

Spännarmering i olika bronormer

Rasmus Eklund



Rapport TVBK-5114
Lund 2002

Lunds Tekniska Högskola
Avdelningen för konstruktionsteknik
Box 118
221 00 Lund

Lund University
Division of Structural Engineering
Box 118
S-221 00 Lund
Sweden

Spännarmering i olika bronormer

Prestressed concrete in different bridge codes

Rasmus Eklund

Rapport TVBK-5114
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK 02/5114+137

Examensarbete
Handledare: Joakim Jeppsson, Avdelningen för Konstruktionsteknik, LTH
Februari 2002

Förord

Detta examensarbete som omfattar 20 poäng har utförts på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola under hösten 2001.

Initiativtagare till arbetet har varit Håkan Camper, Skanska Teknik Bro och Anläggning i Malmö. Som alltid vid den här typen av arbete finns det några personer som skall ha ett särskilt tack för all hjälp som har varit värdefull för arbetets genomförande. Först och främst vill jag tacka min handledare Joakim Jeppsson på Avdelningen för Konstruktionsteknik som hjälpt till med att lösa allehanda problem som har dykt upp under arbetets gång. Jag vill också tacka Håkan Camper och Karl Lundstedt på Skanska Teknik Bro och Anläggning i Malmö som har hjälpt till med tolkningen av Eurocode och AASHTO.

Lund, februari 2002

Rasmus Eklund

Sammanfattning

Syftet med detta examensarbete har varit att studera hur spännarmering behandlas i olika bronormer. De normer som har studerats är den svenska BRO 94, den amerikanska AASHTO normen och Eurocode. Normerna jämförs genom att en farbana dimensioneras i tvärled och sedan jämförs resultaten och de faktorer som är avgörande för den mängd spännarmering som behövs.

Beräkningsgången vid dimensionering av förspända konstruktioner enligt de olika normerna skiljer sig inte åt särskilt mycket. Det som avgör hur mycket spännarmering som krävs är spänningsbegränsningskraven i bruksgränstillståndet. De avgörande faktorerna är storleken på moment av yttre laster, kravet på spänningsbegränsning, spännkraftens storlek och förspänningsmomentets storlek. Spännkraften och förspänningsmomentet beror i sin tur av hur stor spänning som tillåts i kabeln före och efter eftersläppning, de tidsberoende förlusternas storlek och spännkraftexcentriciteten.

Det dimensionerande snittet blev i samtliga fall farbanans stöd och det dimensionerande kravet blev begränsningen av dragspänningarna i underkanten av farbanan efter att spännkraftsförlusterna har nått sina slutvärden. Kablarnas centrumavstånd blev

BRO 94	570 mm
Eurocode	490 mm
AASHTO	850 mm

Vid dimensioneringen enligt Eurocode krävdes dessutom att farbanan votades vid stöden för att kravet på begränsning av dragspänningar skulle klaras både i byggskedet och i bruksgränstillståndet efter förluster.

Dimensioneringen enligt AASHTO ger störst spännkraft och minst moment av yttre laster och eftersom kravet på begränsning av dragspänningarna är mildast blir mängden spännarmering minst. Spännkraften blir störst i AASHTO eftersom man tillåter större spänning i spännkabeln både före och efter eftersläppning och att de tidsberoende förlusterna blir mindre än i de andra normerna.

Dimensioneringen enligt BRO 94 och Eurocode ger ungefär samma spännkraft och moment av yttre laster men eftersom kravet på spänningsbegränsning är hårdare i Eurocode blir mängden spännarmering större.

Abstract

The purpose of this master thesis has been to study prestressed concrete in different bridge codes. The studied codes are the Swedish BRO 94, the American AASHTO code and Eurocode. The codes are compared by dimensioning of a bridge slab in transverse direction and the factors that decide the amount of prestressing steel are evaluated.

The method for design of prestressed structures in the different codes are almost the same. The amount of prestressed steel is decided by the stress limits in the service limit state. The determining factors are the magnitude of the moment from external loads, the stress limits and the magnitude of the prestressing force and prestressing moment. Prestressing forces and prestressing moments depends on the stress allowed in the tendon before and after transfer, time dependent losses and eccentricity of the tendon.

The critical section in all the codes is the support of the carriageway and the critical demand is the limit of tensile stresses at the underside of the carriageway after time dependent losses. The spacing of the tendons by dimensioning according to the different codes became

BRO 94	570 mm
Eurocode	490 mm
AASHTO	850 mm

By dimensioning according to Eurocode, the depth of the slab has to be increased at the supports to satisfy the tensile stress limits in both the construction phase and the service limit state after losses.

The dimensioning according to AASHTO gives largest force in the tendons and the least moment from external loads and as the demand of tensile stress limitation is mildest the amount of prestressing steel becomes least. The prestressing force in AASHTO becomes larger than in the other codes as the stresses allowed in the tendon are bigger and the time dependent losses are leaser.

The dimensioning according to BRO 94 and Eurocode gives almost the same moments from external loads and prestressing force but as the demand of stress limitation is harder in Eurocode, the amount of prestressing steel becomes larger.

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Syfte.....	1
1.2	Förutsättningar.....	1
1.3	FE-modeller.....	3
1.3.1	Skalmodell.....	3
1.3.2	Rammodell.....	4
2	BRO 94.....	5
2.1	Materialdata.....	5
2.2	Laster.....	5
2.2.1	Egentyngd.....	5
2.2.2	Trafiklaster.....	5
2.2.3	Lastkombinationer.....	7
2.3	Miljöklasser, livslängdsklasser och täckskikt.....	8
2.4	Kabellinje.....	9
2.5	Friktionsförluster.....	9
2.6	Tidsberoende spännkraftförluster.....	11
2.7	Bruksgränstillstånd.....	13
2.7.1	Byggskedet.....	14
2.7.2	Begränsning av dragspänningar.....	15
2.7.3	Sprickkontroll.....	16
2.7.4	Deformationer.....	17
2.8	Brottgränstillstånd.....	18
2.8.1	Dimensionerande materialvärden i brottgränstillståndet.....	18
2.8.2	Spännarmeringens arbetskurva.....	19
2.8.3	Moment.....	20
2.8.4	Tvärkraft.....	22
2.8.5	Genomstansning.....	26
3	Eurocode.....	29
3.1	Allmänt.....	29
3.2	Materialdata.....	30
3.3	Laster.....	31
3.3.1	Egentyngd.....	31
3.3.2	Trafiklaster.....	31
3.3.3	Spridning av laster.....	33
3.3.4	Lastkombinationer.....	33
3.4	Kabellinje.....	34
3.5	Friktionsförluster.....	35
3.6	Tidsberoende förluster.....	37
3.7	Bruksgränstillstånd.....	39
3.7.1	Tryckspänningar.....	39
3.7.2	Sprickbegränsning.....	41
3.8	Brottgränstillstånd.....	42
3.8.1	Dimensionerande materialvärden i brottgränstillståndet.....	42
3.8.2	Spännarmeringens arbetskurva.....	42
3.8.3	Moment.....	43
3.8.4	Tvärkrafter.....	46
3.8.5	Genomstansning.....	49

4	AASHTO	53
4.1	Allmänt	53
4.1.1	Seghet	53
4.1.2	Redundans	53
4.1.3	Samhällsbetydelse	54
4.2	Materialdata	54
4.3	Laster	55
4.3.1	Egentyngd	55
4.3.2	Trafiklaster	55
4.3.3	Lastspridning	57
4.3.4	Lastkombinationer	58
4.4	Kabellinje	58
4.5	Begränsning av spänningar i spännarmering	59
4.6	Friktionsförluster	59
4.7	Tidsberoende förluster	61
4.7.1	Tidsberoende förluster som klumpsumma	61
4.7.2	Förfinad metod	62
4.8	Bruksgränstillstånd	63
4.8.1	Begränsning av spänningar i betongen innan förluster	64
4.8.2	Begränsning av spänningar i bruksgränsstadiet efter förluster	64
4.8.3	Kontroll av sprickor genom fördelning av armering	65
4.9	Brottgränstillstånd	66
4.9.1	Moment	66
4.9.2	Tvärkrafter	71
4.9.3	Genomstansning	76
5	Slutsatser	79
5.1	Allmänt	79
5.2	Materialdata för betong	79
5.3	Laster	80
5.3.1	Egentyngd	80
5.3.2	Trafiklaster	80
5.3.3	Spridning	82
5.3.4	Lastkombinationer	82
5.4	Miljöklasser och täckskikt	82
5.5	Spännkraft	83
5.5.1	Spänningar i kablarna före och efter eftersläppning	83
5.5.2	Tidsberoende förluster	84
5.6	Bruksgränsstadiet	85
5.7	Brottgränsstadiet	87
5.7.1	Moment	87
5.7.2	Tvärkraft	88
5.7.3	Genomstansning	89

Referenser	91
Bilaga 1 Lastkoefficienter BRO 94	93
Bilaga 2 Lastkombinering BRO 94	95
Bilaga 3 Lastfaktorer Eurocode	99
Bilaga 4 Lastkombinering Eurocode	101
Bilaga 5 Lastfaktorer AASHTO	105
Bilaga 6 Lastkombinering AASHTO	107
Bilaga 7 Pucher diagram.....	111
Bilaga 8 Skalmmodell.....	115

Beteckningar BRO 94

a	avstånd från farbanans ovankant till spännarmeringens tyngdpunkt
A_c	tvärsnittsarea, betong
A_s	tvärsnittsarea, armering
b	bredd
b_{ef}	effektiv bredd vid beräkning av tvärkraft av koncentrerade laster nära upplag
$b_{ef,1}$	effektiv bredd för den ena lasten vid beräkning av tvärkraft av två koncentrerade laster nära upplag
d	effektiv tvärsnittshöjd
e_s	spännkabel excentricitet
E_c	elasticitetsmodul, betong, allmänt
E_{cd}	dimensioneringsvärde elasticitetsmodul, betong
E_{ck}	karakteristisk elasticitetsmodul, betong
E_s	elasticitetsmodul, stål, allmänt
E_{sd}	dimensioneringsvärde elasticitetsmodul, stål
E_{sk}	karakteristisk elasticitetsmodul, stål
f_{cc}	dimensionerande tryckhållfasthet, betong
f_{cca}	karakteristisk tryckhållfasthet i aktuell tidpunkt, betong
f_{cck}	karakteristisk tryckhållfasthet, betong
f_{ct}	dimensionerande draghållfasthet, betong
f_{ctk}	karakteristisk draghållfasthet, betong
f_{st}	armeringsstålets sträckgräns
f_{stu}	armeringsstålets brottgräns
f_v	formell skjuvhållfasthet, skjuvning
f_{v1}	formell skjuvhållfasthet, genomstansning
I_c	tröghetsmoment, betong
k	koefficient som tar hänsyn till kabelrörets oavsiktliga krokighet vid beräkning av friktionsförluster, dimensionsberoende koefficient vid sprickkontroll
l_{res}	avstånd mellan resultanten till lasterna och den största av lasterna vid beräkning av tvärkraft av två koncentrerade laster nära upplag
M_0	nolltöjningsmoment
M_d	dimensionerande moment
$M_{LK I}$	moment av last i lastkombination I
$M_{LK IV:A}$	moment av last i lastkombination IV:A
$M_{LK V:A}$	moment av last i lastkombination V:A
$M_{LK V:B}$	moment av last i lastkombination V:B
M_{pe}	förspänningsmoment
M_r	sprickmoment
M_u	brottmoment
n	antal spännkablar per meter
P_0	maximal uppspänningskraft, spännkraft i snitt vid momentnollpunkt
P_{eff}	effektiv spännkraft
$P_{e(x)}$	spännkraft i punkten x efter eftersläppning
$P_{f(x)}$	spännkraft i punkten x innan eftersläppning
P_{max}	största tillåtna spännkraft efter eftersläppning
P_s	spännkraft i snitt med största moment
P_u	brottlast, spännarmering

s	centrumavstånd, armering
t	tjocklek
TP	avstånd från farbanans ovankant till tvärsnittets tyngdpunkt
u	längd av kritiskt snitt vid genomstansning
u_{skjuv}	del av kritiskt snitt som beräknas för skjuvning
u_{stans}	del av kritiskt snitt som beräknas för genomstansning
V_c	betongens tvärkraftskapacitet
V_d	dimensionerande tvärkraft
V_i	tvärkraftskapacitet som beror på variabel effektiv höjd
V_p	bidrag till betongens tvärkraftskapacitet som beror av spännkraft eller tryckande normalkraft
V_s	tvärkraftsarmeringens tvärkraftskapacitet
V_u	betongens genomstansningskapacitet
W_c	böjmotstånd, betong
w_k	sprickbredd
x	avstånd från uppspänningspunkt till ett visst snitt, tryckzonshöjd, avstånd från lastcentrum till kritiskt snitt vid beräkning av effektiv bredd för tvärkrafter nära stöd
z	avstånd från neutrallager till punkt där spänningen beräknas
α	spännkabelns vinkeländring
χ	spännarmeringens relaxation
ϵ_{cs}	betongens krympning
ϵ_{cu}	betongens brottstukning
ϵ_g	gränstöjning, spännarmering
ϵ_{max}	maximalt tillåten töjning i spännarmeringen i brottgränstillståndet
ϵ_p	töjning i spännarmeringen av spännkraft
ϵ_{p0}	töjning i spännarmeringen vid nolltöjning i betongen
ϵ_s	total töjning i spännarmeringen
γ_m	partialkoefficient för bärförmåga
γ_n	partialkoefficient för säkerhetsklass
γ_ψ	partialkoefficient för last
η	tidsberoende förluster, faktor som beaktar systematiska skillnader mellan materialegenskaper som erhålls vid provning och den verkliga konstruktionens egenskaper, excentricitetsfaktor
η_{max}	kvot mellan maximal spännkraft efter eftersläppning och maximal uppspänningskraft
φ	kryptal, betong
μ	friktionskoefficient
ρ	geometrisk armeringsandel
σ	normalspänning, allmänt
σ_{cp}	spänning i betongen i nivå med spännarmeringen efter förluster
σ_{cm}	medeltryckspänning i osprucket betongtvärsnitt dividerat med $1,2 \gamma_n$
σ_{efter}	gränsvärde på spänningen i spännkabeln efter eftersläppning
$\sigma_{före}$	gränsvärde på spänningen i spännkabeln innan eftersläppning
σ_m	spänning av moment
σ_n	spänning av normalkraft
σ_s	dragspänning, armering
σ_{s0}	spänning i spännarmeringen direkt efter låsning

σ_{sp}	förspänning i spännarmering efter initiella förluster och hälften av de tidsberoende förlusterna
ω_c	relativ effektiv tryckzonshöjd
ξ	dimensionsberoende koefficient vid skjuvkapacitets beräkning
ζ	spricksäkerhetsfaktor
$\Delta\epsilon_c$	töjning i betongen av spännkraft
$\Delta\epsilon_s$	töjning i spännarmeringen av yttre last
$\Delta\sigma_s$	tidsberoende spännkraftförluster
\emptyset	armeringsdimension

Beteckningar Eurocode

a	avstånd från farbanans ovkant till spännarmeringens tyngdpunkt
A_c	tvärsnittsarea, betong
A_p	tvärsnittsarea, spännarmering
A_s	tvärsnittsarea, slakarmering
A_{sl}	slak och spännarmeringsarea i dragzonen
A_{sw}	tvärsnittsarea, skjuvarmering
b	bredd
b_w	livbredd
b_{ef}	effektiv bredd vid beräkning av tvärkraft av koncentrerade laster nära upplag
b_{efl}	effektiv bredd för den ena lasten vid beräkning av tvärkraft av två koncentrerade laster nära upplag
d	effektiv tvärsnittshöjd
E_{cm}	elasticitetsmodul, betong, medelvärde
E_{cmd}	dimensionerande elasticitetsmodul, betong
E_p	elasticitetsmodul, spännarmering
f_{cd}	dimensionerande tryckhållfasthet, betong
f_{ck}	karakteristisk tryckhållfasthet, betong
f_{ctm}	betongens draghållfasthet, medelvärde
$f_{ctk\ 0,05}$	betongens draghållfasthet, 5 % fraktil värde
$f_{ctk\ 0,95}$	betongens draghållfasthet, 95 % fraktil värde
f_{pk}	karakteristisk draghållfasthet, spännarmering
$f_{p0,1k}$	karakteristisk sträckgräns, spännarmering
f_{yk}	karakteristisk sträckgräns, slakarmering
f_{ywd}	dimensionerande flytgräns, skjuvarmering
h	tvärsnittshöjd
I_c	tröghetsmoment, betong
k	koefficient som tar hänsyn till oavsiktlig vinkeländring hos spännkabel vid beräkning av friktionsförluster
l_{res}	avstånd mellan resultanten till lasterna och den största av lasterna vid beräkning av tvärkraft av två koncentrerade laster nära upplag
M_F	moment av last i frekvent lastkombination
M_g	moment av egentyngd
M_{IF}	moment av last i infrekvent lastkombination
$M_{max,brott}$	största positiva moment av laster i brottgränslastkombination
$M_{min,brott}$	största negativa moment av laster i brottgränslastkombination
$M_{m,\infty}$	förspänningsmoment efter förluster
M_u	brottmomentkapacitet
N_{pd}	spännkraft innan förluster
N_{sd}	dimensionerande normalkraft och/eller spännkraft
n	antal spännkablar per meter
P_0	maximal uppspänningskraft
$P_{e(x)}$	spännkraft i punkten x efter eftersläppning
$P_{f(x)}$	spännkraft i punkten x innan eftersläppning
$P_{k,inf}$	nedre karakteristiskt värde på spännkraften
$P_{k,sup}$	övre karakteristiskt värde på spännkraften
P_{m0}	maximal spännkraft efter eftersläppning
$P_{m,0}$	spännkraft innan förluster

$P_{m,t}$	spännkraft vid tiden t
$P_{m,\infty}$	spännkraft efter förluster
P_u	brottlast, spännarmering
Q_{ak}	karakteristiskt värde på axellast i lastmodell 2
Q_{ik}	karakteristiskt värde på axellast i lastmodell 1 för lastfält i
q_{fk}	karakteristiskt värde på utbredd last på gångbana
q_{ik}	karakteristiskt värde på utbredd last i lastmodell 1 för lastfält i
q_{rk}	karakteristiskt värde på utbredd last på återstående area
r_{inf}	koefficient för att beräkna nedre karakteristiskt värde på spännkraften
r_{sup}	koefficient för att beräkna övre karakteristiskt värde på spännkraften
s	centrumavstånd, armering
t	tjocklek
t_0	betongens ålder vid belastning
TP	avstånd från farbanans ovkant till tvärsnittets tyngdpunkt
u	tvärsnittets omkrets vid beräkning av krympning och krypning, kritisk omkrets
V_{od}	dimensionerande tvärkraft utan inverkan av variabel effektiv höjd
V_{pd}	kraftkomposant på grund av lutande spännkabel
V_{Rd1}	dimensionerande tvärkraftskapacitet för element utan skjuvarmering
V_{Rd2}	maximal dimensionerande tvärkraftskapacitet
$V_{Rd2,red}$	reducerat värde på den maximala dimensionerande tvärkraftskapaciteten
V_{Rd3}	dimensionerande tvärkraftskapacitet för element med skjuvarmering
V_{sd}	dimensionerande tvärkraft
V_{wd}	skjuvarmeringens tvärkraftskapacitet
V_{Rd1}	dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor utan skjuvarmering
V_{Rd2}	maximal dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering
V_{Rd3}	dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering
V_{sd}	dimensionerande skjuvkraft per enhetslängd vid genomstansning
x	avstånd från uppspänningspunkt till ett visst snitt, tryckzonshöjd, avstånd från lastcentrum till kritiskt snitt vid beräkning av effektiv bredd för tvärkraft nära stöd
Z	böjmotstånd
Z_{cp}	spännkabelexcentricitet
α	kvot mellan stålets och betongens elasticitetsmoduler, koefficient som tar hänsyn till långtidseffekter på betongens tryckhållfasthet och ogynnsam effekt av hur lasten angriper, vinkel mellan skjuvarmering och längsgående armering
α_Q	korrektionsfaktor för axellast
α_q	korrektionsfaktor för utbredd last
β	faktor som ökar tvärkraftskapaciteten för laster nära upplag, excentricitetsfaktor
ϵ_{cu}	betongens brottstukning
ϵ_p	töjning i spännarmeringen
ϵ_{pm}	töjning i spännarmeringen av spännkraft efter förluster
$\epsilon_s(t, t_0)$	krymptöjning

