



Allmän teknisk beskrivning
för

Klassningsberäkning av vägbroar

Upphovsman (författare)
Avdelningen för bro och tunnel
Kontaktperson: Eva Gustavsson
Robert Ronnebrant

Dokumentets titel
Allmän teknisk beskrivning för
Klassningsberäkning av vägbroar

Huvudinnehåll
I publikationen anges förutsättningar och krav för klassningsberäkning av vägbroar.

Utgivare
Enheten för statlig väghållning
Kontaktperson: Lennart Lindblad

ISSN 1401-9612
Vägverkets tryckeri i Borlänge 1998. Första tryckningen.

Nyckelord
Aluminium, beräkning, betong, bro, klassning, sten, stål, trä

Distributör (namn, postadress, telefon, telefax)
Vägverket, Avd för intern service, 781 87 Borlänge, tfn 0243-755 00, fax 0243-755 50
Svensk Byggtjänst, 113 87 Stockholm, tfn 08-457 11 00

Huvudkontoret

Postadress
781 87 BORLÄNGE

Telefon
0243 - 750 00

Telefax
0243 - 758 25

FÖRORD

Denna allmänna tekniska beskrivning ska tillämpas vid klassningsberäkning av vägbroar på det statliga vägnätet fr.o.m. 1998-12-01

Föreliggande publikation ersätter publikation 1991:210 "Bärighetsklassning av broar".

Borlänge i november 1998

Jan Brandborn

Rolf Johansson

Innehållsförteckning

1 Allmänt	7
1.1 Inledning.....	7
1.1.1 Giltighetsområde	7
1.1.2 Medgällande dokument.....	7
1.1.3 Krav för speciella konstruktioner.....	8
1.1.4 Beteckningar och förkortningar	8
1.1.5 Definitioner	8
1.1.6 Säkerhetsklass	9
1.1.7 Miljöklass m.m.....	10
1.1.8 Godtagande av klassningsberäkning	10
1.1.9 Alternativa klassningssätt.....	11
1.2 Redovisning av beräkning.....	11
1.2.1 Krav.....	11
1.2.2 Uppställning	11
1.2.3 Datorberäkning.....	12
1.3 Materialvärdering	13
1.3.1 Allmänt.....	13
1.3.2 Betong	13
1.3.3 Armering	15
1.3.4 Konstruktionsstål	15
1.3.5 Trä	19
1.3.6 Aluminium	20
1.4 Geometriska förutsättningar	20
1.4.1 Bro över järnväg.....	20

1.4.2 Bro över väg	21
1.4.3 Bro över farled.....	21
1.4.4 Gång- och cykelbana samt annan broyta	21
1.4.5 Båg-, häng- och snedkabelbroar	21
2 Lastförutsättningar	23
2.1 Allmänt	23
2.2 Permanenta laster.....	23
2.2.1 Egentyngd.....	23
2.2.2 Beläggning och överfyllnad.....	23
2.2.3 Jordtryck	24
2.2.4 Vattentryck	26
2.2.5 Stödförskjutning	26
2.2.6 Betongens krympning.....	26
2.2.7 Spännkraft.....	27
2.3 Variabla laster	27
2.3.1 Allmänt	27
2.3.2 Trafiklast.....	28
2.3.3 Ökat jordtryck orsakat av konstruktionsdels rörelse mot jord.....	33
2.3.4 Lagerfriktion.....	35
2.3.5 Snölast	35
2.3.6 Temperaturändring	36
2.3.7 Vindlast.....	39
2.3.8 Is- och strömtryck	39
2.3.9 Last från övergångskonstruktion	40
2.3.10 Vattentryck	40
2.4 Olyckslaster	41

2.4.1 Påkörningskraft av fordon.....	41
2.4.2 Påseglingskraft av fartyg.....	41
2.4.3 Ofrivillig uppkörning.....	42
2.4.4 Avslagen hängare/avslaget hängstag.....	42
2.4.5 Brott i kabel till snedkabelbro.....	42
2.5 Lastkombinationer.....	42
2.5.1 Allmänt.....	42
2.5.2 Lastkombinationer.....	42
2.5.3 Lastkombination för klassningsberäkning av grundläggning.....	46
3 Grundläggning.....	48
3.1 Allmänt.....	48
3.1.1 Definitioner.....	48
3.1.2 Speciella konstruktionsdelar.....	48
3.2 Beräkningsförutsättningar.....	49
3.2.1 Beräkningsmodell.....	49
3.2.2 Dimensioneringsvärden.....	52
3.3 Brottgränstillstånd.....	54
3.3.1 Plattgrundläggning.....	54
3.3.2 Pålgrundläggning.....	59
3.4 Bruksgränstillstånd.....	62
3.4.1 Metoden med tillåtna påkänningar.....	62
3.5 Olyckslast.....	62
3.5.1 Plattgrundläggning.....	62
3.5.2 Pålgrundläggning.....	63
4 Betongkonstruktioner.....	64
4.1 Beräkningsförutsättningar.....	64

4.1.1 Beräkningssnitt	64
4.1.2 Beräkningsmodell	64
4.1.3 Krypning	68
4.2 Brottgränstillstånd	69
4.2.1 Tvärkraft	69
4.2.2 Vridning	70
4.2.3 Förankring, skarvning och avslutning av armering	71
4.2.4 Lokalt tryck	73
4.2.5 Genomstansning	74
4.2.6 Tvångsmoment	75
4.2.7 Bågknäckning	76
4.2.8 Spricksäkerhet i oarmerad betong	76
4.2.9 Betongled	76
4.2.10 Böjande moment	77
4.3 Bruksgränstillstånd	77
4.3.1 Begränsning av påkänningar	77
4.3.2 Begränsning av sprickbredder	78
4.3.3 Begränsning av deformationer	78
4.4 Utmattning	79
4.4.1 Allmänt	79
4.4.2 Spännarmerade konstruktioner	79
4.4.3 Förankring och skarvning av armering	79

5 Stål-, trä- och aluminiumkonstruktioner	80
5.1 Beräkningsförutsättningar	80
5.2 Stålkonstruktioner	80
5.2.1 Beräkningsmodell	80
5.2.2 Brottgränstillstånd	83
5.2.3 Bruksgränstillstånd.....	85
5.2.4 Utmattning	86
5.3 Samverkande brobanepatta av betong.....	86
5.3.1 Systemberäkning	86
5.3.2 Brottgränstillstånd	86
5.3.3 Bruksgränstillstånd.....	87
5.4 Träkonstruktioner	88
5.4.1 Beräkningsmodell	88
5.4.2 Brottgränstillstånd	89
5.4.3 Bruksgränstillstånd.....	89
5.5 Aluminiumkonstruktioner	89
5.5.1 Beräkningsförutsättningar	89
5.5.2 Bruksgränstillstånd.....	89
Bilagor	
1 Medgällande dokument	91
2 Typfordon-A/B \geq EG 12/18 ton	93
3 Typfordon-A/B \leq 10/16 ton	95
4 Militära fordon	96
5 Bestämning av σ_{B28} vid angivet blandningsförhållande.	97
6 Lastfördelning vid beräkning av valv av betong	98

7	Bestämmande längd L för dynamiskt tillskott (ϵ)	99
8	Brobaneplasser med viktreducerande ursparingar.....	100
9	Snedvinkliga plattramar.....	104
10	Vägverkets administrativa rutiner för klassningsberäkning av vägbroar	109

1 Allmänt

1.1 Inledning

1.1.1 Giltighetsområde

Föreliggande publikation ska gälla vid klassningsberäkning av vägbroar på det statliga vägnätet.

Texten är uppdelad i krav och kommentarer till dessa. De senare är redigerade som indragen text.

Underbyggnad och grundläggning behöver vanligen inte kontrolleras. Vid klassningen bedöms dock om en klassningsberäkning måste göras, t.ex. av pelare eller grundläggning.

Gång- och cykelbana samt annan broyta kontrolleras inte. Dock ska belastning enligt 2.3.2.2.7 medräknas vid kontroll av de långsbärande konstruktionsdelarna.

Med begreppet annan broyta avses broyta som inte är körbana, vägren eller gång- och cykelbana.

För konstruktioner med huvudbärverk av sten tillämpas inte denna publikation.

Alternativa sätt att utföra klassningsberäkningen på anges i avsnitt 1.1.9.

1.1.2 Medgällande dokument

1.1.2.1 Allmänt

Klassningsberäkning av vägbroar ska ske enligt medgällande dokument angivna i bilaga 1.

Vid motstridiga uppgifter mellan krav angivna i denna publikation och medgällande dokument angivna i bilaga 1 ska denna publikation gälla.

1.1.2.2 Tillämpning

Vid tillämpningen av BBK 94, BKR 94, kapitel 4, 5 och 9 samt BSK 94 ska gälla att all text i dessa publikationer är kravtext.

1.1.3 Krav för speciella konstruktioner

1.1.3.1 Allmänt

För konstruktioner som inte omfattas av föreliggande krav eller medgällande dokument angivna i bilaga 1 anges krav i varje enskilt fall.

1.1.3.2 Rörbroar

För klassningsberäkning av rörbroar anges krav i varje enskilt fall.

1.1.4 Beteckningar och förkortningar

Beteckningar och förkortningar förklaras i de flesta fall i anslutning till formler m.m. i texten.

Här redovisas dock de vanligaste förkortningarna som förekommer i denna publikation.

BBK 94	Boverkets handbok om betongkonstruktioner
BKR 94	Boverkets konstruktionsregler
BSK 94	Boverkets handbok om stålkonstruktioner
K18	Stålbyggnadsinstitutets publikation "K18 Dimensionering av stålkonstruktioner, utdrag ur Handboken Bygg kapitel K18 och K19"

1.1.5 Definitioner

1.1.5.1 Allmänt

Utöver definitioner enligt BRO 94, 10.51 och 10.52 gäller följande definition.

- Klassningsberäkning

Klassningsberäkning innebär att beräkningsmässigt bestämma det teoretiska värdet på axellasten A och boggilasten B för typfordon enligt bilaga 2 respektive 3. Dessutom kontrolleras beräkningsmässigt om militära fordon enligt bilaga 4 kan framföras.

1.1.5.2 Trafiklastbestämmelser

Med 1994 års trafiklastbestämmelser avses	BRO 94 med supplement
” 1988 års ” -	Bronorm 88 med brobrev
” 1987 års ” -	Publ 1987:84
” 1975 års ” -	Publ TB 124
” 1960 års ” -	SOU 1961:12
” 1955 års ” -	Provisoriska föreskrifter för belastningar och tillåtna påkänningar m. m. för konstruktioner till Väg- och Gatubroar
” 1950 års ” -	Provisoriska föreskrifter för belastningar och tillåtna påkänningar m. m. för konstruktioner till Väg- och Gatubroar
” 1947 års ” -	Provisoriska föreskrifter för belastningar och tillåtna påkänningar m. m. för konstruktioner till Väg- och Gatubroar

1.1.6 Säkerhetsklass

1.1.6.1 Allmänt

Konstbyggnader ska vid verifieringen i brottgränstillstånd hänföras till säkerhetsklass 3 med nedan angivna undantag.

Säkerhetsklass 2 får tillämpas

- för broar med teoretisk spännvidd högst lika med 10,0 m i största spannet
- för vingmurar
- vid bestämning av en påles eller pålgrupps geotekniska bärförmåga
- vid bestämning av plattgrundläggningens bärförmåga i friktionsjord och på berg vid användande av partialkoefficientmetod
- för brobanepplattor mellan huvudbalkar.

Säkerhetsklasser definieras i BKR 94, 2:115.

Friktionsjord definieras i publikation "Plan- och byggtermer 1994, TNC 95" utgiven av Tekniska nomenklaturcentralen.

1.1.6.2 Speciella fall

Vid klassningsberäkning, med användande av typfordon enligt bilaga 2, godtas att säkerhetsklass 2 tillämpas under förutsättning att utmattningsberäkning för last enligt 2.3.2.2.4 utförs.

1.1.6.3 Militära fordon

Beräkning för militära fordon godtas utförd i säkerhetsklass 2.

1.1.7 Miljöklass m.m.

1.1.7.1 Allmänt

För betongkonstruktioner dimensionerade för 1987 års trafiklastbestämmelser och tidigare godtas att miljöklasserna "Måttligt armeringsaggressiv miljö" och "Måttligt betongaggressiv miljö" tillämpas.

Den miljöklass som konstruktionsdelen ursprungligen är dimensionerad för ska tillämpas vid klassningsberäkning av broar dimensionerade för 1988 års trafiklastbestämmelser och senare.

Miljöklasserna definieras i BBK 94, avsnitt 7.3.2.

1.1.7.2 Livslängdsklass

Den livslängdsklass som konstruktionsdelen ursprungligen är dimensionerad för ska tillämpas vid klassningsberäkning av betongkonstruktioner dimensionerade för 1994 års trafiklastbestämmelser och senare.

Livslängdsklasserna definieras i BBK 94 och BRO 94.

1.1.7.3 Klimatklass

För bärverk av trä ska klimatklass 3 tillämpas utom för tvärförspända plattor där klimatklass 2 godtas vid beräkning av elasticitetsmodul i bruksgränstillstånd.

Klimatklasserna definieras i BKR 94, avsnitt 5:21.

1.1.8 Godtagande av klassningsberäkning

Klassningsberäkningen ska vara godtagen enligt bilaga 10.

1.1.9 Alternativa klassningssätt

1.1.9.1 Nybyggda broar

För broar dimensionerade för 1994 års trafiklastbestämmelser och senare godtas att klassningsberäkningen utförs på ett förenklat sätt. Detta innebär att klassningsberäkningen utförs som en direkt jämförelse mellan dimensionerande lasteffekt i brottngränstillstånd av trafiklast enligt BRO 94, del 2 "Lastförutsättningar" och trafiklast enligt denna publikation med typfordon enligt bilaga 2. Jämförelsen ska minst utföras för samtliga beräkningssnitt i överbyggnaden. För spännbetongkonstruktioner ska jämförelsen göras i såväl brott- som bruksgränstillstånd, varvid det lägsta värdet på A/B ska väljas.

Dessutom ska klassningsberäkningen omfatta bestämning av A/B för typfordonen i ett lastfält placerat i körbanemitt med excentricitet enligt 2.3.2.5.2. Fördelningsbredden godtas satt till 4,0 m.

Redovisningen godtas ske i den vanliga konstruktionsberäkningen.

1.1.9.2 Ekvivalentbroar

För broar dimensionerade enligt 1947 års trafiklastbestämmelse eller senare godtas att klassningsberäkningen utförs som en direkt jämförelse mellan lasteffekter enligt ursprunglig beräkning och lasteffekter enligt kapitel 2.

1.1.9.3 Säkerhetsindexmetoden

Klassningsberäkning med hjälp av säkerhetsindexmetoden godtas efter utredning i varje enskilt fall.

1.2 Redovisning av beräkning

1.2.1 Krav

Beräkningen ska omfatta lastkombinationer enligt avsnitt 2.5.

1.2.2 Uppställning

Beräkningen ska förses med innehållsförteckning och ska inledas med systemskiss av konstruktionen samt en sammanfattning av gjorda antaganden och hur beräkningen i princip genomförts.

Beräkningen ska vara tydligt upprättad och försedd med figurer och förklarande text, hänvisningar och uppgifter om lastantaganden etc. i sådan omfattning att den lätt kan följas.

Om beräkningssätt, formler, antaganden eller tabellvärden används, som inte kan anses allmänt kända, bör förklaring och härledning eller litteraturhänvisning lämnas.

Beräkningen ska även uppfylla administrativa krav enligt bilaga 10.

1.2.3 Datorberäkning

Till en konstruktionsberäkning som utförts med dator ska fogas en programbeskrivning som ska innehålla

- programnamn med uppgift om aktuell programversion
- programmets allmänna förutsättningar och begränsningar
- beräkningsmetoder och beräkningsgång inklusive införda approximationer och förenklingar
- teckenregler
- resultatets redovisning inklusive beteckningar på storheter, konstruktionsdelar och lastkombinationer.

Beskrivningen bör även innehålla beräkningsexempel samt belysa inverkan av eventuella approximationer.

Resultatutskriften ska innehålla

- uppgifter om objekt och programnamn
- revideringsbeteckning eller senaste revideringsdatum för programmet
- innehållsförteckning
- sidnumrering
- fullständiga uppgifter om ingångsvärden och måttenheter
- de till respektive delresultat hörande beteckningarna på konstruktionsdelar och tvärsektioner samt på lastkombinationerna.

I beräkningen ska som mellanled redovisas bl.a. snittstorheter, snittkrafter och influensvärden.

Datorberäkningen ska kompletteras med kontroll av beräkningsresultaten genom stickprov och statiska jämviktskontroller.

Beträffande krav på format för utskriften, se bilaga 10.

Om programbeskrivningen tidigare lämnats till beställaren godtas att hänvisning till detta dokument görs. Någon revidering av programmet får inte ha gjorts.

1.3 Materialvärdering

1.3.1 Allmänt

Provning av betong, armering eller konstruktionsstål i befintliga broar ska utföras av ett organ som ackrediterats av SWEDAC eller av SWE-DAC:s avtalspart, se även bilaga 10.

I förekommande fall anges för respektive produkt ytterligare krav på provnings-/besiktningsorganet.

För oarmerade betongkonstruktioner ska alltid provtagning utföras. Antalet prov ska bestämmas från fall till fall, men ska alltid vara minst tre.

1.3.2 Betong

1.3.2.1 Tryckhållfasthet

1.3.2.1.1 f_{cck} -värdet ska bestämmas enligt något av alternativen 1.3.2.1.2-1.3.2.1.6.

1.3.2.1.2 K-värdet som anges på ritning används:
Hänsyn till utförandeklass ska tas enligt BBK 94. För broar byggda före 1986 ska erhållet f_{cck} -värde justeras enligt formel (1).

$$f_{cck \text{ just}} = 1,15 \cdot f_{cck} - 2 \text{ (Mpa)} \quad (1)$$

Ökningen med faktorn 1,15 görs med hänsyn till brons ålder medan reduktionen med 2 MPa görs med hänsyn till övergång från 10%- till 5%-fraktil.

För broar byggda fr.o.m. 1986, och som är minst 10 år gamla vid tidpunkten för klassningen, ska erhållet f_{cck} -värde justeras enligt formel (2).

$$f_{cck \text{ just}} = 1,15 \cdot f_{cck} \text{ (Mpa)} \quad (2)$$

1.3.2.1.3 På ritningen finns ett σ_{B28} -värde angivet:
Betong med angivet σ_{B28} -värde hänförs till hållfasthetsklass med närmast lägre K-värde.

Exempelvis motsvarar en betong med $\sigma_{B28} = 240 \text{ kp/cm}^2$ hållfasthetsklassen K 20.

Erhållet f_{cck} -värde justeras enligt 1.3.2.1.2.

1.3.2.1.4 På ritningen finns ett blandningsförhållande angivet:

Exempelvis anger 1:3:5 blandningsförhållandet 1 del cement, 3 delar sand och 5 delar makadam.

σ_{B28} -värdet bestäms enligt bilaga 5, varefter 1.3.2.1.3 tillämpas.

1.3.2.1.5 Uppgift om en provattest för uppmätt betonghållfasthet finns: K-värdet bestäms som det angivna medelvärdet (av minst tre) minskat med 3 MPa och därefter avrundat nedåt till närmaste hållfasthetsklass.

Erhållet f_{ck} -värde justeras sedan enligt 1.3.2.1.2.

Den angivna principen följer BBK 94, avsnitt 7.3.3.2, villkor A. Om minst sex prov tagits kan BBK 94, avsnitt 7.3.3.2, villkor B, tillämpas.

Utnyttjande av medelvärde enligt ovan som är större än 1,25 ggr. lägsta enskilda värde godtas inte.

1.3.2.1.6 Provtagning har gjorts i befintlig konstruktion genom att minst tre $\emptyset 100 \times 100$ mm cylindrar borrats ut i aktuell konstruktionsdel och därefter provats:

K-värdet bestäms enligt BBK 94, tabell 7.3.3.3a. Hänsyn till utförandeklass behöver inte tas.

För broar med större broyta än 400 m² bör minst nio prov tas ut.

Ett K-värde som är bestämt genom provtagning i befintlig konstruktion ska inte justeras enligt 1.3.2.1.2.

Om endast tre prov tagits ut maximeras betonghållfasthetsklassen till K45. För att en högre betonghållfasthetsklass än K45 ska få utnyttjas krävs minst sex stycken prov ur respektive konstruktionsdel (balk, brobanepatta etc). Utvärderingen utförs då enligt BBK 94, avsnitt 7.3.3.3, villkor B.

1.3.2.2 Draghållfasthet

Draghållfasthetsvärdet f_{ctk} bestäms enligt BBK 94, avsnitt 2.4.2, med utgångspunkt från ett f_{ck} -värde.

Om f_{ck} -värdet bestäms genom provtagning enligt 1.3.2.1.6 ska även provtagning göras för att bestämma draghållfastheten. Antalet prov ska vara lika många som för tryckhållfasthetsprovningen. Medelvärdet för spräckhållfastheten ska vara minst 7% av medelvärdet för tryckhållfastheten.

Detta innebär att det utnyttjade medelvärdet för tryckhållfastheten kan behöva sänkas.

Draghållfastheten bestäms indirekt genom provning av spräckhållfastheten.

Utnyttjande av medelvärde för draghållfastheten som är större än 1,25 ggr. lägsta enskilda värde godtas inte.

1.3.2.3 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulvärdet E_{ck} bestäms av den hållfasthetsklass som närmast motsvarar f_{ck} -värdet enligt 1.3.2.1.

1.3.3 Armering

1.3.3.1 Ospänd armering

1.3.3.1.1 För Ks 40, Ks 40 S, K500, Ks 60 och Ks 60 S erhålls f_{yk} -värden direkt ur BBK 94.

För Ks 50 godtas att f_{yk} -värdet enligt K500 i BBK 94 tillämpas.

För släta stänger gäller följande.

- För St 37 gäller $f_{yk} = 230$ MPa
- För St 44 gäller f_{yk} -värdet enligt Ss 26 S i BBK 94
- För St 52 gäller $f_{yk} = 310$ Mpa.

För övriga typer av stänger fastställs f_{yk} -värdet i varje enskilt fall, vanligen som det lägsta garanterade sträckgränsvärdet.

1.3.3.1.2 Om det finns en uppgift om provattest avseende uppmätt värde på flytgräns och hållfasthetskvot ska f_{yk} -värdet och hållfasthetskvoten bestämmas enligt BBK 94, 7.5.2. Verksattest likställs med provattest. Provtagning i befintlig konstruktion likställs med provattest.

1.3.3.2 Spännarmering

f_{yk} - respektive f_{stu} -värden bestäms som de värden som använts vid ursprunglig dimensionering justerade efter kriterier som anges i varje enskilt fall.

1.3.4 Konstruktionsstål

1.3.4.1 Materialkoefficient

Med ändring av vad som anges i BSK 94 godtas att γ_m sätts till 1,1 för stål i broar byggda före 1919 och till 1,0 för övriga broar.

Vid provning av stålets sammansättning bestäms antalet prov av Banverkets publikation Brottseghet hos järnvägsbroar, BVH 583.12.

1.3.4.2 Hållfasthet

1.3.4.2.1 För broar byggda efter 1955 av SS-stål erhålls f_{yk} - och f_{uk} -värden ur tabell 1-1. För broar byggda av SS-EN-stål erhålls f_{yk} - och f_{uk} -värden direkt ur BSK 94. Om aktuell stålsort inte finns med i BSK 94 eller i tabell 1-1 fastställs f_{yk} -värdet vanligen som det minsta garanterade sträckgränsvärdet.

