknik
     - 5.3.1 Brudtilstanden
     - 5.3.2 Anvendelsestilstanden
     - 5.3.3 Udførelsessituationen
   - 5.4 Broudstyr
     - 5.4.1 Fuger
     - 5.4.2 Autoværn, rækværk
     - 5.4.3 Lysmaster
     - 5.4.4 Køreledningsophæng, ophæng for spærringer mv.
6. Dokumentation vedr. granskning og kontrol af EDB-modeller, egne regneark mv.
7. Andet

Bilag:

Tegningsfortegnelse og uddrag af relevante tegninger
EDB-udskrifter
Dokumentation for, at kvalitetssikringen i henhold til den projekterendes system for granskning og kontrol er udført
Andet

23.2 Klassificering af eksisterende sporbærende broer

Note 23.2-1

Ved klassificering og kontrolberegning af eksisterende broer kan ovennævnte indholdsfortegnelse normalt simplificeres, idet klassificeringen og bæreevneundersøgelsen i første omgang koncentreres om overbygningen. Kontrolberegningen af underbygningen begrænses til at verificere, at den for overbygningen fundne klasse kan bæres af underbygningen, idet det endvidere kontrolleres at bremse- og accelerationskræfter, sidestød mv. også kan optages. Verifikation for ulykkeslast vurderes normalt mere overslagsmæssigt og kvalitativt.

1. Introduktion og overordnet beskrivelse
2. Resumé og beregningsresultater
3. Beregningsforudsætninger
   - 3.1 Beregningsgrundlag
     - Strækningskategori
     - Strækningshastighed
     - Toglast
     - Komfortklasse
     - Vedligeholdelsesstandard, spor
     - Særlige forhold i forbindelse med udførelsen
   - 3.2 Belastninger og belastningskombinationer
   - 3.3 Materialeparametre
   - 3.4 Geometri (dimensioner, godstykkelser etc.) og tilstand (jf. rapporter)
   - 3.5 Partialkoefficienter
   - 3.6 Krav til anvendelsesgrænsetilstanden
   - 3.7 Andre krav og forudsætninger
4. Brudgrænsetilstand (ULS), overbygning
   - 4.1 Beskrivelse af statisk model, fremgangsmåde og beregningsmetode
   - 4.2 Beskrivelse af numerisk beregningsmodel inkl. lastmodellering
   - 4.3 Snitkræfter
   - 4.4 Tværsnitskapaciteter
   - 4.5 Klassificeringsresultater
5. Anvendelsesgrænsetilstand (SLS), overbygning
   - 5.1 Beskrivelse af statisk model, fremgangsmåde og beregningsmetode
   - 5.2 Beskrivelse af numerisk beregningsmodel inkl. lastmodellering
   - 5.3 Snitkræfter
   - 5.4 Tværsnitskapaciteter
   - 5.5 Klassificeringsresultater
6. Udmattelse (FLS), overbygning
   - 6.1 Beskrivelse af statisk model, fremgangsmåde og beregningsmetode
   - 6.2 Beskrivelse af numerisk beregningsmodel inkl. lastmodellering
   - 6.3 Beregning af restlevetider
7. Kontrol af underbygning og lejer, ULS og SLS
8. Kontrol for ulykkeslast, ALS

Bilag:
Tegningsfortegnelse og uddrag af relevante tegninger
EDB-udskrifter
Dokumentation for, at kvalitetssikringen i henhold til den projekterendes system for granskning og kontrol er udført.
Andet

24 Informative bilag

24.1 Strækningsoversigt (Informativt)

I strækningsoversigten nedenfor er anført værdier for aksellast og metervægt. Aarhus Letbane skal kontaktes for mulige opdateringer.

De angivne max. værdier for akseltryk, metervægt og hastighed er ikke sammenhørende værdier. Den maksimale hastighed er den maksimalt tilladte for passagertog.
LET
Den anførte klasse for Type 1 infrastruktur er fastsat på baggrund af lastmodel LM 71 med α=0,75. Den anførte klasse for Type 2 infrastruktur svarer til maksimalt akseltryk og maksimal metervægt for den pågældende strækning og er fastsat ud fra reglerne i [32].