γ_G	partialfaktor för permanenta laster
γ_P	partialfaktor för spännkraft
γ_Q	partialfaktor för variabla laster
γ_c	partialsäkerhetsfaktor, betong
γ_s	partialsäkerhetsfaktor, stål
η	tidsberoende förluster
κ	dimensionsberoende koefficient vid skjuvkapacitetsberäkning
μ	friktionskoefficient
ν	effektivitets faktor
θ	spännkabelns vinkeländring
ρ_l	geometrisk armeringsandel, slak och spännarmering
σ	normalspänning, allmänt
σ_{cg}	spänning i betongen i nivå med spännarmeringen av spännkraft och permanenta laster
σ_{cp}	betongspänning av dimensionerande normalkraft och/eller spännkraft
σ_{cp0}	initiell betongspänning av spännkraften i nivå med spännarmeringen
$\sigma_{cp,eff}$	effektiv medeltryckspänning i betongen av spännkraft eller normalkraft
$\sigma_{0,max}$	gränsvärde på spänningen i spännkabeln innan eftersläppning
σ_p	dragspänning, spännarmering
σ_{p0}	initiell spänning i spännkabeln
σ_{pg0}	initiell spänning i spännkabeln av förspänning och permanenta laster
σ_{pm0}	gränsvärde på spänningen i spännkabeln efter eftersläppning
τ_{Rd}	dimensionerande skjuvhållfasthet
ψ'_1	reduktionsfaktor för infrekventa laster
ψ_1	reduktionsfaktor för frekventa laster
ψ_2	reduktionsfaktor för permanenta laster
$\Delta P_{\mu(x)}$	spännkraftförlust av friktion i punkten x
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	spännkraftsförluster av krympning, krypning och relaxation
$\Delta\sigma_{pr}$	spännkraftsförluster av relaxation
$\Delta\varepsilon_p$	töjning i spännarmeringen av yttre last
\emptyset	armeringsdimension
$\emptyset(t,t_0)$	krypcoefficient

Beteckningar AASHTO

a	avstånd från farbanans ovankant till spännarmeringens tyngdpunkt, tryckzonshöjd i approximerad rektangulär spänningsfördelning i brottgränstillståndet
A_c	tvärsnittsarea, betong
A_g	bruttoarea
A_{ps}	tvärsnittsarea, spännarmering
A_s	tvärsnittsarea, dragen slakarmering
A'_s	tvärsnittsarea, tryckt slakarmering
b	bredd
b_0	kritiska snittets omkrets
c	tryckzonshöjd
d	effektiv tvärsnittshöjd
d_e	effektiv tvärsnittshöjd, spännarmering och slakarmering
d_p	effektiv tvärsnittshöjd, spännarmering
d_s	effektiv tvärsnittshöjd, dragen slakarmering
d'_s	effektiv tvärsnittshöjd, tryckt slakarmering
d_v	inre hävarm
E_c	elasticitetsmodul, betong
E_{ci}	elasticitetsmodul vid låsning, betong
E_p	elasticitetsmodul, spännarmering
e	spännkabel excentricitet
F_e	reduktions faktor
f'_c	betongens tryckhållfasthet
f'_{ci}	betongens tryckhållfasthet vid uppspänning
f_{cgp}	spänning i betongen i nivå med spännarmeringen av spännkraft och egentynngd
f_{pc}	tryckspänning i betongen efter förluster
f_{pe}	spänning i spännkabel efter förluster
f_{p0}	spänning i spännkabel då spänningen i betongen är 0
f_{pj}	spänning i spännarmering vid uppspänning
f_{pt}	spänning i spännkabel innan förluster
f_{ps}	medelspänning i spännarmering
f_{pu}	karaktäristisk brottgräns, spännarmering
f_{py}	karaktäristisk sträckgräns, spännarmering
f_r	böjdraghållfasthet, betong
f_t	draghållfasthet, betong
f_y	sträckgräns, dragen slakarmering
f'_y	sträckgräns, tryckt slakarmering
H	relativ fuktighet
h	tvärsnittshöjd
I_g	tröghetsmoment, betong
K	koefficient som tar hänsyn till oavsiktlig vinkeländring hos spännkabel vid beräkning av friktionsförluster
k	dimensionslös faktor för att bestämma tryckzonshöjden i brottgränsstadiet
$M_{brott I}$	moment av last i lastkombination brottgräns I
$M_{bruksgräns I}$	moment av last i lastkombination bruksgräns I
$M_{bruksgräns III}$	moment av last i lastkombination bruksgräns III

M_{cr}	sprickmoment
M_g	moment av egentyngd
M_n	nominell momentkapacitet
M_{pe}	förspänningsmoment efter förluster
M_{pt}	förspänningsmoment innan förluster
M_r	faktoriserad momentkapacitet
M_u	faktoriserat moment
m	lastfältsfaktor
N_u	faktoriserad normalkraft
n	antal spännkablar per meter
P_{pe}	spännkraft efter förluster
P_{pt}	spännkraft innan förluster
P_u	brottlast, spännarmering
PPR	spännarmeringens andel av den totala armeringsarean
Q_i	lasteffekt
R_n	nominell bärförmåga
R_r	faktoriserad bärförmåga
S	spannlängd
s_x	sprickavstånds parameter
t	tjocklek
TP	avstånd från farbanans ovankant till tvärsnittets tyngdpunkt
V_n	nominell tvärkraftskapacitet
V_p	effektiva förspänningskraftens komponent i samma riktning som tvärkraften
V_r	faktoriserad tvärkraftskapacitet
V_s	tvärkraftsarmeringens tvärkraftskapacitet
V_u	faktoriserad tvärkraft
v	faktoriserad skjuvspänning
w	plattstrimlebredd
x	avstånd från uppspänningspunkt till ett visst snitt
Y_i	lastfaktor
y	avstånd från neutrallager till punkt där spänningen beräknas
y_c	densitet, betong
y_t	avstånd från neutrallager till mest dragen kant
α	spännkabelns vinkeländring, tvärkraftsarmeringens vinkel mot längdaxeln
β	faktor som beaktar diagonalt sprucken betongs förmåga att överföra dragspänningar
β_c	kvot mellan längsta och kortaste sidan på lastfördelningsytan för koncentrerad last
β_1	kvot mellan höjden på tryckzonen i den approximerade rektangulära spänningsfördelningen och den verkliga tryckzonshöjden i brottgränsstadiet
ϵ_x	töjning i armeringen på böjdragen sida
η	kvot mellan spänning i spännarmering efter och innan eftersläppning
η_D	lastkoefficient, seghet
η_I	lastkoefficient, samhällsbetydelse
η_R	lastkoefficient, redundans

φ	bärförmågefaktor
μ	friktionskoefficient
θ	diagonala tryckspänningens lutning
σ	normalspänning, allmänt
Δf_{cdp}	förändring av spänning i betongen i höjd med spännarmeringens tyngdpunkt av permanenta laster förutom lasten som verkar vid uppspänningen
Δf_{pT}	totala spännkraftförlusten
Δf_{pF}	spännkraftförlust av friktion
Δf_{pA}	spännkraftförlust av glidning i förankring
Δf_{pES}	spännkraftförlust av elastisk deformation
Δf_{pSR}	spännkraftförlust av krympning
Δf_{pCR}	spännkraftförlust av krypning
Δf_{pR2}	spännkraftförlust av relaxation
\emptyset	armeringsdimension

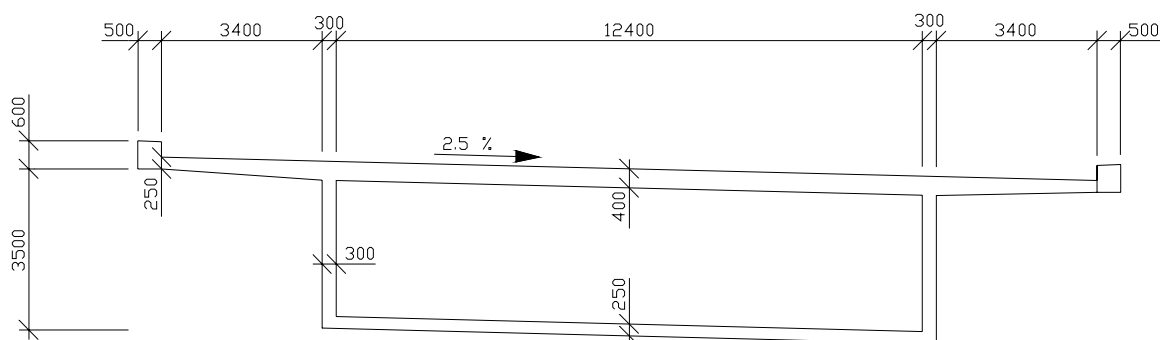
1 Inledning

1.1 Syfte

I sitt internationella arbete stöter Skanska ofta på olika bronormer runt om i världen. I detta arbete lägger man ofta märke till skillnader både i upplägget av normerna och i resultatet av beräkningarna. Syftet med detta examensarbete har varit att jämföra hur spännarmering behandlas i olika bronormer. De normer som har studerats är den svenska BRO 94, den amerikanska AASHTO normen och Eurocode. Normerna jämförs genom att en farbana dimensioneras i tvärled och sedan utvärderas vilka faktorer som är avgörande för den mängd spännarmering som krävs.

1.2 Förutsättningar

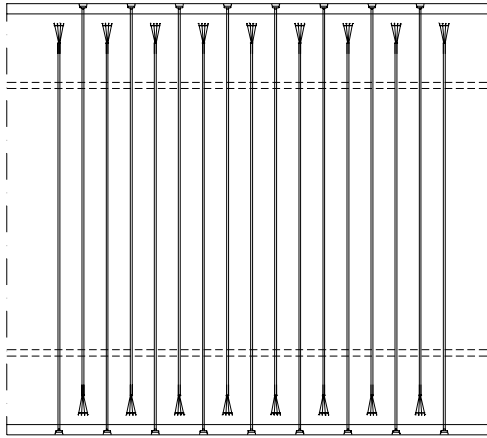
Den bro som använts som referensobjekt är en bro som byggs över floden Medway i England. Brons 152 m långa mittspänn består av ett lådtvärsnitt med mittvägg som är förspänt i längdled men inte i tvärled. Dimensioneringen görs genom att mittväggen tas bort och farbanan spännarmeras i tvärled istället. Eftersom en fullständig dimensionering av farbanan skulle bli allt för omfattande görs några förenklingar. Farbanan dimensioneras i tvärled som om den vore enkelspänd d.v.s. ingen hänsyn tas till de krafter och spänningar som den längsgående spännarmeringen ger upphov till. Tvärsnittets dimensioner visas i Figur 1.1. Detta tvärsnitt används vid dimensioneringen enligt BRO 94 och AASHTO. Vid dimensioneringen enligt Eurocode måste farbanan votas vid lådväggarna.



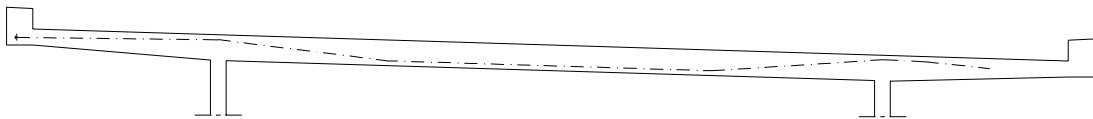
Figur 1.1 Tvärsnitt

Dimensioneringen görs för böjande moment, tvärkraft och genomstansning i brottgränstillståndet och spännings och sprickbegränsning i bruksgränstillståndet. Några andra faktorer som skulle ha beaktats vid en fullständig dimensionering men som har utelämnats här är utmattning och vridning. De enda laster som har beaktats är egentyngd och trafiklast. Egentyngden av de klackar i farbanan som den längsgående spännarmeringen är fäst i har försumrats. Farbanan dimensioneras som om den vore gjord i platsgjuten betong och med efterspänd spännarmering.

Som referensobjekt för utformning av spännarmeringen i tvärled används Öresundsbron. Spännsystemets utformning visas i Figur 1.2 och Figur 1.3. Samma spännsystem används för alla tre normerna.

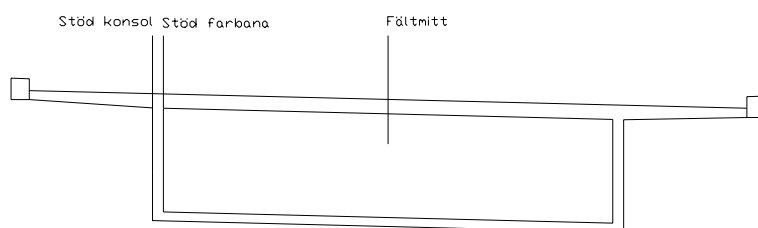


Figur 1.2 Spännsystem plan



Figur 1.3 Spännsystem sektion

Dimensioneringen görs i tre snitt enligt Figur 1.4.



Figur 1.4 Dimensionerande snitt

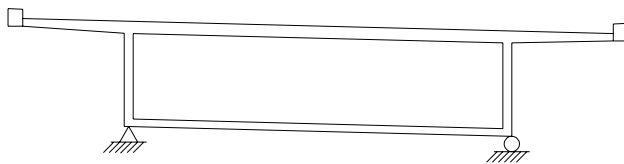
För de formler som används redovisas inte alltid alla de förutsättningar som gäller för att de skall få användas, bara de som anses mest relevanta i detta sammanhang nämns. Beteckningarna som används följer så långt som möjligt de som används i de olika normerna.

1.3 FE-modeller

Snittkrafterna som används vid dimensioneringen har tagits fram med LUSAS som är ett generellt FE program. Två olika modeller har används, en skalmodell och en rammodell.

1.3.1 Skalmodell

Snittkrafterna från axellasterna beräknas med en skalmodell enligt Bilaga 8. Eftersom en modell av hela brospannet skulle bli onödigt stor och svårhanterlig modelleras endast den mittersta delen av brospannet. Denna mittersta del är 27,4 m lång. Tvärsnittet modelleras som om det vore fritt upplagt längs lådväggarna enligt Figur 1.5.



Figur 1.5 Upplagsvillkor

Samma materialdata används vid beräkning enligt de tre normerna. Att samma elasticitetsmodul används vid beräkningarna enligt alla tre normer har knappast någon inverkan på slutresultatet.

Betong K60 SK 3 => $E=20 \text{ GPa}$
 $\nu=0,2$
 $\delta=2400 \text{ kg/m}^3$

Modellen byggs upp av rektangulära 8 nods skalelement. Elementindelningen i den mittersta delen där snittkrafterna beräknas görs finare än i den övriga delen av farbanan. Bredden på denna mittersta del är 3,4 m. Elementstorlekarna framgår av Tabell 1.1.

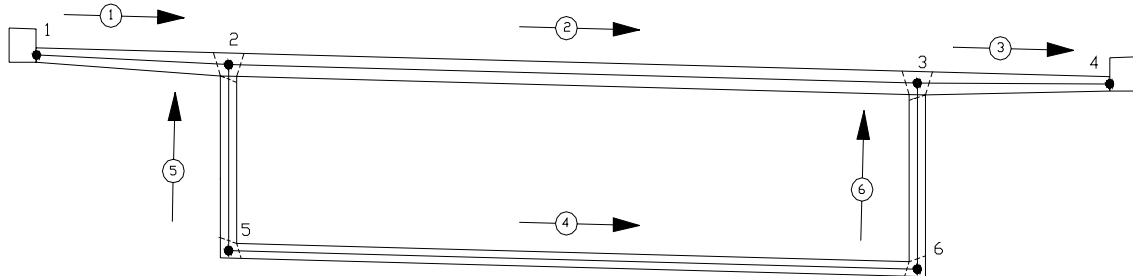
Tabell 1.1 Elementstorlekar

Snitt	Elementstorlek (m)
Farbana Mitten	0,142 · 0,452
	Övrig
Konsol Mitten	0,142 · 0,222
	Övrig
Väggar Mitten	0,142 · 0,292
	Övrig
Botten Mitten	0,142 · 3,175
	Övrig

Axellasterna modelleras som utbredda laster i FE modellen. Punktlasten räknas om till en utbredd last som fördelas över lastens fördelningsyta.

1.3.2 Rammodell

Snittkrafterna från de utbredda lasterna beräknas med en rammodell enligt Figur 1.6 och med tvärsnittsdata och koordinater enligt Tabell 1.2 och Tabell 1.3.



Figur 1.6 Rammodell

Tabell 1.2 Tvärsnittsdata

Element	t (m)	A (m ²)	I _x (m ⁴)
1,000	0,250	0,250	0,001302
0,958	0,400	0,400	0,005333
2,000	0,450	0,450	0,007594

2,000	0,450	0,450	0,007594
0,012	0,400	0,400	0,005333
0,988	0,400	0,400	0,005333
3,000	0,450	0,450	0,007594

3,000	0,450	0,450	0,007594
0,042	0,400	0,400	0,005333
4,000	0,250	0,250	0,001302

5,000	0,300	0,300	0,002250
0,012	0,250	0,250	0,001302
0,988	0,250	0,250	0,001302
6,000	0,300	0,300	0,002250

5,000	0,342	0,342	0,003333
0,042	0,300	0,300	0,002250
0,932	0,300	0,300	0,002250
2,000	0,433	0,433	0,006765

6,000	0,342	0,342	0,003333
0,042	0,300	0,300	0,002250
0,932	0,300	0,300	0,002250
3,000	0,433	0,433	0,006765

Tabell 1.3 Koordinater

Punkt	x	y
1	0,000	3,350
2	3,550	3,253
3	16,250	2,953
4	19,800	2,855
5	3,550	0,300
6	16,250	0,000

2 BRO 94

2.1 Materialdata

Bron utförs i hållfasthetsklass K 60 vilket ger följande karakteristiska värden på betongens hållfasthet och elasticitetsmodul.

$$\begin{aligned}f_{\text{cck}} &= 42,5 \text{ MPa} && \text{BBK 94 2.4.1} \\f_{\text{ctk}} &= 2,50 \text{ MPa} && \text{BBK 94 2.4.2} \\E_{\text{ck}} &= 36,0 \text{ GPa} && \text{BBK 94 2.4.4}\end{aligned}$$

Farbanan slakarmeras med K 500 Ø 12 vilket innebär följande värde på hållfasthet och elasticitetsmodul.

$$\begin{aligned}f_{\text{yk}} &= 500 \text{ MPa} && \text{BBK 94 2.5.1} \\E_{\text{sk}} &= 200 \text{ GPa} && \text{BBK 94 2.5.4}\end{aligned}$$

Spännsystemet som används är VSL och dimensioner på kablar och ursparingsrör är hämtade ur VSL Produktkatalog [12].

Spännkablar VSL 4 Ø 15,7

$$\begin{aligned}A_s &= 600 \text{ mm}^2 \\f_{\text{stu}} &= 1860 \text{ MPa} \\f_{\text{st}} &= 1630 \text{ MPa} && (\text{Antaget värde}) \\P_u &= 1116 \text{ kN} \\E_s &= 195 \text{ GPa} \\ \varepsilon_g &= 3,5 \% && (\text{Antaget värde})\end{aligned}$$

2.2 Laster

2.2.1 Egentyngd

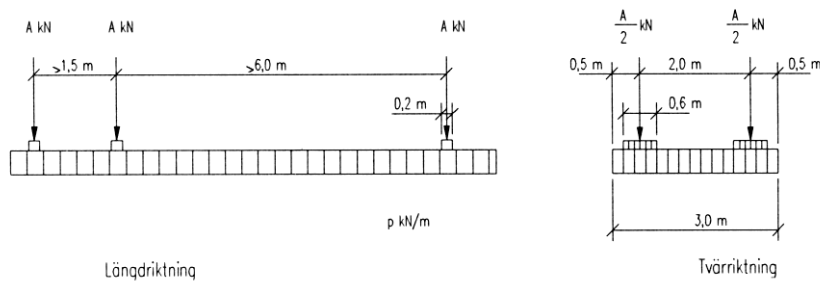
Egentyngden för armerad betong sätts till 24 kN/m^3 enligt BRO 94 21.11.

2.2.2 Trafiklaster

Broar kontrolleras för fem olika lastgrupper, så kallade ekvivalent laster. Ekvivalentlasterna belastar körfält som har bredden 3 m och är parallella med körbanans längdriktning. Körfältens antal och placering skall väljas så att ogynnsammaste inverkan erhålls. Lastfälten skall placeras inom hela det område som är tillgängligt för trafik d.v.s. körfält och väggen. Dynamiska effekter antas vara inkluderade i ekvivalentlasterna.