Val av f_{uk} -värde kan vanligen göras med ledning av provningsintyg etc.

1.3.4.2.2 För stål i broar byggda 1919-1955 väljs f_{yk} - och f_{uk} -värden enligt nedan.

- För stål med beteckningar enligt SS 1311 etc, erhålls f_{yk} - och f_{uk} -värden direkt ur tabell 1-1.
- För St 00 gäller värden enligt 1300 i tabell 1-1.
- För St 37 gäller värden enligt 1311 i tabell 1-1.
- För St 44 gäller värden enligt 1412 i tabell 1-1.
- För St 48S gäller värden enligt 2110 i tabell 1-1.
- För St 52 gäller värden enligt 2114 i tabell 1-1.

För övriga stål fastställs f_{yk} -värdet i varje enskilt fall, vanligen som det lägsta garanterade sträckgränsvärdet.

Val av f_{uk} -värde kan vanligen göras med ledning av provningsintyg etc.

Stålets sammansättning bör provas bl.a. för att bedöma dess seghetsegenskaper.

1.3.4.2.3 För stål i broar byggda 1901-1918 gäller följande.

- Stål, utom götjärn klass A, antas i princip motsvara St 37. För dessa stål gäller värden enligt 1311 i tabell 1-1 multiplicerade med faktorn 0,8.
- Götjärn klass A antas i princip motsvara St 44. För dessa stål gäller värden enligt 1412 i tabell 1-1 multiplicerade med faktorn 0,8.

Stålets sammansättning ska provas, bl.a. för att bedöma dess seghetsegenskaper.

1.3.4.2.4 För stål i broar byggda före år 1901 gäller värden enligt 1311 i tabell 1-1 multiplicerade med faktorn 0,55.

Stålets sammansättning ska provas, bl.a. för att bedöma dess seghetsegenskaper.

- 1.3.4.2.5 Om uppgift om provattest avseende uppmätt hållfasthet finns ska f_{yk} -värdet bestämmas enligt publikationen "Dimensionering genom provning" med användande av 0,05-fraktilen i bilaga a.

Val av f_{uk} -värde kan vanligen göras med ledning av provningsintyg etc.

- 1.3.4.2.6 Provtagning har gjorts i befintlig konstruktion genom att provstycken tagits ut i aktuell konstruktionsdel och därefter provats. I detta fall ska f_{yk} -värdet bestämmas enligt publikationen "Dimensionering genom provning" med användande av 0,05-fraktilen i bilaga a.

Proven bör tas ur fläns och liv för att undvika systematiska fel. Dessutom bör proven ha samma tjocklek.

Tabell 1-1 **Karakteristiska hållfasthetsvärden för SS-stål**

Kvalitetsklass SS-stål	Godstjocklek (mm)	Karakteristisk hållfasthet	
		f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)
1232	-100	180	310
1300	-100	150	320
1310 1311 1312 1313	-40 (40) -100	220 210	360 360
1421 1422 1423 1424	-40 (40) -100	220 210	410 410
1411 1412 1413 1414	-40 (40) -100	260 260	430 430
2110	-40 (40) -100	270 260	470 470
2171 2172 2173 2174	-16 (16) -40 (40) -100	310 300 290	470 470 470
1510 2114	-16 (16) -40 (40) -100	310 300 290	510 510 510
2132 2133 2134 2135	-16 (16) -35 (35) -50 (50) -70	350 340 330 320	470 470 470 470
2142 2143 2144 2145	-16 (16) -35 (35) -50 (50) -100	390 380 370 360	490 490 490 490
2614 2615	6 (50) -70	500 480	610 610
2624 2625	6 (50) -70	690 670	770 770
2632 2634	1,6 -60	270	350
2642 2644	1,6 -60	340	420
2652 2654	1,6 -60	410	480
2662 2664	1,6 -60	480	550

1.3.4.3 Elasticitetsmodul

Användande av elasticitetsmodul enligt BSK 94, avsnitt 2:23, godtas.

1.3.4.4 Svetsbultar

I tabell 1-2 anges för svetsbult, med utförande enligt Bronorm 88 och BRO 94, dimensioneringsvärden för skjuvkraftskapacitet, F_{rd} , i brottgränstillstånd samt kapacitet för skjuvkraftsvidd, F_{hrd} , vid beräkning med hänsyn till utmattning.

Tabellens värden gäller för säkerhetsklass 3. Vid beräkning med hänsyn till utmattning förutsätter tabellens värden $\kappa=1$.

Tabell 1-2 Dimensioneringsvärden för svetsbultar

n_t	Bultdiameter (mm)	F_{rd} (kN)	F_{hrd} (kN)
10^5	19	77	22
	22	100	30
	25	127	38
$4 \cdot 10^5$	19	77	14
	22	100	19
	25	127	24

För andra typer av svetsbultar fastställs dimensioneringsvärdena F_{rd} och F_{hrd} i varje enskilt fall.

1.3.4.5 Nitar

För nitar i nitförband godtas att $f_{buk} = 330$ MPa tillämpas.

1.3.4.6 Svetsklass

Om svetsklass inte är angivet på ritning ska svetsklass WC förutsättas. Svetsklass WB och WA godtas efter utredning i varje enskilt fall.

1.3.5 Trä

Det hållfasthetsvärde som anges på ritning ska användas. Om inte något hållfasthetsvärde finns angivet godtas att hållfasthetsvärden motsvarande K24 respektive L20 i BKR 94, avsnitt 5:23, tabell a, används.

1.3.6 Aluminium

1.3.6.1 Hållfasthet

1.3.6.1.1 För aluminiumkonstruktioner ska hållfasthetsvärden enligt BKR 94, avsnitt 9:22, för aktuell aluminiumsort tillämpas.

Om den aktuella aluminiumsorten inte finns med i BKR 94 fastställs f_{yk} - och f_{uk} -värdet i varje enskilt fall, vanligen som det minsta garanterade värdet på 0,2-gränsen respektive brottgränsen.

1.3.6.1.2 Om det finns uppgift om en provattest avseende uppmätt hållfasthet ska f_{yk} -värdet bestämmas enligt publikationen "Dimensionering genom provning". 0,05-fraktilen i bilaga a ska användas.

Val av f_{uk} -värde kan vanligen göras med ledning av provningsintyg etc.

1.3.6.1.3 Provtagning har gjorts i befintlig konstruktion genom att provstycken tagits ut i den aktuella konstruktionsdelen och därefter provats. I detta fall ska f_{yk} -värdet bestämmas enligt publikationen "Dimensionering genom provning" med användande av 0,05-fraktilen i bilaga a.

Proven bör tas ur fläns och liv för att undvika systematiska fel. Dessutom bör proven ha samma tjocklek.

1.3.6.2 Elasticitetsmodul

Användande av elasticitetsmodul enligt BKR 94, avsnitt 9:22, godtas.

1.4 Geometriska förutsättningar

1.4.1 Bro över järnväg

1.4.1.1 Skivstöd

Minsta tillåtna fria sidoavstånd från spårmittpunkt är 2,8 m för landfäste och mellanstöd till bro över järnväg, utformat som en skiva med längden minst 3,5 m längs spåret. Om skivans utsträckning i spårriktningen överstiger 15 m skall det fria sidoavståndet vara minst 3,5 m.

1.4.1.2 Pelare

Det fria sidoavståndet från spårmittpunkt till fristående pelare ska vara minst 3,2 m.

1.4.1.3 Kurvkrav

Vid spår i kurva och vid vinkelavvikelse större än 5° mellan spårmitt och brostöd gäller särskilda av Banverket angivna föreskrifter.

1.4.1.4 Beräkningskrav

Om krav enligt 1.4.1.1 t.o.m. 1.4.1.3 inte uppfylls ska olyckslastfallet påkörning kontrolleras enligt 2.4.1.1.

1.4.2 Bro över väg

Pelare ska vara placerad minst 3,0 m från vägrenskant. Om detta krav inte uppfylls ska olyckslastfallet påkörning enligt 2.4.1.1 kontrolleras.

Om underkanten på en bro överbyggnad ligger lägre än 4,60 m över körbanan ska olyckslastfallet påkörning enligt 2.4.1.2 kontrolleras.

1.4.3 Bro över farled

Vid bro över farled ska olyckslastfallet påsegling enligt 2.4.2 kontrolleras.

1.4.4 Gång- och cykelbana samt annan broyta

Om räcke saknas mellan körbana och gång- och cykelbana ska olyckslastfallet ofrivillig uppkörning enligt 2.4.3 kontrolleras.

1.4.5 Båg-, häng- och snedkabelbroar

Båg-, häng- och snedkabelbroar ska kontrolleras för olyckslasterna 2.4.4 respektive 2.4.5.

2 Lastförutsättningar

2.1 Allmänt

Uppdelningen i permanenta laster, variabla laster och olyckslaster bygger på de principer som är definierade i BKR 94, kapitel 2. De nominella laster som anges i avsnitt 2.2 - 2.4 är generellt att betrakta som karakteristiska laster.

Med ändring av vad som anges i BKR 94, avsnitt 2:321, BBK 94, avsnitt 2.2, och BSK 94, avsnitt 2:1, ska all klassningsberäkning utföras med laster och lastkombinationer enligt detta kapitel.

2.2 Permanenta laster

2.2.1 Egentyngd

Med egentyngd avses den bärande konstruktionens tyngd inklusive räcken osv. Till egentyngd ska inte beläggning eller överfyllnad räknas.

Vid beräkning av egentyngder ska följande tungheter förutsättas.

Betong, oarmerad	22 kN/m ³
Betong, armerad	24 kN/m ³
Murverk av sten	27 kN/m ³
Stål	77 kN/m ³
Aluminium	27 kN/m ³
Trä (furu, gran)	6 kN/m ³
Jord (motfyllning)	enligt tabell 2-1.

För övriga material fastställs aktuell tunghet i varje enskilt fall.

Värden på egentyngden kan i de flesta fall hämtas från ursprunglig beräkning eller tidigare klassningsberäkning.

För jord som inte används till motfyllning kan tungheten bestämmas enligt Vägverkets publikation 1994:15 "Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper".

2.2.2 Beläggning och överfyllnad

2.2.2.1 Beläggning

Värden på beläggningstjocklek hämtas från Vägverkets brodatabas. Tungheten ska förutsättas vara 22 kN/m³.

I de fall osäkerhet föreligger bör tjockleken på beläggningen mätas upp.

2.2.2.2 Överfyllnad

Med överfyllnad avses fyllning på brobanaplatta utöver beläggningen. Då beläggningstjockleken överstiger 0,15 m ska den överstigande tjockleken anses vara överfyllnad. För överfyllnad godtas att tungheten 20 kN/m³ används.

I de fall osäkerhet föreligger bör tjockleken på överfyllnaden mätas upp.

2.2.3 Jordtryck

2.2.3.1 Allmänt

I redovisningen nedan avses jordtryck mot styva konstruktioner som inte deformeras under inverkan av jordtrycket.

Det jordtryck en konstruktion utsätts för är orsakat av jordens egentyngd.

En ökning av jordtrycket på grund av en konstruktions rörelse mot fyllningen hänförs alltid till det eller de på konstruktionen verkande lastfall, som ger upphov till denna rörelse. Lastantaganden för detta lastfall och för last på vägbank anges i 2.3.3 respektive 2.3.2.4.

Jordtrycket ska beräknas med hänsyn tagen till jordens beskaffenhet, grundvattennivåer, den stödjande konstruktionens utformning och styvhet samt rörelsemöjligheter.

2.2.3.2 Tungheter och jordtryckskoefficienter

För bakfyllning av stenmaterial samt lättklinker och cellplast ska tungheter och jordtryckskoefficienter enligt tabell 2-1 användas. Om materialet inte är känt förutsätts att detta har egenskaper motsvarande sand.

Tabell 2-1 Tungheter och jordtryckskoefficienter

Material	Tunghet (kN/m ³)		Koefficienter för jordtryck		
	över grund- vattenytan	under grund- vattenytan	vilojord- tryck K _o	aktivt jord- tryck K _a	passivt jord- tryck K _p
Sprängsten	17	10	0,34	0,17	5,83
Sten	17	10	0,46	0,29	3,39
Grus	19	12	0,38	0,24	4,20
Sand	18	11	0,43	0,27	3,70
Lättklinker	5	0	0,43	0,27	-
Cellplast	1	0	0,40	0	-

Jordtryckskoefficienterna för lättklinker avser nordisk lättklinker.

Vilojordtryckskoefficienten för cellplast har bestämts med ett antaget tvärkontraktionstal på 0,30.

2.2.3.3 Vilojordtryckets horisontella komponent

Vilojordtryckets horisontella komponent av jordtryckets intensitet vid horisontell markyta ska beräknas med koefficienter enligt tabell 2-1.

Hänsyn ska tas till påverkan av icke horisontal överyta eller icke vertikal yta.

2.2.3.4 Valvbildning

Vid bestämning av jordtryck mot uppdelad konstruktion i slänt ska släntens stabilitetsförhållanden beaktas. Vilojordtryck ska anses råda i slänten om den packade fyllningens släntlutning inte är brantare än det enligt tabell 2-2 angivna gränsvärdet.

T.ex. kan pelare till plattbroar anses vara en uppdelad konstruktion.

Stödet ska kontrolleras för skillnaden mellan vilojordtrycken. Detta jordtryck ska anses verka på pelarens bredd.

Tabell 2-2 Gränsvärden för släntlutning

Fyllning	Släntlutning
Sprängsten	1:1,3
Grus	1:1,7
Sand	1:2

Vid brantare släntlutning än det i tabell 2-2 angivna gränsvärdet ska pelaren, om detta ger ogynnsammare inverkan, antas vara påverkad av ett jordtryck motsvarande vilojordtryck mot ovansidan och aktivt jordtryck mot nedsidan. Dessa jordtryck verkar på bredden b , som är det största av följande värden.

$b = 3$ gånger den sammanlagda pelarbredden

$b =$ summan av pelarbredderna, ökad med halva summan av de fria avstånden mellan pelarna.

Bredden b ska högst ges värde lika med stödets (brobaneplattans) totala bredd.

I förekommande fall ska eventuell valvbildning i höjded beaktas på principiellt likartat sätt som ovan.

2.2.4 Vattentryck

Vattentrycket ska beräknas vid medelvattenståndet MW i vattendrag och sjöar eller vid grundvattnets medelnivå.

Vattentrycket är uppdelat i två delar, varav en räknas som permanent last och en som variabel last, se 2.3.10.

2.2.5 Stödförskjutning

Stödförskjutning tas endast med om någon stödrörelse inträffat varvid uppmätt värde ska användas.

2.2.6 Betongens krympning

Beträffande krympningens inverkan på spännkrafter i spännbetongbroar, se 2.2.7.

För övriga broar medtas inte krympning.

2.2.7 Spännkraft

För förespända broar anges krav i varje enskilt fall.

Lastförutsättningarna nedan gäller broar där uppspanning skett efter betongens hårdnande.

Inverkan av spännkraft kontrolleras efter lång tid då de tidsberoende förlusterna uppnått sina slutvärden.

Inverkan av friktion ska bestämmas enligt BBK 94, avsnitt 2.7.2, med nedanstående ändringar och kompletteringar.

Faktorn 0,01 i exponenten i formel 2.7.2 ska ersättas med k/μ , där k är friktionsförlust per meter på grund av oavsiktlig krokighet hos foderrör.

Friktionsvärdena μ och k förutsätts enligt ursprunglig beräkning. Om dessa inte finns angivna ska $\mu=0,25$ och $k=0,0030$ användas.

Tidsberoende effekter ska bestämmas enligt BBK 94, avsnitt 2.7.3, med nedanstående ändringar och kompletteringar.

Relaxationen ska antas uppgå till slutvärdet $x\%$ vid stål påkänning större än eller lika med $0,70 f_{stu}$ och till 0% vid påkänning mindre än eller lika med $0,45 f_{stu}$. För övriga värden på stål påkänningen godtas att relaxationen bestäms genom rätlinjig interpolering.

För spännarmering av stänger ska x sättas till 9% .

För spännarmering av tråd eller lina ska x sättas till 11% för broar byggda 1978 eller före och till $5,5\%$ för övriga broar.

Inverkan av betongens krympning på spännkraftens storlek beräknas utgående från slutkrympningsvärdet $\epsilon_{cs} = 0,25 \cdot 10^{-3}$ eller värde enligt ursprunglig beräkning.

Betongens krypning antas vara två gånger större än den elastiska initialdeformationen. Total betongtöjning fås således enligt formel (1).

$$\epsilon = 3 \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (1)$$

där E_c är elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde.

2.3 Variabla laster

2.3.1 Allmänt

Med variabla laster avses nedan uppräknade laster, varvid var och en av dessa betraktas som en last.

- trafiklast enligt 2.3.2.2.1-2.3.2.2.6
- gångbanelast enligt 2.3.2.2.7

- bromskraft enligt 2.3.2.3.1
- sidokraft enligt 2.3.2.3.2
- överlast enligt 2.3.2.4
- militära fordon enligt 2.3.2.5
- snölast enligt 2.3.5
- temperaturändring enligt 2.3.6
- vindlast enligt 2.3.7
- is- och strömtryck enligt 2.3.8
- last från övergångskonstruktion enligt 2.3.9
- vattentryck enligt 2.3.10

Beträffande centrifugalkraft, se 2.3.2.3.3.

Beträffande jordtryck orsakat av konstruktionsdels rörelse mot jordfyllning, se 2.3.3.

Beträffande lagerfriktion, se 2.3.4.

Ovannämnda laster kan vanligen anses beaktade om klassningsberäkning utförs med de i avsnitt 2.5 förtecknade lastkombinationerna.

Lasterna gäller för broar med upp till 200 m spännvidd. Vid större spännvidder anges lastförutsättningar i varje enskilt fall.

2.3.2 Trafiklast

2.3.2.1 Allmänt

Med trafiklast avses trafikens inverkan i vertikal och horisontell riktning på körbana, vägren, gångbana och cykelbana.

2.3.2.2 Vertikal trafiklast

2.3.2.2.1 Inverkan av fordon ska beräknas på grundval av i bilaga 2 respektive 3 angivna typfordon. Den jämnt utbredda lasten q i bilaga 2 och 3 är 0 alternativt 5 kN/m och är jämnt fördelad över lastfältets bredd. Varje konstruktionsdel ska kontrolleras för det typfordon som ger ogynnsammaste inverkan.

Typfordonen ska förutsättas belasta med körbanans längdriktning parallella ytor, kallade lastfält, vardera med bredden 3 m. Typfordonens axlar är alltid centriskt placerade inom lastfältet.

Lastfältens antal och placering ska i varje enskilt fall väljas så att ogynnsammaste inverkan erhålls. Antalet lastfält med typfordon är högst två. Ena lastfältets typfordon multipliceras med faktorn 1,0 och det andra lastfältets typfordon med faktorn 0,8. Övriga lastfält har en jämnt fördelad last q . Denna kan vara 0 alternativt 5 kN/m och är jämnt fördelad över lastfältets bredd.

Antalet lastfält är lika med det antal körfält som ryms inom den nominella körbanebredd, dock högst fyra.

Med nominell körbanebredd avses den fria brobredden exklusive GC-banor.

Vid broar som trafikeras i mer än ett plan, t.ex. slutna plattrambroar, ska begränsningarna avseende antalet lastfält och antalet lastfält med typfordon gälla för respektive plan.

Då tjockleken av beläggning och överfyllnad tillsammans överstiger 0,15 m godtas att axellasterna sprids i längsled. I tvärled får axellasterna alltid spridas. Lutningen på spridningen antas vara 1:1.

2.3.2.2.2 Dynamiskt tillskott ε ska läggas till samtliga punktlaster enligt 2.3.2.2.1.

$$\varepsilon = \frac{740}{20 + L} [\%] \text{ vid kontroll i längsled och tvärled.}$$

L i längsled bestäms enligt bilaga 7 och i tvärled som konsollängden eller avståndet mellan huvudbalkarnas centrumlinjer.

För snedvinkliga plattbärverk ska det dynamiska tillskottet som används för kontroll i längsled användas även vid kontroll i tvärled.

Det dynamiska tillskottet maximeras till 35%.

Då tjockleken av beläggning och överfyllnad tillsammans överstiger 0,5 m godtas att det dynamiska tillskottet minskas. Vid tjockleken 3,0 m godtas att det dynamiska tillskottet sätts till 0. För tjocklekar mellan 0,5 och 3,0 m interpoleras rätlinjigt.

2.3.2.2.3 Hjultryckets utbredning i tvärled är 0,3 m och i längsled 0,2 m. Centrumavståndet mellan hjultrycken förutsätts variera godtyckligt mellan 1,7 m och 2,3 m.

2.3.2.2.4 I längsled ska som utmattningslast förutsättas ett körfält belastat med ett av typfordonen enligt bilaga 2 respektive 3. I detta fall godtas att typfordonet anses bestå av endast punktlaster och ska placeras så att största påkänningsvidd erhålls för betraktad konstruktionsdel, d.v.s. typfordonet förutsätts följa samma lastfält.

Utmattningslasten ska antas motsvara ett ekvivalent lastkollektiv med kollektivparametern $\kappa=1$.

Vid klassningsberäkning av rörlig bro (öppningsbar) godtas att lastkollektiv av trafiklast och lastkollektiv av broöppning överlagras enligt Palmgrens delskadehypotes. För broöppning är $\kappa=1$ och $n_t=10^5$.

Alternativt får lastkollektiven för broöppning och trafiklast beräknas var för sig, varvid summan av de båda kvoterna mellan aktuell spänningsvidd, σ_{rd} , och dimensionerande spänningsvidd, f_{rd} , får uppgå till högst 1,2.

- 2.3.2.2.5 Broar dimensionerade för 1988 års trafiklastbestämmelser och senare ska kontrolleras för utmattningsgrad. Dock godtas att broar med minst 1,0 m tjock beläggning + överfyllnad inte kontrolleras för utmattningsgrad.

Svetsade eller nitade konstruktioner och skruvade skarvar i huvudkonstruktion samt öppningsbara broar ska alltid kontrolleras för utmattningsgrad oavsett vilken belastningsbestämmelse bron är dimensionerad för. Se 2.3.2.2.4 och 5.2.4.2.

Utmattningskontroll fordras dessutom i de fall då klassningsberäkningen utförs i säkerhetsklass 2 och undantagen i 1.1.6.1 inte är uppfyllda.

För broar byggda enligt 1994 års belastningsbestämmelser och senare ska det lastcykeltal användas som bron ursprungligen dimensionerats för. För övriga broar godtas att lastcykeltalet lika med 100 000 används.

Lastcykeltalet kan vanligen sättas lika med spänningscykeltalet.

För rörliga broar kan andra lastcykeltal godtas efter utredning.

- 2.3.2.2.6 Vid klassningsberäkning med hänsyn till vridning förutsätts x körfält belastat med ett av typfordonen enligt bilaga 2 respektive 3. Typfordonet ska placeras så att störst vridning erhålls för belastad konstruktionsdel, d.v.s. typfordonet förutsätts följa samma körfält.

För broar byggda för 1947 års trafiklastbestämmelser och senare ska x sättas till 2. Multiplikation enligt 2.3.2.2.1 godtas. För övriga broar godtas att x sätts till 1.

I detta fall får centrumavståndet mellan hjultrycken förutsättas vara 2,0 m.