Den tilhørende maks. hastighed er strækningsafhængig, og overstiger aldrig 100 km/h.

Banestrækning	Infrastrukturtype	Antal spor	Max. hastighed, [km/h]	Max. akseltryk, [t]	Max. metervægt, [t/m]	Klasse
Odderbanen	Type 2	enkelt	75	22,5	6,4	D2
Grenaabanen	Type 2	enkelt	100	22,5	6,4	D2
Lisbjergbanen	Type 1	dobbelt	100	19	6,0	LET1
Hinnerupbanen	Type 1	enkelt	100	19	6,0	LET1

24.2 Beregningsforløb, sporbærende broer (Informativt)

24.2.1 Ny sporbærende betonbro

I det følgende er opstillet et typisk beregningsforløb for beregning af en ny betonbro indeholdende:

- Opstilling af beregningsforudsætninger
- Beregningsgang

Vejledningen skal alene betragtes som en støtte i beregningsforløbet og må derfor ikke betragtes som fuldstændig checkliste.

Der er anvendt følgende forkortelse:

- AAL: Aarhus Letbane
- LBN1-59: Belastnings- og beregningsforskrift for sporbærende broer og jordkonstruktioner

Det er vigtigt at bemærke, at henvisninger til Eurocodes nedenfor inkluderer nationale annekser benævnt DK NA.

Hovedaktivitet	**Underaktivitet**	**Henvisning**					**Bemærkninger**
		AAL	**LBN1-59**	**[3]**	**[4]**	**Andet**	
Beregningsgrundlag	Strækningskarakteristika (kategori, hastighed, klassificering)	x	(24.1)				
	<u>Designparametre:</u>						
	Lastmodel, α-faktor, hastighed, komfortklasse		11.3.8	A2.4.4.3	6.3.2		
	Udmattelse, beregningsmodel		11.3.6		D.2		
	Vedligeholdelsesstandard af spor		11.3.8				
	Fritrumsprofil	(x)	9.2				
	Udførelsesfasen: Krav til togdrift og fritrumsprofil	x					
	Geotekniske data					Geoteknisk rapport	
	<u>Belastninger:</u>						Kun de relevante af nedenstående belastninger medtages
	Egenvægtsbelastning (samt ballast mv.)		12.1			[16]	
	Lodret toglast		11.3.1, 11.3.8		6.3.1-6.3.6		

Hovedaktivitet	Underaktivitet	Henvisning					Bemærkninger
		AAL	LBN1-59	[3]	[4]	Andet	
	Dynamisk faktor, lodret toglast		12.3.1, 12.3.2 og 12.3.3		6.4		Der skal udføres dynamisk analyse, såfremt kravene ikke er opfyldt.
	Centrifugalkræfter fra toglast				6.5.1		
	Øvrig trafiklast (gangbroer, rækværker mv.)				6.3.7 og 5.2.3		Kombinerede vej- og jernbanebroer kræver særlige overvejelser
	Bremse- og accelerationskræfter				6.5.3 og 6.5.4		Samvirkning mellem konstruktion og spor skal kontrolleres. (6.5.4)
	Sidestød				6.5.2		
	Vindlast		12.8			[19] afsnit 8	
	Bølge- og strømlaster		12.10			[45]	
	Islast		12.11			[14]	
	Sætninger		12.12				
	Lejefriktion		12.13				
	Temperaturpåvirkning		12.14 og 14.2		6.5.4	[20] afsnit 6 og Anneks B	
	Svind og krybning i beton		14.2		6.5.4	[5] og [23]	
	Påkørselslaster		12.15 og 12.16			[22] afsnit 4	
	Afsporing		12.17		6.7		
	Påsejlingslast		12.18			[22] afsnit 4	
	Jordskælvslast (vandret maselast)		12.19			[3]	
	Brandpåvirkning		12.20			[17]	
	<u>Belastningskombinationer:</u>						
	Partialkoefficienter på laststiden og belastningskombinationer, brudtilstanden		11.1, 11.2 og 11.3	A2.3	6.8.1 og Tabel 6.11		Opmærksomheden henledes på tilfældet med flere spor på broen. Robusthedskravet jf. LBN1-59 11.2 skal sikres opfyldt
	Partialkoefficienter på laststiden og belastningskombinationer, anvendelsestilstanden		11.4	A2.4	6.8.1 og Tabel 6.10		