2.2.2.1 Ekvivalentlast 1

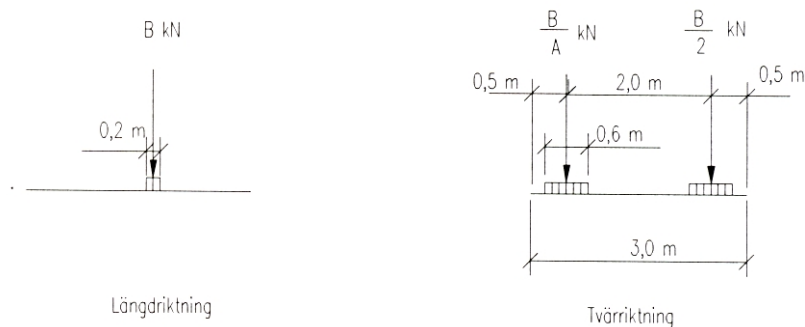
Ekvivalentlast 1 består av en utbredd last med värdet p kN/m och en lastgrupp med tre axellaster på A kN. Axellavstånden framgår av Figur 2.1. Axellasterna som maximalt belastar två körfält har värdet $A=250$ kN för det första och $A=170$ kN för det andra körfältet. Den utbredda lasten belastar det antal körfält som ryms i tvärlred. Värdet på den utbredda lasten är 12 kN/m i det första, 9 kN/m i det andra och 6 kN/m i de övriga lastfälten. Detta motsvarar en ytlast på 4, 3 och 2 kN/m². Lastfördelningsytan för punktlasterna är 0,2 m i längdled och 0,6 m i tvärlred.



Figur 2.1 Ekvivalentlast 1

2.2.2.2 Ekvivalentlast 2

Ekvivalentlast 2 består av en axellast med värdet B kN och axellavstånd enligt Figur 2.2. Axellasten som maximalt belastar två körfält har värdet $B=310$ kN för det första och $B=210$ kN för det andra körfältet. Lastfördelningsytan för punktlasterna är 0,2 m i längdled och 0,6 m i tvärlred.



Figur 2.2 Ekvivalentlast 2

2.2.2.3 Ekvivalentlast 3

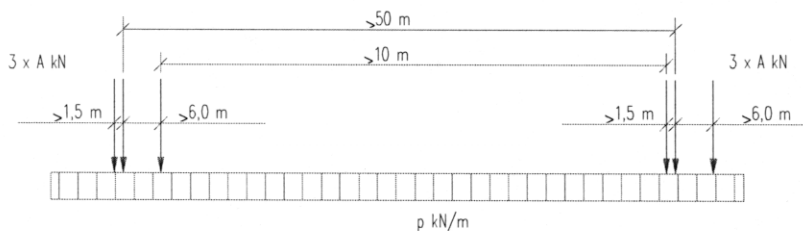
Ekvivalentlast 3 består av en punktlast med värdet 155 kN. Lastfördelningsytan är densamma som för ekvivalentlast 1 och 2. Lasten placeras godtyckligt på körbanan dock skall lastytans centrum vara minst 0,5 m från räcke eller annan avgränsning av farbanan.

2.2.2.4 Ekvivalentlast 4

Ekvivalentlast 4 består av en likadan lastgrupp som ekvivalentlast 1 med $A=325$ kN men utan utbredd last. Lasten har fördelningsbredden 4 m och placeras med en sidoförskjutning av maximalt 1 m från körbanans centrumlinje.

2.2.2.5 Ekvivalentlast 5

Ekvivalentlast 5 består av en utbredd last med värdet p kN/m och två lastgrupper med tre axellaster på A kN. Axellavstånden framgår av Figur 2.3. Axellasten som maximalt belastar två körfält har värdet $A=250$ kN för det första och 170 kN för det andra körfältet. Den utbredda lasten belastar det antal körfält som ryms i tvärled. Värdet på den utbredda lasten är 12 kN/m i det första, 9 kN/m i det andra och 6 kN/m i de övriga lastfälten. Detta motsvarar en ytlast på 4 , 3 och 2 kN/m². Lastfördelningsytan är $0,2$ m i längdled och $0,6$ m i tvärled. Ekvivalentlast 5 behöver inte beaktas om bronns spännvidd är mindre än 200 m.



Figur 2.3 Ekvivalentlast 5

2.2.3 Lastkombinationer

Lasterna som beskrivs i BRO 94 kapitel 21 kombineras till lastkombinationer.

Lastkoefficienten $\psi\gamma$ för de olika lastkombinationerna finns i BRO 94, Supplement 4 [2]

Tabell 22-1, se Bilaga 1. De olika lastkombinationerna används enligt följande.

Lastkombination I	Bruksgränskontroll i byggskedet
Lastkombination II	Brottgränskontroll i byggskedet
Lastkombination III	Beräkning av överhöjning
Lastkombination IV:A	Huvudbelastningsfall i brottgränstillståndet
Lastkombination IV:B	Beräkning av inverkan av dominerande permanenta laster
Lastkombination V:A	Huvudbelastningsfall i bruksgränstillståndet
Lastkombination V:B	Beräkning av sprickbredder i bruksgränstillståndet
Lastkombination V:C	Beräkning av nedböjning och rörelse vid fri kant
Lastkombination VI	Kontroll av utmattning
Lastkombination VII	Beräkning av egensvängningar
Lastkombination VIII	Beräkning av olyckslaster
Lastkombination IX	Beräkning av maskinkonstruktioner till rörliga broar

I denna dimensionering kommer lastkombination I, IV:A, V:A och V:B att behövas.

Resultatet av lastkombineringen finns i Bilaga 2.

2.3 Miljöklasser, livslängdsklasser och täckskikt

Betongkonstruktioner delas in i miljöklasser beroende på risken för frostangrepp på betongen och korrosionsangrepp på armeringen. Miljöklassen avgör sedan hur tjockt det täckande betongskiktet måste vara. Följande miljöklasser definieras i BBK 94 [3] 7.3.2.1 för betongen och 7.3.2.2 för armeringen.

B1 Obetydligt betongaggressiv miljö
B2 Något betongaggressiv miljö
B3 Måttligt betongaggressiv miljö
B4 Mycket betongaggressiv miljö

A1 Obetydligt armeringsaggressiv miljö
A2 Måttligt armeringsaggressiv miljö
A3 Mycket armeringsaggressiv miljö
A4 Extremt armeringsaggressiv miljö

BRO 94 Supplement 4 [2] 41.317 anger som krav att brobaneplattor skall förses med isolering. Detta innebär att miljön inte anses vara vägmiljö utan miljöklassen bestäms enligt grundkraven för överbyggnader i BRO 94 Supplement 4 [2] Tabell 41-2. I detta fall blir miljöklasserna B4 för betongen och A3 för armeringen. De olika miljöerna definieras i BRO 94 [1] 10.54.

Konstruktioner delas in i livslängdsklasser beroende på den förväntade livslängden.

L0 innebär en förväntad livslängd på minst 40 år
L1 innebär en förväntad livslängd på minst 80 år
L2 innebär en förväntad livslängd på minst 120 år

Enligt BRO 94 [1] 41.311 skall underbyggnader tillhöra L2 medan man godtar att överbyggnader tillhör L1.

Kravet på täckande betongskikt finns i BRO 94, Supplement 4 [2] Tabell 41-5. Dessa krav gäller för föga korrosionskänslig armering d.v.s. slakarmering. Korrosionskänslig armering d.v.s. spännarmering skall ha ett täckskikt enligt Tabell 41-5 utökat med 10 mm. För isolerade brobaneplattor skall täckskiktet vara minst 55 mm. Täcksiktet blir

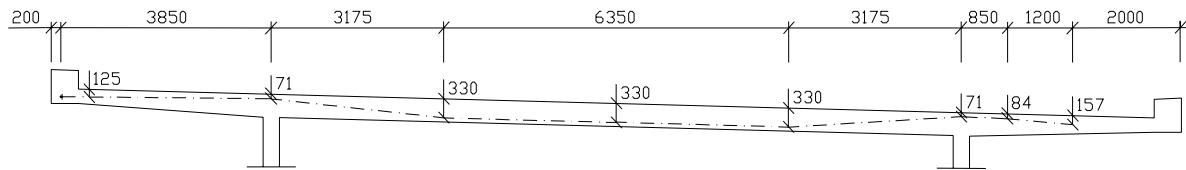
Slakarmering:	35 mm	
Spännarmering:	55 mm	Ovankant
	45 mm	Underkant

Det måste dock finnas plats för slakarmering i längdled och tvärled. Slakarmeringen har dimensionen \varnothing 12 mm vilket innebär att täckskiktet för spännarmeringen blir $35+12+12=59$ mm. Täcksiktet sätts till 60 mm.

2.4 Kabellinje

I BRO 94 [1] 44.321 anges att kabeln skall vara rak och vinkelrät mot förankringen på sträckan 1 m närmast förankringen. BRO 94 [1] 43.622-43.626 anger krav för spännsystem och 43.65 för foderrör som antas vara uppfyllda.

Kabellinjen väljs så att största möjliga excentricitet fås mellan farbanans fjärdedelspunkter och över stöd. Detta skulle kunna ge upphov till för stora dragspänningar i betongen i fjärdedelspunkterna av spännkraften i uppspänningsskedet. I sådant fall skulle kabellinjen behöva justeras men i detta fall kontrolleras bara stöd och fältmitt. Den valda kabellinjen visas i Figur 2.4.



Figur 2.4 Kabellinjeföring

2.5 Friktionsförluster

Om kabellinjen inte är rak genom hela konstruktionen kommer spännkabeln att ligga an mot ursparingsröret vilket kommer att ge upphov till friktionsförluster i samband med uppspänningen. För att kompensera för dessa friktionsförluster kan man spänna upp med en högre spännkraft och sedan eftersläppa kabeln till en lägre spännkraft innan kabeln förankras.

Gränsvärden för spänningen i kablarna före och efter eftersläppning ges av BBK 94 [3] 4.4.3

$$\sigma_{före} = \min \begin{cases} 0,85 f_{st} \\ 0,75 f_{stu} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,85 \cdot 1630 \\ 0,75 \cdot 1860 \end{cases} = \min \begin{cases} 1386 \\ 1395 \end{cases} = 1386 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{efter} = \min \begin{cases} 0,80 f_{st} \\ 0,70 f_{stu} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,80 \cdot 1630 \\ 0,70 \cdot 1860 \end{cases} = \min \begin{cases} 1304 \\ 1302 \end{cases} = 1302 \text{ MPa}$$

Spännkraften före och efter eftersläppning blir då

$$P_0 = \sigma_{före} A_s = 1386 \cdot 600 = 832 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \sigma_{efter} A_s = 1302 \cdot 600 = 781 \text{ kN}$$

Friktionsförlusternas storlek beror dels på kabelns totala vinkeländring α och dels på friktionskoefficienten μ mellan kabeln och kabelröret. Koefficienten k tar hänsyn till oavsiktlig krokighet hos foderrör. Friktionskoefficienten μ skall sättas till 0,18 och koefficienten k till 0,0022. Spännkraften i ett godtyckligt snitt x bestäms enligt BRO 94 21.172.

$$P_{f(x)} = P_0 e^{-(\mu\alpha+kx)} \quad \text{Innan eftersläppning}$$

$$P_{e(x)} = P_0 \eta_{\max}^2 e^{(\mu\alpha+kx)} \quad \text{Efter eftersläppning}$$

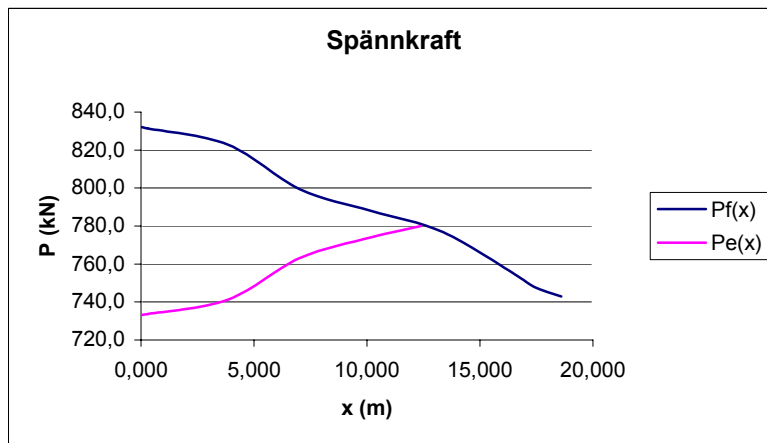
$$\eta_{\max} = \frac{P_{\max}}{P_0} = \frac{781}{832} = 0,939$$

Spännkraftens variation före och efter låsning visas i Tabell 2.1 tillsammans med förspänningsmomenten.

Tabell 2.1 Kabellinje, spännkraft före och efter eftersläppning och förspänningsmoment

Snitt	x (m)	t (m)	TP (m)	a (m)	e _s (m)	α (rad)	P _{f(x)} (kNm)	P _{e(x)} (kNm)	M _{pe} (kNm)
Kantbalk	0,000						832,0	733,1	0,0
Konsol 0,0	0,300	0,250	0,125	0,125	0,000	0,0000	831,5	733,6	0,0
Konsol 1,0	3,700	0,400	0,200	0,073	0,127	0,0000	825,3	739,1	94,0
Stöd	3,850	0,400	0,200	0,071	0,130	0,0142	822,9	741,2	96,0
Farbana 0,0	4,000	0,400	0,200	0,077	0,123	0,0957	810,6	752,5	92,8
Farbana 0,250	7,025	0,400	0,200	0,330	-0,130	0,1365	799,4	763,1	-98,8
Farbana 0,500	10,200	0,400	0,200	0,330	-0,130	0,1773	788,0	774,1	-100,2
Farbana 0,750	13,375	0,400	0,200	0,330	-0,130	0,2181	776,8	785,2	-100,6
Farbana 1,0	16,400	0,400	0,200	0,077	0,123	0,2589	766,0	796,3	94,5
Stöd	16,550	0,400	0,200	0,071	0,130	0,3405	754,6	808,4	97,7
Konsol 0,0	16,700	0,400	0,200	0,073	0,127	0,3558	752,2	810,9	95,7
Förgrening	17,400	0,364	0,182	0,084	0,098	0,3785	748,0	815,4	73,6
Förankring	18,600	0,313	0,157	0,157	0,000	0,4012	743,0	821,0	0,0

Spännkraftens variation innan och efter eftersläppning visas i Figur 2.5.



Figur 2.5 Spännkraft före och efter eftersläppning

2.6 Tidsberoende spännkraftförluster

Spännkraften skall beräknas i tre tidsskeden enligt BRO 94 [1] 21.171

- omedelbart efter det att uppspänningsarbetet är avslutat, $t = t_0$
- efter kort tid då en del av de tidsberoende förlusterna uppnåtts och bron är utsatt för trafiklast, $t = t_1$
- efter lång tid då de tidsberoende förlusterna uppnått sina slutvärden, $t = t_2$

De tidsberoende förlusterna beror på

- betongens krympning
- betongens krypning
- spännarmeringens relaxation

Krympning innebär att betongen dras samman i samband med att vatten avgår under betongens härdande. Betongens slutkrympvärde sätts enligt BBK 94 [3] 2.4.6 till $\epsilon_{cs} = 0,25 \cdot 10^{-3}$ vid normalt utomhus klimat med en relativ fuktighet på 75 %. Vid $t = t_1$ antas att ingen krympning har skett.

Krypning innebär en med tiden ökande deformation under konstant spänning. Krypningen definieras av kryptalet som anger förhållandet mellan krypdeformation och elastisk deformation. Betongens slutkryptal anges enligt BRO 94 [1] 42.14 till $\phi = 2$ för permanenta laster. Vid $t = t_1$ antas att 20 % av krypningen har skett.

Relaxation innebär att spänningen i spännkabeln avtar med tiden samtidigt som deformationen är konstant. Relaxationen definieras i BBK 94 [3] 2.5.6 av uttrycket

$$\chi = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

där σ är spänningen efter en viss tid och σ_0 är begynnelsespänningen.

Relaxationens storlek anges i BRO 94 [1] 21.173 till $\chi = 5,5$ % för spännarmering av tråd eller lina och $\chi = 9,0$ % för spännarmering av stänger. Dessa värden gäller vid en stålpåkänning större än eller lika med $0,7 f_{stu}$. Vid stålpåkänningen $0,4 f_{stu}$ är relaxationen 0 % och för värden där emellan interpoleras rätlinjigt. Vid $t = t_1$ antas att 45 % av relaxationen har skett och vid $t = t_2$ antas att all relaxation har skett.

De tidsberoende spännkraftsförlusterna bestäms enligt BBK 94 [3] 2.7.3 som

$$\Delta\sigma_s = E_s \epsilon_{cs} + \phi \frac{E_s}{E_c} \sigma_{cp} + \chi \sigma_{sp}$$

Här är σ_{cp} spänningen i betongen i nivå med spännarmeringen efter tidsberoende förluster och den kan tecknas med Naviers ekvation som

$$\sigma_{cp} = -(\sigma_{s0} - \Delta\sigma_s) \frac{n \cdot A_s}{A_c} + \frac{M_{LKVB} \cdot e_s}{I_c} - (\sigma_{s0} - \Delta\sigma_s) \frac{n \cdot A_s \cdot e_s^2}{I_c}$$

σ_{s0} är spänningen i spännarmeringen efter låsning och den beräknas

$$\sigma_{s0} = \frac{P_{e(x)}}{A_s}$$

σ_{sp} är spänningen i spännarmeringen efter hälften av de tidsberoende förlusterna och beräknas

$$\sigma_{sp} = \sigma_{s0} - \frac{\Delta\sigma_s}{2}$$

Följande värden fås på krymptöjning, kryptal och relaxation

t1: $\epsilon_{cs} = 0 \text{ ‰}$	t2: $\epsilon_{cs} = 0,25 \text{ ‰}$
$\varphi = 0,4$	$\varphi = 2,0$
$\chi = 2,5 \text{ ‰}$	$\chi = 5,5 \text{ ‰}$

Beräkningen av de tidsberoende förlusterna görs för en plattstrimla med bredden 1 m. Eftersom kablarna spänns från vartannat håll fås olika spännkrafter i kablarna i ett snitt. Beräkningarna görs för ett medelvärde av dessa spännkrafter. I de snitt som kontrolleras gäller följande

$$\begin{aligned} E_s &= 195 \text{ GPa} \\ E_c &= 36 \text{ GPa} \\ A_s &= 0,0006 \text{ m}^2 \\ A_c &= 0,4 \text{ m}^2 \\ n &= 1,754 \\ I_c &= 0,00533 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Fältmitt	Stöd farbana	Stöd konsol
$M_{LKVB} = 77,8 \text{ kNm/m}$	$M_{LKVB} = -112,0 \text{ kNm/m}$	$M_{LKVB} = -43,6 \text{ kNm/m}$
$P_{e(x)} = 774,1 \text{ kN/m}$	$P_{e(x)} = 759,3 \text{ kN/m}$	$P_{e(x)} = 755,2 \text{ kN/m}$
$e_s = 0,130 \text{ m}$	$e_s = -0,123 \text{ m}$	$e_s = -0,127 \text{ m}$

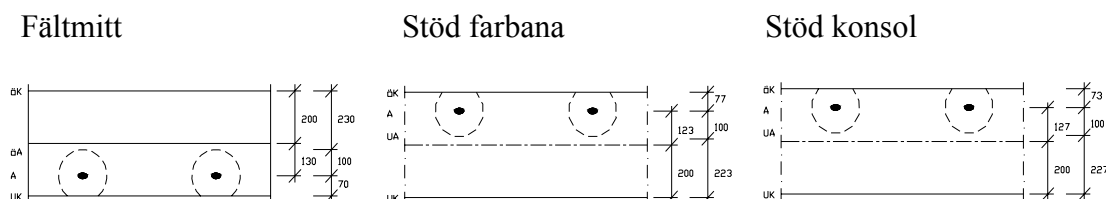
Resultatet av beräkningarna av spännkraftsförlusterna redovisas i Tabell 2.2

Tabell 2.2 Spännkraftförluster och spännkraft efter förluster

Snitt	Tid	η (%)	P_{eff} (kN)
Fältmitt	t_1	3,4	747,5
	t_2	13,1	672,3
Stöd farbana	t_1	3,2	734,7
	t_2	12,3	665,7
Stöd konsol	t_1	3,5	728,8
	t_2	13,6	652,8

2.7 Bruksgränstillstånd

Kontrollerna i bruksgränstillståndet syftar till att begränsa spänningar, sprickvidder och deformationer. Kraven som skall uppfyllas finns angivna i BRO 94 [1] 42.31, 41.32 och 41.35. Spänningarna kontrolleras dels i konstruktionens över och underkant eftersom de är störst där men även spänningarna i nivå med korrosionskänslig armering skall kontrolleras. I nivå med definieras i BRO 94 [1] 42.312 som ett område med diametern 200 mm centriskt placerat kring varje korrosionskänslig armeringsenhet. Kontrollerna görs i tre snitt enligt Figur 2.6.



Figur 2.6 Tvärsnitt som kontrolleras i bruksgränsstadiet

Enligt BBK 94 [3] 4.4.2 gäller att tryckspänningen i en spännbetongkonstruktion skall begränsas till det minsta av följande värden

$$\sigma \leq \begin{cases} 0,6 f_{cck} = 0,6 \cdot 42,5 = 25,5 \text{ MPa} & \text{Bruksgränsstadiet } t = t_1 \text{ och } t = t_2 \\ 0,85 f_{cca} = 0,85 \cdot 28 = 23,8 \text{ MPa} & \text{Byggskedet } t = t_0 \end{cases}$$

där f_{cca} är den karakteristiska hållfastheten i aktuell tidpunkt. I detta fall antas att uppspänningen sker vid en hållfasthet av 28 MPa vilket är det krav som gäller i [12] för spännsystemet.