Konstruktion som inte är utformad så att dess funktion är beroende av förmågan att överföra vridning får kontrolleras under förutsättning att vridstyvheten är lika med noll. Beräkningsprincipen ska tillämpas konsekvent, dock godtas att 4.1.2.6.3 tillämpas.

- 2.3.2.2.7 Gång- eller cykelbana ska belastas med en ytlast $p=4$ kN/m². Gång- eller cykelbana som är förlagd i samma plan som körbana och som inte är avskild med räcke ska i belastningshänseende räknas som körbana.

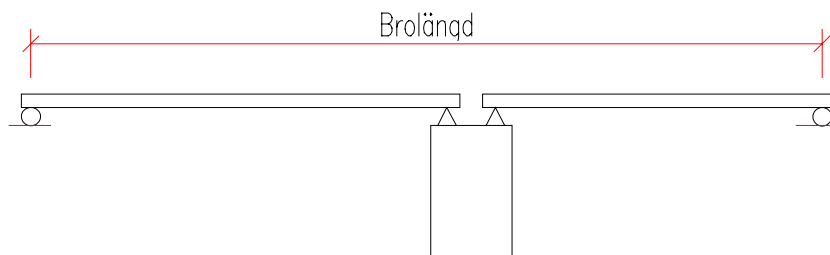
Höjdskillnad mindre än 100 mm betraktas i detta avseende som samma plan.

2.3.2.3 Bromskraft, sidokraft och centrifugalkraft

2.3.2.3.1 Inverkan av typfordonens bromsning och acceleration ska anses motsvara en horisontalkraft (bromskraft) på 70 kN vid brolängd högst 20 m, 170 kN vid brolängden 40 m och 470 kN vid brolängden större än eller lika med 170 m. För mellanliggande brolängder bestäms bromskraften genom rätlinjig interpolering.

Vid bestämning av bromskraften bör med brolängd avses avståndet mellan närliggande fogar som inte överför horisontalkraft.

Konstruktionsdel, som kan belastas av bromskraft från två eller flera brodelar, ska kontrolleras för en total bromskraft av 70 - 470 kN beroende på brolängd. Denna ska bestämmas enligt den princip som visas i figur 2-1. Figuren visar en för två brodelar gemensam pelare med fasta lager. Vid bestämning av bromskraften på pelaren ska brolängden sättas till summan av de enskilda brodelarnas längder.



Figur 2-1 Bestämning av brolängd

Bromskraften ska antas verka i körbanans längdriktning och i nivå med beläggningsens överkant.

Bromskraften kan anses jämnt fördelad på hela brobredden.

Vid kontroll av sådan konstruktionsdel som förutsätts belastad av endast en axellast, ska bromskraften antas vara 70 kN och uppdelad i två delkrafter om 35 kN med centrumavståndet 2,0 m.

Då beläggningsen och överfyllnaden tillsammans har en tjocklek som överstiger 0,5 m godtas att inverkan av bromskraften minskas. Vid tjockleken 3,0 m godtas att inverkan av bromskraften sätts till 0. För tjocklekar mellan 0,5 och 3,0 m godtas att inverkan av bromskraften bestäms genom rätlinjig interpolering.

2.3.2.3.2 Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att sidokraft inte medräknas.

Inverkan av sned eller osymmetrisk bromsning av fordon, sidostöt m m, ska anses motsvara en godtyckligt placerad horisontalkraft (sidokraft) lika med 25% av bromskraften enligt 2.3.2.3.1.

Sidokraften ska antas verka vinkelrät mot körbanans längdriktning och i nivå med beläggnings överkant.

2.3.2.3.3 Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att centrifugalkraft inte medräknas.

Inverkan av centrifugalkraft från typfordonen motsvarar en horisontell kraft F . Denna ska bestämmas enligt formel (2).

$$F = \frac{40}{R} \cdot V \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

dock högst $0,2 \cdot V$ (kN)

R horisontalkurvans radie (m)

V vertikallast av trafiklast (kN).

Centrifugalkraften ska hänföras till det lastfall som ger upphov till denna.

Centrifugalkraften kan förutsättas verka i nivå med beläggnings överkant.

Då R är minst 1 500 m godtas att hänsyn till centrifugalkraft inte tas.

2.3.2.4 Last på vägbank (överlast)

Med last på vägbank avses en tillfällig last på vägen intill konstruktionen, vanligen trafiklast. Överlasten ska antas ha en intensitet $p_t = 15 \text{ kN/m}^2$ på en bredd ≤ 6 m och 10 kN/m^2 på den övriga delen av bredden. I denna inefattas gångbanor, mittremsa etc.

För broar byggda enligt 1975 års belastningsbestämmelser och senare ska p_t sättas till 20 respektive 10 kN/m^2 .

Överlasten ska antas ge upphov till ett tryck i horisontal led som mot en vertikal yta uppgår till

$$p = K_o \cdot p_t$$

Hänsyn ska tas till påverkan av icke horisontal överyta och icke vertikal yta.

Vid uppdelad stödkonstruktion ska hänsyn tas till valvbildning enligt 2.2.3.4.

Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att endast dubbelsidig överlast medräknas.

2.3.2.5 Militära fordon

2.3.2.5.1 De militära fordonens utseende framgår av bilaga 4. Framkomligheten för dessa fordon ska kontrolleras under förutsättningen att de framförs i körbanemitt, ensamma på bron, och med hastigheten 15 km/tim. Excentriciteten (e) ska bestämmas enligt 2.3.2.5.2. Dynamiskt tillskott (ϵ) ska bestämmas enligt 2.3.2.5.3.

I tillämpliga delar gäller dessutom 2.3.2.2.1 och 2.3.2.2.6. Utmattningskontroll och kontroll i bruksgränstillståndet erfordras inte.

2.3.2.5.2 Excentriciteten (e) ska bestämmas enligt nedan.

Körbanebredd (m)	Excentricitet (m)
$\leq 4,0$	0,5
$\geq 7,0$	1,0

För körbanebredder mellan 4,0 m och 7,0 m godtas att e bestäms genom rätlinjig interpolering.

Om angivna excentriciteter inte inryms ska e sättas till det största möjliga med hänsyn till körbanebredden.

2.3.2.5.3 Dynamiskt tillskott (ϵ), vid klassningsberäkning avseende längsled, ska beräknas enligt formeln

$$e = \frac{220}{20 + L} \quad (\%), \text{ där } L \text{ bestäms enligt bilaga 7.}$$

Vid klassningsberäkning avseende tvärlädd godtas att det dynamiska tillskottet (ϵ) sätts lika med 11%.

Minskning av det dynamiska tillskottet enligt 2.3.2.2.2 godtas.

2.3.3 Ökat jordtryck orsakat av konstruktionsdels rörelse mot jord

Vid klassningsberäkning av ramkonstruktioners över- och underbyggnad godtas att jordtryck förorsakat av bromskraft och temperatur inte medräknas.

De ökade jordtrycken enligt 2.3.3.1 och 2.3.3.2 hänförs till det lastfall, som ger upphov till rörelserna.

Den sammanlagda effekten bör beaktas om mer än en last, t.ex. bromskraft och temperatur, tillsammans ger upphov till rörelsen och plasticering i jorden uppstår.

Om förskjutningen δ orsakas av temperaturändring, ska δ svara mot förskjutningen av temperaturskillnaden $T^+ - T^-$, se tabell 2-3.

2.3.3.1 Ramben, pelare i jordfyllning, pålar m. m.

Om ramben, pelare i jordfyllning, pålar m.m. utsätts för ökad belastning av jordtryck på grund av konstruktionens rörelse mot jorden, ska hänsyn till detta tas.

Den ökning av jordtrycket utöver vilojordtrycket som orsakas av förskjutningen ska antas uppgå till

$$\Delta p = c \gamma z \beta \quad (\text{kN/m}^2)$$

ned till nivån $z=h/2$. Under denna nivå ska jordtrycket antas avta rätlinjigt till 0 vid nivån $z=h$ (triangulär fördelning)

c 600 när jordtrycket verkar ogynnsamt, såsom vid tvångsinverkan av temperaturökning

c 300 när jordtrycket verkar gynnsamt, såsom inverkan på mellanstöd vid överföring av bromskraft till bakfyllning

γ jordmaterialets tunghet (medelvärde) från markytan ned till djupet z , se tabell 2-1

z djup under markytan (m)

$$\beta = \frac{\delta}{h}$$

δ konstruktionsdelens horisontella förskjutning upptill i riktning mot jorden

h rambenets höjd.

Vilojordtrycket tillsammans med Δp kan högst uppgå till passivt jordtryck.

2.3.3.2 Ändskärm

Hänsyn ska tas till ökat jordtryck mot ändskärm till följd av konstruktionens rörelse mot jorden.

Vid beräkningen godtas att det totala jordtrycket, (p), bestäms enligt nedan

$$p = p_0 \quad \text{om } \delta = 0$$

$$p = p_0 + c_i \delta \frac{200}{H} p_i \quad \text{om } 0 < \delta < H/200$$

$$p = p_0 + c_i p_i \quad \text{om } \delta \geq H/200$$

c_i	1 då jordtrycket verkar ogynnsamt, såsom vid tvångsinverkan av temperaturökning
c_i	0,5 då jordtrycket verkar gynnsamt, såsom inverkan på mellanstöd vid överföring av bromskraft till motfyllning
p_o	vilojordtryck
p_p	passivt jordtryck
p_i	$p_p - p_o$
H	ändskärmens höjd
δ	konstruktionens horisontella förskjutning i riktning mot jorden.

I brottgränstillståndet ska för det passiva jordtrycket användas lastfaktorn $\psi\gamma$ bestämd som ett sammanvägt värde av de lastfaktorer som gäller för respektive ingående last. Den last som givit största deformationen ska ges den högre lastfaktorn enligt tabell 2-4. Den sammanvägda lastfaktorn ska dock alltid minst ha värdet 1,0.

2.3.4 Lagerfriktion

Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att lagerfriktion inte medräknas.

För rullager av stål samt för glidlager av stål med mellanliggande PTFE-skikt (polytetrafluoretylen) ska hänsyn tas till en lagerfriktion på 5% av aktuell upplagskraft. Lagerfriktionen ska antas vara 0% om inverkan därav blir ogynnsammare.

Friktionskoefficienten för andra typer av lager fastställs i varje enskilt fall.

Lagerfriktionen ska hänföras till de lastfall som ger upphov till storleken av friktionskraften.

Vid bestämning av inverkan på fasta upplag till följd av friktion i rörliga lager godtas att motriktade friktionskrafter från temperaturändringar enligt 2.3.6.1 antas motverka varandra. Det ska förutsättas en horisontalkraft minst motsvarande friktionskraften i ett upplag med rörliga lager eller 20% av sammanlagda friktionskraften i de rörliga lagren, dock godtas att högst 10 rörliga lager medräknas. Uppdelning av friktionskraften på de fasta upplagen godtas.

2.3.5 Snölast

Broar med takkonstruktion ska beräknas för snölast. Denna ska bestämmas som tyngden per horisontal area.

Vid bestämning av snölast ska även inverkan av bronns form och snöanhopningar till följd av vindpåverkan, ras och glidning beaktas.

Snölastens tyngd ska bestämmas enligt formel (3).

$$s_k = \mu C_t s_0 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3)$$

s_k karakteristiskt värde för snölast på bro

μ formfaktor som beror av takytans form och av risk för snöanhopning till följd av vind, ras och glidning

C_t termisk koefficient som beror på energiförluster genom taket. Koefficienten kan vanligen sättas till 1

s_0 snölastens grundvärde på mark enligt BKR 94, avsnitt 3:5.

Lämpliga formfaktorer kan hämtas från Boverkets handbok "Snö- och vindlast".

2.3.6 Temperaturändring

2.3.6.1 Allmänt

Inverkan av temperatur ska beräknas för 2.3.6.1 kombinerat med det ogynnsammaste av 2.3.6.2 eller 2.3.6.3.

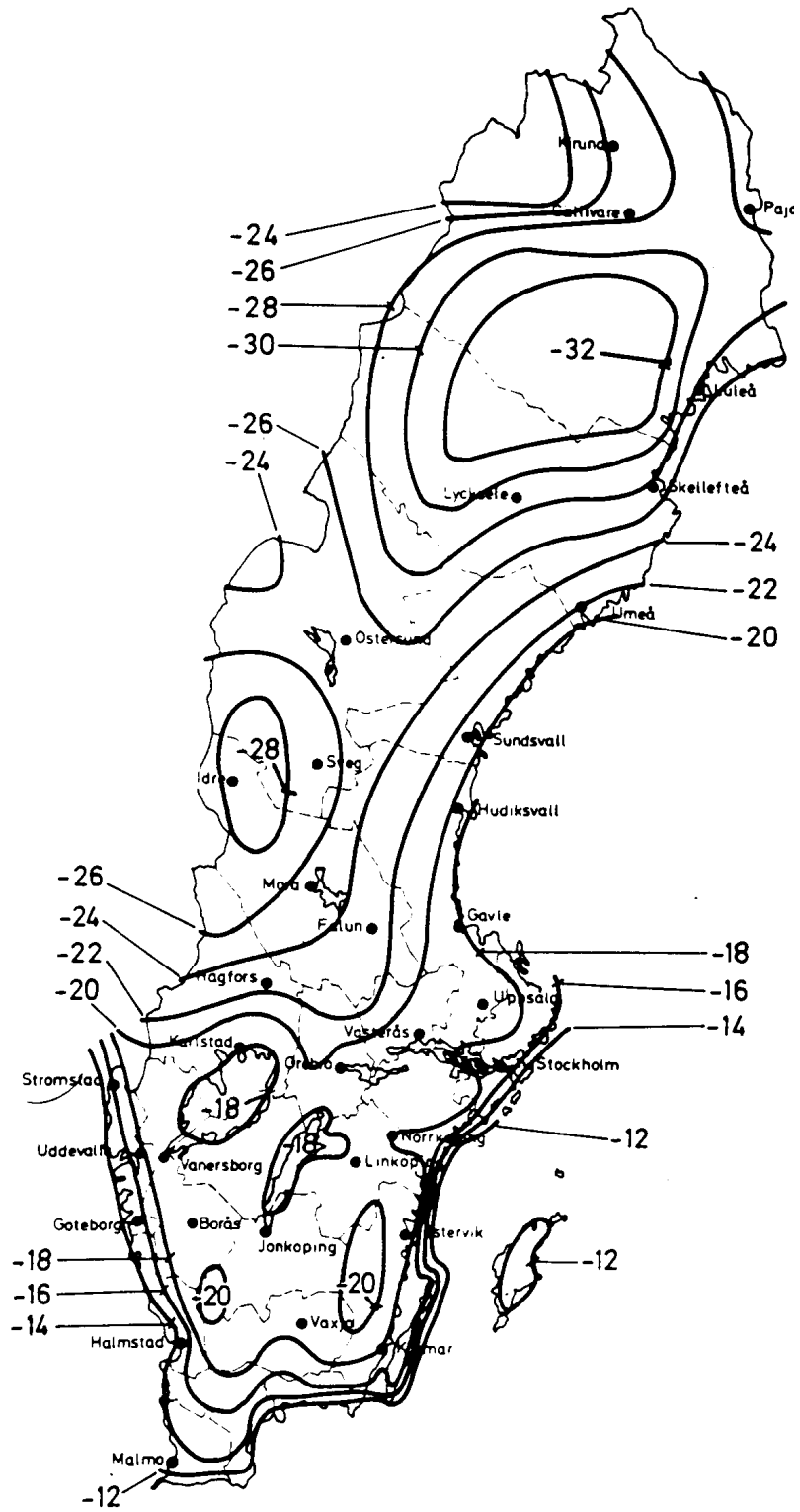
Konstruktionen ska kontrolleras för en över hela konstruktionen eller konstruktionsdelen lika stor jämn temperaturförändring (T^+ resp T^-).

Vid systemberäkning kan betongens och stålets temperatur vanligen antas vara 10°C.

T^+ -värden enligt tabell 2-3 ska användas. T^- -värden hämtas från tabell 2-3 med dygnsmedelvärden $T_o(-)$ för låga temperaturer enligt figur 2-2 som ingångsvärde.

För konstruktioner med överfyllnadshöjd $\geq 0,5$ m får T^+ - och T^- -värdena halveras.

I de fall relevant klimatstatistik anger att andra $T_o(+)$ - och $T_o(-)$ värden är tillämpliga kan dessa värden användas.



Figur 2-2 Dygnsmedelvärden $T_0(-)$ för låga temperaturer

Vid beräkning av deformationer orsakade av temperaturändringar ska följande längdutvidgningskoefficienter förutsättas.

$1,0 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) för stål och betong

$0,5 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) för trä längs fibrerna

$5,0 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) för trä tvärs fibrerna

$2,4 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) för aluminium

Tabell 2-3 Jämn temperaturförändring

Konstruktionstyp	Medeltemperatur i konstruktionen ($^\circ\text{C}$)	
	T^+	T^-
Aluminium eller stålbroana på låd- eller I-balkar av stål	45	$T_o(-)-10$
Betong- eller träbroana på låd- eller I-balkar av stål	45	$T_o(-)-5$
Betongbroana på betongbalkar (även lådbalkar) Gäller även plattbroar.	25	$T_o(-)$
Träbroana på balkar av trä	25	$T_o(-)$

2.3.6.2 Ojämn temperatur

För broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser eller tidigare godtas att ojämn temperatur ΔT inte medräknas utom vid konstruktioner med överfyllnadshöjd $\geq 0,5$ m, då ΔT sätts till $\pm 5^\circ\text{C}$.

För broar dimensionerade enligt 1975 års trafiklastbestämmelser och senare ska ojämn temperatur medräknas. ΔT sätts till värde enligt ursprunglig beräkning eller om värde saknas enligt BRO 94, 21.26.

2.3.6.3 Temperaturskillnad

För broar med lådsektion av betong dimensionerade enligt 1975 års trafiklastbestämmelser och senare, ska konstruktionen kontrolleras för en temperaturskillnad av $x^\circ\text{C}$ mellan konstruktionsdelarnas ytter- och innersidor.

x sätts för broar dimensionerade för 1988 års trafiklastbestämmelser och senare till 10°C och till 5°C för övriga broar.

2.3.7 Vindlast

Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att vindlast inte medräknas.

Lastförutsättningarna redovisade nedan avser broar och konstruktionsdelar i broar där vindpåverkan inte medför väsentliga deformationer eller där det inte finns någon risk för skadliga svängningar och utmattningseffekter på grund av virvelavlösningar och vindens variationer.

För broar där vindlasten kan medföra väsentliga deformationer fastställs vindlasten i varje enskilt fall.

2.3.7.1 Vindlastens intensitet

För bro med maximal höjd 50 m över omgivande terräng eller vattenyta godtas att följande förutsätts.

Vindlastens intensitet uppgår till 1,4 kN/m² upp till en höjd av 12 m. Vid höjden 30 m uppgår vindlastintensiteten till 1,7 kN/m² och vid höjden 50 m till 1,8 kN/m². För mellanliggande höjder godtas rätlinjig interpolering.

Vid samtidig vindlast och trafiklast motsvarar vindytan på trafiken en längsgående rektangel med höjden 2,0 m ovan beläggningens överkant. Vindlastintensiteten på trafik ska antas uppgå till 60% av ovan angivna värden.

För broar med maximal höjd större än 50 m över omgivande terräng eller vattenyta eller om lokalt exaktare värde erfordras bör förutsatt vindlastintensitet utredas i varje enskilt fall.

2.3.7.2 Rörlig bro

Med ändring av vad som anges i 2.3.7.1 ska, för rörlig bro i rörelse, se BRO 94, 80.33, vindlastens intensitet i brons längdriktning (vägriktning) antas vara 0,7 kN/m².

Svängbro i rörelse ska beräknas under förutsättning att den ena armen, vid olika längd den längre, antas vara påverkad av vindtrycket 0,7 kN/m² och den andra av vindtrycket 0,4 kN/m².

2.3.8 Is- och strömtryck

Vid klassningsberäkning av överbyggnad godtas att is- och strömtryck inte medräknas.

Broar ska beräknas med hänsyn till belastning av is- eller strömtryck. Vidare ska vågtryck beaktas om detta är aktuellt.

2.3.8.1 Istryck

Vid beräkningen godtas att istryck i tvärled mot ett stöd inte antas verka samtidigt som istryck i stödets längdriktning.

Stöd i vatten ska, om inte högre värde anges i den ursprungliga beräkningen, beräknas för ett istryck motsvarande en kraft av 200 kN verkande i stödets längdriktning och 200 kN verkande vinkelrät däremot. I horisontalplanet ska krafterna anses angripa dels på nivån MHW och dels på nivån MLW.

2.3.8.2 Strömtryck

I strömriktningen verkande kraft F av strömtrycket på ett stöd ska beräknas enligt formel (4).

$$F = k \rho A v^2 \quad (\text{N}) \quad (4)$$

A det i vattnet befintliga stödets projektion i m^2 på ett vertikalt plan vinkelrät mot strömriktningen

v vattenhastigheten i m/s

k en konstant, vars värde bestäms från fall till fall. Vid tvära ändytor på stödet sätts k till 0,7 och vid cirkulära till 0,35

ρ vattnets densitet (1000 kg/m^3).

Förutsatt vattenhastighet v hämtas från ursprunglig beräkning.

2.3.9 Last från övergångskonstruktion

Horisontalkraft från övergångskonstruktioner ska beaktas. Horisontalkraften ska förutsättas vara 10 kN/m om inte annat påvisas vara riktigare.

Uppgift om horisontalkraftens storlek kan vanligen hämtas ur leverantörens produktbeskrivning.

2.3.10 Vattentryck

Skillnaden mellan vattentrycket vid förekommande vattenstånd och vattentrycket enligt 2.2.4 ska beaktas. Baserar sig dessa värden på uppmätta vattenstånd som HHW respektive LLW ska dessa, med beaktande av mätperiodens längd, omräknas till karakteristiska värden enligt BKR 94, avsnitt 2:21.

2.4 Olyckslaster

Med olyckslast avses nedan uppräknade laster, varvid var och en av dessa betraktas som en last.

- Påkörningskraft av fordon enligt 2.4.1
- Påseglingskraft av fartyg enligt 2.4.2
- Ofrivillig uppkörning enligt 2.4.3
- Avslagen hängare/avslaget hängstag enligt 2.4.4
- Brott i kabel till snedkabelbro enligt 2.4.5

2.4.1 Påkörningskraft av fordon

2.4.1.1 Stöd

Stödet ska kontrolleras för en statiskt verkande horisontalkraft F i underliggande vägs eller järnvägs längdriktning och $0,5 F$ vinkelrät denna. Krafterna antas angripa på nivån 1,0 m över körbana eller rälsöverkant och förutsätts inte uppträda samtidigt.

För bro över väg är F lika med 1 000 kN och för bro över järnväg 2 000 kN.

Ett godtagbart alternativ till klassningsberäkning för påkörningskraft enligt ovan är att två intilliggande pelare i ett mellanstöd förutsätts vara avslagna. Överbyggnaden ska då kontrolleras för detta lastfall.

2.4.1.2 Överbyggnad

För broar med horisontell eller nästan horisontell överbyggnad ska påkörningskraften sättas till $0,2 F$. Den ska anses ha en lastyta av 2000×100 mm, med måttet 2000 mm i brons längsled. Påkörningskraften ska antas verka vinkelrät mot brons längdriktning och vara godtyckligt placerad inom ett område som begränsas av vägbanebredden utökad med 3,0 m på bägge håll.