Hovedaktivitet	Underaktivitet	Henvisning					Bemærkninger
		AAL	LBN1-59	[3]	[4]	Andet	
	Materialeparametre:						
	Fastlæggelse af beton- og armeringsstyrker inkl. evt. forspænding Fastlæggelse af miljøklasser og tilhørende dæklag					AAB, SAB-P Betonbroer [5]	
	Fastlæggelse af kontrolklasse					Som fastlagt for projektet iht. AAB og SAB-P Betonbroer	
	Partialkoefficienter, materialer (beton, armering, fundering)		14.3 og 18			[5] og [31]	
	Anvendelsesgrænsetilstanden, kriterier:						
	Spændinger og revnevidder		14.9			[5] og [23]	
	Deformationer og vibrationer (stivhed og komfort)			A2.4.4			
Brudtilstanden	ULS:						
	Brudkapaciteter, betonkonstruktioner		14.1, 14.2 og 14.7			[5] og [23]	Tværsnits- og stabilitetsundersøgelser
	Brudkapaciteter, fundering		18			[31]	
	Udmattelse:						
	Udmattelseskapaciteter, beton og armering		14.1, 14.8			[5] og [23]	
	Ulykkeslast:						
	Brudkapaciteter, beton		14.1			[5] og [23]	
	Brudkapaciteter, fundering		18			[31]	
Anvendelsestilstanden	SLS						
	Spændinger og revnevidder		14.1, 14.7			[5] og [23]	
	Deformationer og vibrationer (stivhed og komfort)			A2.4.4			

24.2.2 Ny sporbærende stålbro, dimensionering mht. udmattelse

I det følgende er opstillet et typisk beregningsforløb for udmattelsesdimensionering af ny stålbro indeholdende:

- Opstilling af beregningsforudsætninger
- Beregningsgang

Vejledningen skal alene betragtes som en støtte i beregningsforløbet og må derfor ikke betragtes som fuldstændig checkliste.

Der er anvendt følgende forkortelse:

- AAL: Aarhus Letbane
- LBN1-59: Belastnings- og beregningsforskrift for sporbærende broer og jordkonstruktioner

Det er vigtigt at bemærke, at henvisninger til Eurocodes nedenfor inkluderer nationale annekser benævnt DK NA.

Hovedaktivitet	**Underaktivitet**	**Henvisning**					**Bemærkninger**
		AAL	**LBN1-59**	**[3]**	**[4]**	**[6]**	
Beregningsgrundlag	Strækningskarakteristika (kategori, hastighed, klassificering)	x	(24.1)				
	<u>Dimensioneringsmetode:</u>						
	Metode 1: Den generelle beregningsmetode		11.3.6		D.2		
	Overordnede retningslinier		11.3.6		6.9, D.2	9.1.1, 9.1.3, 9.2.3, 9.4.1	For Type 2: α=1,21 skal påføres LM 71 (og SW/0)
	<u>Belastninger:</u>						
	Lodret toglast		11.3.6		6.9, D.2		For Type 2: α=1,21 skal påføres LM 71 (og SW/0)
	Dynamisk faktor, lodret toglast				D.2, 6.4.5.2		Se 6.4.6.6 i [4], såfremt dynamisk analyse skal udføres.
	Centrifugalkræfter fra toglast				6.9, 6.5.1		
	Bremse- og accelerationskræfter				6.9, 6.5.3 og 6.5.4		Medtages kun i særlige tilfælde.
	Partialkoefficient, belastning		24.4	DK NA	D.2	9.3	
Brudgrænsetilstanden	<u>Beregning af udmattelsesstyrke:</u>						
	Eftervisningsprocedure		11.3.6		D.2	9.5.3, 9.5.4	
	Trafiksammensætning		11.3.6		D.2	Table 9.3 og 9.4	
	Trafikintensitet		11.3.6		D.2	Table 9.5	

Hovedak-tivitet	Underaktivitet	Henvisning					Bemærkninger
		AAL	LBN1-59	[3]	[4]	[6]	
	Design levetid		10		6.9	2.1.3.2, Table 9.6	
	Udmattelsesstyrke					9.6	
	Partialkoefficient, materiale					9.3	

24.3 Laster fra signalmaster (Informativt)

Afsnittet er udgået.