2.7.1 Byggskedet

I byggskedet skall dragpåkänningen i nivå med korrosionskänslig armering begränsas till $f_{ctk}/2$ för laster i LK I. Detta kan ses som ett krav på hur tätt spännkablarna kan placeras.

$$\sigma \leq \frac{f_{ctk}}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ MPa}$$

Spänningarna beräknas med Naviers ekvation som kan skrivas

$$\sigma = -\frac{n \cdot P_{eff}}{A_c} + \frac{M_{LKI} \cdot z}{I_c} + \frac{n \cdot M_{pe} \cdot z}{I_c}$$

Beräkningarna görs med ett medelvärde på spännkraften i aktuellt snitt och för en plattstrimlebredd på 1 m. Inverkan av normalkraft från yttre laster försummas vilket är på säkra sidan eftersom normalkraften i samtliga snitt är en tryckkraft. Denna normalkraft är av storleksordningen 40 kN vilket motsvarar en tryckspänning på 0,1 MPa.

Resultatet redovisas i Tabell 2.3. De skuggade fälten är de punkter som är i nivå med spännarmeringen.

Tabell 2.3 Spänningar i betongen i byggskedet

Snitt		n	P _{eff} (kN)	A _c (m ²)	M _{LKI} (kNm/m)	I _c (m ⁴)	z (m)	M _{pe} (kNm)	σ (MPa)
Fältmitt	ÖK	1,754	774,1	0,4	77,8	0,0053	-0,200	-100,2	0,3
	ÖA	1,754	774,1	0,4	77,8	0,0053	0,030	-100,2	-3,9
	A	1,754	774,1	0,4	77,8	0,0053	0,130	-100,2	-5,8
	UK	1,754	774,1	0,4	77,8	0,0053	0,200	-100,2	-7,1
Stöd farbana	ÖK	1,754	759,3	0,4	-112,0	0,0053	-0,200	93,4	-5,3
	A	1,754	759,3	0,4	-112,0	0,0053	-0,123	93,4	-4,5
	UA	1,754	759,3	0,4	-112,0	0,0053	-0,023	93,4	-3,6
	UK	1,754	759,3	0,4	-112,0	0,0053	0,200	93,4	-1,4
Stöd konsol	ÖK	1,754	755,2	0,4	-43,6	0,0053	-0,200	95,9	-8,0
	A	1,754	755,2	0,4	-43,6	0,0053	-0,127	95,9	-6,3
	UA	1,754	755,2	0,4	-43,6	0,0053	-0,027	95,9	-3,9
	UK	1,754	755,2	0,4	-43,6	0,0053	0,200	95,9	1,4

2.7.2 Begränsning av dragspänningar

I bruksgränstillståndet tillåts inga dragspänningar i betongen på armeringens nivå för laster enligt LK V:B. Beräkningarna utförs på samma sätt som i byggskedet och resultaten redovisas i Tabell 2.4 och Tabell 2.5.

Tabell 2.4 Betongspänningar i bruksgränstillståndet för $t=t_1$

Snitt		n	P_{eff} (kN)	A_c (m^2)	$M_{LK\ V:B}$ (kNm/m)	I_c (m^4)	z (m)	M_{pe} (kNm)	σ (MPa)
Fältmitt	ÖK	1,754	747,5	0,4	77,8	0,0053	-0,200	-97,2	0,2
	ÖA	1,754	747,5	0,4	77,8	0,0053	0,030	-97,2	-3,8
	A	1,754	747,5	0,4	77,8	0,0053	0,130	-97,2	-5,5
	UK	1,754	747,5	0,4	77,8	0,0053	0,200	-97,2	-6,8
Stöd farbana	ÖK	1,754	734,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,200	90,4	-5,0
	A	1,754	734,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,123	90,4	-4,3
	UA	1,754	734,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,023	90,4	-3,4
	UK	1,754	734,7	0,4	-112,0	0,0053	0,200	90,4	-1,5
Stöd konsol	ÖK	1,754	728,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,200	92,6	-7,7
	A	1,754	728,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,127	92,6	-6,0
	UA	1,754	728,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,027	92,6	-3,8
	UK	1,754	728,8	0,4	-43,6	0,0053	0,200	92,6	1,3

Tabell 2.5 Betongspänningar i bruksgränstillståndet för $t=t_2$

Snitt		n	P_{eff} (kN)	A_c (m^2)	$M_{LK\ V:B}$ (kNm/m)	I_c (m^4)	z (m)	M_{pe} (kNm)	σ (MPa)
Fältmitt	ÖK	1,754	672,3	0,4	77,8	0,0053	-0,200	-87,4	-0,1
	ÖA	1,754	672,3	0,4	77,8	0,0053	0,030	-87,4	-3,4
	A	1,754	672,3	0,4	77,8	0,0053	0,130	-87,4	-4,8
	UK	1,754	672,3	0,4	77,8	0,0053	0,200	-87,4	-5,8
Stöd farbana	ÖK	1,754	665,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,200	81,9	-4,1
	A	1,754	665,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,123	81,9	-3,6
	UA	1,754	665,7	0,4	-112,0	0,0053	-0,023	81,9	-3,1
	UK	1,754	665,7	0,4	-112,0	0,0053	0,200	81,9	-1,7
Stöd konsol	ÖK	1,754	652,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,200	82,9	-6,7
	A	1,754	652,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,127	82,9	-5,3
	UA	1,754	652,8	0,4	-43,6	0,0053	-0,027	82,9	-3,4
	UK	1,754	652,8	0,4	-43,6	0,0053	0,200	82,9	1,0

2.7.3 Sprickkontroll

I bruksgränstillståndet skall man kontrollera att betongen är osprucken enligt BBK 94 [3] 4.5.3 i nivå med korrosionskänslig armering för laster i LK V:A. I $t=t_1$ används det största positiva stödmomentet för att kontrollera spänningen på kablarnas undersida och det största negativa fältmomentet för att kontrollera spänningen på ovansidan av kablarna. I $t=t_2$ används det största negativa stödmomentet för att kontrollera spänningen på kablarnas ovansida och det största positiva fältmoment för att kontrollera spänningen på undersidan av kablarna. Här definieras ett positivt moment som ett moment som ger dragspänningar på konstruktionens undersida. Betongen antas vara osprucken om

$$\sigma_n + \sigma_m \leq k \frac{f_{ct}}{\zeta} = 1,0 \frac{2,5}{1,5} = 1,7 \text{ MPa}$$

Koefficienten k skall här sättas till 1,0 enligt BRO 94 [1] 42.312. Krav på sprickvidder w_k och spricksäkerhetsfaktorn ζ fås i BRO 94 Supplement 4 [2] Tabell 41-6 och i detta fall fås $\zeta=1,5$ och $w_k=0,2$ mm.

Beräkningarna utförs på samma sätt som i tidigare och resultaten redovisas i Tabell 2.6 och Tabell 2.7.

Tabell 2.6 Sprickkontroll för $t=t_1$

Snitt		n	P_{eff} (kN)	A_c (m^2)	$M_{\text{LK V:A}}$ (kNm/m)	I_c (m^4)	z (m)	M_{pe} (kNm)	σ (MPa)
Fältmitt	ÖK	1,754	747,5	0,4	50,5	0,0053	-0,200	-97,2	1,2
	ÖA	1,754	747,5	0,4	50,5	0,0053	0,030	-97,2	-4,0
	A	1,754	747,5	0,4	50,5	0,0053	0,130	-97,2	-6,2
	UK	1,754	747,5	0,4	50,5	0,0053	0,200	-97,2	-7,8
Stöd farbana	ÖK	1,754	734,7	0,4	-78,3	0,0053	-0,200	90,4	-6,2
	A	1,754	734,7	0,4	-78,3	0,0053	-0,123	90,4	-5,1
	UA	1,754	734,7	0,4	-78,3	0,0053	-0,023	90,4	-3,6
	UK	1,754	734,7	0,4	-78,3	0,0053	0,200	90,4	-0,2
Stöd konsol	ÖK	1,754	728,8	0,4	-40,0	0,0053	-0,200	92,6	-7,8
	A	1,754	728,8	0,4	-40,0	0,0053	-0,127	92,6	-6,1
	UA	1,754	728,8	0,4	-40,0	0,0053	-0,027	92,6	-3,8
	UK	1,754	728,8	0,4	-40,0	0,0053	0,200	92,6	1,4

Tabell 2.7 Sprickkontroll för $t=t_2$

Snitt		n	P_{eff} (kN)	A_c (m^2)	$M_{LK\ V:A}$ (kNm/m)	I_c (m^4)	z (m)	M_{pe} (kNm)	σ (MPa)
Fältmitt	ÖK	1,754	672,3	0,4	255,2	0,0053	-0,200	-87,4	-6,8
	ÖA	1,754	672,3	0,4	255,2	0,0053	0,030	-87,4	-2,4
	A	1,754	672,3	0,4	255,2	0,0053	0,130	-87,4	-0,5
	UK	1,754	672,3	0,4	255,2	0,0053	0,200	-87,4	0,9
Stöd farbana	ÖK	1,754	665,7	0,4	-267,9	0,0053	-0,200	81,9	1,7
	A	1,754	665,7	0,4	-267,9	0,0053	-0,123	81,9	-0,1
	UA	1,754	665,7	0,4	-267,9	0,0053	-0,023	81,9	-2,4
	UK	1,754	665,7	0,4	-267,9	0,0053	0,200	81,9	-7,6
Stöd konsol	ÖK	1,754	652,8	0,4	-235,7	0,0053	-0,200	82,9	0,5
	A	1,754	652,8	0,4	-235,7	0,0053	-0,127	82,9	-0,7
	UA	1,754	652,8	0,4	-235,7	0,0053	-0,027	82,9	-2,4
	UK	1,754	652,8	0,4	-235,7	0,0053	0,200	82,9	-6,3

Det dimensionerande snittet blir stöd farbana där ett centrumavstånd mellan kablarna på 570 mm krävs för att betongen skall vara osprucken.

För slakarmerade tvärsnitt eller tvärsnitt där spännarmeringen ligger mer än 100 mm från den mest dragna kanten måste sprickvidden kontrolleras. Sprickvidder beräknas enligt BBK 94 [3] 4.5.5 för laster enligt LK V:B. I detta fall behöver inte sprickvidden kontrolleras i något snitt.

2.7.4 Deformationer

Begränsning av deformationer behandlas i BRO 94 [1] 42.35. Nedböjningen vid belastning enligt LK V:C skall inte överstiga 1/400 av den teoretiska spännvidden, varken i tvärled eller längdled. Rörelsen i vertikalled uppåt eller nedåt vid fri kant skall begränsas till 5 mm. Böjstyvheten skall sättas till $E_c I_c / (1 + \phi)$ för osprucken betong och 60 % av detta värde för uppsprucken betong.

2.8 Brottgränstillstånd

2.8.1 Dimensionerande materialvärden i brottgränstillståndet

Dimensionerande hållfasthet och elasticitetsmodul i brottgränstillståndet bestäms enligt BBK 94 [3] 2.3.1. Broar tillhör säkerhetsklass 3 vilket ger $\gamma_n=1,2$

Betong

$$f_{ct} = \frac{f_{ctk}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{2,5}{1,5 \cdot 1,2} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = \frac{f_{cck}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{42,5}{1,5 \cdot 1,2} = 23,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{ck}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{36}{1,2 \cdot 1,2} = 25 \text{ GPa}$$

Spännarmering

$$f_{std} = \frac{f_{stk}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{1630}{1,15 \cdot 1,2} = 1181 \text{ MPa}$$

$$f_{stud} = \frac{f_{stu}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{1860}{1,15 \cdot 1,2} = 1348 \text{ MPa}$$

$$E_{sd} = \frac{E_{sk}}{\eta\gamma_m\gamma_n} = \frac{195}{1,05 \cdot 1,2} = 155 \text{ GPa}$$

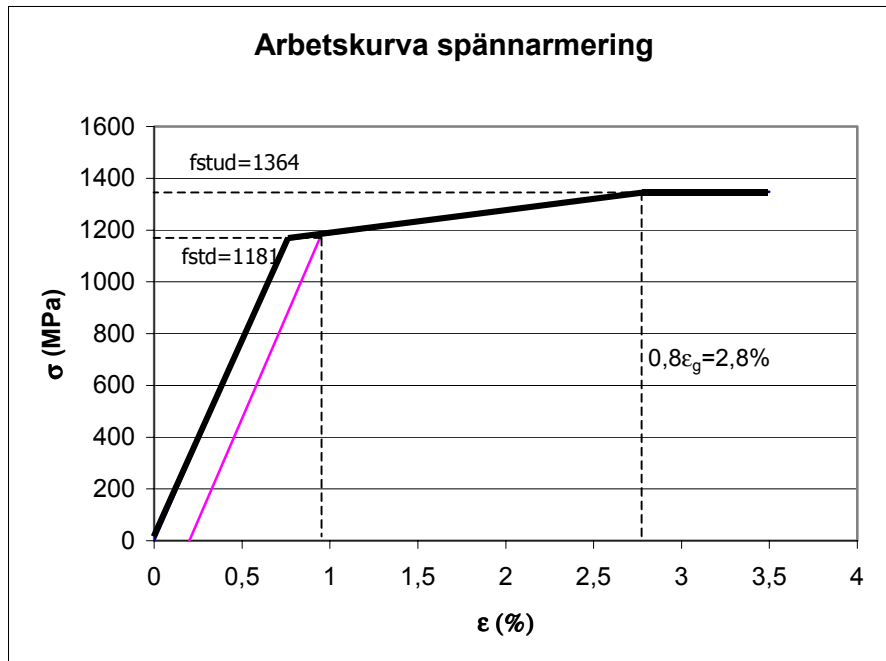
$$\varepsilon_g = 3,5 \% \quad (\text{Antaget värde})$$

Maximal töjning i spännarmeringen begränsas enligt BBK 94 [3] 3.6.4 till

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_g - 1 = 3,5 - 1 = 2,5 \%$$

2.8.2 Spännarmeringens arbetskurva

Spännarmeringens arbetskurva bestäms enligt BBK 94 [3] 2.5.5 och blir då enligt Figur 2.7.



Figur 2.7 Spännarmeringens arbetskurva

Sambandet mellan σ_s och ϵ blir [MPa,%]

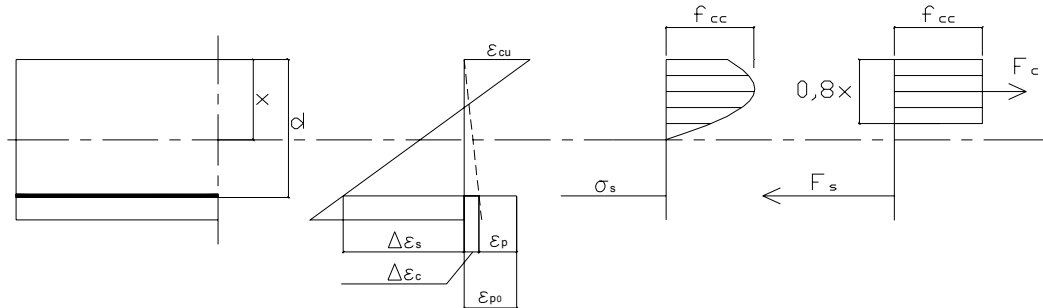
$$\text{Del 1: } \sigma_s = E_s \epsilon_s = 1550 \epsilon_s$$

$$\begin{aligned} \text{Del 2: } \sigma_s &= f_{st} + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{st}}{0,8\epsilon_g - \epsilon_{st}} (f_{stu} - f_{st}) \\ &= 1181 + \frac{\epsilon_s - 0,95}{2,8 - 0,95} (1348 - 1181) = 90,3\epsilon_s + 1095 \end{aligned}$$

$$\text{Del 3: } \sigma_s = f_{stu} = 1348$$

2.8.3 Moment

Beräkningen av brottmomentkapaciteten bygger på metoden i Betonghandbok konstruktion [4] 3.6:45. De antagna töjnings-spännings sambanden visas i Figur 2.8.



Figur 2.8 Spännings-töjningssamband

- $\Delta \epsilon_c$ = töjning i betongen av spännkraften
- ϵ_p = töjning i spännarmeringen av spännkraften
- ϵ_{p0} = töjning i spännarmeringen vid nolltöjning i betongen
- $\Delta \epsilon_s$ = töjning i spännarmeringen av yttre last
- ϵ_s = total töjning i spännarmeringen

Fältmitt:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1,754 \cdot 600 = 1052 \text{ mm}^2 \\
 b &= 1,0 \text{ m} \\
 d &= 0,330 \text{ m} \\
 I_c &= 0,00533 \text{ m}^4 \\
 P_{eff} &= 672,3 \text{ kN} \\
 M_{pe} &= 87,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max \text{ LKIV:A}} &= 341,9 \text{ kNm} \\
 M_{min \text{ LKIV:A}} &= 38,8 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \text{Inget negativt moment behöver kontrolleras}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_p = \frac{P_{eff}}{A_s E_{sk}} = \frac{0,6723}{6 \cdot 10^{-4} \cdot 195000} = 0,0057 \quad (0,57 \%)$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{n \cdot P_{eff}}{A_c} - \frac{n \cdot M_{pe} \cdot z}{I_c} = -\frac{1,754 \cdot 0,6723}{0,4} - \frac{1,754 \cdot 0,0874 \cdot 0,129}{0,00533} = -6,66 \text{ MPa}$$

$$\Delta \epsilon_c = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} = \frac{6,66}{25000} = 0,0003 \quad (0,03 \%)$$

$$\epsilon_{p0} = \epsilon_p + \Delta \epsilon_c = 0,0057 + 0,0003 = 0,0060 \quad (0,60 \%)$$

Spänningen i armeringen antas till 1265 MPa

$$\left. \begin{aligned} \omega_c &= \frac{0,8x}{d} = \rho \frac{\sigma_s}{f_{cc}} \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} \end{aligned} \right\} \omega_c = \frac{A_s \sigma_s}{bdf_{cc}} = \frac{1052 \cdot 1260}{1000 \cdot 330 \cdot 23,6} = 0,170$$

$$\Delta \varepsilon_s = \left(\frac{0,8}{\omega_c} - 1 \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{0,8}{0,170} - 1 \right) 0,0035 = 0,0129 \quad (1,29 \%)$$

$$\varepsilon_s = \Delta \varepsilon_s + \varepsilon_{p0} = 0,0060 + 0,0129 = 0,0189 \quad (1,89 \%) \quad \varepsilon_s < (\varepsilon_g - 0,01)$$

$$\sigma_s = 90,3 \varepsilon_s + 1095 = 90,3 \cdot 1,89 + 1095 = 1265 \text{ MPa} \quad (\text{Antaget värde OK})$$

$$M_u = \sigma_s A_s d \left(1 - \frac{\omega_c}{2} \right) = 1265 \cdot 1052 \cdot 10^{-6} \cdot 0,330 \left(1 - \frac{0,170}{2} \right) = 402 \text{ kNm}$$

Brottmomentkapaciteten i de övriga snitten beräknas på samma sätt och resultaten redovisas i Tabell 2.8

Tabell 2.8 Brottmomentkapaciteter

	M_u (kNm/m)	$M_{LKIV:A}$ (kNm/m)
Stöd konsol	397	331
Stöd farbana	392	343
Fältmitt	402	342

BRO 94 Supplement 4 [2] 42.321 anger att minimikravet för ytarmering skall vara $4,0 \text{ cm}^2$, $s \leq 300 \text{ mm}$ per breddmeter om inte sprickbreddsberäkning visar att mer armering behövs. Slakarmering med $\varnothing 12 \text{ mm}$ väljs vilket ger $s=280 \text{ mm}$. Slakarmeringen i tvärled läggs ytterst.

BRO 94 [1] 42.322 anger krav på de armeringsmängder som krävs för att fördela avsvälning och temperatursprickor i brobaneplasser. Denna armering skall uppgå till minst 0,08 % av betongarean i både över och underytan i vardera armeringsriktningen. Detta motsvarar $3,2 \text{ cm}^2$ per breddmeter och eftersom det är mindre än ytarmeringskravet är det också uppfyllt.