2.4.2 Påseglingskraft av fartyg

Påseglingskraftens storlek bestäms genom utredning i varje enskilt fall. Om inte annat anges ska kraften förutsättas angripa i nivå med medelvat-tenytan, antingen i stödets längdriktning eller tvärriktning. Då risk föreligger att en bro överbyggnad kan skadas av kranar och dylikt på fartyg ska brons överbyggnad beräknas för en påseglingskraft parallellt farleden. Denna påseglingskraft ska placeras på ogynnsammaste plats inom farleden. Kraften ska anses angripa i underkant på brons överbyggnad.

I BRO 94, 21.321 redovisas riktlinjer för bedömning av påseglingskraftens storlek under förutsättning att brostödet kan anses oeftergivligt, d.v.s. att hela kollisionsenergin tas upp i form av deformationer i fartyget. Denna förutsättning gäller vanligen då stödet är utformat med hänsyn till risken för påsegling av stora fartyg. I BRO 94, figur 21-12 anges påseglingskraft som funktion av fartygs djupgående respektive storlek (BRT och dwt).

2.4.3 Ofrivillig uppkörning

Gång- och cykelbana ska kontrolleras för trafiklast enligt 2.3.2.2.1 - 2.3.2.2.3.

2.4.4 Avslagen hängare/avslaget hängstag

Båg- och hängbroar ska beräknas med förutsättningen att ett godtyckligt placerat hängstag är avslaget respektive att en godtyckligt placerad hängare är avslagen. Om hängare/hängstag är dubblerad gäller kravet båda delhängarna/delhängarstagen.

2.4.5 Brott i kabel till snedkabelbro

En snedkabelbro ska beräknas för brott i en godtyckligt placerad enstaka kabel. Om kabeln är dubblerad gäller kravet båda delkablarna.

2.5 Lastkombinationer

2.5.1 Allmänt

De i avsnitt 2.2 - 2.4 angivna lasterna ska kombineras så att ogynnsammaste inverkan för olika konstruktionsdelar erhålls.

I lastkombinationerna A och B:a ingår även att kontrollera bärförmågan för en dellastkombination som innebär att tygfordonen framför i ett lastfält placerat i körbanemitt med excentricitet enligt 2.3.2.5.2.

Fördelningsbredden godtas i detta fall satt till 4,0 m.

2.5.2 Lastkombinationer

Beräkningen ska ske med de i tabell 2-4 angivna lastkoefficienterna ψ och de där angivna lastkombinationerna om inte annat påvisas vara rikti- gare. För klassningsberäkning av grundläggning i brottgränstillståndet kan, enligt kapitel 3, alternativt 2.5.3 och tabell 2-5 användas.

För vissa mindre ofta förekommande konstruktioner kan klassningsberäkning av andra kombinationer krävas.

Vid beräkningen godtas att bromskraft och lagerfriktion inte kombineras.

2.5.2.1 Lastkombination A

Denna lastkombination är belastningsfall i brottgränstillståndet.

I denna lastkombination ska medräknas maximalt de fyra variabla laster som tillsammans ger ogynnsammaste inverkan. Vid broar som trafikeras i mer än ett plan, t.ex. slutna plattrambroar, ska antalet variabla laster ökas till maximalt fem.

Ogynnsammaste variabla last ska ges det högre värdet på lastkoefficienten $\psi\gamma$. Övriga variabla laster ska ges det lägre värdet. Trafiklast i ytterligare ett plan, t.ex. i slutna plattrambroar, ska i sådana fall ha det lägre värdet på lastkoefficienten lika med 1.

Hänsyn ska tas till betongens krypning, se 4.1.3.

2.5.2.2 Lastkombination B

Denna lastkombination är uppdelad i tre dellastkombinationer.

2.5.2.2.1 Lastkombination B:a

Denna lastkombination är huvudbelastningsfall i bruksgränstillståndet.

2.5.2.2.2 Lastkombination B:b

Denna lastkombination utgör grund för beräkning av sprickbredder i bruksgränstillståndet. Lastkombinationen utgör även den i BBK 94 omtalade långtidslasten.

2.5.2.2.3 Lastkombination B:c

Denna lastkombination utgör grund för klassningsberäkning med hänsyn till nedböjning. Dynamiskt tillskott enligt 2.3.2.2.2 kan försummas för broar, vilka inte är dimensionerade för 1975 års trafiklastbestämmelser och senare.

2.5.2.3 Lastkombination C

Denna lastkombination utgör grund för utmattningskontroll.

2.5.2.4 Lastkombination D

Denna lastkombination utgör grund för klassningsberäkning för olyckslast. En beräkning görs för varje olyckslast.

2.5.2.5 Lastkombination E

Denna lastkombination utgör grund för klassningsberäkning i brottgränstillståndet för militära fordon.

Tabell 2-4 Lastkoefficienter för respektive lastkombination $\psi\gamma$

Laster	Lastkombinationer						
	A	B:a	B:b	B:c	C	D	E
<u>Permanenta laster</u>							
Egentyngd (2.2.1)	1	1	1		1	1	1
Beläggning (2.2.2.1)	1,2	1,2	1,2		1,2	1,2	1,2
Överfyllnad (2.2.2.2)	1	1	1		1	1	1
Jordtryck (2.2.3)	1	1	1		1	1	1
Vattentryck (2.2.4)	1	1	1			1	1
Stödförskjutning (2.2.5)	1	1	1		1	1	1
Krympning (2.2.6)	1	1			0,5		
Spännkraft (2.2.7)	1	1	1		1	1	1
<u>Variabla laster</u>							
Lastgrupp a (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp b (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp c (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp d (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp e (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp f (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp g (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp h (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp i (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp j (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp k (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Lastgrupp l (2.3.2.2.1)	0,7/1,3	1		1	1	0,7	
Gångbanelast (2.3.2.2.7)	0,2/1,3	0,2					
Militära fordon (2.3.2.5)							1,2
Bromskraft (2.3.2.3.1)	0,7/1,3	0,7					
Sidokraft (2.3.2.3.2)	0,7/1,3	0,7					
Överlast (2.3.2.4)	0,7/1,3	0,7					
Snölast (2.3.5)	0,6/1,3	0,6	0,2				
Temperaturändring (2.3.6)		0,6	0,2				0,3
Vindlast (2.3.7)	0,6/1,3	0,6					
Is- och strömtryck (2.3.8)	0,6/1,3	0,6					
Last från övergångskonstruktion (2.3.9)	0,4/1,3	0,4					
Vattentryck (2.3.10)	0,8/1,3	0,8	0,3				
<u>Olyckslaster</u>							
Påköringskraft (2.4.1)						1	
Påseglingskraft (2.4.2)						1	
Ofrivillig uppkörning (2.4.3)						1	
Avslagen hängare (2.4.4)						1	
Brott i kabel (2.4.5)						1	

2.5.3 Lastkombination för klassningsberäkning av grundläggning

Klassningsberäkning av grundläggning i brottgränstillståndet får göras för lastkombinationer enligt 2.5.3.1 och de i tabell 2-5 angivna lastkoefficienterna $\psi\gamma$. Se även avsnitt 3.1.

2.5.3.1 Lastkombination X

Denna lastkombination är uppdelad i tre delastkombinationer. De tre delastkombinationerna är alternativa, dvs den som ger störst lasteffekt ska användas.

2.5.3.1.1 Lastkombination X:A

Denna lastkombination motsvarar ”vanligt lastfall”.

2.5.3.1.2 Lastkombination X:B

Denna lastkombination motsvarar ”exceptionellt lastfall”.

2.5.3.1.3 Lastkombination X:C

Denna lastkombination motsvarar ” exceptionellt lastfall inklusive is- och strömtryck”.

Tabell 2-5 Lastkoefficienter $\psi\gamma$ för grundläggningslastkombinationen i brottgränstillståndet

Laster	Lastkomb	X:A	X:B	X:C
<u>Permanenta laster</u>				
Egentyngd (2.2.1)		1	0,85	0,7
Beläggning (2.2.2.1)		1	0,85	0,7
Överfyllnad (2.2.2.2)		1	0,85	0,7
Jordtryck (2.2.3)	max	1,1	0,9	0,75
Vattentryck (2.2.4)	min	0,8	0,65	0,55
Stödförskjutning (2.2.5)		0	0,85	0,7
Spännkraft (2.2.7)		1	0,85	0,7
<u>Variabla laster</u>				
Lastgrupp a (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp b (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp c (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp d (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp e (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp f (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp g (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp h (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Lastgrupp i (2.3.2.2.1)		1	0,85	0,7
Gångbanelast (2.3.2.2.7)		1	0,85	0,7
Militära fordon (2.3.2.5)			0,85	0,7
Bromskraft (2.3.2.3.1)		0	0,85	0,7
Sidokraft (2.3.2.3.2)		0	0,85	0,7
Överlast (2.3.2.4)		1	0,85	0,7
Snölast (2.3.5)		1	0,85	0,7
Temperaturändring (2.3.6)		0	0,85	0,7
Vindlast (2.3.7)		0	0,85	0,7
Is- och strömtryck (2.3.8)		0	0	0,7
Last från övergångskonstr (2.3.9)		1	0,85	0,7
Vattentryck (2.3.10)		1	0,85	0,7

3 Grundläggning

3.1 Allmänt

Klassningsberäkning av grundläggning kan utföras enligt två alternativa metoder. Den ena bygger på metoden med tillåtna påkänningar varvid lastkombinationer enligt 2.5.3 ska användas. Den andra bygger på partialkoefficientmetoden varvid lastkombinationer enligt 2.5.2 ska användas. Den valda metoden ska tillämpas konsekvent.

Metoden med tillåtna påkänningar bör endast användas för broar dimensionerade innan Vägverkets publikation 1993:203 "BRONORM 88, del 3 Grundläggning och underbyggnad" började gälla.

I texten har en uppdelning av metoderna endast gjorts där valet av beräkningsmetod påverkar beräkningsmodell, hållfasthetsvärden etc.

3.1.1 Definitioner

3.1.1.1 Grundläggning

Med grundläggning avses gränssnittet mellan bottenplatta och undergrund samt de delar av undergrunden för vilka konstbyggnaden innebär ändrade spänningsförhållanden.

3.1.1.2 Jordart

Jordartsbenämningarna hänför sig till Byggforskningsrådets publikation T 21 "Jordarternas indelning och benämning".

3.1.2 Speciella konstruktionsdelar

3.1.2.1 Grävpålar

Klassningsberäkning av grävda och i jorden gjutna pålar ska ske enligt "Grävpålanvisningar", rapport nr 58, samt "Grävpålar i friktionsjord", rapport nr 77, utgivna av IVA Pålkommisionen.

Den dimensionerande bärförmågan R_d i brottgränstillståndet ska bestämmas enligt formel (1).

$$R_d = \frac{1,2 \cdot P_{till}}{\gamma_n} \quad (\text{MN/m}^2) \quad (1)$$

där P_{till} anges i rapport 58 och 77.

För grävplålar utförda under vatten ska även 4.1.2.1.5 och 4.1.2.1.6 tillämpas.

3.1.2.2 Stålrörspålar

Klassningsberäkning av stålrörspålar ska ske enligt "Grova stålrörspålar - Anvisningar för dimensionering och utförande", rapport nr 90, utgiven av IVA Pålkommisionen. Om samverkan mellan betong och stålröret utnyttjas ska detta ske genom vidhäftning och friktion eller mekanisk skjuvförbindare. Dock godtas inte större värde än 0,4 MPa på dimensionerande skjuvhållfasthet med avseende på vidhäftning och friktion.

Vid beräkning av lastkapaciteten ska 3.3.2.2 användas.

3.1.2.3 Stålkärnepålar

Lastkapaciteten ska bestämmas enligt 3.3.2.2 och den geotekniska bärförmågan enligt 3.3.2.3.

3.2 Beräkningsförutsättningar

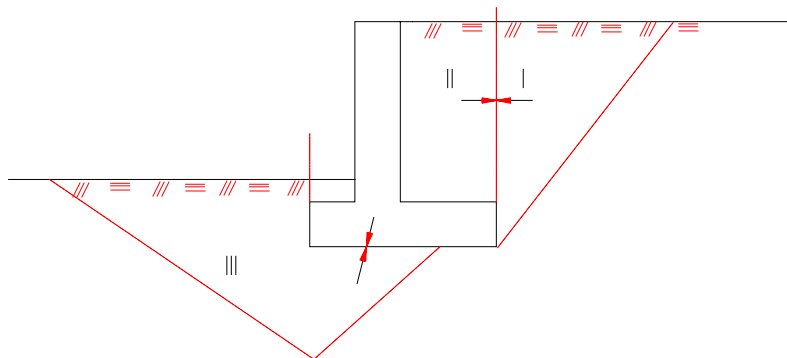
3.2.1 Beräkningsmodell

3.2.1.1 Plattgrundläggning

3.2.1.1.1 Allmänt

3.2.1.1.1.1 Vid klassningsberäkning av plattgrundlagd bottenplatta godtas att rektangulärt fördelad tryckspänning i kontaktytan mellan bottenplatta och undergrund antas.

3.2.1.1.1.2 Vid verifiering av en plattgrundläggnings bärförmåga ska konstruktionen antas uppdelad i tre delar med snittkrafter enligt figur 3-1. Tyngd av jord inom zon II ska räknas som egentyngd.

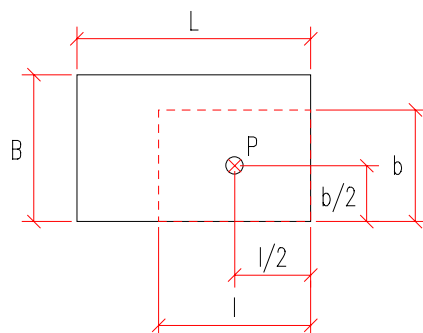


Figur 3-1 Beräkningsmodell för plattgrundläggning

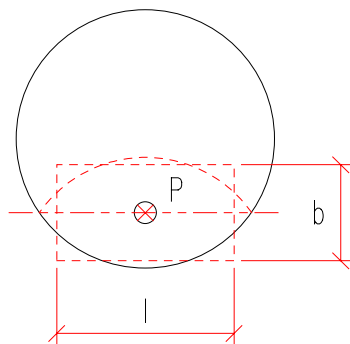
3.2.1.1.2 Metoden med tillåtna påkänningar

- 3.2.1.1.2.1 Grundtrycket ska beräknas som medeltrycket mot bottenplattans effektiva yta enligt 3.2.1.1.2.3.
- 3.2.1.1.2.2 Bärförmågan hos plattgrundläggningen ska bestämmas enligt 3.3.1.4 eller genom glidyteberäkning. Glidyteberäkning ska användas då jord med högre hållfasthet överlagrar jord med lägre hållfasthet samt för plattor i slänt.
- 3.2.1.1.2.3 Vid excentrisk last ska endast den så kallade effektiva ytan $b \cdot l$ i figur 3-2a medräknas, dvs. den del av fundamentytan som ligger symmetriskt i förhållande till angreppspunkten P av lastresultanten. På effektiva ytan ska grundtrycket anses jämnt fördelat. Om den effektiva ytan inte får rektangulär form, omformas den till en motsvarande rektangel med minsta sidan = b och största sidan = l enligt den i figur 3-2b visade principen. Dessa värden på b och l används vid tillämpning av 3.3.1.4.

a)



b)



Figur 3-2a och b Effektiv yta för grundtryck

3.2.1.1.2.4 För brokonstruktion som är grundlagd i slänt ska släntens totalstabilitet beräknas genom glidyteberäkning. I kohesionsjord godtas det att eventuella ändyteeffekter tillgodoräknas.

3.2.1.1.2.5 För glidyteberäkning i friktionsjord ska reducerad friktionsvinkel φ_{red} användas enligt formel (2).

$$\varphi_{red} = \arctan \frac{\tan \varphi}{F_{\varphi}} \quad (2)$$

φ friktionsvinkel enligt 3.2.2.2

F_{φ} säkerhetsfaktor som ges värdet 1,5 oberoende av vilken av lastkombinationerna enligt 2.5.3.1 som tillämpas.

3.2.1.1.2.6 För glidyteberäkning enligt 3.2.1.1.2.4 och beräkning av plattgrundläggning enligt 3.3.1.4.2.5 används i kohesionsjord odränerad skjuvhållfasthet bestämd med vingsond eller fallkonförsök. Denna hållfasthet ska vara korrigerad med hänsyn till jordens flytgräns, enligt SGI Information 3 "Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord". Säkerhetsfaktorn F_c ska minst ges värdet 2,2 oberoende av vilken av lastkombinationerna enligt 2.5.3.1 som tillämpas.

3.2.1.1.3 Partialkoefficientmetoden

För brokonstruktion som är grundlagd i slänt ska släntens totalstabilitet beräknas genom glidyteberäkning. Se även VÄG 94, 2.6.

Glidyteberäkning ska utföras med dränerad analys, dock ska odränerad analys användas i normalkonsoliderad lera.

Vid glidyteberäkning i kohesionsjord med odränerad analys godtas att ändyteeffekten beaktas enligt Vägverkets publikation 1986:6 "Handledning för geotekniska beräkningar".

Vid glidyteberäkning med dränerad analys godtas endast att ändyteeffekten beaktas om skjuvhållfastheten i ändytorna beräknas utan inverkan av spänningsökning förorsakad av fundamentet.

3.2.1.2 Pålgrundläggning

3.2.1.2.1 Allmänt

Tyngd av jord inom zon II enligt figur 3-1 ska räknas som egentyngd.

För pålgrundläggning med färre än åtta pålar ska pålgruppen beräknas som rymdram, inspänd i omgivande jord och i bottenplatta. Påle, slagen efter lerproppdragning ska antas sakna sidostöd från jorden på lerproprens längd om lerproppen har större tvärmått än pålen.

3.2.1.2.2 Metoden med tillåtna påkänningar

Grupp av förtillverkade betongpålar, träpålar eller stålplålar ska kontrolleras så att kraft på enskild påle av dimensionerande lasteffekt enligt 2.5.3.1 högst uppgår till tillåten pållast enligt 3.3.2.3.1 och 3.3.2.3.2.

Vid kontroll av pålgrupp förutsätts vanligen att bottenplattan är styv och att pålarna är ledat infästa i över- och underänden.

3.2.1.2.3 Partialkoefficientmetoden

Vid bestämning av en påles bärförmåga ska det lägsta av lastkapaciteten och den geotekniska bärförmågan användas.

Inverkan av stoppslagning är vanligen avgörande för pålens lastkapacitet.

Om pålarna i en pålgrupp antas inspända i bottenplattan ska denna liksom pålarna beräknas för de uppträdande momenten och krafterna. Vidare ska det visas att jorden kan uppta motsvarande sidokrafter.

3.2.2 Dimensioneringsvärden

3.2.2.1 Allmänt

Grundvattennivå och portryck ska bestämmas enligt VÄG 94, 2.4.3.4.

3.2.2.2 Metoden med tillåtna påkänningar

Undergrundens odränerade skjuvhållfasthet c i kohesionsjord och friktionsvinkel φ i friktionsjord förutsätts vara angiven i varje enskilt fall.

Dessa kan normalt hämtas från brons ursprungliga geotekniska handlingar.

3.2.2.3 Partialkoefficientmetoden

3.2.2.3.1 Med ändring av vad som anges i 4.1.3 godtas att nedanstående kryptal används för pålar.

$\varphi = 1,6$ för permanenta laster

$\varphi = 0$ för övriga laster

Jords krypdeformationer ska beräknas med kryptal enligt nedan.

$\varphi = 2$ för permanenta laster

$\varphi = 0,5$ för temperaturer

$\varphi = 0$ för övriga laster

Karakteristiska vinkeländringsmoduler enligt BRO 94, bilaga 3-4 ska användas.

3.2.2.3.2 Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper inklusive koefficienten γ_m ska bestämmas enligt Vägverkets publikation 1994:15 "Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper".

Värden på jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper samt värde på koefficienten γ_m kan normalt hämtas från brons ursprungliga tekniska beskrivning. Vissa värden på γ_m anges dock här.

3.2.2.3.3 Koefficienten γ_{Rd} ska alltid sättas till lägst 1,0.

3.2.2.3.4 För fyllningar som är packade enligt BRO 94, 34.311 t.o.m. 34.315 respektive Bronorm 88, 33.41 och 33.42 godtas att φ_k bestäms enligt tabell 3-1. Koefficienten γ_m godtas satt till 1,1.

Tabell 3-1 Karakteristisk friktionsvinkel φ_k för packad fyllning

Underlag	Packad fyllning, BRO 94, 33.21 Bronorm 88, 33.41	Packad fyllning, BRO 94, 33.22 Bronorm 88, 33.42	Packad fyllning, BRO 94, 33.23
Underlag av friktionsjord med lägst medelhög relativ fasthet	38°	45°	48°
Underlag av övrig jord	35°	41°	42°

3.3 Brottgränstillstånd

3.3.1 Plattgrundläggning

3.3.1.1 Dimensioneringsvillkor

3.3.1.1.1 Metoden med tillåtna påkänningar

För grundläggning ska följande villkor vara uppfyllt.

$$V_{aktuell} \leq P_{till}$$

$$H_{aktuell} \leq P_{till}$$

$V_{aktuell}$ vertikal last av lastkombination enligt 2.5.3

$H_{aktuell}$ horisontell last av lastkombination enligt 2.5.3

P_{till} tillåten vertikal- respektive horisontalkraft på grundläggningsnivån för plattgrundläggning enligt 3.3.1.3.1, 3.3.1.3.2 och 3.3.1.4.

3.3.1.1.2 Partialkoefficientmetoden

Bärförmågan hos plattgrundläggning ska bestämmas med allmänna bärighetsformeln enligt Plattgrundläggning, 2.42, eller genom glidyteberäkning. Koefficienten γ_{Rd} godtas satt till 1,0.

För olika jordförhållanden ska beräkningen utföras under antagande av odränerade respektive dränerade förhållanden.

Rekommendationerna i Plattgrundläggning, 3.42, bör följas.

Användning av allmänna bärighetsformeln godtas inte vid beräkning (dränerad analys) av platta i slänt med släntlutning större än halva karakteristiska värdet på friktionsvinkeln.

Vid grundläggning på berg ska den dimensionerande bärförmågan hämtas från ursprunglig beräkning.

3.3.1.2 Lastresultanter

3.3.1.2.1 Metoden med tillåtna påkänningar

För platta grundlagd på berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga inom plattans fyra mellersta sjättedelar.

För platta grundlagd på annat material än berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga inom plattans tre mellersta femtedelar.

3.3.1.2.2 Partialkoefficientmetoden

För en platta grundlagd på berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga minst 0,10 m från plattkant.

För en platta grundlagd på annat material än berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga minst 0,30 m från plattkant.

3.3.1.3 Glidning

3.3.1.3.1 Allmänt

Plattgrundläggningar ska beräknas med hänsyn till risken för glidning. Sådan beräkning ska utföras för samtliga gränssnitt där glidning kan inträffa. Beräkningar ska göras genom bestämning av $\mu_{akt} = H/V$.

För prefabricerade bottenplattor ska i 3.3.1.3.2 och 3.3.1.3.3 angivna friktionskoefficienter reduceras med 33%.