24.4 Lastkombinationsskemaer (Informative)

På Figur 24.4-1 til -4 er hjælpeskemaer for lastkombinationer i de forskellige grænsetilstander:

1. Figur 24.4-1 Brudgrænsetilstanden og udmattelsesgrænsetilstanden
2. Figur 24.4-2 Ulykkeslasttilfælde og seismiske lasttilfælde
3. Figur 24.4-3 Anvendelsestilstanden, karakteristiske lastkombinationer
4. Figur 24.4-4 Anvendelsesgrænsetilstanden, hyppige og kvasi-permanente lastkombinationer

Grænsetilstand	STR/GEO (Sæt B)[1] og (Sæt C)[2]															EQU, UPL, HYD (Sæt A)[3]	EQU (Sæt A)[3]	Udmattelse
Ligning	6.10a	Sæt B: 6.10b, Sæt C: 6.10														6.10	6.10	
Lastkombination		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	1 – 14	15	1 – 14
Permanent last																		
Tyngde af konstruktionsdele, slidlag og udstyr[1) 2) 3)]																		
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,10	1,10	1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00
Tyngde af jord af grundvand[1) 2) 3)]																		
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00 (1,25)[6)]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,10	1,10	1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	1,00
Sætninger[7)]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Forspænding	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabel last[5)]																		
Trafiklast																[4)]		1,00[11)]
1 spor, 2 spor, ≥3 spor		gr11	gr12	gr13	gr14	gr16	gr17		gr11	gr12	gr13	gr14	gr16	gr17			gr15	
2 spor, ≥3 spor		gr21	gr22	gr23	gr24	gr26	gr27		gr21	gr22	gr23	gr24	gr26	gr27				
≥3 spor								gr31							gr31			
LM71, SW0		***1,40***	***1,40***	1,40	1,40	1,40	1,40	***1,05***	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	0,84			
Tung transport (SW2)		-	-	-	-	***1,20***	***1,20***	-	-	-	-	-	0,96	0,96	-		-	
Ikke-lastet tog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		***1,00***	
Bremsekræfter/ acceleration	-	1,40	0,70	***1,40***	0,70	1,40	0,70	1,05	1,12	0,56	1,12	0,56	1,12	0,56	0,84		-	
Centrifugalkræfter	-	0,70	1,40	0,70	***1,40***	0,70	1,40	1,05	0,56	1,12	0,56	1,12	0,56	1,12	0,84		1,40	
Sidestød (nosing)	-	0,70	1,40	0,70	***1,40***	0,70	1,40	1,05	0,56	1,12	0,56	1,12	0,56	1,12	0,84		1,40	
Last på ikke-offentlige gang-arealer[9)]		1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12		1,12	
Aerodynamisk last[9)]		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20		-	
Vindlast, F_{Wk}	-	1,05	1,05		1,05			1,05	***1,50***	eller	1,05	eller	1,12	eller	1,05	[4)]	***1,50***	1,30
Islast	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90		***1,50***		0,90		0,90	[4)]	0,90	-
Bølge- og strømlast	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,12		0,90		***1,50***		0,90	[4)]	1,12	1,30
Temperatur, T_k	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90		0,90		0,90		***1,50***	[4)]	0,90	1,30

Noter:

1) STR/GEO (Sæt B) er baseret på Tabel A2.4 (B) i [3].
De karakteristiske værdier af alle permanente laster fra en enkelt kilde skal multipliceres med $\gamma_{Gj,sup}$, såfremt den samlede resulterende virkning fra kilden er ugunstig, og med $\gamma_{Gj,inf}$ såfremt den samlede virkning er gunstig. Eksempelvis kan alle laster hidrørende fra konstruktionens tyngde anses at komme fra én kilde.
K_{FI}, der tager hensyn konsekvensklassen, skal i STR/GEO (Sæt B) multipliceres på alle laster, som virker til ugunst, men ikke på laster som virker til gunst.