2.8.4 Tvärkraft

2.8.4.1 Tvärkraft vid stöd

Tvärkraftsfördelningen för koncentrerade laster nära upplag d.v.s. lådväggen beräknas enligt BBK 94 [3] 6.5.5. Tvärkraften antas jämnt fördelad på en effektiv bredd som för en punktlast beräknas som

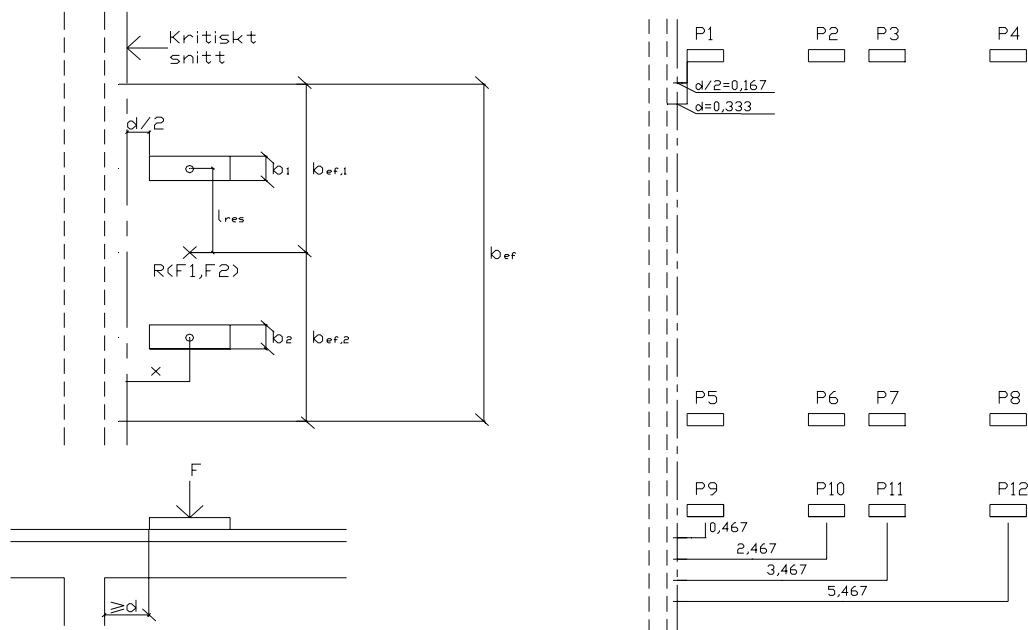
$$b_{ef} = \max \begin{cases} 7d + b + t \\ 10d + 1,3x \end{cases}$$

För två koncentrerade laster med effektiva bredder som överlappar varandra beräknas den effektiva bredden som

$$b_{ef} = b_{ef,1} + 2l_{res}$$

med beteckningar enligt Figur 2.9.

Lasten behöver inte placeras närmare upplaget än d . Den gynnsamma inverkan av last nära upplag som beskrivs i BBK 94 [3] 3.7.3.3 anses inkluderad i denna metod. Beläggningens tjocklek t sätts till 0. Inverkan av lasterna P1-P4 är försumbar.



Figur 2.9 Effektiv bredd och läge för kritiskt snitt för koncentrerade laster nära stöd

Tvärkraften vid stöd av lasterna P5 och P9 blir

$$b_{ef,1} = \max \begin{cases} 7 \cdot 0,333 + 0,2 + 0 \\ 10 \cdot 0,333 + 1,3 \cdot 0,467 \end{cases} = 3,937 \text{ m}$$

$$b_{ef} = b_{ef,1} + 2l_{res} = 3,937 + 2 \cdot 0,75 = 5,437 \text{ m}$$

$$V(P_5, P_9) = \frac{2 \cdot 125}{5,437} = 46,0 \text{ kN/m}$$

Tvärkraften från de övriga lasterna beräknas på samma sätt och resultatet redovisas i Tabell 2.9.

Tabell 2.9 Effektiv bredd och tvärkraft vid stöd av axellaster

	$b_{ef,1}$ (m)	b_{ef} (m)	V (kN/m)
P ₅ ,P ₉	3,937	5,437	46,0
P ₆ ,P ₁₀	6,537	8,037	31,1
P ₇ ,P ₁₁	7,837	9,337	18,2
P ₈ ,P ₁₂	10,437	11,937	14,2
Totalt			109,5

Dimensionerande tvärkraft i brottgränstillståndet beräknas med LK IV:A och redovisas i Tabell 2.10.

Tabell 2.10 Tvärkraft vid stöd i LK IV:A

	γ	V	γV
Egentyngd	1,05	59,7	62,7
Trafik punkt	1,5	109,5	164,3
Trafik utbredd	1,5	19,7	29,6
Totalt			256,6

2.8.4.2 Tvärkraftskapacitet vid stöd

Tvärkraftskapaciteten bestäms enligt BBK 94 [3] 3.7.

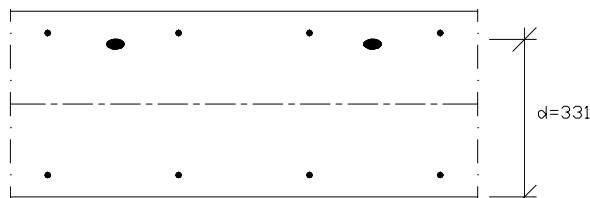
Betongens tvärkraftskapacitet V_c

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} = \frac{1456}{1000 \cdot 331} = 0,0044$$

A_{s0} är summan av spännarmeringen och slakarmeringens area.

$$\xi = 1,6 - d = 1,6 - 0,331 = 1,269 \text{ m}$$

d = effektiv höjd för spännarmering och slakarmering enligt Figur 2.10



Figur 2.10 Effektiv höjd vid stöd i snitt stöd farbana

$$f_v = \xi(1 + 50\rho)0,30f_{ct} = 1,269(1 + 50 \cdot 0,0044) \cdot 0,3 \cdot 1,39 = 0,646 \text{ MPa}$$

$$V_c = b_w d f_v = 0,646 \cdot 1000 \cdot 331 = 213,8 \text{ kN / m}$$

Tvärkraftskapaciteten för en konstruktion med spännkraft eller yttre tryckande normalkraft blir högre än för motsvarande konstruktion utan spännkraft. Detta beror på att spännkraften minskar spänningarna på den dragna sidan vilket gör att böjsprickorna uppstår vid en större last än för motsvarande konstruktion utan spännkraft. Denna ökade tvärkraftskapacitet V_p adderas till betongens tvärkraftskapacitet V_c . V_p kan definieras som den andel av tvärkraften som ger nolltöjning i den sida av konstruktionen som annars skulle ha varit dragen.

$$V_p = \frac{1}{1,2\gamma_n} \left(\frac{M_0}{M_d} \right)_{\min} V_d$$

Nolltöjningsmomentet M_0 d.v.s. det moment som tillsammans med spännkraften ger nollspänning i den kant där annars dragpåkänning uppträder beräknas som

$$M_0 = P_{eff} \left(e_s + \frac{W}{A_c} \right) = 1,754 \cdot 0,6657 \left(0,123 + \frac{0,0267}{0,4} \right) = 221,6 \text{ kNm}$$

$(M_0/M_d)_{\min}$ är det minsta värdet på kvoten M_0/M_d för alla snitt mellan momentnollpunkten och momentmaxipunkten. Kvoten kan även beräknas i snittet med det största momentet men skall då multipliceras med faktorn $0,9 P_0/P_s$ där P_0 är spännkraften i snittet med momentnollpunkten och P_s är spännkraften i snittet med det största momentet.

$$V_p = \frac{1}{1,2\gamma_n} \left(\frac{M_0}{M_d} \right)_{\min} V_d \left(\frac{0,9P_0}{P_s} \right) = \frac{1}{1,2 \cdot 1,2} \left(\frac{221,6}{230,9} \right) \cdot 279,5 \cdot \left(\frac{0,9 \cdot 660}{665,7} \right) = 166,2 \text{ kN/m}$$

Spännkraftens inverkan på betongens tvärkraftskapacitet begränsas med hänsyn till risken för livskjuvbrott enligt

$$V_c + V_p \leq b_w d (f_{ct} + 0,3\sigma_{cm}) = 1,0 \cdot 0,333(1,39 + 0,3 \cdot 2,0) = 662,7 \text{ kN/m} \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{P_{eff}}{1,2\gamma_n A_c} = \frac{1,754 \cdot 0,6657}{1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,4} = 2,0 \text{ MPa}$$

För konstruktioner där den effektiva höjden varierar fås ett tillskott, i vissa fall avdrag, till tvärkraftskapaciteten. Detta bidrag som består av spännkraftens vertikala komponent kan härledas genom att ställa upp jämviktsekvationer för konstruktionsdelen och fås som det största av

$$V_i = P_{eff} \tan \gamma = 1,754 \cdot 665,7 \cdot \tan 4,65 = 95,0 \text{ kN/m}$$

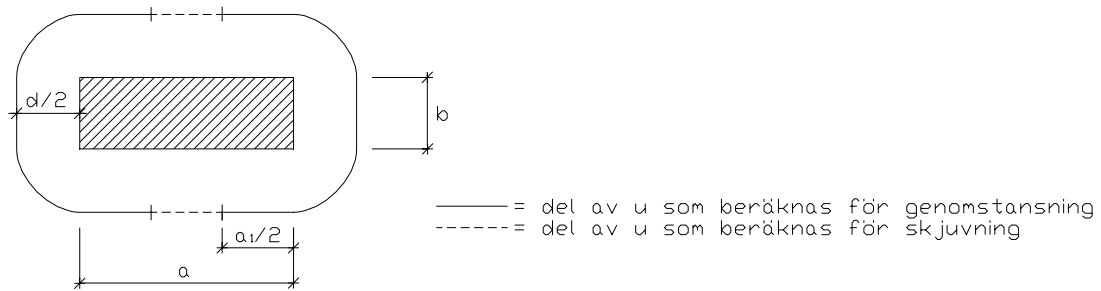
$$V_i = \frac{M_d}{d} \tan \gamma = \frac{231}{0,333} \tan 4,65 = 56,4 \text{ kN/m}$$

$$V_c + V_p + V_i = 213,8 + 166,2 + 95,0 = 475,0 \text{ kN/m} > V_d \quad \Rightarrow \quad \text{Tvärkraftskapaciteten är tillräcklig}$$

I BRO 94 finns inget minimikrav för tvärkraftsarmering i plattor och därför behöver farbanan inte tvärkraftsarmeras.

2.8.5 Genomstansning

Vid kontroll av genomstansning skall enligt BRO 94 [1] 42.254 lasten bestämmas 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. Kontroll av genomstansning görs enligt BBK 94 [3] 6.5.4.3. Kontrollen görs utan hänsyn till spännarmeringens inverkan vilket är på säkra sidan.



Figur 2.11 Kritiskt snitt vid kontroll av genomstansning

$$a_1 = \min \begin{cases} a \\ 2b \\ 5,6 - b_1 \end{cases} = 0,4 \quad b_1 = \min \begin{cases} b \\ 2,8d \end{cases} = 0,2$$

För ett rektangulärt snitt med sidorna a och b är den kritiska omkretsen lika med den kritiska omkretsen hos ett cirkulärt snitt med radien $(a+b)/\pi$

$$r_{ekv} = \frac{(a+b)}{\pi} = \frac{(0,6+0,2)}{\pi} = 0,255 \text{ m}$$

$$u = 2\pi \left(r_{ekv} + \frac{d}{2} \right) = 2\pi \left(0,255 + \frac{0,353}{2} \right) = 2,711 \text{ m}$$

$$u_{skjuv} = 2 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ m}$$

$$u_{stans} = 2,711 - 0,4 = 2,311 \text{ m}$$

Genomstansning

$$\begin{aligned} A_{sx} &= 404 \text{ mm}^2 \\ \text{Tvärlid: } \varnothing 12 \text{ s } 280 \text{ mm} &\Rightarrow d_x = 400 - 35 - 6 = 359 \text{ mm} \\ \rho_x &= \frac{A_{sx}}{bd_x} = \frac{404}{1000 \cdot 359} = 0,00113 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sy} &= 404 \text{ mm}^2 \\ \text{Längdled: } \varnothing 12 \text{ s } 280 \text{ mm} &\Rightarrow d_y = 400 - 35 - 12 - 6 = 347 \text{ mm} \\ \rho_y &= \frac{A_{sy}}{bd_y} = \frac{404}{1000 \cdot 347} = 0,00116 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{0,359 + 0,347}{2} = 0,353 \text{ m} \\ \rho &= \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{0,00113 \cdot 0,00116} = 0,001145 \end{aligned}$$

$$\xi = 1,6 - d = 1,6 - 0,353 = 1,247$$

$$f_{v1} = \xi(1 + 50\rho)0,45f_{ct} = 1,247(1 + 50 \cdot 0,001145)0,45 \cdot 1,39 = 0,825 \text{ MPa}$$

$$V_u = \eta u_1 d f_{v1} = 1,0 \cdot 2,311 \cdot 0,353 \cdot 0,825 = 670 \text{ kN}$$

Skjuvning

$$f_v = \xi(1 + 50\rho)0,30f_{ct} = 1,247(1 + 50 \cdot 0,001145)0,30 \cdot 1,39 = 0,550 \text{ MPa}$$

$$V_c = b_w d f_v = 0,4 \cdot 0,353 \cdot 0,550 = 78 \text{ kN}$$

$$V_u + V_c = 670 + 78 = 748 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,5 \cdot 162,5 = 242,8 \text{ kN} \quad (\text{Ekv 4})$$

$$V_u + V_c > V_d \Rightarrow \text{Kapaciteten är tillräcklig}$$

3 Eurocode

3.1 Allmänt

Arbetet med att upprätta gemensamma regler för dimensionering av byggnader och andra konstruktioner inleddes av The Commission of the European Communities, CEC. Dessa normer skulle till en början fungera som alternativ till de olika medlemsländernas normer för att slutligen ersätta dem. 1990 överfördes arbetet med vidareutveckling, utgivning och uppdatering av normerna till European Committee for Standardization, CEN. Alla dessa förstandarder ENV håller på att överföras till standarder, EN och kommer att utges under 2002-2005. För närvarande (2002-01-02) är följande länder medlemmar i CEN:

Belgien, Danmark, Finland, Frankrike, Grekland, Holland, Irland, Island, Italien, Luxemburg, Norge, Portugal, Schweiz, Spanien, Storbritannien, Sverige, Tjeckien, Tyskland och Österrike.

Alla dessa förstandarder får användas tillsammans med ett nationellt anpassningsdokument NAD för det medlemsland som bron byggs i. Dessa anpassningsdokument innehåller bl.a. krav på nationella bestämmelser och regleringar och nationella värden som ersätter de värden som är givna inom parentes [] i Eurocode. I detta arbete används de värden som är angivna i Eurocode.

Eurocode innehåller följande förstandarder, ENV

ENV 1991 Förutsättningar för dimensionering och lastförutsättningar
ENV 1992 Dimensionering av betongkonstruktioner
ENV 1993 Dimensionering av stålkonstruktioner
ENV 1994 Dimensionering av samverkanskonstruktioner mellan stål och betong
ENV 1995 Dimensionering av träkonstruktioner
ENV 1996 Dimensionering av murverkskonstruktioner
ENV 1997 Geoteknisk dimensionering
ENV 1998 Dimensionering för jordbävningar
ENV 1999 Dimensionering av aluminiumkonstruktioner

Dessa är i sin tur är uppdelade i mindre delar. I detta arbete används följande delar

Eurocode 1 Förutsättningar för dimensionering och lastförutsättningar
Del 3 Trafiklast på broar
Eurocode 2 Dimensionering av betongkonstruktioner
Del 1 Generella regler för byggnader
Del 2 Betongbroar

3.2 Materialdata

Betong i hållfasthetsklass C50/60 används. Denna beteckning står för cylinderhållfastheten 50 MPa och kubhållfastheten 60 MPa. Eurocode bygger på cylinderhållfastheten f_{ck} efter 28 dygn. Cylinderhållfastheten f_{ck} är 5 % fraktilen d.v.s. det värde som underskrids i 5 % av fallen vid hållfasthetstest. Värden på draghållfastheten för C50/60 hämtas ur Eurocode 2, Del 1 [6], Tabell 3.1.

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 4,1 \text{ MPa} && \text{medelvärde} \\ f_{ctk 0,05} &= 2,9 \text{ MPa} && 5 \text{ \% fraktil värde} \\ f_{ctk 0,95} &= 5,3 \text{ MPa} && 95 \text{ \% fraktil värde} \end{aligned}$$

Betongens elasticitetsmodul hämtas ur Eurocode 2, Del 1 [6], Tabell 3.2

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

E_{cm} är medelvärdet av betongens sekantmodul beräknad ur punkterna $\sigma_c = 0$ och $\sigma_c = 0,4 f_{ck}$.

Farbanan slakarmeras med K 500 Ø 12 vilket innebär följande värde på hållfasthet och elasticitetsmodul

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500 \text{ MPa} && \text{BBK 94 2.5.1} \\ E_{sk} &= 200 \text{ GPa} && \text{BBK 94 2.5.4} \end{aligned}$$

Samma spännsystem som användes vid dimensioneringen enligt BRO 94 används även här och värdena är hämtade från VSL Produktkatalog [12].

Spännkablar VSL 4 Ø 15,7

$$\begin{aligned} A_p &= 600 \text{ mm}^2 \\ f_{pk} &= 1860 \text{ MPa} \\ P_u &= 1116 \text{ kN} \\ E_s &= 195 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Spännarmeringens sträckgräns kan enligt Designers handbook to Eurocode 2 [8] 11.4.2 bestämas som

$$f_{p0,1k} = 0,85 \cdot f_{pk} = 0,85 \cdot 1860 = 1580 \text{ MPa}$$

3.3 Laster

3.3.1 Egentyngd

Egentyngden för armerad betong sätts till 24 kN/m^3 .

3.3.2 Trafiklaster

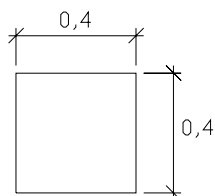
Farbanan delas in i lastfält som är 3 m breda utom när farbanan är mellan 5,4 och 6,0 meter då två lastfält skall användas, bredden blir då lika med halva farbanebredden. Lastfälten skall placeras och numreras så att ogynnsammaste inverkan erhålls. Trafiklasterna som används vid brotigräns och bruksgränsdimensioneringen består av fyra olika lastmodeller. Laster som orsakas av trafik d.v.s. laster från lastmodellerna 1, 3 och 4, broms, accelerations och centrifugalkrafter kombineras till lastgrupper enligt Eurocode 1, Del 3 [5] Tabell 4.4. Dessa lastgrupper betraktas sedan som en last och kombineras med övriga laster. Lastmodell 2 skall inte ingå i någon lastgrupp utan behandlas separat. Eftersom inte broms, accelerations eller centrifugalkrafter beaktas i detta fall behöver inte dessa lastgrupper behandlas. För utmattningsdimensionering används speciella lastmodeller som inte behandlas här.

3.3.2.1 Lastmodell 1

Lastmodell 1 består av en jämnt utbredd last och axellaster i form av ett tvåaxligt fordon med värden enligt. Varje axellast har värdet $\alpha_Q Q_k$ och den utbredda lasten $\alpha_q q_k$ där α_Q och α_q är korrektionsfaktorer som beror på den förväntade trafikmängden. Dessa korrektionsfaktorer kan normalt sättas till 1,0. Axelavstånden visas i Figur 3.1. Lastfördelningsytan är en kvadrat med ytan $0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^2$ enligt Figur 3.2.



Figur 3.1 Lastmodell 1



Figur 3.2 Lastfördelningsyta för lastmodell 1

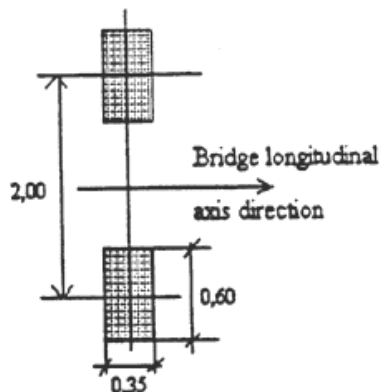
Tabell 3.1 Värden på axellaster och utbredda laster för lastmodell 1

	Axel last Q_{ik} (kN)	Utbred last q_{ik} eller q_{rk} (kN/m ²)
Lastfält 1	300	9,0
Lastfält 2	200	2,5
Lastfält 3	100	2,5
Övriga lastfält	0	2,5
Återstående area	0	2,5

Laster skall bara användas där det leder till ogynnsam inverkan. Även de delar av farbanan som inte upptas av något lastfält skall belastas med utbredd last men bara om det ger ogynnsam inverkan. Dynamisk inverkan anses vara inkluderad i Q_{ik} och q_{ik} .

3.3.2.2 Lastmodell 2

Lastmodell 2 består av en axellast med speciell lastfördelningsyta och skall motsvara den dynamiska effekten av normal trafik på korta konstruktionsdelar. Lastmodellen består av en axellast med värdet $\beta_Q Q_{ak}$ där $Q_{ak} = 400$ kN. Korrektionsfaktorn β_Q i normala fall kan sättas till 1,0. Dynamisk inverkan anses vara inkluderad i Q_{ak} . Lastfördelningsytan är en rektangel med ytan $0,35 \cdot 0,6$ m².