3.3.1.3.2 Metoden med tillåtna påkänningar

μ_{akt} ska vara mindre än eller lika med μ_{till}

Den tillåtna friktionskoefficienten μ_{till} mellan konstruktion och underjord ska uppgå till högst följande värden

Sprängd och rensad bergyta	$\mu_{till} \leq 0,75$
planslipat berg	$\mu_{till} \leq 0,45$
grovsilt och fin sand	$\mu_{till} \leq 0,40$
grövre friktionsjordarter	$\mu_{till} \leq 0,50$
kohesionsjord (dränerat brott)	$\mu_{till} \leq 0,40$

Vid klassningsberäkning för lastkombination enligt 2.3.3.1.2 eller 2.3.3.1.3 godtas att friktionskoefficienterna angivna ovan ökade med 15% används.

3.3.1.3.3 Partialkoefficientmetoden

μ_{akt} ska vara mindre än eller lika med μ_d .

Mellan platsgjuten betong och friktionsjord godtas att den karakteristiska friktionskoefficienten μ_k antas lika med $\tan \phi_k$. Vid bestämning av μ_d godtas att koefficienten γ_{Rd} sätts till 1 och γ_m till 1,1.

Den karakteristiska friktionskoefficienten mellan konstruktion och undergrund ska uppgå till högst följande värden.

Sprängd och rensad bergyta	$\mu_k \leq 1,2$
Naturlig, rensad bergyta med sprickor och ojämnheter	$\mu_k \leq 0,8$
Naturlig, rensad, i huvudsak plan och sprickfri bergyta	$\mu_k \leq 0,6$
Kohesionsjord (dränerat brott)	$\mu_k \leq 0,6$

Värdet på μ_k kan normalt hämtas från brons ursprungliga tekniska beskrivning.

I kohesionsjord vid odränerat brott ska medelskjuvspänningen, τ_m , beräknad på plattans effektiva yta, A_{ef} , högst uppgå till jordens dimensionerande odränerade skjuvhållfasthet, c_{ud} .

$$\tau_m = \frac{H}{A_{ef}}$$

Vid bestämning av c_{ud} godtas att koefficienten γ_{Rd} sätts till 1 och γ_m till 1,6.

Värdet på c_{uk} kan normalt hämtas från brons ursprungliga tekniska beskrivning.

3.3.1.4 Tillåtet grundtryck

3.3.1.4.1 Grundläggning på berg

Vid grundläggning på berg bestäms tillåtet grundtryck med hänsyn till bergets kvalitet och med vilken noggrannhet kvaliteten har bestämts.

På ovittrat berg, som inte innehåller sådana sprickor, slag eller krosszoner som kan medföra risk för glidning eller otillåtna sättningar, tillåts om nedan nämnda förutsättningar uppfylls följande grundtryck.

10,0 MPa för granit och andra hårda kristallina bergarter

4,0 MPa för kalksten och sandsten

2,0 MPa för skifferbergarter.

Bergets kvalitet ska vara bestyrkt genom bedömning av representativa borrhänsor och resultat av vattenförlustmätning.

Om inte någon undersökning utförts, begränsas tillåtna grundtryck till följande värden eller till värden angivna i ursprunglig beräkning.

3,0 MPa för granit och andra hårda kristallina bergarter

1,0 MPa för kalksten och sandsten

0,5 MPa för skifferbergarter.

3.3.1.4.2 Grundläggning på annat material än berg

3.3.1.4.2.1 Tillåtet grundtryck på packad fyllning ska bestämmas enligt 3.3.1.4.2.3 med hänsyn till fyllningens geometri och hållfastheten hos jordlagren under fyllningen.

3.3.1.4.2.2 På hårt packad morän (bottenmorän) godtas att grundtrycket högst uppgår till 600 kPa. För övriga typer av morän ska 3.3.1.4.2.3 tillämpas.

3.3.1.4.2.3 Vid grundläggning på friktionsmaterial (grus, sand, grovsilt och moräner med motsvarande kornfördelning) godtas att grundtrycket q_{ill} vid horisontell markyta högst uppgår till

$$q_{ill} = k_q b \left[\gamma_u \left(1 - 0,3 \frac{b}{l} \right) + \gamma_o \frac{D}{b} \left(1 + 0,1 \frac{D}{b} \right) \right] \quad (\text{kPa})$$

b bottenplattans effektiva bredd (m)

l bottenplattans effektiva längd (m)

D grundläggningsdjup i den plattkant där det är minst (m)

γ_u jordens tunghet (kN/m³) räknad som medeltalet för jordlagren närmast under grundläggningsnivån intill djupet $2b$ under denna

γ_o jordens tunghet (kN/m³) räknad som medeltalet för jordlagren över grundläggningsnivån

k_q bärighetskoefficient enligt tabell 3-2 räknad som medeltalet för jordlagren närmast under grundläggningsnivån intill djupet $2b$ under denna.

Tabell 3-2 Bärighetskoefficient k_q

Jordart	Medelfast lagring	Fast lagring
Grovsilt och finsand	$k_q = 4$	$k_q = 7$
Grov- och mellansand	$k_q = 6$	$k_q = 10$
Grus	$k_q = 9$	$k_q = 15$

- 3.3.1.4.2.4 Vid grundläggning på friktionsjord intill släntkrön eller i slänt godtas att tillåtet grundtryck bestäms genom multiplikation av tillåtet grundtryck enligt 3.3.1.4.2.3 med reduktionskoefficienten v .

$$v = 1 - 1,5 \tan \alpha$$

α släntens genomsnittliga lutningsvinkel mot horisontalplanet, inom en rimlig brottfigurs utsträckningsområde, vanligen 2-5 gånger plattans effektiva tvärmått i det förväntade brottets rörelseriktning.

Reduktionsfaktorn v kan användas då grundläggningsdjupet under markytan är mindre än plattans bredd samt då grundläggningsnivåns höjd över slänkfoten är större än plattans bredd.

- 3.3.1.4.2.5 Vid grundläggning på kohesionsmaterial godtas att grundtrycket q_{till} högst uppgår till

$$q_{till} = \frac{5c}{F_c} \left(1 + 0,2 \frac{D}{b} \right) \left(1 + 0,2 \frac{b}{l} \right) + \gamma D \quad (\text{kPa})$$

c jordens skjuvhållfasthet (kPa) bestämd vid geoteknisk undersökning

F_c säkerhetsfaktor enligt 3.2.1.1.2.6

b bottenplattans effektiva bredd (m)

l bottenplattans effektiva längd (m)

D grundläggningsdjup i den plattkant där det är minst (m)

γ jordens tunghet (kN/m^3) bestämd som medelvärdet för jordlagren över grundläggningsnivån

$$\text{Om } \frac{D}{b} > 2,5 \text{ sätts } \left(1 + 0,2 \frac{D}{b} \right) = 1,5.$$

- 3.3.1.4.2.6 Vid lutande kraftresultant ska de enligt 3.3.1.4.2.3 respektive 3.3.1.4.2.5 tillåtna grundtrycken reduceras genom att dessa multipliceras med reduktionskoefficienten i_c eller i_ϕ . Reduktionskoefficienten i_ϕ används vid friktionsmaterial och i_c vid kohesionsmaterial.

$$i_\phi = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^2$$

$$i_c = \left(1 - 1,2 \frac{H}{V} \right)$$

V V_{aktuell} enligt 3.3.1.1.1

H H_{aktuell} enligt 3.3.1.1.1

Kraftresultanten kan ibland luta så att risken för glidning minskar. I sådana fall behöver inte reduktion göras.

3.3.2 Pålgrundläggning

3.3.2.1 Dimensioneringsvillkor

3.3.2.1.1 Metoden med tillåtna påkänningar

För grundläggning ska följande villkor vara uppfyllt.

$$H_{aktuell} \leq P_{till}$$

$$V_{aktuell} \leq P_{till}$$

$H_{aktuell}$ horisontell last av lastkombination enligt 2.5.3

$V_{aktuell}$ vertikal last av lastkombination enligt 2.5.3

P_{till} tillåten vertikal- respektive horisontalkraft på grundläggningsnivån för pålgrupp enligt 3.3.2.3.1, 3.3.2.3.2 och 3.3.2.4.

3.3.2.2 Lastkapacitet

3.3.2.2.1 Allmänt

Vid beräkning av påles lastkapacitet godtas inte att spännarmeringen i betongpålar tillgodoräknas.

3.3.2.2.2 Betong- och stålplålar

Vid tillämpning av partialkoefficientmetoden ska betong- och stålplålar lastkapacitet för tryckkraft bestämmas enligt "Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord", rapport nr 84a, utgiven av IVA Pålkommissionen. Dessutom ska sidomotstånd mot pålar beräknas enligt BRO 94, bilaga 3-5.

Beräkning av lastkapacitet för betong- respektive stålplålar avseende dragkraft ska göras enligt BBK 94 respektive BSK 94.

3.3.2.2.3 Träpålar

Vid tillämpning av partialkoefficientmetoden ska träpålars lastkapacitet för tryckkraft bestämmas enligt principerna i "Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord", rapport nr 84a, utgiven av IVA Pålkommissionen. Dessutom ska sidomotstånd mot pålar beräknas enligt BRO 94, bilaga 3-5. Vid

tillämpning av BKR 94 ska klimatklass 3 förutsättas. Vidare ska för alla laster varaktigheten P tillämpas.

Beräkning av lastkapacitet för träpålar avseende dragkraft ska göras enligt BKR 94.

För träpåle som skarvats enligt ritning 581:1 S-gp eller motsvarande godtas att högst 80% av kapaciteten i det oskarvade snittet tillgodoräknas.

3.3.2.3 Bärförmåga

3.3.2.3.1 Allmänt

3.3.2.3.1.1 Totallasten på en grupp av mantelburna pålar, räknad som en enhet, ska kunna överföras till omgivande jordlager med minst samma säkerhet som gäller för den enstaka pålen.

Med mantelburen påle avses en påle där den helt övervägande delen av bärförmågan utgörs av jordens bärförmåga längs med pålens mantelyta.

Sättning hos en grupp av mantelburna pålar är vanligen större än för en enstaka påle belastad med medellasten på en påle i gruppen.

För mantelburen påle ska den geotekniska bärförmågan/tillåtna pållasten bestämmas genom beräkning. Finns uppgifter från statisk eller dynamisk provning ska dessa resultat i första hand utnyttjas för bestämning av den geotekniska bärförmågan/tillåtna bärförmågan.

3.3.2.3.1.2 För spetsburna betong- eller stålplålar ska den geotekniska bärförmågan/tillåtna pållasten bestämmas efter utredning i varje enskilt fall eller till värde enligt ursprunglig beräkning.

3.3.2.3.1.3 För påle ska eventuella påhängslasters storlek utredas. Vid bestämning av pålens dragkraftskapacitet godtas att pålens effektiva egentynngskomponent i pålens längdriktning tillgodoräknas.

3.3.2.3.2 Metoden med tillåtna påkänningar

3.3.2.3.2.1 För oskarvad påle i kohesionsjord godtas att tillåten dragkraft bestäms med ledning av kohesionen mellan pålens mantelyta och omgivande jordlager. För odränerad skjuvhållfasthet bestämd efter geoteknisk undersökning ska säkerhetsfaktorn F_c ges värdet lägst 5,0. För lastkombination enligt 2.5.3.1.2 godtas att tillåten dragkraft ökas med högst 30%.

I oskarvad påle i friktionsjord godtas att tillåten dragkraft uppgår till högst 10 kN vid 5 m, 20 kN vid 7 m och 40 kN vid 12 m pållängd och däröver. För mellanliggande längder gäller rätlinjigt interpolerade värden. För lastkombination enligt 2.5.3.1.2 godtas att tillåten dragkraft ökas med högst 70% av ovan angivna värden. För lastkombination enligt 2.5.3.1.3 gäller de tillåtna dragkraftsvärdena 14 kN, 28 kN och 56 kN vid pållängder enligt ovan.

Betongpåle skarvad med skarvbeslag enligt av beställaren godtagen ritning liksom stålpåle skarvad genom svetsning får betraktas som oskarvad.

- 3.3.2.3.2.2 Vid beräkning av påles tillåtna last godtas inte att spännarmeringen i betongpålar tillgodoräknas.

För påle ska risken för knäckning utredas. Hänsyn ska tas till flera utböjningsriktningar, exempelvis diagonalriktningen. Om risk för knäckning föreligger ska pålens tillåtna last reduceras med hänsyn till detta.

- 3.3.2.3.2.3 För träpålar godtas en last motsvarande en tryckspänning av 4,5 MPa. För påle som är skarvad enligt ritning 581:1S-gp eller motsvarande ska den tillåtna spänningen i skarvsnittet reduceras till 3,6 MPa.

Om underpåle av trä skarvats med överpåle av betong (aktuellt endast vid mantelbärande pålar) godtas en tillåten spänning mot trä i skarvsnittet av högst 3,6 MPa. Vid beräkning av normalkraften i skarvsnittet godtas att hänsyn tas till kraftöverföringen mellan betongöverpålens mantelyta och omgivande jord.

3.3.2.3.3 Partialkoefficientmetoden

- 3.3.2.3.3.1 Dimensionerande geoteknisk bärförmåga för dragkraft ska bestämmas genom provning, statisk beräkning eller enligt 3.3.2.3.3.3.

- 3.3.2.3.3.2 Resultat från provning genom tryckbelastning godtas som underlag för att bestämma den dimensionerande geotekniska bärförmågan för dragkraft om mantelmotståndet vid provningen kan särskiljas ur den totala bärförmågan. För pålar i kohesionsjord ska den dimensionerande bärförmågan för dragkraft bestämmas genom multiplikation av den dimensionerande geotekniska bärförmågan för tryckkraft med en faktor 0,8. För pålar i friktionsjord ska den dimensionerande bärförmågan för dragkraft bestämmas genom multiplikation av den dimensionerande geotekniska bärförmågan för tryckkraft med en faktor 0,5.

- 3.3.2.3.3.3 Dimensionerande geoteknisk bärförmåga för dragkraft i påle i friktionsjord godtas satt till 0 kN vid 3 m längd i jord och 50 kN vid 12 m och däröver. För mellanliggande längder godtas rätlinjig interpolering.

3.3.2.4 Bärförmåga utifrån inmätta värden

3.3.2.4.1 Vid tillämpning av metoden med tillåtna påkänningar godtas att 3.3.2.4.2 och 3.3.2.4.3 utnyttjas.

3.3.2.4.2 Om hänsyn tas till pålarnas verkliga längder och inmätta lägen i pålavskärningsplanet, godtas att tillåten last på varje enskild påle i gruppen ökas med 15% utöver vad som anges i 3.3.2.3. Denna ökning ska vara högst 90 kN.

3.3.2.4.3 Om hänsyn tas till pålarnas verkliga längder, inmätta lägen och inmätta lutningar i pålavskärningsplanet godtas att tillåten last på varje enskild påle i gruppen ökas med 25% utöver vad som anges i 3.3.2.3. Denna ökning ska vara högst 150 kN.

3.4 Bruksgränstillstånd

3.4.1 Metoden med tillåtna påkänningar

Plattgrundläggning ska kontrolleras med hänsyn till risken för stjälpning.

För platta grundlagd på fast berg ska aktuell lastresultant av lastkombinationen enligt 2.5.2.2.1 på grundläggningsnivån falla inom plattans tre mellersta femtedelar.

För platta grundlagd på annat material än fast berg ska aktuell lastresultant av lastkombination enligt 2.5.2.2.1 på grundläggningsnivån ligga inom plattans två mellersta fjärdedelar.

3.5 Olyckslast

3.5.1 Plattgrundläggning

3.5.1.1 Lastresultanter

För platta grundlagd på berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga minst 0,10 m från plattkant.

För platta grundlagd på annat material än berg ska lastresultanten på grundläggningsnivån ligga minst 0,30 m från plattkant.

3.5.1.2 **Glidning**

Vid tillämpning av metoden med tillåtna påkänningar godtas att 1,5 gånger i 3.3.1.3.2 angivna värden på friktionskoefficienter används. För odränerat brott vid glidning i lera godtas dubbla tillåtna horisontalkraften.

Vid tillämpning av partialkoefficientmetoden godtas att koefficienten γ_m sätts till medelvärdet av 1,0 och använt värde i brottgränstillståndet.

3.5.1.3 **Grundtryck**

Vid tillämpning av metoden med tillåtna påkänningar godtas en påkänning motsvarande dubbla tillåtna grundtrycket enligt 3.3.1.4.

Vid tillämpning av partialkoefficientmetoden godtas att koefficienten γ_m sätts till medelvärdet av 1,0 och använt värde i brottgränstillståndet samt att vid grundläggning på berg den dimensionerande bärförmågan ökas med 50% jämfört med angivet värde i brottgränstillståndet.

3.5.2 **Pålgrundläggning**

3.5.2.1 **Metoden med tillåtna påkänningar**

Utnyttjande av större sidomotstånd än vad som motsvarar passivt jordtryck godtas inte.

För pålgrundläggning godtas att kraft på enskild påle uppgår till dubbla tillåtna pålkraften enligt 3.3.2.3.

Vid klassningsberäkning av pålgrupp för olyckslast enligt 2.4.1 eller 2.4.2 godtas att tillåten pållast inte begränsas på grund av dragna pålar.

3.5.2.2 **Partialkoefficientmetoden**

Utnyttjande av större sidomotstånd än vad som motsvarar karakteristiskt passivt jordtryck godtas inte.

Vid klassningsberäkning av pålgrupp för olyckslast enligt 2.4.1 eller 2.4.2 godtas att lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga inte begränsas för dragna pålar.

Vid klassningsberäkning för olyckslast godtas att pålens karakteristiska geotekniska bärförmåga används. Betong- och stålpåles lastkapacitet ska bestämmas med koefficienten γ_m enligt BBK 94, BSK 94 och BKR 94, avsnitt 4:31. Träpålens lastkapacitet godtas ökad med 25% jämfört med 3.3.2.2.3.

4 Betongkonstruktioner

4.1 Beräkningsförutsättningar

4.1.1 Beräkningssnitt

Klassningsberäkning ska utföras i de snitt som är nödvändiga med hänsyn till konstruktionstypen och påverkande last.

Nedanstående kan ses som en minimirekommendation.

Vid beräkning med hänsyn till böj- och vridmoment kontrolleras samtliga snitt i en konstruktionsdel.

Vid beräkning med hänsyn till tvärkraft kontrolleras stödsnitt, votslut samt övriga kritiska snitt med hänsyn till armeringsavkortning.

Vid beräkning med hänsyn till utmattning med avseende på moment kontrolleras stödsnitt, snitt med maximala fältmoment och det i brottgränstillståndet dimensionerande snittet.

Vid beräkning med hänsyn till utmattning med avseende på tvärkraft kontrolleras det i brottgränstillståndet dimensionerande snittet.

4.1.2 Beräkningsmodell

4.1.2.1 Allmänt

4.1.2.1.1 Fördelning av krafter och moment ska bestämmas enligt elasticitetsteori. För lastfall som innefattar olyckslast godtas dock gränslastmetod.

Vid systemberäkning godtas att samtliga betongtvärsnitt förutsätts ospruckna. Se dock 4.1.2.1.2.

Risken för lokala brott ska beaktas.

För statiskt obestämd spännbetongkonstruktion, i vilken delar av betong med ospänd armering ingår, ska olikheter i böjstyvhet hos de olika konstruktionsdelarna beaktas, när detta ger ogynnsammare inverkan.

Böjstyvheten för betong med ospänd armering godtas i detta fall vara 60% av den som gäller för spännbetong.

- 4.1.2.1.2 Klassningsberäkning med hänsyn till vridning ska göras enligt
- elasticitetsteori vid bestämning av vridmomentfördelning
 - plasticitetsteori vid bestämning av vridmomentkapacitet.
- Vid beräkning av vridmoment- och lastfördelning godtas att vridstyvheten sätts till $0,3 G_c C_o$ i sprucken betong, se BBK 94, avsnitt 4.6.2.3. Med sprucken betong avses i detta fall betong med ospänd armering.
- Med lastfördelning avses i detta fall de s.k. filfaktorerna.*
- 4.1.2.1.3 För betongkonstruktion gjuten direkt mot jord ska de yttersta 50 mm av det täckande betongskiktet betraktas som statiskt överksamt.
- 4.1.2.1.4 Den del av pågrundlagd bottenplatta som är belägen under pålavskärningsplanet ska betraktas som statiskt överksam. Dock godtas att den torrhetsgjutna betongen under pålavskärningsplanet utnyttjas som tryckzon ned till vad som begränsas av 4.1.2.1.3.
- 4.1.2.1.5 För undervattensgjuten bottenplatta godtas att dimensioneringsvärden för betong av K25 tillämpas. För broar byggda enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare gäller att K20 ska förutsättas. Om kraven enligt BRO 94, 46.33 är uppfyllda godtas att K30 tillämpas.
- 4.1.2.1.6 För undervattensgjuten oarmerad konstruktionsdel ska krav enligt 4.2.8 vara uppfyllda.

4.1.2.2 Plattbärverk

- 4.1.2.2.1 För plattbärverk godtas att längsbärningen räknas för 1 m:s strimla.
- 4.1.2.2.2 Vid klassningsberäkning av "tvärbalk" över stöd i plattbroar godtas att armeringen inom sträckan fem gånger pelardiametern tillgodoräknas. Sträckan förutsätts centriskt belägen över stöd.
- 4.1.2.2.3 För brobaneplasser av betong med viktreducerande ursparingar godtas att bilaga 8 tillämpas.

4.1.2.3 Snedvinkliga plattbärverk

Snedvinkliga plattkonstruktioner ska kontrolleras med hänsyn tagen till snittkrafter i såväl längs som tvärläng. Detta gäller såväl överbyggnad som underbyggnad och grundläggning.

Om snedvinkligheten $\leq 10^\circ$ kan bron kontrolleras som rätvinklig med den teoretiska spännvidden lika med den parallella spännvidden.

För broar byggda enligt 1960 års belastningsbestämmelser och tidigare godtas även följande.

För plattramar med snedvinklighet mellan 10° och 30° och huvudarmeringen parallell med kantbalken godtas att bilaga 9 tillämpas förutsatt att bron ursprungligen inte är dimensionerad enligt Vägverkets publikation "Dimensionering av snedvinkliga plattramar".

För plattramar med huvudarmeringen vinkelrät mot frontmuren och där bron ursprungligen inte är dimensionerad enligt Vägverkets publikation "Dimensionering av snedvinkliga plattramar", godtas att klassningsberäkningen utförs med approximationen att bron är rätvinklig med den teoretiska spännvidden lika med den vinkelräta spännvidden. Detta gäller inte om armeringen är solfjäderformad i spetsigt hörn. Det godtas att kantbalken räknas som bärande.

För kontinuerliga plattbroar med snedvinklighet mellan 10° och 40° och där bron ursprungligen inte är dimensionerad enligt Vägverkets publikation "Dimensionering av snedvinkliga plattbroar", godtas att beräkningen utförs med den teoretiska spännvidden lika med den parallella spännvidden. Sekundärarmering och förskjutning av momentkurvor behöver då inte beaktas.

För övriga kontinuerliga plattbroar där snedvinkligheten ligger mellan 10° och 40° godtas att principerna i Vägverkets publikation "Dimensionering av snedvinkliga plattbroar" tillämpas.

4.1.2.4 Linjebärverk

- 4.1.2.4.1 Vid beräkning av lastfördelning för trafiklast godtas att filfaktorer bestäms i fjärdedelssnitten.
- 4.1.2.4.2 Med ändring av vad som anges i BBK 94, avsnitt 3.2.1.2, godtas att b_0 bestäms som halva avståndet mellan två närliggande balkliv eller som konsolbredd exklusive kantbalk vid beräkning av krafter och moment.
- 4.1.2.4.3 Vid kontroll i bruksgränstillståndet ska medverkande flänsbredd bestämmas enligt 4.1.2.4.2.