2) STR/GEO (Sæt C) er baseret på Tabel A2.4 (C) i [3].
Sæt C anvendes kun for geotekniske konstruktioner som eftervises iht. Sæt A2 i Tabel A.3 i [31] (stabilitet og jordtryk).
De karakteristiske værdier af alle permanente laster fra en enkelt kilde skal multipliceres med $\gamma_{Gj,sup}$, såfremt den samlede resulterende virkning fra kilden er ugunstig, og med $\gamma_{Gj,inf}$ såfremt den samlede virkning er gunstig. Eksempelvis kan alle laster hidrørende fra konstruktionens tyngde anses at komme fra én kilde.
K_{FI}, der tager hensyn til konsekvensklassen, skal i STR/GEO (Sæt C) multipliceres på materialepartialkoefficienten.

3) EQU (Sæt A) er baseret på Tabel A2.4 (A) i [3].
De karakteristiske værdier af permanente laster skal multipliceres med $\gamma_{Gj,sup}$, såfremt lasten virker destabiliserende/til ugunst, og med $\gamma_{Gj,inf}$ såfremt den virker stabiliserende/til gunst.
K_{FI}, der tager hensyn konsekvensklassen, skal i EQU (Sæt A) multipliceres på alle laster, som virker til ugunst, men ikke på laster som virker til gunst.

4) Som STR/GEO lastkombination 1-14 for variable laster.

5) I skemaet er anført $\gamma_{Q,1}$ for den dominerende variable last og $\gamma_{Q,i}$ $\Psi_{0,i}$ for de øvrige variable laster.

6) I tilfælde, hvor jord og (grund)vand bæres af konstruktionen, skal anvendes 1,25 i stedet for 1,00.

7) Såfremt sætninger virker til gunst anvendes partialkoefficient 0.

8) Lastgrupper er defineret i Tabel 6.11 i [4]. For sporbærende broer med et enkelt spor skal grupperne gr11-17 benyttes. For sporbærende broer med to spor skal gr11-27 undtagen gr15 anvendes. For sporbærende broer med 3 eller flere spor skal gr11-31 undtagen gr15 anvendes.
Lastgruppens ikke-dominerende vandrette lastkomponenter skal sættes til nul, såfremt de virker til gunst. Ikke-dominerende lodrette lastkomponenter skal reduceres med en faktor 0,5 såfremt de virker til gunst. Se endvidere afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].
For kombination af toglaster for broer med flere spor henvises ligeledes til afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].

9) For last på ikke-offentlige gangarealer og for aerodynamisk last er alene kombinationsværdien $\gamma_{Q,i}\ \Psi_{0,i}$ anført. I tilfælde hvor disse laster er dominerende skal anvendes $\gamma_{Q,1} = 1{,}50$.

10) For lastkombination 8-14, hvor naturlast eller temperatur er dominerende, er opskrevet 4 forskellige lastkombinationer for naturlaster og temperatur, hvor enten en af naturlasterne eller temperatur er dominerende. Hver af disse 4 lastkombinationer skal i princippet kombineres med alle de anførte trafiklastkombinationer

11) Ved anvendelse af Metode 1 (beregning af max. spændingsvidde for ækvivalent last) til beregning af restlevetid mht. udmattelse for eksisterende sporbærende broer tillades partialkoefficienten reduceret til 0,80.