Figur 3.3 Lastmodell 2

3.3.2.3 Lastmodell 3

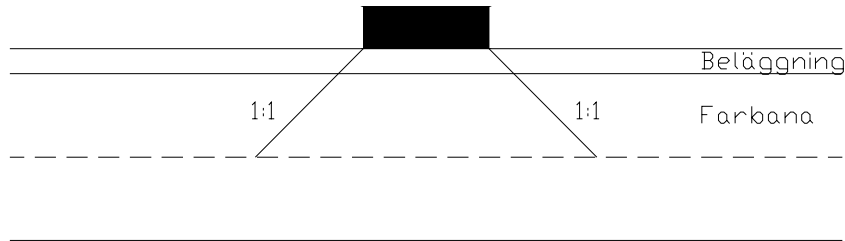
Lastmodell 3 består av flera olika axellaster som motsvarar specialfordon som till exempel industritransportfordon. Dessa specialfordon skall endast användas om beställaren kräver det. Specialfordonen finns beskrivna i Eurocode 1, Del 3 [5] Appendix A.

3.3.2.4 Lastmodell 4

Lastmodell 4 består av en utbredd last som motsvarar lasten från gångbanor och har värdet $q_{rk}=5,0$ kN/m². Denna last skall endast användas om beställaren kräver det.

3.3.3 Spridning av laster

Koncentrerade laster skall spridas 1:1 på halva farbanans tjocklek enligt Figur 3.4



Figur 3.4 Spridning av laster

3.3.4 Lastkombinationer

Brottgräns

Lastkombinationen i brottgränsstadiet bestäms enligt prEN 1990 [9] 6.4.3.2

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

I bruksgränstillståndet finns tre lastkombinationer.

Infrekvent kombination där lasten förväntas uppnås 1 gång/år

$$\sum G_{k,j} (+P_k) + \psi'_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$$

Frekvent kombination där lasten förväntas uppnås 1 gång/vecka

$$\sum G_{k,j} (+P_k) + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Permanent kombination

$$\sum G_{k,j} (+P_k) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Partialfaktorerna γ och ψ fås från Eurocode 1, Del 3 [5] Tabell C1 och C2, se Bilaga 3.

I detta fall används endast lastmodell 1 med korrektionsfaktorerna α_Q och $\alpha_q = 1,0$. Resultatet av lastkombineringen redovisas i Bilaga 4.

3.4 Kabellinje

Kravet på täckande betongskikt beror på vilken miljöklass som konstruktionen tillhör. Miljöklassen bestäms ur Eurocode 2, Del 2 [7] Tabell 4.1 enligt följande

1 Måttlig	Betongytor över marknivå skyddade från regn, tösalt och stänk från havsvatten och betongytor under vatten med $\text{pH} > 4,5$
2a Sträng utan frysning	Betongytor utsatta för regn
2b Sträng med frysning	Betongytor utsatta för regn och frysning
3 Våldigt sträng	Betongytor direkt utsatta för tösalter
4a Extrem utan frysning	Betongytor i saltmättad luft, utsatta för nednötning i havsvatten eller ytor utsatta för vatten med $\text{pH} \leq 4,5$
4b Extrem med frysning	Samma som 4a men dessutom utsatt för frysning och upptining
5a Aggressiv	Betongytor i något aggressiv kemisk miljö
5b Aggressiv	Betongytor i måttligt aggressiv kemisk miljö
5c Aggressiv	Betongytor i våldigt aggressiv kemisk miljö

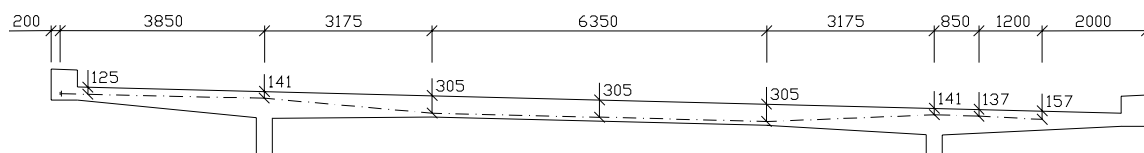
Farbanan antas utsatt för tösalter vilket innebär att den hamnar i miljöklass 3. Ur Eurocode 2, Del 2 [7] Tabell 4.2 bestäms täckskiktetskraven för denna miljöklass till

Slakarmering	40 mm
Spännarmering	50 mm

För ytor som utsätts för tösalter skall detta täckskikt ökas med 30 mm för spännkablar. Detta tillsammans med att hänsyn måste tas till att slakarmering med $\varnothing 12$ mm skall få plats ger följande täckskikt.

Slakarmering	40 mm	
Spännarmering	80 mm	Ovankant
	65 mm	Underkant

Då kravet på sprickbegränsning enligt Eurocode är lite tuffare än för de andra normerna måste farbanan votas över stöden d.v.s. lådväggarna. Farbanans tjocklek vid lådväggarna ökas från 0,4 m till 0,5 m. Om den största möjliga kabelexcentriciteten utnyttjas blir dragspänningarna i byggskedet för stora. Därför blir täckskikten större än de ovan angivna. Den valda kabellinjen visas i Figur 3.5



Figur 3.5 Kabellinje

3.5 Friktionsförluster

Gränsvärden för spänningen i kablarna före och efter eftersläppning ges av Eurocode 2, Del 1 [6] 4.2.3.5.4

$$\sigma_{0,\max} = \min \begin{cases} 0,80 f_{pk} \\ 0,90 f_{p0,1k} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,80 \cdot 1860 \\ 0,90 \cdot 1580 \end{cases} = \min \begin{cases} 1488 \\ 1422 \end{cases} = 1422 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,75 f_{pk} \\ 0,85 f_{p0,1k} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 1860 \\ 0,85 \cdot 1580 \end{cases} = \min \begin{cases} 1395 \\ 1343 \end{cases} = 1343 \text{ MPa}$$

Spännkraften före och efter eftersläppning blir då

$$P_0 = \sigma_{0,\max} \cdot A_p = 1422 \cdot 600 = 853,2 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p = 1343 \cdot 600 = 805,8 \text{ kN}$$

Friktionsförlusterna mellan kabel och kabelrör kan beräknas som

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad \text{Innan eftersläppning}$$

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 (1 - \eta^2 e^{\mu(\theta+kx)}) \quad \text{Efter eftersläppning}$$

där

$$\eta = \frac{P_{m0}}{P_0} = \frac{805,8}{853,8} = 0,944$$

x = avstånd från uppspanningspunkt

k = koefficient som tar hänsyn till kabelns oavsiktliga vinkeländring

μ = friktionskoefficient

α = spännkabelns totala vinkeländring i radianer

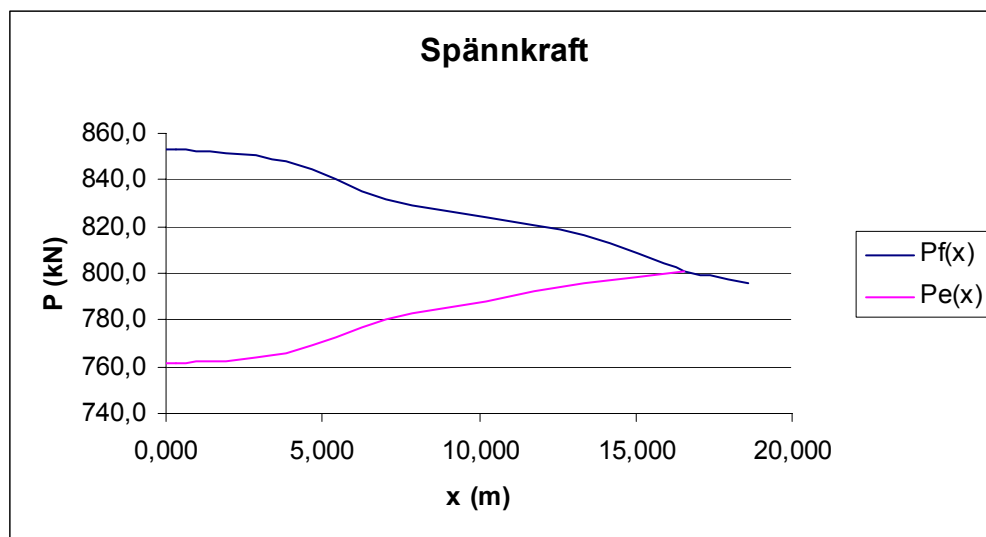
I Eurocode 2, Del 1 [6] 4.2.3.5.5 fås $0,005 < k < 0,01$ och $\mu = 0,19$. Koefficienten k sätts till medelvärdet 0,0075.

Friktionsförlusternas variation före och efter låsning visas i Tabell 3.2 tillsammans med spännkraften och förspänningsmoment.

Tabell 3.2 Kabellinje, spännkraft före och efter eftersläppning och förspänningsmoment

Snitt	x (m)	t (m)	TP (m)	a (m)	z_{cp} (m)	θ (rad)	Före $\Delta P_{\mu}(x)$ (kN)	Efter $\Delta P_{\mu}(x)$ (kN)	$P_{m,0}$ (kN)	$M_{m,0}$ (kNm)
Kantbalk	0,000						0,0	92,2	761,0	0,0
Konsol 0,0	0,300	0,250	0,125	0,125	0,000	0,0000	0,4	91,8	761,4	0,0
Konsol 1,0	3,700	0,500	0,250	0,141	0,109	0,0000	4,5	88,1	765,1	83,3
Stöd	3,850	0,500	0,250	0,141	0,110	0,0040	5,3	87,4	765,8	83,9
Farbana 0,0	4,000	0,500	0,250	0,144	0,106	0,0557	13,8	79,7	773,5	81,7
Farbana 0,250	7,025	0,400	0,200	0,305	-0,105	0,0815	21,5	72,5	780,7	-81,6
Farbana 0,500	10,200	0,400	0,200	0,305	-0,105	0,1073	29,3	65,1	788,1	-82,4
Farbana 0,750	13,375	0,400	0,200	0,305	-0,105	0,1332	37,0	57,6	795,6	-83,1
Farbana 1,0	16,400	0,500	0,250	0,144	0,106	0,1590	44,5	50,3	802,9	84,8
Stöd	16,550	0,500	0,250	0,141	0,110	0,2106	52,6	42,2	800,6	87,7
Konsol 0,0	16,700	0,500	0,250	0,141	0,109	0,2063	52,1	42,7	801,1	87,2
Förgrening	17,400	0,364	0,182	0,137	0,045	0,2167	54,5	40,3	798,7	36,1
Förankring	18,600	0,313	0,157	0,157	0,000	0,2271	57,4	37,3	795,8	0,0

Spännkraftens variation innan och efter eftersläppning visas i Figur 3.6



Figur 3.6 Spännkraft före och efter eftersläppning

3.6 Tidsberoende förluster

De tidsberoende förlusterna beräknas enligt Eurocode 2, Del 1 [6] 4.2.3.5.5 med följande ekvation

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0)E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha\phi(t, t_0)(\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_s} \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \phi(t, t_0)) \right]}$$

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ = förspänningsförluster av krympning, krypning och relaxation i punkten x vid tiden t

$\varepsilon_s(t, t_0)$ = krymptöjning beräknad med värden på slutkrympning ur Eurocode 2, Del 1 [6] 2.5.5 Tabell 3.4

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$\Delta\sigma_{pr}$ = spännkraftsförlust av relaxation beräknad ur Eurocode 2, Del 1 [6] Figur 4.8, se Figur 3.7, för kvoten σ_p/f_{pk} . Figuren ger relaxationen efter 1000 timmar. Slutrelaxationen fås som 3 gånger relaxationen efter 1000 timmar.

f_{pk} = spännkabelns karakteristiska draghållfasthet

σ_{p0} = initiell spänning i kabeln

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pg0} - 0,3 \Delta\sigma_{p,c+s+r}$$

σ_{pg0} = initiell spänning i kabeln av förspänning och permanenta laster

$\phi(t, t_0)$ = krypkoefficient enligt Eurocode 2, Del 1 [6] 2.5.5

σ_{cg} = spänning i betongen på kabelns nivå av spännkraft och andra permanenta laster

σ_{cp0} = initiell betongspänning av spännkraften i nivå med kablarna

z_{cp} = kabelexcentricitet

Ekvationen löses iterativt genom att ett värde på $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ antas för att sedan beräkna $\Delta\sigma_{pr}$.

Som en förenkling på säkra sidan kan termen $0,3 \Delta\sigma_{p,c+s+r}$ försummas vid beräkning av σ_p , σ_p kan i normala fall sättas till $0,85 \sigma_{pg0}$.

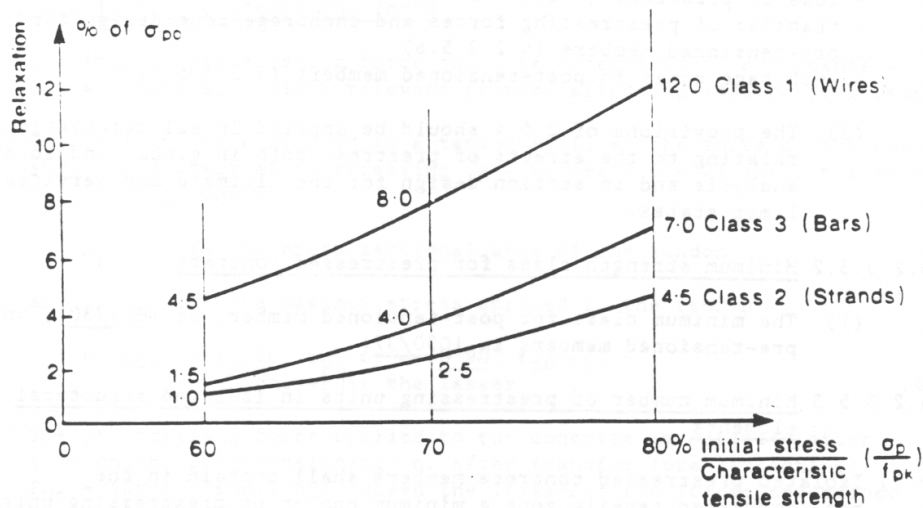
Spännkablar delas enligt Eurocode 2, Del 1 [6] 3.3.2 (6) in i tre klasser med hänsyn till relaxation

Klass 1 kablar och linor med hög relaxation

Klass 2 kablar och linor med låg relaxation

Klass 3 stänger

Spännarmeringen antas tillhöra klass 2



Figur 3.7 Relaxationsförluster efter 1000 timmar vid 20°C

Beräkningen av spännkraftsförlusternas slutvärde görs för en plattstrimla med bredden 1 m. Eftersom kablarna spänns från vartannat håll fås olika spännkrafter i kablarna i ett snitt. Beräkningarna görs för ett medelvärde av dessa spännkrafter. I de snitt som kontrolleras gäller

Krympning fältmitt

RH=80 %

$$\frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,4}{1 + 1 + 0,4 + 0,4} = 0,286 \text{ m}$$

u= areans omkrets

Rätlinjig interpolering mellan värden i Eurocode 2, Del 1 [6] Tabell 3.4 ger $\epsilon_s(t, t_0) = 0,315 \%$

Motsvarande beräkning vid stöd där farbanan är votad ger $\epsilon_s(t, t_0) = 0,31 \%$

Krypning fältmitt

RH=80 %

$$\frac{2A_c}{u} = 0,286 \text{ m}$$

t_0 = betongens ålder vid belastning som här antas till 7 dagar

Rätlinjig interpolering mellan värden i Eurocode 2, Del 1 [6] Tabell 3.3 ger $\varnothing(t, t_0) = 2,2$.
Samma värde fås även vid stödet.

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{37} = 5,3$$

$$A_p = 0,0006 \cdot 2,041 = 0,00125 \text{ m}^2$$

Fält

$$A_c = 0,4 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,00533 \text{ m}^4$$

Stöd

$$A_c = 0,5 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,01042 \text{ m}^4$$

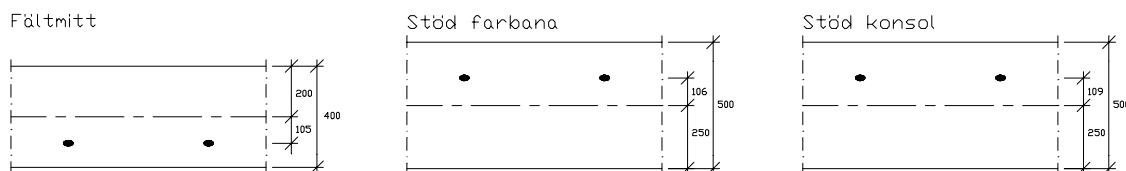
Övriga indata och resultaten redovisas i Tabell 3.3.

Tabell 3.3 Spännkraftförluster

Snitt	M_g (kNm/m)	$P_{m,0}$ (kN)	z_{cp} (m)	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ (MPa)	η (%)	$P_{m,\infty}$ (kN)	$M_{m,\infty}$ (kNm)
Fältmitt	74,2	783,1	0,105	192,8	14,7	672,5	-70,6
Stöd farbana	-116,0	788,2	-0,106	173,5	13,2	684,1	72,5
Stöd konsol	-49,5	783,1	-0,109	180,8	13,9	674,6	73,5

3.7 Bruksgränstillstånd

Kontrollerna i bruksgränstillståndet görs i tre snitt enligt Figur 3.8.



Figur 3.8 Tvärsnitt som kontrolleras i bruksgränstillståndet

3.7.1 Tryckspänningar

Generellt gäller att kontroll av tryckspänningar skall göras med tvärsnittsegenskaper för antingen osprucket eller helt uppsprucket tvärsnitt. Om största dragspänningen beräknad för osprucket tvärsnitt överstiger f_{ctm} skall beräkningen göras för uppsprucket tvärsnitt. I ett osprucket tvärsnitt tar betongen både drag och tryckspänningar. Både betongen och armeringen antas verka elastiskt i drag och tryck. För ett sprucket tvärsnitt är betongen elastisk i tryck men kan inte ta några dragspänningar. Dragspänningen f_{ctm} bestäms enligt Eurocode 2, Del 1 [6] Tabell 3.1 till 4,1 MPa.

För spännarmerade konstruktioner skall tryckspänningen begränsas till $0,6 f_{ck}$ vid låsning. Om linjär krypning tillämpas skall spänningen begränsas till $0,45 f_{ck}$. Lasten består av egentvingd och spännkraft.

$$\sigma \leq 0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

Tvärsnittet är osprucket om följande villkor är uppfyllt

$$-\frac{n \cdot P_{m,0}}{A_c} + \frac{M_g}{Z} + \frac{n \cdot M_{m,0}}{Z} < f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$$

där Z är tvärsnittets böjmotstånd

Spänningen kan då kontrolleras med följande ekvation

$$\sigma = -\frac{n \cdot P_{m,0}}{A_c} + \frac{M_g}{Z} + \frac{n \cdot M_{m,0}}{Z}$$

En kontroll av dragspänningarna visar att de är mindre än $4,1 \text{ MPa}$ i samtliga snitt varför kontrollen av tryckspänningarna görs för osprucket tvärsnitt. Resultaten redovisas i Tabell 3.4.

Tabell 3.4 Tryckspänningar i betongen innan förluster

Snitt		n	$P_{m,0}$ (kN)	A_c (m^2)	M_g (kNm/m)	Z (m^3)	$M_{m,0}$ (kNm)	σ (MPa)
Stöd konsol	ÖK	2,041	783,1	0,5	-49,5	-0,0417	85,4	-6,2
Stöd farbana	ÖK	2,041	788,2	0,5	-116,0	-0,0417	83,3	-4,5
Fältmitt	UK	2,041	788,1	0,4	74,2	0,0267	-82,4	-7,5

Tryckspänningen i betongen för infrekvent lastkombination och med karakteristiskt värde på spännkraften skall inte överstiga $0,60 f_{ck}$ om inte tryckzonen begränsas av längsgående armering som uppgår till 1 % av tryckzonens volym.

$$\sigma \leq 0,60 f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ MPa}$$

Kontrollen om tvärsnittet är osprucket görs med samma ekvation som ovan och om så är fallet beräknas tryckspänningen i betongen för infrekvent lastkombination som

$$\sigma = -\frac{n \cdot P_{m,\infty}}{A_c} + \frac{M_{IF}}{Z} + \frac{n \cdot M_{m,\infty}}{Z}$$

Resultaten redovisas i Tabell 3.5.