4.1.2.5 Ramkonstruktioner

- 4.1.2.5.1 Vid beräkning av snittkrafter i rambroar godtas att fast ram förutsätts för trafiklast enligt 2.3.2.

Med rambro avses plattram eller balkram i ett eller flera spann med momentstyva ramhörn.

- 4.1.2.5.2 Ramkonstruktion får vid systemberäkning för klassningsberäkning av överbyggnad antas ledad i bottenplattas underkant. Detta gäller inte vid berggrundläggning eller vid grundläggning med pålgrupp som innehåller lutande betongpålar.

4.1.2.6 Brobaneplattor

- 4.1.2.6.1 För bestämning av tvärmomentfördelning i brobaneplattor av betong godtas att följande tillämpas.

Plattans medverkande bredd i m antas vara $0,75 \cdot L + 0,20 + f + t$, dock högst $2,70 + f + t$, där L är teoretisk spannvidd enligt 4.1.2.6.3, f är överfyllnads-höjd och t är täckande betongskikt.

För två eller tre lika stora punktlaster gäller att fördelningsbredden ökas med avståndet mellan punktlasterna om influenserna av dessa överlappar varandra.

- 4.1.2.6.2 Brobaneplatta ska i brottgränstillståndet kontrolleras för momentet $F/2\pi$ per breddenhet.

I både längs- och tvärled godtas att armeringen i under- och överkant tillgodoräknas enligt

$$m + m' = \frac{F}{2\pi}$$

$$m = \sqrt{m_{\parallel} \cdot m_{\perp}}$$

$$m' = \sqrt{m'_{\parallel} \cdot m'_{\perp}}$$

m respektive m' är momentkapaciteten bestämd på grundval av under- respektive överkantsarmeringen.

F är halva axellasten multiplicerad med dynamiskt tillskott och med $\psi\gamma=1,3$.

- 4.1.2.6.3 För broar dimensionerade för 1960 års belastningsbestämmelser och tidigare godtas vid klassningsberäkning av brobaneplatta av betong på betongbalkar att fältmomentet beräknas under förutsättning att momentöverföringstalet m är lika med 0,3 och att den teoretiska spannvidden är lika med centrumavståndet mellan balkarna. För stödmoment och tvärkraft godtas att $m=0,5$ och att den teoretiska spannvidden är lika med fria avståndet mellan balkarna.

För broar dimensionerade enligt 1947 års trafiklastbestämmelser och senare kan momentöverföringstalen normalt hämtas från brons ursprungliga konstruktionsberäkningar.

För broar dimensionerade före 1947 godtas att $G=0,1E$ används då vridningen behöver beaktas vid beräkning av momentöverföringstal.

4.1.2.6.4 Vid klassningsberäkning av brobanepplattor till balkbroar får, för broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare, s.k. brottlinjeteori (gränslastmetod) tillämpas. Om så sker erfordras utmattningskontroll.

4.1.2.7 Valvkonstruktioner

För valvkonstruktioner godtas att lastfördelningen beräknas enligt bilaga 6.

4.1.2.8 Prefabricerade konstruktioner

Vid kontroll av lastöverföring mellan element i plattelement- och betongbalkelementbroar godtas att medverkande bredd b_{ef} längs elementfogen beräknas enligt formel (1).

$$b_{ef} = v + 2f \quad (\text{m}) \quad (1)$$

v hjultryckets bredd enligt 2.3.2.2.3

f tjocklek av beläggning och överfyllnad

4.1.3 Krypning

Betongens krypdeformationer ska beräknas enligt formel (2).

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma}{E_c} \cdot \varphi \quad (2)$$

om tryckpåkänningen i betongen av enbart permanenta laster enligt 2.5.2.2.1 inte överskrider $0,6 f_{cck}$. E_c är elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde. För permanenta laster ska kryptalet $\varphi=2,0$ förutsättas och för temperaturändring $\varphi=0,3$.

Övriga laster anses vanligen inte ge upphov till krypning i betongen.

För konstruktioner av speciell karaktär anges krav i varje enskilt fall.

4.2 Brottgränstillstånd

4.2.1 Tvärkraft

4.2.1.1 Armering

4.2.1.1.1 För broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare, godtas vid beräkning av böjarmeringens inverkan på tvärkraftskapaciteten enligt BBK 94, avsnitt 3.7.3.2, att A_{s0} är det totala böjarmeringsinnehållet för negativt och positivt moment i betraktat snitt. Armeringen ska ha en längd l utanför snittet åt bägge håll. Armering som inte har längden l utanför snittet får medräknas i proportion till aktuell längd.

$l \geq d/2$, där d = effektiv höjd

$l \geq$ skarv- och förankringslängden enligt 4.2.3.1

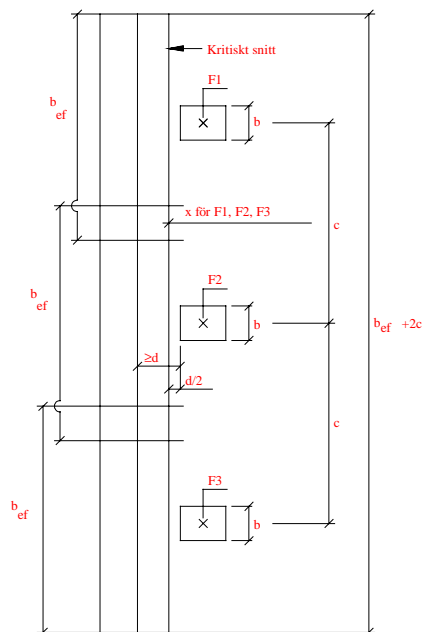
Det största av värdena ovan ska användas.

4.2.1.1.2 Med ändring av vad som anges i BBK 94, avsnitt 3.7.4.2, godtas, för broar dimensionerade för 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare, att all tvärkraftsarmering tillgodoräknas.

4.2.1.2 Tvärkraft vid koncentrerade laster

Kontroll av tvärkraft vid koncentrerade laster ska utföras enligt BBK 94, avsnitt 6.5.5.

För tre lika stora punktlaster (vars effektiva bredder överlappar varandra), se figur 4-1, godtas att effektiva bredden för dessa är b_{ef} för enskild punktlast enligt BBK 94, avsnitt 6.5.5, ökad med avståndet $2c$ mellan de yttre lasterna.



Figur 4-1 Effektiv bredd för tre närliggande punktlaster

4.2.1.3 Spännarmerade konstruktioner

4.2.1.3.1 Vid beräkning av V_c enligt BBK 94, formel 3.7.3.2a, godtas följande för spännarmerad betong.

Om betongen påvisas vara tryckt över hela tvärsnittet godtas att d sätts till effektiva höjden för den ospända armeringen, eller om denna saknas lika med bygelhöjden. I övriga fall bestäms den effektiva höjden d med utgångspunkt från tyngdpunkten för spännarmeringen.

4.2.1.3.2 Vid beräkning av V_s enligt BBK 94, formel 3.7.4.2a, godtas att d även för spännbetong alltid sätts lika med den effektiva höjden för den ospända armeringen, eller om denna saknas lika med bygelhöjden.

4.2.2 Vridning

4.2.2.1 Vridarmering

Vid klassningsberäkning med avseende på vridning godtas att BBK 94, avsnitt 3.8.3, tillämpas. Vid tillämpning av BBK 94, avsnitt 3.8.3, godtas att formel 3.8.3d ersätts med formel (3).

$$T_d \leq 0,3Zf_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cm}}{f_{ct}}} \quad (3)$$

σ_{cm} medeltryckspänning av effektiv spännkraft eller normalkraft dividerad med γ_n , där γ_n är partialkoefficienten för säkerhetsklass.

Detta gäller inte för broar dimensionerade för 1975 års trafiklastbestäm-
melser och senare.

4.2.2.2 Slanka konstruktioner

Med ändring av vad som anges i BBK 94, avsnitt 3.8.1, godtas för rektangulärt tvärsnitt med försumbar tvärsnittsvävning (Vlasovsk vridning) att inte större tvärsnitt än vad som motsvarar ett sidoförhållande ≤ 5 medräknas. För flänsförsett tvärsnitt medräknas av fläns högst tre gånger dess tjocklek.

Risken för tvärsnittsvävning kan kontrolleras genom att beräkna λL enligt Vridning och Lastfördelning, rapport nr 15 från KTH, Institutionen för byggkonstruktion. Om λL är större än tre är de Vlasovska välvspänningarna vanligen försumbara.

4.2.3 Förankring, skarvning och avslutning av armering

4.2.3.1 Skarv- och förankringslängder

4.2.3.1.1 Användning av skarv- och förankringslängder enligt tabell 4-1 godtas. Tabellens värden ska multipliceras med ϕ .

Tabell 4-1 Skarv- och förankringslängder

Armering Typ	Dimension- intervall (mm)	Betonghållfasthetsklass					
		K20	K25	K30	K35	K40	≥K45
$f_{yk}=230$ MPa	6-45	57	47	40	34	30	27
Ss 26S	6-45	69	57	49	42	38	34
$f_{yk}=(300)$ 310 MPa	6-45	80	65	55	47	42	38
Ks 40	$c/\phi=1$	6-16	68	60	53	49	45
		(16)-25	65	57	50	47	43
		(25)-32	62	54	48	44	41
	$c/\phi=2$	6-16	41	36	32	29	27
		(16)-25	39	34	30	28	26
		(25)-32	37	32	29	27	25
$c/\phi \geq 2,7$	6-16	32	28	25	23	21	
K500	$c/\phi=1$	8-32	83	73	65	60	55
	$c/\phi=2$	8-32	50	44	39	36	33
	$c/\phi \geq 2,7$	8-32	39	34	30	28	26
Ks60	$c/\phi=1$	6-16	103	90	80	74	69
		(16)-25	98	86	76	70	65
	$c/\phi=2$	6-16	62	54	48	44	41
		(16)-25	59	52	46	42	39
	$c/\phi \geq 2,7$	6-16	48	42	37	35	32

I de i tabellen angivna värdena ingår effekten av ändkrok för släta stänger och inverkan av täckskikt och avstånd mellan stänger för kamstänger.

För broar dimensionerade för 1947 års trafiklastbestämmelser och senare ska hänsyn tas till undergjutningshöjden enligt BBK 94, avsnitt 3.9.1.2.

4.2.3.1.2 Skarvning av buntade kamstänger ska vara utförd enligt Betonghandbok - arbetsutförande, avsnitt 9.9:2.6.

Inom skarvområdet ska byglar eller tvärarmering vara anordnade enligt BBK 94, avsnitt 3.9.3. Diametern ϕ ska ersättas med ϕ_{ekv} .

$$\phi_{ekv} = \sqrt{n}\phi_i$$

n antalet stänger i bunten

ϕ_i enskild stångs diameter.

I samma tvärsnitt godtas att högst det antal armeringsbuntar är skarvade, som svarar mot halva totala arean hos de stänger som är utsatta för dragning.

Två eller flera skarvar kan anses ligga i samma tvärsnitt då avståndet mellan skarvcentra är mindre än skarvområdets längd.

Vid skarvning av buntad armering utsatt för enbart tryck godtas att l_j enligt Betonghandbok - arbetsutförande, figur 9.9:4 och 9.9:5 reduceras med 10ϕ .

Längsarmering i slanka tryckta konstruktioner ska, vad beträffar skarvning, jämföras med dragna stänger i konstruktionsdelar utsatta för böjning.

4.2.3.2 Skarvning i samma snitt

Om mer än 50% av armeringen har skarvats i samma snitt ska f_{st} reduceras med en faktor k enligt nedan.

50% har skarvats $k=1$

100% har skarvats $k=0,7$

För mellanliggande värden godtas att rätlinjig interpolering tillämpas.

Vid korsande armeringsstänger som inte är fullt förankrade i korsningspunkten betraktas såsom skarv det område där avståndet mellan de båda armeringsplanen är mindre än 50 mm. Är längden på detta avsnitt mindre än tvärsnittets effektiva höjd godtas att reduktion inte görs i skarvsnittet.

4.2.3.3 Avslutning av armering

För broar dimensionerade för 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare godtas vid tillämpning av BBK 94, avsnitt 3.9.2, att a_1 sätts till 0,5 d.

4.2.4 Lokalt tryck

4.2.4.1 Prägling

Med ändring av vad som anges i BBK 94, avsnitt 3.10, ska lokalt tryck (prägling) under lagerplatta inte överstiga $1,5 f_{cc}$. Om förutsättning för prägling inte föreligger begränsas det lokala trycket till f_{cc} .

Förutsättningarna för prägling kan anses föreligga då en betongyta utsatt för tryck har "mothåll" i sidled.

Mothåll i undergjutning kan anses föreligga om undergjutningen är så bred att en linje i lutning 1:1 från ytterkant lagerplatta hamnar innanför ursparingen.

För beräkning av lokalt tryck av undergjutning mot lagerpall godtas att lagerplattans kontaktspänning sprids inom begränsningslinjer lutande 2:1 från lagerplattans kant ned till undergjutningens underyta.

4.2.4.2 Spjälkning

Vid klassningsberäkning för spjälkning, avseende broar beräknade för 1975 års trafiklastbestämmelser och senare, ska f_{st} begränsas till 250 MPa. Som alternativ till beräkning enligt BBK 94, avsnitt 3.10, godtas användande av metoder i vedertagna handböcker.

4.2.5 Genomstansning

4.2.5.1 Brobaneplattor

4.2.5.1.1 Vid klassningsberäkning med hänsyn till genomstansning godtas att last inom området B+d får borträknas

B pelardiameter

d plattans effektiva höjd.

Om fria avståndet mellan pelarna är mindre än två gånger plattans effektiva höjd godtas att klassningsberäkning med hänsyn till genomstansning inte utförs.

För broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare godtas vid klassningsberäkning med hänsyn till genomstansning enligt Betonghandbok-konstruktion, avsnitt 6.5:34, att

$$c=B+3,6d$$

Detta godtas dock inte vid beräkning av gynnsam effekt av förstärkningsplatta.

Tillgänglig armeringsarea A_{s0} i respektive armeringsriktning bestäms i ett snitt beläget på avståndet $c/2$ från pelaren. Medräknad armering ska ha en förankringslängd, l_b , utanför snittet. Dock godtas att armering som inte har längden l_b utanför snittet medräknas i proportion till aktuell längd.

För broar dimensionerade enligt 1975 års trafiklastbestämmelser och senare används det värde på c som motsvaras av avståndet mellan momentnollpunkterna i brons längdriktning av enbart lasterna egentygnd och beläggning i lastkombination 2.3.2.1. Härvid ska tillgänglig armeringsarea A_{s0} i respektive armeringsriktning bestämmas i ett snitt beläget på avståndet $d/2$ från pelarperiferin.

- 4.2.5.1.2 Vid icke horisontell armering, såsom lutande spännkablar, ska genomstansningskapaciteten bestämmas utgående från effektiva höjden d på avståndet $d_0/2$ från pelarperiferin, där d_0 är effektiva höjden vid pelarkant.
- 4.2.5.1.3 Vid ojämn tvärkraftsfördelning godtas att följande princip används. Lasten bestäms vid kontroll av genomstansning som fyra gånger bidraget från den fjärdedel av den aktuella lastomkretsen som är mest belastad med avseende på tvärkraft. Excentricitetskoefficienten η sätts i detta fall till 1,0.
- 4.2.5.1.4 För plattor med tjocklek $\geq 0,50$ m godtas att skjuvarmeringsbyglar intill pelarstöd inte omsluter böjarmeringen i tryckt kant.
- 4.2.5.1.5 Om aktuell vertikalreaktion V är större än betongens bärförmåga ska mängden skjuvarmering beräknas som mängden skjuvarmering enligt Betonghandbok-konstruktion, avsnitt 6.5:345 multiplicerad med faktorn $1/\eta$.
- Om den inlagda mängden skjuvarmering härvid understiger de erforderliga mängderna enligt Betonghandbok-konstruktion, avsnitt 6.5:345, godtas, för broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare, att skjuvarmeringen ändå utnyttjas varvid betongens bidrag till genomstansningskapaciteten ska beräknas som för platta utan skjuvarmering.

4.2.5.2 Bottenplattor

- 4.2.5.2.1 För bottenplattor ska utöver kraven enligt 4.2.5.1 ändringar enligt 4.2.5.2.2 och 4.2.5.2.3 tillämpas.
- 4.2.5.2.2 B ska bestämmas enligt Betonghandbok-konstruktion, avsnitt 6.5:34. c ska sättas lika med två gånger den längsta konsolen, där konsolen räknas från centrum av pelaren eller motsvarande. Vid beräkningen godtas att last inom en cirkel med diametern $B+d$ borträknas.
- 4.2.5.2.3 Pelare vid bottenplattor ska betraktas som innerpelare vid beräkning av mängden inlagd skjuvarmering enligt 4.2.5.1.5.

4.2.6 Tvångsmoment

Inverkan av så kallat tvångsmoment av spännkraft ska beaktas.

4.2.7 Bågknäckning

Klassningsberäkning av bågbroar ska ske enligt 5.2.2.3, dock med skillnaden att BBK 94, avsnitt 6.3.2 ska tillämpas.

4.2.8 Spricksäkerhet i oarmerad betong

Oarmerad konstruktion ska påvisas vara osprucken enligt BBK 94, avsnitt 3.5 och 4.5.3, för laster enligt 2.3.2.1 varvid spricksäkerheten $\zeta = 2,5$ förutsätts. För broar beräknade för 1988 års belastningsbestämmelser och tidigare godtas att ζ sätts till 2,0.

4.2.9 Betongled

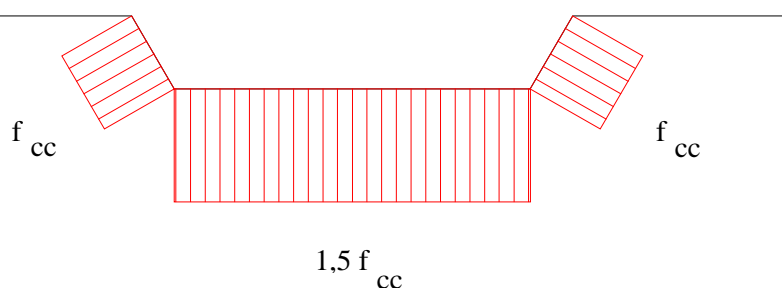
4.2.9.1 Kontakttryck

4.2.9.1.1 För broar dimensionerade enligt 1960 års trafiklastbestämmelser och tidigare godtas vid kontroll av spjälkning i till leden anslutande betongkonstruktioner att verklig anliggningsbredd utnyttjas. För senare belastningsbestämmelser ska anliggningsbredden sättas till noll.

4.2.9.1.2 Med ändring av vad som anges i BBK 94, avsnitt 3.10, gäller för betongled med bred skål och klack att kontakttrycket i skålens botten ska understiga $1,5 f_{cc}$. Kontakttrycket mot övriga ytor ska understiga f_{cc} . Det ska visas att klacken inte lyfts ur skålen.

De olika ledtyperna framgår av BRO 94, bilaga 4-1.

Exempel på fördelning av maximala kontakttryck ges i figur 4-2.



Figur 4-2 Kontakttryck i betongled

4.2.9.2 Betongled med ledhals

4.2.9.2.1 Tvärkraften i betongled med ledhals ska begränsas enligt BBK 94, avsnitt 3.11. Betongleden ska betraktas som fog med skrovlig rengjord yta, såvida inte annat visas vara riktigare.

4.2.9.2.2 För betongled med ledhals ska armeringen, utan hänsyn till betongens medverkan, kontrolleras för hela ledkraften, tvärkraften samt i förekommande fall för moment i ledhalsens längdriktning. Påkänningen ska högst uppgå till f_{yk} .

4.2.10 Böjande moment

Som alternativ till beräkning av tvärgående böjarmering i fläns enligt BBK 94, 6.2.4.4, godtas användande av metoder i vedertagna handböcker.

Metoden i BBK 94 redovisar värdet på q_c i snittet med maximalt moment.

4.3 Bruksgränstillstånd

4.3.1 Begränsning av påkänningar

4.3.1.1 Korrosionskänslig armering

För de i lastkombination 2.5.2.2.1 ingående permanenta lasterna godtas inte att beräkningsmässig dragpåkänning i betongen på armeringens nivå förekommer för korrosionskänslig armering.

Korrosionskänslig armering definieras i BBK 94, avsnitt 7.5.1.

4.3.1.2 Spännarmerade konstruktioner

En spännbetongkonstruktion ska i nivå med den korrosionskänsliga armeringen, vid belastning enligt lastkombination 2.5.2.2.1, visas vara osprucken enligt BBK 94, avsnitt 4.5.3, varvid spricksäkerheten $\zeta=1,0$ förutsätts. Koefficienten k enligt BBK 94, avsnitt 4.5.3, ska sättas till 1,0.

För broar dimensionerade enligt 1988 års trafiklastbestämmelser och senare ska samma värde på ζ användas som i den ursprungliga beräkningen.

Med "i nivå med" menas i detta fall ett område med storleken 200 mm centriskt placerat kring varje korrosionskänslig armeringsenhet.

4.3.1.3 Flera armeringslager

För laster enligt 2.5.2.2.1 godtas inte, för konstruktioner med fler än fyra lager armering, att f_{yk} överskrids i yttersta armeringslagret.

4.3.2 Begränsning av sprickbredder

4.3.2.1 Tillåten sprickbredd

För broar dimensionerade enligt 1975 års trafiklastbestämmelser och senare ska sprickbredder kontrolleras för slakarmerade betongkonstruktioner.

För broar beräknade enligt 1975 och 1987 års belastningsbestämmelser ska för laster enligt 2.5.2.2.2 karakteristisk sprickbredd, w_k , begränsas till 0,30 mm.

För broar beräknade enligt 1988 års belastningsbestämmelser ska för laster enligt 2.5.2.2.2 karakteristisk sprickbredd, w_k , begränsas till 0,20 mm.

För broar beräknade enligt 1994 och senare års belastningsbestämmelser ska sprickbredden begränsas till värden enligt ursprunglig beräkning.

4.3.2.2 Uppsprickning i tvärled

För broar beräknade enligt 1988 och senare års belastningsbestämmelser ska för brobaneplasser av betong uppsprickning i tvärled på grund av flänsskjuvning kontrolleras enligt BBK 94, avsnitt 6.2.4.5.

4.3.3 Begränsning av deformationer

4.3.3.1 Böjstyvhet

Generellt godtas att osprucken betong förutsätts ha en böjstyvhet $E_c I_c / (1 + \phi)$ samt att uppsprucken betong antas ha 60% av detta värde.

Vid deformationskontroll godtas att kryptal enligt 4.1.3 tillämpas.

4.3.3.2 Nedböjning

Beräknad nedböjning av trafiklast enligt 2.5.2.2.3 ska högst vara 1/300 av den teoretiska spännvidden. För broar dimensionerade enligt 1975 års trafiklastbestämmelser och senare ska beräknad nedböjning inte överstiga 1/400 av den teoretiska spännvidden.

4.3.3.3 Vinkelrörelse

Vinkelrörelse i betongled ska för laster enligt 2.5.2.2.1 begränsas till 10‰ räknat från läget vid gjutningen.

Beträffande beräkning av vinkelrörelsen, se BRO 94, 65.223.

4.4 Utmattning

4.4.1 Allmänt

Utmattningskontroll ska utföras enligt BBK 94. Vad beträffar lastkollektiv, se 2.3.2.2.5.