Figur 24.4-1 Sporbærende broer. Lastkombinationer i brudgrænsetilstanden (varige og kortvarige belastningssituationer) og udmattelsesgrænsetilstanden (gentagne vekslende belastninger)

Grænsetilstand		Ulykkeslasttilfælde								Seismisk lasttilfælde	
Ligning		6.11b								6.12b	
Lastkombination		1	2	3	4	5	6	7		1	2
Permanent last											
Tyngde af konstruktionsdele, slidlag og udstyr[1]											
	til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
	til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
Tyngde af jord af grundvand											
	til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
	til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
Sætninger		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
Forspænding		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
Variabel last											
Trafiklast											
	1 spor, 2 spor, ≥3 spor	gr11			gr11					g11	
	2 spor, ≥3 spor		gr21			gr21					
	≥3 spor			gr31			gr31				
	LM71, SW0	0,80	0,70	0,60	-	0,70	0,60	-		0,40	-
	Tung transport (SW2)	-	-	-	-	-	-	-		-	-
	Ikke-lastet tog	-	-	-	-	-	-	-		-	-
	Bremsekræfter/ acceleration	-	-	-	-	-	-	-		-	-
	Centrifugalkræfter	-	-	-	-	-	-	-		-	-
	Sidestød (nosing)	-	-	-	-	-	-	-		-	-
					-					-	-
	Last på ikke-offent-lige gangarealer	-	-	-	-	-	-	-		-	-
	Aerodynamisk last	-	-	-	-	-	-				-
Vindlast, F_{Wk}		-	-	-	-	-	-	0,20		-	0,20
Islast		-	-	-	-	-	-	-		-	-
Bølge- og strømlast		-	-	-	-	-	-	0,20		-	0,20
Temperatur, T_k		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50		0,50	0,50
Ulykkeslast[3]	A_d	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
Seismisk last	A_{Ed}									1,00	1,00

Noter:

1) Lastkombinationerne for ulykkeslasttilfælde og seismiske lasttilfælde er baseret på Tabel A2.5 [3].

2) Lastgrupper er defineret i Tabel 6.11 i [4].

3) Ulykkeslaster kan være afsporing (kombination 4-6), påkørsel, påsejling, bortfald af element, (brand) eller andet.

Figur 24.4-2 Sporbærende broer. Lastkombinationer i ulykkeslasttilfælde og seismisk lasttilfælde

Grænsetilstand	Anvendelsesgrænsetilstanden Karakteristiske lastkombinationer																			
Ligning	6.14b																			
Lastkombination	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Permanent last																				
Tyngde af konstruktionsdele, slidlag og udstyr																				
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
Tyngde af jord af grundvand																				
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
Sætninger	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
Forspænding	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		1,00
Variabel last																				
Trafiklast																				
1 spor, 2 spor, ≥3 spor	gr11	gr12	gr13	gr14	gr16	gr17		gr11		gr12		gr13		gr14		gr16		gr17		
2 spor, ≥3 spor	gr21	gr22	gr23	gr24	gr26	gr27			gr21		gr22		gr23		gr24		gr26		gr27	
≥3 spor							gr31													gr31
LM71, SW0	***1,00***	***1,00***	1,00	1,00	1,00	1,00	***0,75***	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,60
Tung transport (SW2)	-	-	-	-	***1,00***	***1,00***	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	0,70	0,80	0,70	-
Ikke-lastet tog	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-		-	-	-
Bremsekræfter/ acceleration	1,00	0,50	***1,00***	0,50	1,00	0,50	0,75	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,60
Centrifugalkræfter	0,50	1,00	0,50	***1,00***	0,50	1,00	0,75	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,60
Sidestød (nosing)	0,50	1,00	0,50	***1,00***	0,50	1,00	0,75	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,60
Last på ikke-offentlige gangarealer[3)]	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Aerodynamisk last[3)]	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Vindlast, F_{Wk}	0,75	0,75		0,75			0,75	***1,00***		eller		0,75		eller		0,75		eller		0,75
Islast	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60				***1,00***				0,60				0,60
Bølge- og strømlast	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,75				0,60				***1,00***				0,60
Temperatur, T_k	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60				0,60				0,60				***1,00***

Noter:

1) Lastgrupper er defineret i Tabel 6.11 i [4]. For sporbærende broer med et enkelt spor skal grupperne gr11-17 benyttes. For sporbærende broer med to spor skal gr11-27 undtagen gr15 anvendes. For sporbærende broer med 3 eller flere spor skal gr11-31 undtagen gr15 anvendes.
Lastgruppens ikke-dominerende vandrette lastkomponenter skal sættes til nul, såfremt de virker til gunst. Ikke-dominerende lodrette lastkomponenter skal reduceres med en faktor 0,5 såfremt de virker til gunst. Se endvidere afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].
For kombination af toglaster for broer med flere spor henvises ligeledes til afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].