Tabell 3.5 Tryckspänningar i betongen efter förluster

Snitt		n	$P_{m,\infty}$ (kN)	A_c (m^2)	$M_{\min/\max,IF}$ (kNm/m)	Z (m^3)	$M_{m,\infty}$ (kNm)	σ (MPa)
Stöd konsol	UK	2,041	674,6	0,5	-246,9	0,0417	70,5	-5,2
Stöd farbana	UK	2,041	684,1	0,5	-267,9	0,0417	70,1	-5,8
Fältmitt	ÖK	2,041	672,5	0,4	235,5	-0,0267	-70,4	-6,9

3.7.2 Sprickbegränsning

Sprickbegränsningen görs antingen genom att inga dragspänningar tillåts någonstans i tvärsnittet eller genom att begränsa sprickvidden till 0,2 mm. Vilket krav som skall gälla och vilken lastkombination som skall användas vid kontrollen bestäms av beställaren. Krav skall ställas både i byggskedet och i bruksgränstillståndet efter förluster.

Sprickvidden begränsas genom krav på största armeringsdimensionen och avståndet mellan armeringsjärnen. Dessa krav som fås ur Eurocode 2, Del 2 [7] Tabell 4.10 och 4.11 beror av spänningen i armeringen.

Sprickkontrollen utförs i detta fall med frekvent lastkombination och med kravet att inga dragspänningar tillåts i tvärsnittet. Vid sprickkontroller skall ett övre värde $P_{k,sup}$ och ett undre värde $P_{k,inf}$ på spännkraften användas. Det övre värdet skall användas då spännkraftens inverkan är ogynnsam och det undre då den är gynnsam.

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t} = 1,1 \cdot P_{m,t}$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} = 0,9 \cdot P_{m,t}$$

Kontrollen i byggskedet görs med följande ekvation

$$\sigma = -\frac{n \cdot r_{sup} \cdot P_{m,0}}{A_c} + \frac{M_g}{Z} + \frac{n \cdot r_{sup} \cdot P_{m,0} \cdot z_{cp}}{Z}$$

Kontrollen i bruksgränstillståndet görs med följande ekvation

$$\sigma = -\frac{n \cdot r_{inf} \cdot P_{m,\infty}}{A_c} + \frac{M_F}{Z} + \frac{n \cdot r_{inf} \cdot P_{m,\infty} \cdot z_{cp}}{Z}$$

Resultaten redovisas i Tabell 3.6 i byggskedet och i Tabell 3.7 i bruksgränstillståndet efter förluster.

Tabell 3.6 Spänningar i betongen i byggskedet för frekvent lastkombination

Snitt		n	$P_{m,t}$ (kN)	r_{sup}	A_c (m ²)	M_g (kNm/m)	Z (m ³)	z_{cp}	σ (MPa)
Stöd konsol	UK	2,041	783,1	1,1	0,5	-49,5	0,0417	0,109	-0,1
Stöd farbana	UK	2,041	788,2	1,1	0,5	-116,0	0,0417	0,106	-1,8
Fältmitt	ÖK	2,041	788,1	1,1	0,4	74,2	-0,0267	-0,105	-0,2

Tabell 3.7 Spänningar i betongen i bruksgränstillståndet för frekvent lastkombination

Snitt		n	$P_{m,\infty}$ (kN)	r_{inf}	A_c (m ²)	$M_{min/max,F}$ (kNm/m)	Z (m ³)	z_{cp}	σ (MPa)
Konsol	ÖK	2,041	674,6	0,9	0,5	-215,0	-0,0417	0,109	-0,6
Farbana 0,0	ÖK	2,041	684,1	0,9	0,5	-239,6	-0,0417	0,106	0,0
Farbana 0,5	UK	2,041	672,5	0,9	0,4	207,7	0,0267	-0,105	-0,2

Det dimensionerande kravet blir att inga dragspänningar tillåts i bruksgränstillståndet efter förluster och det dimensionerande snittet blir ovankant av stödet. Kablarnas centrumavstånd blir 490 mm.

3.8 Brottgränstillstånd

3.8.1 Dimensionerande materialvärden i brottgränstillståndet

Partialsäkerhetsfaktorer för material hämtas ur Eurocode 2, Del 1 [6], Tabell 2.3

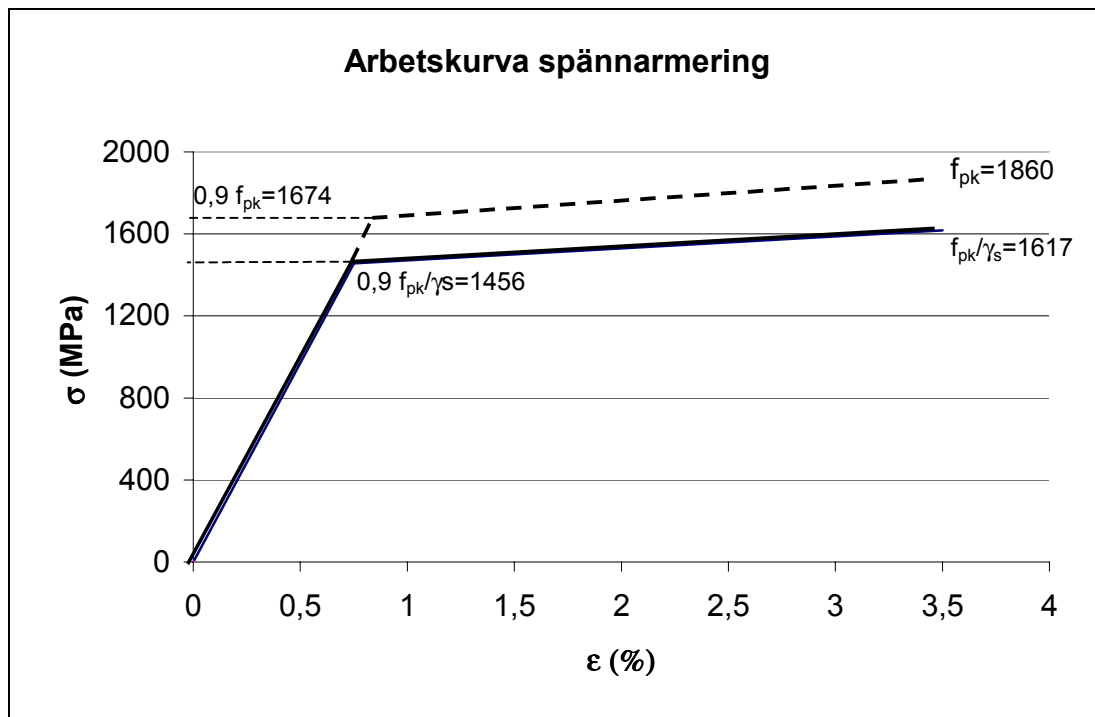
Betong

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$$

$$E_{cmd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{37}{1,5} = 24,7 \text{ GPa}$$

3.8.2 Spännarmeringens arbetskurva

Spännarmeringens arbetskurva bestäms enligt Eurocode 2, Del 1 [6], Figur 4.6.



Figur 3.9 Spännarmeringens arbetskurva

Sambandet mellan σ_s och ϵ blir

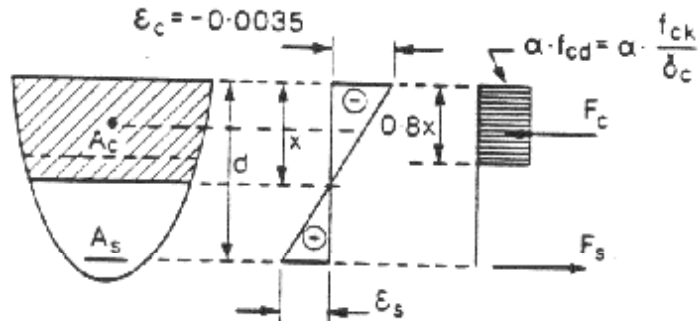
[MPa,%]

Del1: $\sigma_p = E_p \epsilon_p = 1950 \epsilon_p$

Del2: $\sigma_p = 58,5 \epsilon_p + 1412,1$

3.8.3 Moment

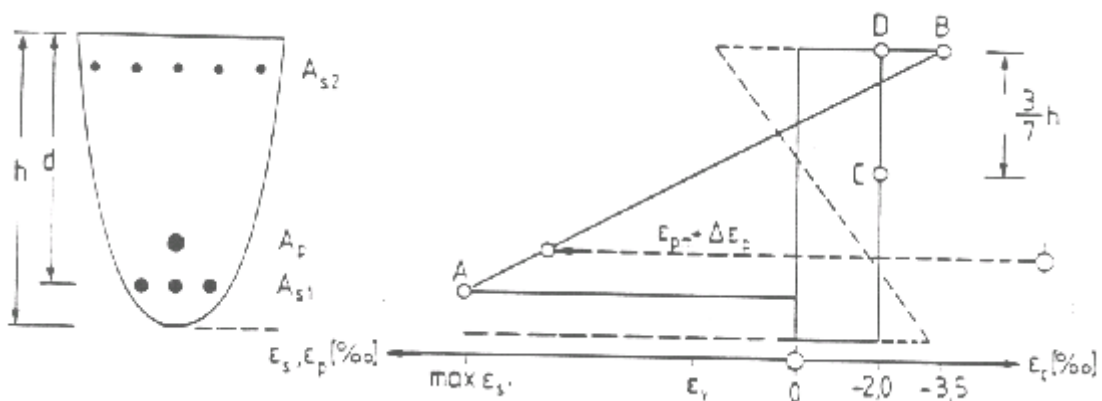
Töjningsdiagram från Eurocode 2, Del 1 [6], Figur 4.11 och spänningsfördelningen från Figur 4.4 med $\alpha=0,85$ används, se Figur 3.10 och Figur 3.11.



Figur 3.10 Spännings samband i brottgränsstadiet

Tryckzonshöjden x fås genom kraftjämvikt ur Figur 3.10.

$$\left. \begin{array}{l} F_p = A_p \cdot \sigma_p \\ F_c = 0,8x \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \end{array} \right\} \Rightarrow x = \frac{A_p \cdot \sigma_p}{0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$



Figur 3.11 Töjningssamband i brottgränsstadiet

Töjningen i spännarmeringen av yttre last fås ur töjningsdiagrammet, Figur 3.11

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d-x}{x} \right)$$

Spännarmeringens totala töjning ε_p beräknas som

$$\varepsilon_p = \Delta \varepsilon_p + \varepsilon_{pm}$$

Dessa ekvationer löses genom att ett värde på spänningen i spännarmeringen σ_p antas och motsvarande töjning beräknas. Därefter kontrolleras att denna töjning ger den antagna spänningen enligt spännarmeringens arbetskurva i Figur 3.9. Brottmomentkapaciteten fås genom momentjämvikt ur Figur 3.10 som

$$M_u = A_p \cdot \sigma_p (d - 0,4x)$$

Dimensioneringen görs för en plattstrimlebredd på 1 m och utan hänsyn till inverkan av tryckande normalkraft från de yttre lasterna vilket är på säkra sidan.

Fältmitt:

$$\begin{aligned} A_p &= 2,041 \cdot 600 = 1225 \text{ mm}^2 \\ b &= 1,0 \text{ m} \\ d &= 0,305 \text{ m} \\ P_{m,\infty} &= 672,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max,\text{brott}} &= 372,3 \text{ kNm} \\ M_{\min,\text{brott}} &= 42,9 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \text{Inget negativt moment} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_{m,\infty}}{A_p E_p} = \frac{0,6725}{6 \cdot 10^{-4} \cdot 195000} = 0,0057 \quad (0,57\%)$$

Spänningen i armeringen antas till 1502 MPa

$$x = \frac{A_p \cdot \sigma_p}{0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{1225 \cdot 10^{-6} \cdot 1502}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 33,3 \cdot 1} = 0,081 \text{ m}$$

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0,0035 \left(\frac{0,305 - 0,081}{0,081} \right) = 0,0096 \quad (0,96\%)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p = 0,0057 + 0,0096 = 0,0153 \quad (1,53\%)$$

$$\sigma_p = 58,5\varepsilon_p + 1412 = 58,5 \cdot 1,49 + 1412 = 1502 \text{ MPa} \quad (\text{Antaget värde OK})$$

$$M_u = A_p \cdot \sigma_p (d - 0,4x) = 1225 \cdot 10^{-6} \cdot 1502 (0,305 - 0,4 \cdot 0,081) = 501 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{brott}} < M_u \quad \Rightarrow \text{Brottmomentkapaciteten är tillräcklig}$$

Brottmomentkapaciteten i de övriga snitten beräknas på samma sätt och resultaten redovisas i Tabell 3.8

Tabell 3.8 Brottmomentkapaciteter

	M_u (kNm/m)	M_{BROTT} (kNm/m)
Stöd konsol	605	400
Stöd farbana	599	413
Fältmitt	501	372

Minsta armeringsmängd bestäms enligt Eurocode 2, Del 1 [6], 5.4.2.1.1 som

$$\frac{0,6bd}{f_{yk}} < 0,0015 bd$$

Den totala drag och tryckarmerings arean skall inte vara större än $0,04 A_c$.

Största avstånd mellan stänger skall vara 1,5 h eller 350 mm.

Slakarmeringen utgörs av K 500 Ø 12 med $f_{yk}=500$ MPa. Armeringen i tvärled läggs ytterst vilket innebär att den effektiva höjden blir $400-40-6=354$ mm.

$$\frac{0,6b_t d}{f_{yk}} = \frac{0,6 \cdot 1000 \cdot 354}{500} = 425 \text{ mm}^2 / m \Rightarrow s = 260 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 435 \text{ mm}^2 / m$$

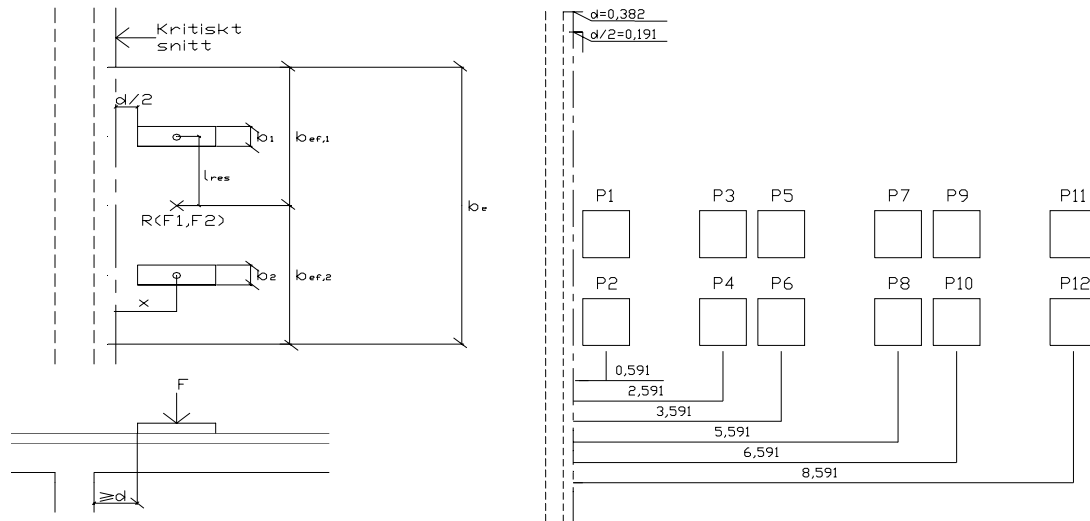
Största tillåtna armeringsmängd blir

$$0,04 A_c = 0,04 \cdot 1000 \cdot 400 = 16000 \text{ mm}^2 / m \text{ vilket är uppfyllt.}$$

3.8.4 Tvärkrafter

3.8.4.1 Tvärkraft vid stöd

I Eurocode finns ingen metod för att beräkna tvärkrafter av koncentrerade laster nära upplag utan metoden enligt BBK 94 [3] 6.5.5 som användes vid dimensioneringen enligt BRO 94 används även här.



Figur 3.12 Effektiv bredd och läge för kritiskt snitt vid koncentrerade laster nära stöd

Tvärkraften antas jämnt fördelad på en effektiv bredd som för en punktlast beräknas som

$$b_{ef} = \max \begin{cases} 7d + b + t \\ 10d + 1,3x \end{cases}$$

Beläggningens tjocklek t sätts till 0. För två koncentrerade laster med effektiva bredder som överlappar varandra beräknas den effektiva bredden som

$$b_{ef} = b_{ef,1} + 2l_{res}$$

med beteckningar enligt Figur 3.12.

Tvärkraften vid stöd av lasterna P1 och P2 blir

$$b_{ef,1} = \max \begin{cases} 7 \cdot 0,382 + 0,8 + 0 \\ 10 \cdot 0,382 + 1,3 \cdot 0,591 \end{cases} = 4,588 \text{ m}$$

$$b_{ef} = b_{ef,1} + 2l_{res} = 4,588 + 2 \cdot 0,6 = 5,788 \text{ m}$$

$$V(P_1, P_2) = \frac{2 \cdot 150}{5,788} = 51,8 \text{ kN/m}$$

Tvärkraften från de övriga axellasterna beräknas på samma sätt och resultatet redovisas i Tabell 3.9

Tabell 3.9 Effektiv bredd och tvärkraft vid stöd av axellaster

	$b_{ef,1}$ (m)	b_{ef} (m)	V (kN/m)
P_1, P_2	4,588	5,788	51,8
P_3, P_4	7,188	8,388	35,8
P_5, P_6	8,488	9,688	20,6
P_7, P_8	11,088	12,288	16,3
P_9, P_{10}	12,388	13,588	7,4
P_{11}, P_{12}	14,988	16,188	6,2
Totalt			138,1

Dimensionerande tvärkraft beräknas med brottgränskombinationen enligt Tabell 3.10.

Tabell 3.10 Tvärkraft vid stöd med brottgränslastkombinationen

	γ	V	γV
Egentyngd	1,35	59,8	80,7
Trafik punkt	1,35	138,1	186,4
Trafik utbredd	1,35	34,3	46,3
Totalt			313,4

I spännarmerade konstruktioner skall hänsyn tas till lutande spännkabel vid beräkning av den dimensionerande tvärkraften V_{sd} .

$$V_{pd} = n \cdot P_{m,\infty} \tan \gamma = 2,041 \cdot 684,1 \cdot \tan 2,96 = 72,1 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = V_{od} - V_{pd} = 313,4 - 72,1 = 241,3 \text{ kN/m}$$

3.8.4.2 Tvärkraftskapacitet vid stöd

Dimensioneringsmetoden för tvärkrafter bygger på tre olika värden på tvärkraftskapaciteten.

V_{Rd1} = dimensionerande tvärkraftskapacitet för element utan skjuvarmering

V_{Rd2} = maximal dimensionerande tvärkraftskapacitet med hänsyn till risken för krossbrott i betongen

V_{Rd3} = dimensionerande tvärkraftskapacitet för element med skjuvarmering

Generellt gäller att konstruktioner skall förses med minimi skjuvarmering enligt Eurocode 2, Del 1 [6], 5.4.2.2 även om beräkning visar att det inte behövs. Detta krav behöver dock inte tillämpas för plattor.

När V_{sd} är större än V_{Rd1} och tvärkraftsarmering behövs finns två metoder som kan användas för att bestämma tvärkraftskapaciteten, standard metoden och fackverksanalogi med variabel trycksträva. Fackverksanalogin används vid kombinerad vridning och skjuvning och behandlas inte här.

Tvärkraftskapaciteten V_{Rd1} för betongtvärsnitt utan skjuvarmering beräknas enligt Eurocode 2, Del 2 [7], 4.3.2.3 (1) som

$$V_{Rd1} = [0,1\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/382} = 1,724$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,\infty}}{A_c} = \frac{2,042 \cdot 0,6841}{0,4} = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{435 + 1225}{1000 \cdot 382} = 0,0043 \leq 0,02$$

d = effektiv höjd för spännarmering och slakarmering

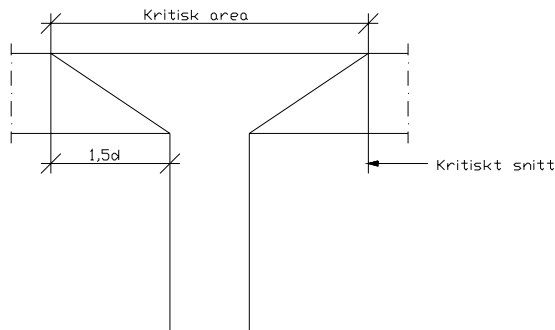
A_{sl} = area av slak och spännarmering i dragzonen

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [0,1\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &= [0,1 \cdot 1,724 (100 \cdot 0,0043 \cdot 50)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,49] \cdot 1,0 \cdot 0,382 = 0,383 \text{ MN} \end{aligned}$$

$V_{Rd1} > V_{sd} \Rightarrow$ Tvärkraftskapaciteten är tillräcklig

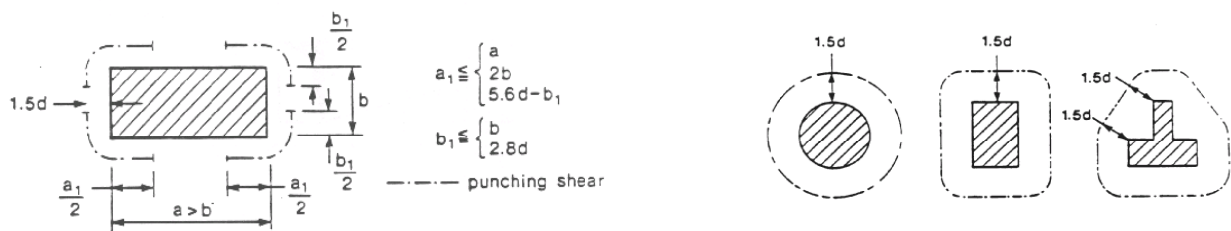
3.8.5 Genomstansning

Kritisk area och omkrets bestäms enligt Figur 3.13.