4.4.2 Spännarmerade konstruktioner

Spännbetongkonstruktion ska med hänsyn till uppträdande böjdragspänningar påvisas vara osprucken enligt BBK 94, avsnitt 4.5.3 och 3.3, varvid spricksäkerheten $\zeta=1,5$ förutsätts. För broar dimensionerade enligt 1988 och senare års trafiklastbestämmelser används samma värde på ζ som i den ursprungliga konstruktionsberäkningen.

4.4.3 Förankring och skarvning av armering

Skarv- och förankringslängder för ospänd armering som är nödvändig med hänsyn till utmattning ska bestämmas på samma sätt som anges för brottgränstillståndet. Dock behöver ingen hänsyn tas till andelen skarvade stänger i samma snitt.

5 Stål-, trä- och aluminiumkonstruktioner

5.1 Beräkningsförutsättningar

Klassningsberäkning ska utföras i de snitt som är nödvändiga med hänsyn till konstruktionstypen och påverkande last.

Nedanstående kan ses som en minimirekommendation.

Vid beräkning med hänsyn till böjmoment kontrolleras stödsnitt, snitt med maximala fältmoment samt övriga snitt som är kritiska med hänsyn till sektionförändringar.

Vid beräkning med hänsyn till tvärkraft och vridmoment kontrolleras stödsnitt, votslut samt övriga snitt som är kritiska med hänsyn till sektionförändringar.

Vid beräkning med hänsyn till utmattning med avseende på moment kontrolleras stödsnitt, snitt med maximala fältmoment och det i brottngränstillståndet dimensionerande snittet.

Vid beräkning med hänsyn till utmattning med avseende på tvärkraft kontrolleras det i brottngränstillståndet dimensionerande snittet.

5.2 Stålkonstruktioner

5.2.1 Beräkningsmodell

5.2.1.1 Beräkning av krafter och moment

5.2.1.1.1 Fördelning av krafter och moment ska bestämmas enligt elasticitetsteori. För lastfall som innefattar olyckslast godtas dock gränslastmetod.

Vid bestämning av kraft- och momentfördelning enligt elasticitetsteori kan stålets bruttotvärsnitt användas.

Vid bestämning av filfaktorer för stålbalkar med lamelldäck av trä, byggd enligt ritning 584:7G-a, kan däckets medverkande bredd sättas till 60% av centrumavståndet mellan balkarna.

5.2.1.1.2 Vid beräkning av lastfördelning för trafiklast godtas att filfaktorer bestäms i fjärdedelssnitt.

- 5.2.1.1.3 Huvud- och tvärbalk ska kontrolleras med beaktande av sin funktion, vid balkrost t.ex. som kontinuerlig balk på fjädrande stöd.

Vid system med två huvudbalkar godtas att tvärbalkarna kontrolleras som fritt upplagda på huvudbalkarna. Om infästningen utgörs av ett böjstyvt svets- eller skruvförband godtas att tvärbalken kontrolleras för ett inspänningsmoment minst lika med en fjärdedel av största fältmomentet vid fri uppläggning. En spännvidd lika med avståndet mellan huvudbalkarnas tyngdpunktslinjer godtas.

- 5.2.1.1.4 Mellan tvärförband ska uppträdande deformationer av huvudbalkarnas tvärsnitt beaktas.

- 5.2.1.1.5 I bågbroar ska krafter och moment beräknas med hänsyn tagen till både bågens och avstyvningsbalkens styvhet.

Uppträdande moment fördelas mellan båge och balk.

- 5.2.1.1.6 Om ett högt värde på stålets elasticitetsmodul är ogynnsamt i brottgränstillståndet ska $E_d = E_k$ användas.

- 5.2.1.1.7 Momentkapaciteten i brottgränstillstånd, vid utmattning och vid olyckslast ska beräknas med effektiva tvärsnitt. De effektiva tvärsnitten bestäms enligt BSK 94 och Bygg K 18. Därigenom beaktas inverkan av buckling, skålning och skjuvdeformation. Vid utmattningsberäkning godtas att reduktion med hänsyn till buckling och skålning försummas.

Det effektiva tvärsnittets kapacitet får beräknas med beaktande av hel eller delvis plasticering enligt BSK 94 och Bygg K18 när förutsättningar för detta föreligger.

Beräkning i bruksgränstillstånd ska ske med tvärsnitt enligt K 18.

För en fritt upplagd balk godtas att hel eller delvis plasticering utnyttjas, om tvärsnittet för variabla laster enligt lastkombination 2.5.2.1 uppfyller kraven för tvärsnittsklass 1 enligt BSK 94. För kontinuerlig balk godtas att hel eller delvis plasticering av tvärsnitt utnyttjas, om samtliga tvärsnitt utefter balkens längd uppfyller kraven för tvärsnittsklass 1. Vidare godtas för balkar med olika material i liv och fläns (hybridbalkar) lokal plasticering av livet under förutsättning att förhållandet mellan flänsens och livets hållfasthetsvärde f_{yk} inte överstiger 1,5

Om plasticering utnyttjas ska livets slankhet begränsas enligt formeln

$$\frac{b_w}{t_w} \leq 0,3 \frac{E_k}{f_{yk}} \sqrt{\frac{A_{liv}}{A_{flk}}}$$

b_w livhöjd

t_w livtjocklek

A_{flk} area för tryckt fläns. För en samverkanbalk ska dock en area motsvarande minst den dragna flänsen i fältmitt medräknas.

5.2.1.1.8 I områden med lokal försvagning, t.ex. skruvhål och ursparingar, ska kapaciteten för det försvagade tvärsnittet, beräknad på basis av f_{ud} , vara större än kapaciteten för bruttotvärsnittet, beräknad på basis av f_{yd} .

5.2.1.2 Samverkankonstruktioner

5.2.1.2.1 Med full samverkan avses en balk som utformas så att bärförmågan hos betong och stål tillsammans bestämmer tvärsnittskapaciteten. Förbindningen mellan stål och betong ska betraktas som stel och överstark.

5.2.1.2.2 För stålbroar med brobaneplatta av betong utan samverkanelement godtas inte att brobaneplattan medräknas i tvärsnittet vid bestämning av momentfördelning och tvärsnittskapaciteter.

För stålbroar med brobaneplatta av betong med samverkanelement i form av svetsbultar godtas att brobaneplattan medräknas i tvärsnittet vid bestämning av tvärsnittskrafter och tvärsnittskapaciteter, om villkoren i 5.2.1.2.3 och 5.2.1.2.4 samt måttkraven enligt BRO 94, figur 51-1 t.o.m. 51-4, är uppfyllda.

För stålbroar med brobaneplatta av betong med andra samverkanelement än svetsbultar, eller då kraven ovan inte är uppfyllda, görs bedömning från fall till fall om brobaneplattan får medräknas vid bestämning av tvärsnittskrafter och tvärsnittskapaciteter.

5.2.1.2.3 Vid beräkning för full samverkan godtas att förskjutning av svetsbultar försummas.

Svetsbultar ska beräknas för hela förskjutningskraften mellan betong och stål, d.v.s. friktion och vidhäftning ska försummas.

5.2.1.2.4 Vid beräkning enligt elasticitetsteori godtas att antalet svetsbultar baseras på medelskjuvflödet inom en sträcka på högst 5% av spännvidden.

Om plasticerat tvärsnitt utnyttjas ska dessutom visas att antalet svetsbultar mellan snitt med maximalt moment och momentnollpunkt är tillräckligt för att överföra den normalkraft i brobaneplattan som utnyttjas vid beräkning av momentkapaciteten.

5.2.1.2.5 Vid beräkning av tvärsnittsstorheter för samverkankonstruktioner ska hänsyn tas till krypning.

5.2.2 Brottgränstillstånd

5.2.2.1 Balkar

Vid beräkning av tunnväggiga tvärsnitt (klass 3) ska med hänsyn till kombinerad tvärkraft och böjning kontrolleras att

$$\frac{\sigma_{gr}}{f_{yd}} + \left(1 - \frac{M_f}{M_d}\right) \left(2 \frac{V}{V_d} - 1\right) \leq 1,00$$

$$\frac{V}{V_d} \leq 1,00$$

$$\frac{\sigma_f}{f_{yd}} \leq 1,00$$

- σ_{gr} summan av de spänningar, beräknade på tvärsnitt med fullt medverkande liv, som uppstår i den mest ansträngda flänsen
- M_f flänsarnas momentkapacitet, inklusive medverkande betong eller armering (kryptal $\varphi=0$)
- M_d momentkapacitet beräknad för tvärsnitt med fullt medverkande liv
- V total tvärkraft
- V_d balklivets tvärkraftskapacitet enligt K18, avsnitt K18:26
- σ_f summan av de spänningar, beräknade på effektivt tvärsnitt, som uppstår i den mest ansträngda flänsen.

5.2.2.2 Stagning och avstyvning

En konstruktionsdel, som är avsedd att hindra utböjning av en tryckt stång eller fläns, ska i brottgränstillståndet kontrolleras för en stagningskraft/m som, om inte annat visas vara riktigare, ska uppgå till följande värde.

$$F = 0,0015 A f_{yd}$$

där A är lika med arean av stagad (alternativt avstyvad) konstruktionsdel.

Vid beräkning av stagningskraften godtas att denna reduceras i proportion till hur stor del av den stagade konstruktionsdelens bärförmåga som utnyttjas med avseende på vippning respektive knäckning. För tryckt stång som stagas av flera stänger ska en stagningskraft i taget antas angripa i det läge som är mest ogynnsamt för konstruktionen.

Ovan nämnda stagningskraft bör användas till exempel vid sidostagning mot vippning och vid beräkning av vindförband mellan bågar.

5.2.2.3 Bågknäckning

5.2.2.3.1 Bågens kritiska bärförmåga N_{cr} , med hänsyn till knäckning enligt elasticitetsteori, ska vad gäller utknäckning vinkelrät mot bågplanet vara minst dubbelt så stor som aktuell tryckkraft i bågen.

I detta fall förutsätts inga initialdeformationer eller böjmoment existera.

5.2.2.3.2 Vid kontroll av en båge för tryck och böjning ska såväl last i bågens plan som horisontallast vinkelrät mot bågens plan beaktas. Vid beräkning av bågens slankhetsparameter för knäckning i bågplanet enligt BSK 94, avsnitt 6:233, ska de snitt som har störst utböjning vid knäckning användas.

5.2.2.4 Skruvförband och gängade stänger

5.2.2.4.1 För gängade konstruktionselement utsatta för dragning, t.ex. hängstag i bågbroar, ska högst 80% av spänningsarean räknas som verksam sektion.

5.2.2.4.2 Skruvade skarvar och infästningar kontrolleras för aktuell kraft, dock för minst 70% av kraftkapaciteten i den klenare av de anslutande tvärsnittsdelarna.

5.2.2.5 Svetsbultar

Skjuvförbindelser ska kontrolleras så att längsgående skjuvbrott inte uppkommer.

Kapaciteten, V_h , per längdenhet för skjuvsnittet ska bestämmas som den minsta kapaciteten enligt följande formler

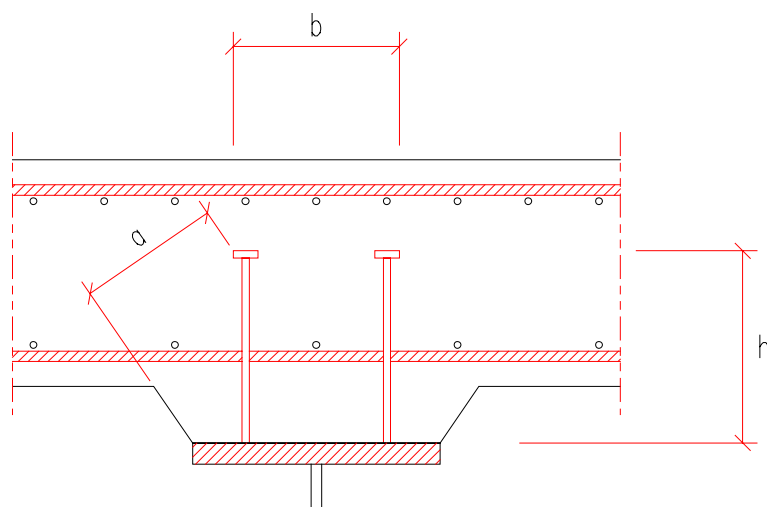
$$V_h = 0,35 f_{ct} l_s + A_s f_{st}$$

$$V_h = 0,4 l_s f_{cc}$$

l_s längd av skjuvsnitt, det minsta värdet av $2h + b$ eller $2a + b$ enligt figur 5-1

A_s armeringsarea per längdenhet.

Medräknad armering ska vara förankrad utanför skjuvsnittet.



Figur 5-1 Längd av skjuvsnitt

5.2.2.6 Prägling

Vid beräkning med hänsyn till lokalt tryck enligt Hertz ska dimensioneringsvärdet för präglingshållfastheten begränsas till det värde som anges i BSK 94, avsnitt 6:263. Med ändring av vad som anges i BSK 94, avsnitt 6:263, godtas att kontroll av utmattningslast utelämnas. För stålsorter utan garanterad brotthållfasthet ska f_{uk} sättas lika med $1,1 f_{yk}$.

5.2.3 Bruksgränstillstånd

5.2.3.1 Begränsning av påkänningar

Om hel eller delvis plasticering av tvärsnitt utnyttjas enligt 5.2.1.1.7, får maximal stålspänning i bruksgränstillståndet för laster enligt 2.5.2.2.1 inte överskrida f_{yk} .

5.2.3.2 Begränsningar av deformationer

Krav enligt 4.3.3.2 ska uppfyllas.

För stora eller mera ovanliga konstruktioner kan annan tillåten nedböjning bestämmas i varje enskilt fall.

5.2.4 Utmattning

5.2.4.1 Allmänt

Utmattningskontroll ska utföras enligt BSK 94. Vad beträffar lastkollektiv, se 2.3.2.2.4.

5.2.4.2 Svetsad konstruktion och skruvad skarv

Skruvade skarvar i huvudkonstruktioner och svetsade eller nitade konstruktioner ska alltid kontrolleras med avseende på utmattning. Se 2.3.2.2.5.

5.2.4.3 Öppningsbara broar

Öppningsbara broar ska alltid kontrolleras med avseende på utmattning. Se 2.3.2.2.5.

5.3 Samverkande brobaneplatta av betong

5.3.1 Systemberäkning

Vid systemberäkningen godtas att tröghetsmomenten bestäms för såväl stålbalkens som betongplattans bruttotvärsnitt.

Elasticitetsmodulen godtas för betongplattan satt till E_c i osprucket tvärsnitt och till $0,6 E_c$ i sprucket tvärsnitt.

Sprucket tvärsnitt ska vid systemberäkningen definieras av att påkänningarna för laster enligt 2.5.2.2.1 i plattans överkant i något tidsskede överskridit f_{cr} .

$$f_{cr} = 1,4 \cdot k f_{ctk}$$

k skalfaktor enligt BBK 94, avsnitt 4.5.3

f_{ctk} draghållfasthet enligt BBK 94, avsnitt 2.4.2

5.3.2 Brottgränstillstånd

5.3.2.1 Moment

5.3.2.1.1 Vid bestämning av tvärsnittets momentkapacitet ska armeringen medräknas endast om betongplattan är dragen.

Endast armering inom den medverkande bredden ska medräknas. Beträffande medverkande bredd, se 4.1.2.4.2.

- 5.3.2.1.2 Tvärgående böjarmring i brobaneplattans flänsar ska beräknas enligt BBK 94, avsnitt 6.2.4.4, dock med den ändringen att formel 6.2.4.4a ska ersättas med följande formel.

$$q_c = f_{cc}/2800$$

Ändringen motiveras av att samverkanbalkar till brokonstruktioner inte får den krökning som förutsätts i formel 6.2.4.4a.

För balkar där helt eller delvis plasticerat tvärsnitt utnyttjas ska gälla att

$$q_c = 0,8 f_{cc} \varepsilon_c$$

där ε_c är utnyttjad stukning i betongen.

5.3.2.2 Tvärkraft

Erforderlig skjuvarmering i flänsar ska bestämmas enligt BBK 94, avsnitt 6.2.4.2.

5.3.2.3 Svetsbultar

Vid beräkning av erforderligt antal svetsbultar ska betongens draghållfasthet och aktuell kraft i armeringen beaktas om detta är ogynnsamt. Om betongplattan är dragen ska den i detta fall förutsättas ha draghållfastheten f_{ctd} enligt BBK 94, avsnitt 2.3.1, formel c.

5.3.3 Bruksgränstillstånd

5.3.3.1 Medverkande bredd

I bruksgränstillståndet ska endast armering inom det medverkande tvärsnittets bredd medräknas, se 4.1.2.4.3.

5.3.3.2 Begränsning av sprickbredder

Vid beräkning av sprickbredd i en betongplatta i bruksgränstillståndet godtas att medelsprickavståndet s_{rm} , enligt BBK 94, formel 4.5.5d, sätts lika med avståndet mellan svetsbultarna i längsled.

Detta förfarande förutsätter att svetsbultarna är placerade två och två etc i längsled.

5.4 Träkonstruktioner

5.4.1 Beräkningsmodell

5.4.1.1 Beräkning av krafter och moment

5.4.1.1.1 Fördelning av krafter och moment ska bestämmas enligt elasticitetsteori.

5.4.1.1.2 Inverkan av träets fuktrörelser ska beaktas vid beräkning av träöverbyggnader. Den totala fuktrörelsen längs bron ska förutsättas vara 0,4 mm/m parallellt fiberriktningen och 10 mm/m vinkelrät fiberriktningen.

5.4.1.2 Sekundärt bärverk av trä

5.4.1.2.1 Fördelningsbredden b_L i brons längsled vid beräkning av moment och tvärkraft ska bestämmas enligt följande.

$$b_L = 0,20 + 2 \cdot h + H \quad (\text{m})$$

H syllens tjocklek

h slitplankens tjocklek

Fördelningsbredden b_t i brons tvärlid vid beräkning av moment ska bestämmas enligt följande.

$$b_t = 0,30 + 2 \cdot h + H \quad (\text{m})$$

Om spelrum finns mellan syllarna ska b_L reduceras till $b_{L\text{eff}}$

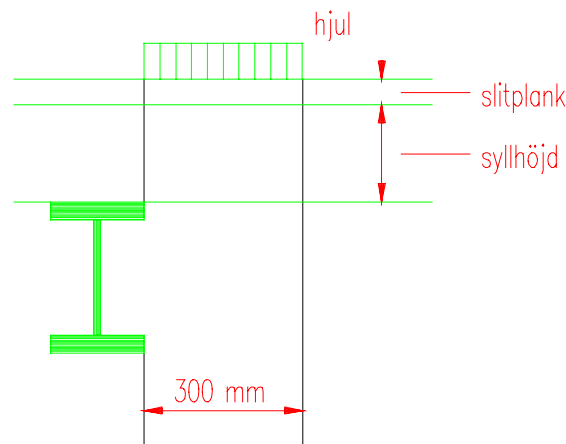
$$b_{L\text{eff}} = \frac{b}{c} \cdot b_L \quad (\text{m})$$

b syllens bredd

c centrumavstånd mellan syllar

Ovanstående gäller för typfordon enligt bilaga 2 och 3.

5.4.1.2.2 Vid beräkning av tvärkraft godtas att hjulets kant anses vara placerad mitt över balkflänsens kant, se figur 5-2.



Figur 5-2 Placering av hjul intill balk

5.4.2 Brottgränstillstånd

5.4.2.1 Bärförmåga

Vid beräkning av dimensionerande bärförmåga vid böjning, R_{md} , enligt BKR 94, avsnitt 5:3124, godtas för sekundärt bärverk av trä att den effektiva balklängden vid bestämning av κ_{inst} sätts till centrumavståndet mellan balkarna ökat med $2H$. H är syllens tjocklek i meter.

5.4.3 Bruksgränstillstånd

Krav enligt 4.3.3.2 ska uppfyllas.

5.5 Aluminiumkonstruktioner

5.5.1 Beräkningsförutsättningar

Fördelning av krafter och moment ska bestämmas enligt elasticitetsteori med undantag för lastfall innefattande olyckslast för vilket gränslastteori godtas.

5.5.2 Bruksgränstillstånd

Krav enligt 4.3.3.2 ska uppfyllas.

BILAGA 1**Medgällande dokument****1. Publikationer**

Publikationer nedan, vilka är markerade med *, kan beställas från AB Svensk Byggtjänst, Marknadsavdelningen, 113 87 Stockholm, tfn 08-457 11 00.

Övriga publikationer finns tillgängliga hos respektive utgivare.