2) For lastkombination 8-20, hvor naturlast eller temperatur er dominerende, er opskrevet 4 forskellige lastkombinationer for naturlaster og temperatur, hvor enten en af naturlasterne eller temperatur er dominerende. Hver af disse 4 lastkombinationer skal i princippet kombineres med alle de anførte trafiklastkombinationer

3) For last på ikke-offentlige gangarealer og for aerodynamisk last er alene kombinationsværdien Ψ_0 anført. I tilfælde hvor disse laster er dominerende skal anvendes 1,00.

Figur 24.4-3 Sporbærende broer. Anvendelsesgrænsetilstanden, karakteristiske lastkombinationer

Grænsetilstand	Anvendelsesgrænsetilstanden																	
	Hyppige lastkombinationer																	Kvasi-permanent
Ligning	6.15b																	6.16b
Lastkombination	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	1
Permanent last																		
Tyngde af konstruktionsdele, slidlag og udstyr[1]																		
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Tyngde af jord af grundvand																		
til ugunst, $\gamma_{Gj,sup}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
til gunst, $\gamma_{Gj,inf}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sætninger	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Forspænding	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabel last																		
Trafiklast																		
1 spor, 2 spor, ≥3 spor	gr11		gr12		gr13		gr14		gr16		gr17							
2 spor, ≥3 spor		gr21		gr22		gr23		gr24		gr26		gr27						
≥3 spor													gr31					
LM71, SW0	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,60	-	-	-	-	
Tung transport (SW2) [3]	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	0,70	0,80	0,70	-	-	-	-	-	
Ikke-lastet tog	-		-	-	-	-	-	-	-		-		-	-	-	-	-	-
Bremsekræfter/ acceleration	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,60	-	-	-	-	-
Centrifugalkræfter	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,60	-	-	-	-	-
Sidestød (nosing)	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,40	0,35	0,80	0,70	0,60	-	-	-	-	-
																		-
Last på ikke-offentlige gangarealer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Aerodynamisk last	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Vindlast, F_{Wk}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,50	-	-	-	-
Islast	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,20	-	-	-
Bølge- og strømlast	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,20	-	-
Temperatur, T_k	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,60	0,50

Noter:

1) Lastgrupper er defineret i Tabel 6.11 i [4]. For sporbærende broer med et enkelt spor skal grupperne gr11-17 benyttes. For sporbærende broer med to spor skal gr11-27 undtagen gr15 anvendes. For sporbærende broer med 3 eller flere spor skal gr11-31 undtagen gr15 anvendes.
Lastgruppens ikke-dominerende vandrette lastkomponenter skal sættes til nul, såfremt de virker til gunst. Ikke-dominerende lodrette lastkomponenter skal reduceres med en faktor 0,5 såfremt de virker til gunst. Se endvidere afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].
For kombination af toglaster for broer med flere spor henvises ligeledes til afsnit 6.8.1 i [4] og noter anført i Tabel 6.11 i [4].

2) For lastkombination 8-20, hvor naturlast eller temperatur er dominerende, er opskrevet 4 forskellige lastkombinationer for naturlaster og temperatur, hvor enten en af naturlasterne eller temperatur er dominerende. Hver af disse 4 lastkombinationer skal i princippet kombineres med alle de anførte trafiklastkombinationer

3) Ved direkte vurdering af aktuel tung transport skal anvendes 1,00, såfremt denne lastkomponent er dominerende (gr16, 17, 26 og 27).

Figur 24.4-4 Sporbærende broer. Anvendelsesgrænsetilstanden, hyppige og kvasi-permanente lastkombinationer