1.1 Vägverkspublikationer

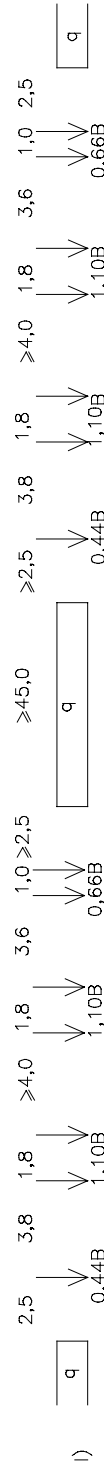
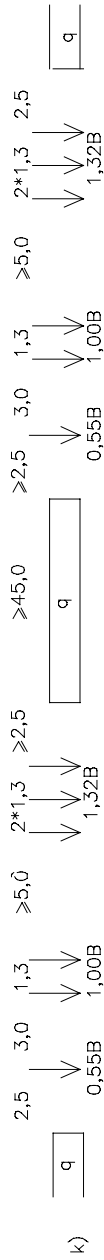
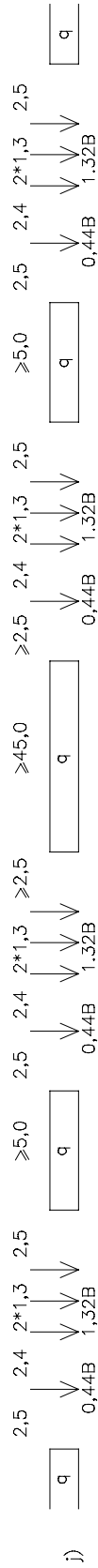
* 1994:1	1994	BRO 94	1. Allmänt
* 1994:2	1994	BRO 94	2. Lastförutsättningar
* 1994:3	1994	BRO 94	3. Grundläggning
* 1994:4	1994	BRO 94	4. Betongkonstruktioner
* 1994:5	1994	BRO 94	5. Stål-, trä- och aluminiumkonstruktioner
* 1994:6	1994	BRO 94	6. Brodetaljer
* 1994:8	1994	BRO 94	8. Rörliga broar
* 1997:57	1994	BRO 94	9. Förteckning
* 1997:56	1997	BRO 94	Supplement nr 3
* 1986:6	1986		Handledning för geotekniska beräkningar
* 1994:15	1994		Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper
* 1994:21	1994	VÄG 94	1. Gemensamma förutsättningar
* 1994:22	1994	VÄG 94	2. Konstruktiv utformning av underbyggnad
* 1994:23	1994	VÄG 94	3. Konstruktiv utformning av överbyggnad
* 1996:9	1996		Mottagningskontroll av konstruktionshandlingar
	1965		Dimensionering av snedvinkliga plattbroar
	1963		Dimensionering av snedvinkliga plattramar

BILAGA 1

1.2 Externa publikationer

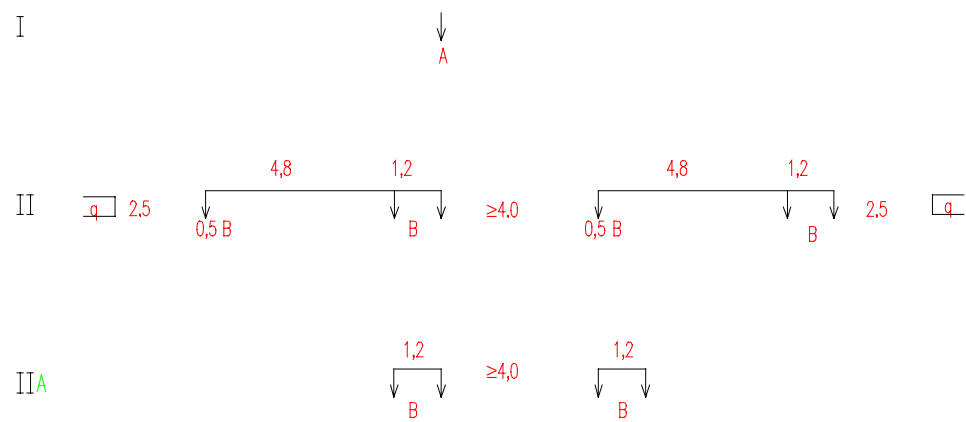
- * BBK 94 (1994) Boverkets handbok om betongkonstruktioner - Boverket
 - * Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord, Rapport 84a (1995) - IVA Pålkommisionen
 - * Betonghandbok - arbetsutförande, utgåva 2 (1992) - Svensk Byggtjänst
 - * Betonghandbok - konstruktion, utgåva 2 (1990) - Svensk Byggtjänst
 - * Betonghandbok - material, utgåva 2 (1994) - Svensk Byggtjänst
 - * BKR 94 (BFS 1993:58 med ändringar BFS 1995:18) Boverkets konstruktionsregler – Boverket
 - * Boverkets handbok om snö- och vindlast, utgåva 2 (1997) - Boverket
 - * Brottseghet hos järnvägsbroar, BVH 583.12 (1998) - Banverket
 - * BSK 94 (1994) Boverkets handbok om stålkonstruktioner - Boverket
 - * Dimensionering genom provning (1994) - Boverket
 - * Grova stålrörspålar - Anvisningar för dimensionering och utförande av grova stålrörspålar, Rapport 90 (1993) - IVA Pålkommisionen
 - * Grävpålanvisningar, Rapport 58 (1979) - IVA Pålkommisionen
 - * Grävpålar i friktionsjord, Rapport 77 (1985) - IVA Pålkommisionen
 - * Jordarternas indelning och benämning, T21:1982 (rev 1992) - Byggforskningsrådet
 - * K18, Dimensionering av stålkonstruktioner, utdrag ur handboken BYGG Konstruktion, kapitel 18 och 19 (1994) - Stålbyggnadsinstitutet
 - * Plan- och byggtermer, TNC 95 (1994) – Tekniska nomenklaturcentralen
 - * Plattgrundläggning (1993) - Svensk Byggtjänst
 - * Pålgrundläggning (1993) - Svensk Byggtjänst
 - * Supplement 1 till Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 94, band 1 och 2 (1996) - Boverket
- Vridning och Lastfördelning, Rapport 15 (1995) – KTH Institutionen för byggkonstruktion

BILAGA 2



BILAGA 3**Typfordon-A/B $\leq 10/16$ ton**

(mått i m)



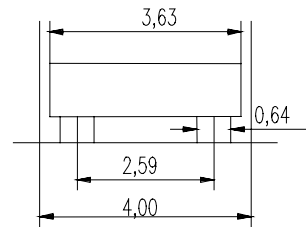
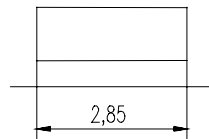
BILAGA 4

Militära fordon

(mått i m)

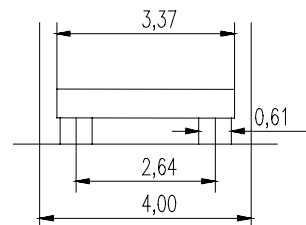
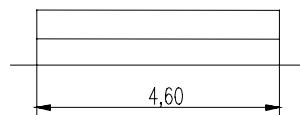
45 tons stridsfordon

Högsta hastighet: 15 km/tim.



60 tons stridsfordon

Högsta hastighet: 15 km/tim.



BILAGA 5**Bestämning av σ_{B28} vid angivet blandningsförhållande**

Blandningsproportioner efter volym	Materialåtgång per m ³ betong						
	Cement		Sand		Makadam		σ_{B28}
	kg	liter	kg	liter	kg	liter	kp/cm ²
1c:1s:2 m	515	370	590	370	960	740	245
1c:1,5s:2,5 m	405	290	695	435	940	725	210
1c:2s:3 m	335	240	770	480	935	720	190
1c:2s:4 m	300	215	690	430	1120	860	170
1c:3s:3 m	275	195	935	585	760	585	160
1c:3s:4 m	250	180	865	540	935	720	145
1c:3s:4,5 m	240	170	815	510	995	765	140
1c:3s:5 m	230	165	790	495	1070	825	135
1c:4s:6 m	185	130	830	520	1015	780	105
1c:5s:7 m	155	110	880	550	1000	770	85
1c:6s:8 m	135	95	915	570	990	760	70

Utdrag ur 1926 års normalbestämmelser.

BILAGA 6

Lastfördelning vid beräkning av valv av betong

1. Beteckningar

- a Hjulets eller bandets utbredning i fordonets längdriktning.
- b Avståndet mellan ytterkanterna av hjulen på en axel eller mellan bandets ytterkanter.
- t Vertikala avståndet mellan valvets tyngdpunktslinje och körbanans överkant, mätt under mittpunkten av hjulets respektive bandets anliggningsyta.
- x Avstånd, mätt utefter valvets tyngdpunktslinje, från en vertikal genom lastangreppets mittpunkt till undersökt snitt.

2. Beräkning

Vid beräkning av inverkan på valv av belastning med hjul eller bandfordon ska lasten antas jämnt fördelad på ytan av en firsiding med sidan s i valvets längsled och sidan r i valvets tvärlid.

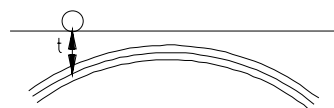
Här antas:

$$s = a + 2t$$

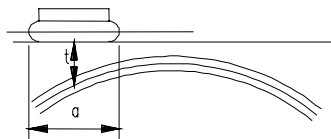
$$r = b + 2t + 0,75x, \text{ dock minst lika med filbredden. Ökningen av } r \text{ med } 0,75x \text{ gäller endast vid beräkning av negativa moment.}$$

Måttet r får inte väljas så stort att lasten breder ut sig in på angränsande lastfält eller utanför valvets sida.

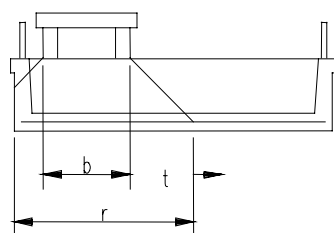
t vid hjulfordon



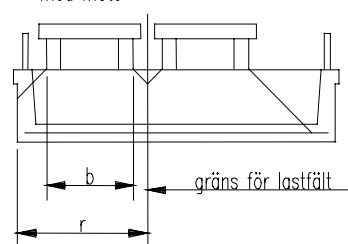
t vid bandfordon



r utan möte

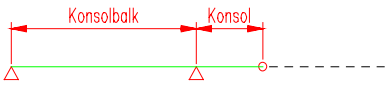



r med möte



BILAGA 7

Bestämmande längd L för dynamiskt tillskott (ϵ)

Brotyp	L												
<p>1 Balkbro, bågbro, rambro</p> <p>a. På två stöd</p>	Huvudkonstruktionens spännvidd												
<p>b. Kontinuerlig över n spann med genomsnittslängd</p> $l_m = \frac{1}{n} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$ <p>Gäller även brobanekonstruktion, t.ex. långbalkar, då kontinuitet föreligger över mellanstöd</p>	<table border="1"> <tr> <td>n =</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>5</td> <td>spänn</td> </tr> <tr> <td>L =</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> <td>· l_m dock minst max l</td> </tr> </table> <p>n ≥ 6</p> <p>L = 1,5 · l_m där l_m är medelvärdet av de fem sammanhängande fack som ger lägst l_m</p>	n =	2	3	4	5	spänn	L =	1,2	1,3	1,4	1,5	· l _m dock minst max l
n =	2	3	4	5	spänn								
L =	1,2	1,3	1,4	1,5	· l _m dock minst max l								
<p>2 Huvudkonstruktion med leder</p> <p>a. Konsolbalk samt tillhörande konsol</p> 	Konsolbalkens spännvidd												
<p>b. Inhängt spann</p> 	Inhängda spannets teoretiska spännvidd												

BILAGA 8

Brobanepplattor med viktreducerande ursparingar

1. Allmänt

Bilagan avser brobanepplattor av betong i plattbroar och platttrambroar som har viktreducerande cirkulära hålrum med högst 0,9 m diameter.

Konstruktion med hålrum med större diameter eller med annat tvärsnitt än cirkulärt ska behandlas som balk med lådsektion.

Plattorna ska förutsättas ha två motstående fria kanter så att bäringen huvudsakligen sker i en riktning. Snedvinkligheten φ ska vara högst 45° , se figur 1.

2. Utformning

Beräkningsbegränsningarna enligt nedan ska gälla, se även figur 1 och 2.

Snedvinklighet	$\varphi \leq 45^\circ$
Hålrumsdiameter	$d_1 \leq 0,9 \text{ m}$
Betongskikt över hålrum	$h_1 \geq 0,22 d_1$, dock minst 0,15 m.
Betongskikt under hålrum	$h_2 \geq 0,15 \text{ m}$
Livtjocklek	$h_3 \geq 0,25(d_1 + 0,5) \text{ m}$
Avstånd mellan formelements ände och stömlinje	$l_1 \geq l_{ } / 8$, dock minst 0,7 $l_2 \sin \varphi$

Formelementen ska vara placerade i plattans huvudbärningsriktning, d.v.s. parallellt med de fria kanterna. I stödområdena ska plattan vara massiv genom att elementen inte är framdragna närmare stömlinjen än måttet l_1 enligt ovan.

3. Brottgränstillstånd

Huvudmoment och tvärkrafter ska beräknas som för en massiv platta, varvid hålplattan godtas betraktad som isotrop.

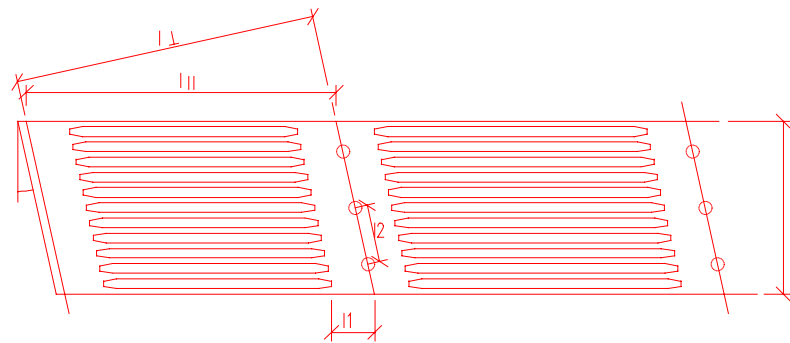
Skjuvarmering ($A_{sv||}$) med hänsyn till tvärkrafter ($V_{||}$) i livets längdriktning bestäms på vanligt sätt.

Tvärkrafter vinkelrätt mot livets längdriktning (V_{\perp}) ska beaktas.

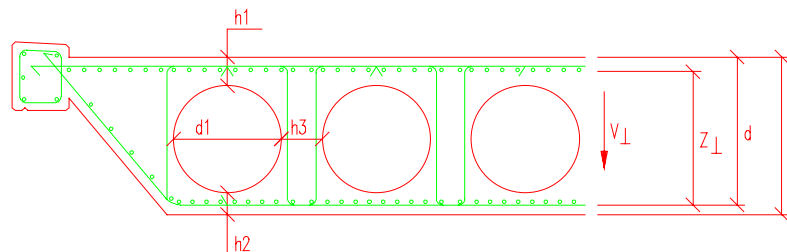
BILAGA 8

Beräkningsmodellen innebär att tvärkrafter vinkelrät mot livets längdriktning upptas genom Vierendeelverkan och medför bl.a. vertikala böjdragspänningar i liven mellan hålrutorna.

Tvärkrafter i brons tvärled (V_{\perp}) till följd av variabla laster ska beaktas. Vid snedvinkliga plattor ska även effekten av sned huvudbärningsriktning för såväl permanenta som variabla laster beaktas.



Figur 1 Plan



Figur 2 Sektion

Om noggrann beräkning av V_{\perp} inte utförs godtas att det största av värden enligt formel (1) och (2) tillämpas.

$$V_{\perp} = \begin{cases} \frac{B}{3}(1 - 3/b)(kN/m) & (1) \\ V_{\parallel} \cdot \sin\alpha (kN/m) & (2) \end{cases}$$

B boggilast

b är plattans bredd i m. Se figur 1.

V_{\parallel} är tvärkraften i kN/m parallellt med livet.

BILAGA 8

$$\alpha = \begin{cases} \frac{3}{4}\phi & \text{inom ett avstånd understigande } l_{\perp} / 2 \text{ från de fria kanterna} \\ \phi & \text{i övrigt (avser innerdelen i breda plattor).} \end{cases}$$

I spännbetongplattor godtas att $V_{||}$ reduceras med V_p enligt BBK 94, avsnitt 3.7.3.4, före insättning i formel (2).

Tvärkraften V_{\perp} orsakar en horisontell skjuvkraft F i livet riktad vinkelrät mot detta. Denna skjuvkraft godtas beräknad enligt formel (3).

$$F = \frac{d_1 + h_3}{z_{\perp}} \cdot V_{\perp} \quad (\text{kN/m}) \quad (3)$$

där z_{\perp} är totalsektionens inre hävarm $\approx d - \frac{h_1}{2}$, se figur 2

Av skjuvkraften F orsakat böjande moment M_F i livet godtas beräknat enligt formel (4)

$$M_F = 0,4 \frac{d_1 + h_3}{z_{\perp}} \cdot d_1 \cdot V_{\perp} \quad (\text{kNm/m}) \quad (4)$$

Den vertikala böjdragspänningen i livet av detta moment beräknas enligt formel (5).

$$\sigma_F = \frac{6M_F}{h_3^2} \quad (\text{kPa/m}) \quad (5)$$

I brottgränstillståndet godtas att σ_F uppgår till högst f_{ct} utan att extra armering behöver inläggas. Överskrids detta värde ska hela momentet täckas genom inläggning av t.ex. vertikal bygelarmering. Armeringsarean i vardera sidan av livet godtas bestämd enligt formel (6).

$$A_{sv\perp} = \frac{0,6}{h \cdot f_{st}} (d_1 + \frac{d_1^2}{h_3}) V_{\perp} \quad (\text{m}^2/\text{m}) \quad (6)$$

Om armeringen lutas i livets längdriktning ska $A_{sv\perp}$ vara ökad med hänsyn härtill.

För kontroll av totala armeringen i livet ska följande gälla.

- Om $A_{sv||} = 0$ och $\sigma_F \leq f_{ct}$ fordras ingen livarmering.
- Om $A_{sv||} = 0$ och $\sigma_F > f_{ct}$ ska $A_{sv\perp}$ finnas.
- Om $A_{sv||} > 0$ och $\sigma_F \leq f_{ct}$ ska $A_{sv||}$ finnas.
- Om $A_{sv||} > 0$ och $\sigma_F > f_{ct}$ ska $A_{sv\perp} + A_{sv||}$ finnas.

BILAGA 8

Byglar ska vara utformade så att de omsluter huvudarmeringen i plattans underkant och överkant. För A_{svll} godtas även uppbockad armeringsstång.

BILAGA 9

Snedvinkliga plattramar

1. Moment

Framräknade moment med dimensionerande spännvidd lika med den långa spännvidden ($L_{||}$) ska justeras enligt tabell 2 t.o.m. tabell 4.

Momentkurvan justeras med måtten a t.o.m. d enligt tabell 5 t.o.m. tabell 8. För mellanliggande värden på vinkeln φ i tabell 2 t.o.m. tabell 8 godtas rätlinjig interpolation. Principfigur för framtagande av justerade moment framgår av figur 1.

2. Tvärkrafter

Framräknade tvärkrafter ska justeras enligt tabell 1.

Tabell 1 Förstoringsfaktorer för tvärkraft

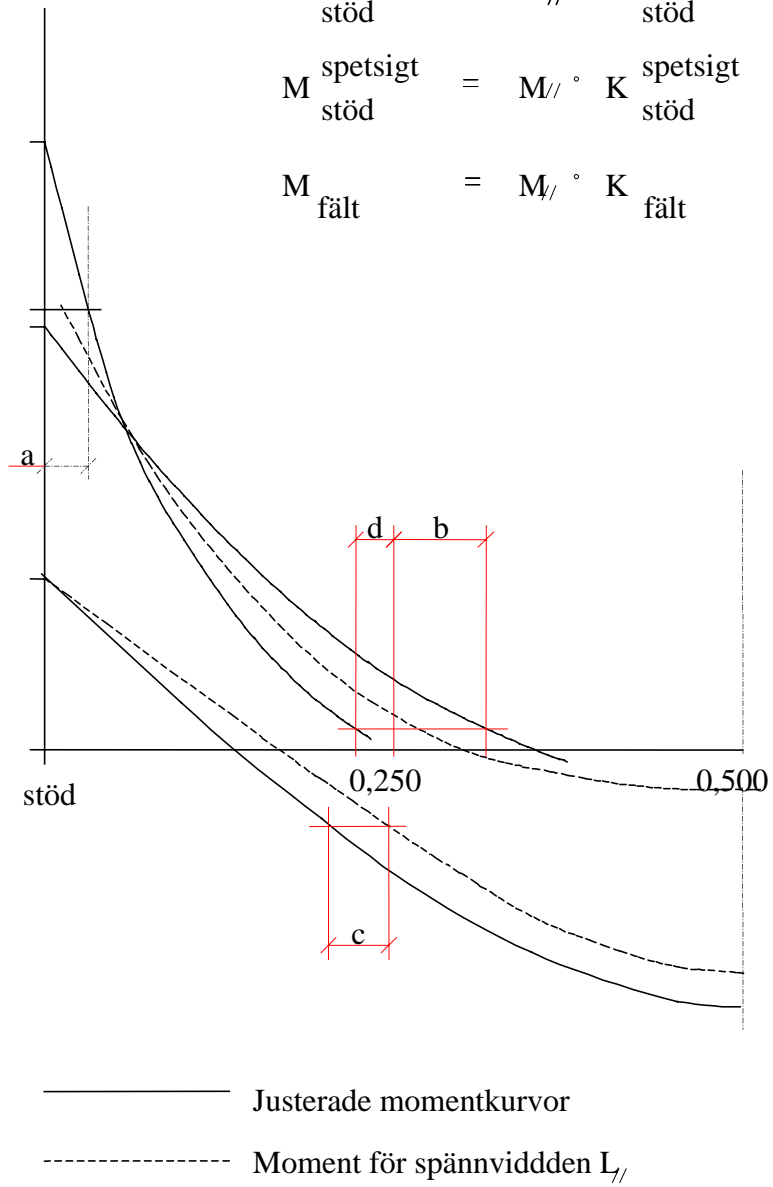
Snitt	Förstoringsfaktor
stöd	1,1
L/8 från stöd	1,05
2L/8 från stöd	1,0

BILAGA 9

$$M_{\text{trubbigt stöd}} = M_{//} \cdot K_{\text{trubbigt stöd}}$$

$$M_{\text{spetsigt stöd}} = M_{//} \cdot K_{\text{spetsigt stöd}}$$

$$M_{\text{fält}} = M_{//} \cdot K_{\text{fält}}$$



Figur 1 Principfigur för momentkurvor

BILAGA 9

Tabell 2 Bestämning av $k_{stöd}^{trubbigt}$

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	1,15	1,29	1,39
10	1,15	1,30	1,45
14	1,16	1,33	1,51
18	1,16	1,33	1,51
22	1,16	1,33	1,51
26	1,16	1,33	1,51

Tabell 3 Bestämning av $k_{fält}$

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	1,03	1,04	1,05
10	1,08	1,14	1,16
14	1,09	1,16	1,20
18	1,09	1,16	1,20
22	1,09	1,16	1,20
26	1,09	1,16	1,20

Tabell 4 Bestämning av $k_{stöd}^{spetsigt}$

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	1,00	0,985	0,93
10	1,00	0,985	0,945
14	1,00	1,00	0,985
18	1,00	0,97	0,93
22	0,99	0,95	0,90
26	0,99	0,94	0,87

BILAGA 9**Tabell 5** **Förskjutning av momentkurva, a (m)**

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	0,08	0,11	0,14
10	0,18	0,26	0,34
14	0,26	0,38	0,51
18	0,35	0,52	0,68
22	0,45	0,65	0,85
26	0,55	0,78	1,00

Tabell 6 **Förskjutning av momentkurva, b (m)**

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	0,20	0,45	0,70
10	0,24	0,53	0,80
14	0,37	0,66	0,95
18	0,45	0,80	1,15
22	0,50	0,94	1,33
26	0,55	1,10	1,55

Tabell 7 **Förskjutning av momentkurva, c (m)**

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	0,16	0,24	0,30
10	0,27	0,41	0,56
14	0,35	0,64	0,90
18	0,40	0,77	1,10
22	0,45	0,88	1,28
26	0,50	1,00	1,40

BILAGA 9**Tabell 8 Förskjutning av momentkurva, d (m)**

$L_{ }$ (m)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$
6	0,06	0,08	0,08
10	0,16	0,21	0,28
14	0,25	0,45	0,60
18	0,33	0,63	0,90
22	0,40	0,80	1,17
26	0,50	1,00	1,40

BILAGA 10**Vägverkets administrativa rutiner för klassningsberäkning av vägbroar****1. Redovisning****1.1 Beräkning**

Beräkning ska förses med

- konstbyggnadsnummer enligt Vägverkets beteckning
- underskrift av den som utfört beräkningen samt datum. I förekommande fall anges även signerad firmastämpel. Vid eventuell revidering anges även datum för denna
- hänvisning till publikation 1998:78 "Klassningsberäkning av vägbroar".

Beräkningar ska upprättas i format A 4.

Utskriften från en datorberäkning bör vara i format A 4 eller nedvikt till A 4. Sammandrag av beräkningsresultaten från datorberäkningen kan återges på diagram, nedvikta till format A 4, varvid datorutskriften ingår i beräkningen som separat bilaga.

2. Mottagningskontroll**2.1 Allmänt**

Klassningsberäkningen ska kontrolleras enligt alternativ B eller C i Vägverkets publikation 1996:9 "Mottagningskontroll av konstruktionshandlingar".

Mottagningskontrollen utförs av avdelningen för bro och tunnel.

2.2 Handlingar

Beräkning som sänds in för förberedande kontroll enligt alternativ C enligt publikationen "Mottagningskontroll av konstruktionshandlingar" ska sändas in i två exemplar.

BILAGA 10

För slutlig kontroll enligt alternativ C i publikation "Mottagningskontroll av konstruktionshandlingar" samt för kontroll enligt alternativ B i samma publikation ska beräkning i original sändas in.

2. Certifiering och verifiering av produkter

I de fall det inte finns något ackrediterat organ godtas att provningen/besiktningen utförs av ett organ som godtagits av Vägverket.

Organ som godtagits av Vägverket framgår av BRO 94, kapitel 93.