Figur 3.13 Kritisk area och kritiskt snitt

För rektangulära lasttytor skall den kritiska omkretsen inte vara större än $11d$ och kvoten mellan längd och bredd får inte vara större än 2 om hela den kritiska omkretsen skall medräknas. Är inte dessa villkor uppfyllda beaktas bara de delar av den kritiska omkretsen som definieras i Figur 3.14.



Figur 3.14 Kritisk area och kritiskt snitt

Dimensioneringsmetoden för genomstansning bygger på tre olika värden på genomstansningskapaciteten.

- V_{Rd1} = dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor utan skjuvarmering
- V_{Rd2} = maximal dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering
- V_{Rd3} = dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering

Om skjuvkraften per enhetslängd längs den kritiska omkretsen v_{sd} är större än v_{Rd1} krävs tvärkraftsarmering. Skjuvkraften per enhetslängd beräknas som

$$v_{sd} = \frac{V_{sd} \cdot \beta}{u}$$

V_{sd} = dimensionerande tvärkraft

β = faktor som tar hänsyn till lastens excentricitet. För laster utan excentricitet är $\beta=1,0$ och för andra fall kan värden på β hämtas från Eurocode 2, Del 1 [6] Figur 4.21.

u = kritisk omkrets

Dimensionerande genomstansningskapacitet per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor utan skjuvarmering v_{Rd1} beräknas enligt Eurocode 2, Del 2 [7] 4.3.4.5.1 som

$$v_{Rd1} = \left[0,1\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,1\sigma_{cp} \right] d$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \quad d \text{ i mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{pd}}{A_c}$$

N_{pd} = förspänningskraft innan förluster beräknad med $\gamma_p = 0,9$. Om förspänningskraften är olika i olika riktningar används medelvärdet

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,015$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

Maximala dimensionerande genomstansningskapaciteten per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering v_{Rd2} beräknas enligt Eurocode 2, Del 1 [6] 4.3.4.5.2 som

$$v_{Rd2} = 1,6 \cdot v_{Rd1}$$

Den dimensionerande genomstansningskapaciteten per enhetslängd av den kritiska omkretsen för plattor med skjuvarmering v_{Rd3} beräknas enligt Eurocode 2, Del 2 [7] 4.3.4.5.2 som

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + 0,5 \cdot \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha / u \leq 1,6 v_{Rd1}$$

Genomstansningskapaciteten kontrolleras för både lastmodell 1 och 2 eftersom axellasten är mindre i lastmodell 1 än i lastmodell 2 men även lastfördelningsytan är mindre. Farbanan antas ha samma mängd slakarmering i längdled som i tvärled. Lastexcentricitetsfaktor β antas vara 1,0.

$$d_x = 400 - 40 - 6 = 354 \text{ mm} \quad \text{tvärled}$$

$$d_y = 400 - 40 - 12 - 6 = 342 \text{ mm} \quad \text{längdled}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{354 + 342}{2} = 348 \text{ mm}$$

Genomstansningskapaciteten kontrolleras utan hänsyn till inverkan från spännarmeringen.

$$\rho_{lx} = \frac{A_s}{d_x b} = \frac{435}{354 \cdot 1000} = 0,00123$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_s}{d_y b} = \frac{435}{342 \cdot 1000} = 0,00127$$

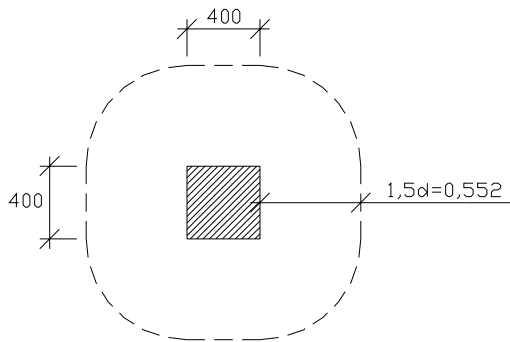
$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,00123 \cdot 0,00127} = 0,00125 \leq 0,015$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/348} = 1,758$$

$$v_{Rd1} = \left[0,1\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,1\sigma_{cp} \right] d = \left[0,1 \cdot 1,758(100 \cdot 0,00125 \cdot 50)^{1/3} \right] 0,348 = 112,7 \text{ kN/m}$$

Lastmodell 1

Kritiska omkretsen för lastmodell 1 bestäms enligt Figur 3.15



Figur 3.15 Kritisk omkrets för lastmodell 1

$$u = 4 \cdot 0,4 + 2\pi \cdot 1,5 \cdot 0,348 = 3,787 \text{ m} < 11d = 3,828 \text{ m}$$

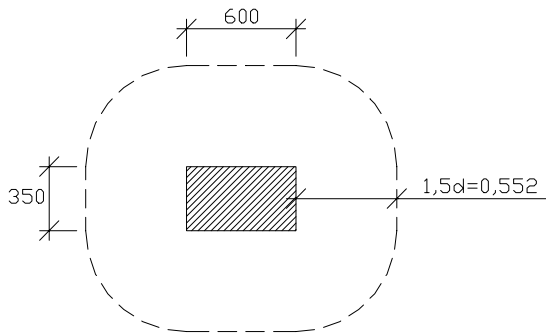
$$V_{sd} = \gamma_Q \cdot 150 = 1,35 \cdot 150 = 202,5 \text{ kN}$$

$$v_{sd} = \frac{V_{sd} \cdot \beta}{u} = \frac{202,5 \cdot 1,0}{3,787} = 53,5 \text{ kN/m}$$

$v_{sd} < v_{Rd1} \Rightarrow$ Genomstansningskapaciteten är tillräcklig

Lastmodell 2

Kritiska omkretsen för lastmodell 2 bestäms enligt Figur 3.16



Figur 3.16 Kritisk omkrets för lastmodell 2

$$u = 2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,35 + 2\pi \cdot 1,5 \cdot 0,348 = 5,180 \text{ m} > 11d = 3,828 \text{ m}$$

u måste bestämmas ur Figur 3.14

$$a_1 = \min \begin{cases} a \\ 2b \\ 5,6 - b_1 \end{cases} = 0,6$$

$$b_1 = \min \begin{cases} b \\ 2,8d \end{cases} = 0,35$$

$a_1 = a$ och $b_1 = b$ alltså blir u enligt ovan.

$$V_{sd} = \gamma_Q \cdot 200 = 1,35 \cdot 200 = 270 \text{ kN}$$

$$v_{sd} = \frac{V_{sd} \cdot \beta}{u} = \frac{270 \cdot 1,0}{5,180} = 52,1 \text{ kN/m}$$

$v_{sd} < v_{Rd1} \Rightarrow$ Genomstansningskapaciteten är tillräcklig

4 AASHTO

4.1 Allmänt

Följande villkor skall vara uppfyllt för alla konstruktioner och konstruktionsdelar som dimensioneras enligt AASHTO.

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad \text{för laster där max värde på } Y_i \text{ används}$$

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,00 \quad \text{för laster där min värde på } Y_i \text{ används}$$

η_i = lastkoefficient, en faktor som tar hänsyn till seghet, η_D , redundans, η_R och samhällsbetydelse, η_I

Y_i = lastfaktor

ϕ = bärförmågefaktor

Q_i = lasteffekt

R_n = nominell bärförmåga

R_r = faktoriserad bärförmåga

4.1.1 Seghet

I brottgränstillståndet är

$\eta_D \geq 1,05$ för spröda konstruktionsdelar

$\eta_D = 1,00$ vid konventionell dimensionering

$\eta_D \geq 0,95$ för element där segheten har kontrollerats genom mätningar utöver de som krävs enligt normen

I övriga gränstillstånd är $\eta_D = 1,00$.

4.1.2 Redundans

Konstruktionsdelar vars brott kan förväntas leda till kollaps av hela konstruktionen skall klassas som brottkritiska och då klassas hela konstruktionen brottkritisk. I brottgränstillståndet är

$\eta_R \geq 1,05$ för konstruktionsdelar som inte är redundanta

$\eta_R = 1,00$ vid normal nivå av redundans

$\eta_R \geq 0,95$ vid hög nivå av redundans

I övriga gränstillstånd är $\eta_R = 1,00$

4.1.3 Samhällsbetydelse

Klassningen skall baseras på brons betydelse med hänsyn till sociala, överlevnads och säkerhets krav.

I brottgränstillståndet är

$\eta_I \geq 1,05$ för viktiga broar

$\eta_I = 1,00$ vid standard broar

$\eta_I \geq 0,95$ för mindre viktiga broar

I övriga gränstillstånd är $\eta_I = 1,00$

Alla lastfaktorer η_D , η_R och η_I sätts i detta fall till 1,0.

4.2 Materialdata

Dimensioneringen skall baseras på materialegenskaper enligt AASHTO LRDF Bridge Construction Specifications [11].

Betongens tryckhållfasthet bestäms på cylindrar tillverkade och testade enligt [11]. Betonghållfastheter över 70 MPa får bara användas när tester gjorts för att fastställa sambandet mellan tryckhållfasthet och andra materialegenskaper. Betonghållfastheter under 16 MPa vid 28 dagar skall inte användas. Tryckhållfastheten för förspänd betong och farbanor skall inte vara lägre än 28 MPa.

Dimensionering görs med betong som har tryckhållfastheten $f'_c = 50$ MPa.

Draghållfastheten kan i de flesta fall beräknas enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], 5.4.2.7 som

$$f_t = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{50} = 4,38 \text{ MPa}$$

och böjdraghållfastheten för normalbetong som

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} = 0,63\sqrt{50} = 4,45 \text{ MPa}$$

Elasticitetsmodulen för betong med densitet mellan 1400 och 2500 kg/m³ kan enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], 5.4.2.4 beräknas som

$$E_c = 0,043y_c^{1,5}\sqrt{f'_c} = 0,043 \cdot 2400^{1,5}\sqrt{50} = 35,7 \text{ GPa}$$

där y_c är betongens densitet

Farbanan slakarmeras med stänger Grade 60 No 4 vilket innebär

$$\varnothing = 12,7 \text{ mm}$$

$$f_y = 413 \text{ MPa}$$

Grade 60 innebär $f_y=60000$ psi och 1 MPa motsvarar 145 psi

Samma spännsystem som användes vid dimensionering enligt BRO 94 och Eurocode används även här och värdena är hämtade från VSL Produktkatalog [12].

Spännkablar VSL 4 \varnothing 15,7

$$A_{sp} = 600 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1116 \text{ kN}$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

Spännarmeringens sträckgräns bestäms enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 5.4.4.1-1 som

$$f_{py} = 0,9 \cdot f_{pu} = 0,9 \cdot 1860 = 1674 \text{ MPa}$$

spännarmeringen har här antagits vara lågrelexerande.

4.3 Laster

4.3.1 Egentyngd

Egentyngden för armerad betong sätts till 24 kN/m^3 .

4.3.2 Trafiklaster

4.3.2.1 Lastfältsfaktorer

Farbanan delas in i lastfält som är 3,6 m breda utom när farbanan är mellan 6,0 och 7,2 m då två lastfält med bredden lika med halva farbanebredden skall användas. Den ogynnsammaste trafiklasteffekten skall beräknas med hänsyn till varje tänkbar kombination av antalet belastade körfält multiplicerat med lastfältsfaktorerna i Tabell 4.1.

Tabell 4.1 Lastfältsfaktorer

Antal lastfält	Lastfältsfaktor m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Bakgrunden till dessa lastfältsfaktorer är att kalibreringen av normen är gjord för två fordon istället för ett. Om bron belastas med ett fordon kan det vara tyngre än vart och ett av de två kalibreringsfordonen men ändå ha samma sannolikhet att förekomma. Faktorerna bygger på ADTT d.v.s. antalet fordon per dygn, 5000 bilar i en riktning. För lägre ADTT kan lasteffekten reduceras enligt

$$100 \leq \text{ADTT} \leq 1000 \quad 95 \% \text{ av lasteffekten}$$

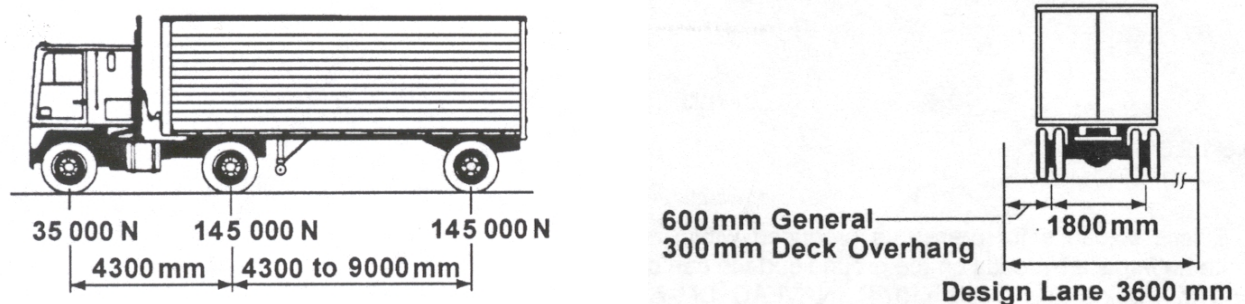
$$\text{ADTT} \leq 100 \quad 90 \% \text{ av lasteffekten}$$

Reduceringen beror på att sannolikheten att uppnå det dimensionerande lastvärdet minskar om antalet fordon per dygn minskar.

4.3.2.2 Två och treaxligt fordon

Trafiklasten består av ett tvåaxligt eller ett tre axligt fordon och en utbredd last.

Lastens storlek, avståndet mellan axlarna och placeringen inom lastfältet för det treaxliga fordonet visas i Figur 4.1. Avstånd mellan 145 kN axlarna skall väljas så att ogynnsammaste lasteffekt erhålls. Dynamiska effekter enligt 4.3.2.3 skall inkluderas.



Figur 4.1 Treaxligt fordon

Det tvåaxliga fordonet består av två 110 kN axlar med axelavståndet 1,2 m. Avståndet i tvärled mellan hjulen skall vara 1,8 m och placeringen inom lastfältet samma som för det treaxliga fordonet. Dynamiska effekter enligt 4.3.2.3 skall inkluderas.

Den utbredda lasten består av en jämnt fördelad last på 9,3 kN/m i längdled. I tvärled skall lasten fördelas jämnt på 3,0 m i lastfältet. Placeringen inom lastfältet skall göras så att ogynnsammaste inverkan uppnås. Dynamiska effekter ska inte inkluderas i den utbredda lasten.

4.3.2.3 Dynamiska effekter

Den statiska effekten från axellasterna förutom broms och centrifugalkrafter skall ökas för dynamiska effekter. Det dynamiska tillskottet skall vara

- 75 % för farbaneskarvar i alla gränstillstånd
- 15 % för utmattning och sprödbrott
- 33 % i övriga gränstillstånd

4.3.2.4 Lastfördelningsyta

Däckens kontaktyta mot farbanan har formen av en rektangel med bredden 510 mm och längden

$$l = 2,28 \cdot 10^{-3} Y(1 + IM / 100) P$$

där

Y = lastfaktor i aktuellt gränstillstånd

IM = dynamisk inverkan i %

P = lastens storlek

Orsaken till att lastytan beror av lastens storlek är att kontakttrycket mellan däck och farbanan antas vara konstant 0,862 MPa oavsett lastens storlek.

Lastfördelningsytan blir olika stor för varje last och lastkombination. Lastfördelningsytans längd i de olika lastkombinationerna redovisas i Tabell 4.2. Vid FE beräkningarna används lastfördelningsytan för brottgränskombinationen i alla lastkombinationer vilket inte har någon större inverkan på resultatet.

Tabell 4.2 Lastfördelningsytans längd i olika lastkombinationer

		Brottgräns I	Bruksgräns I	Bruksgräns III
Treaxligt	P=72,5 kN	0,384	0,220	0,176
	P=17,5kN	0,092	0,054	0,042
Tvåaxligt	P=55,0 kN	0,292	0,166	0,134

I de flesta fall beräknas största lasteffekten som det största av effekten från det treaxliga fordonet och den utbredda lasten eller det tvåaxliga fordon och den utbredda lasten. Trafiklaster som inte bidrar till ogynnsammaste lasteffekt skall försummas. Både de dimensionerande lastfältens placering och placeringen av lasten inom varje lastfält skall göras så att ogynnsammaste inverkan uppnås.

4.3.3 Lastspridning

När man använder förfinade metoder som t.ex. FEM skall lastfördelningsytan för koncentrerade laster vara enligt 4.3.2.4 utökad med farbanebredden i båda riktningarna. Detta motsvarar en spridning 1:1 på halva farbanetjockleken.

4.3.4 Lastkombinationer

Vid dimensioneringen används följande lastkombinationer enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 3.4.1-1 och 3.4.1-2, se Bilaga 5.

Brott I	– Huvudkombination för normalt användande av bron utan vindlast
Brott II	– Lastkombination för specialfordon utan vindlast
Brott III	– Lastkombination för broar utsatta för vindhastigheter över 90 km/h
Brott IV	– Lastkombination där egyptyngden är stor relativt trafiklasten
Brott V	– Lastkombination för normal trafikbelastning och vindhastighet på 90 km/h
Extrem I	– Lastkombination för jordbävningar
Extrem II	– Lastkombination för extrema händelser som t.ex. islast och kollision med fordon eller fartyg
Bruksgräns I	– Lastkombination för normalt användande av bron, vindhastighet på 90 km/h och nominella värden på alla laster. Kombinationen används bland annat vid kontroll av nedböjning, sprickvidd i armerad betong och tryckspänningar i förspänd betong
Bruksgräns II	– Lastkombination som används för att kontrollera flytning i stålkonstruktioner och rörelser på grund av trafiklasten i känsliga anslutningar
Bruksgräns III	– Lastkombination för beräkning av dragspänningar i förspända konstruktioner
Utmattnings–	Kontroll av utmattnings och sprödbrott vid upprepade trafiklasten och dynamisk inverkan från fordon

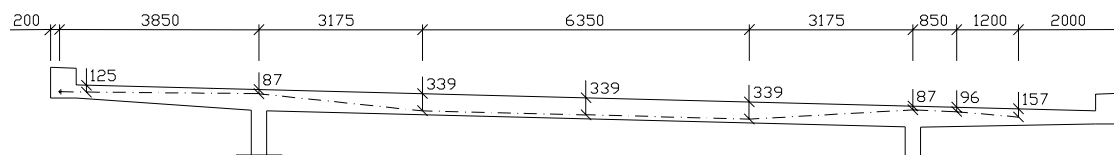
I detta fall används lastkombinationerna brottsgräns I, bruksgräns I och bruksgräns III. Resultatet av lastkombineringen redovisas i Bilaga 6.

4.4 Kabellinje

Kravet på det täckande betongskiktet bestäms i AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 5.12.3-1. Dessa värden skall korrigeras med en faktor 0,8 för vct mindre än eller lika med 0,4 och 1,2 för vct större än eller lika med 0,5. Vct antas ligga mellan 0,4 och 0,5 och därför har ingen korrigering gjorts. Kravet på minsta täckskikt för spännarmering och slakarmering är detsamma. Minsta täckskiktet blir 50 mm i ovansidan och 25 mm i undersidan. Dessa täckskikt gäller till slakarmeringen som antas vara No 4 vilket innebär en diameter på 12,7 mm. Täckskiktet för spännarmeringen blir

$50+13+13=76$ mm i ovankanten
 $25+13+13=51$ mm i underkanten

Kabellinjen visas i Figur 4.2.



Figur 4.2 Kabellinjeföring

4.5 Begränsning av spänningar i spännarmering

Gränsvärden på spänningen i spännkablarna finns i AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 5.9.3-1. För efterspänd spännarmering begränsas spänningen i spännkablarna till

$$\begin{aligned}0,9 f_{py} &= 0,9 \cdot 1674 = 1507 \text{ MPa} && \text{innan låsning} \\0,7 f_{pu} &= 0,7 \cdot 1860 = 1302 \text{ MPa} && \text{efter låsning vid förankringen} \\0,74 f_{pu} &= 0,74 \cdot 1860 = 1376 \text{ MPa} && \text{efter låsning längs kabeln} \\0,8 f_{py} &= 0,8 \cdot 1674 = 1339 \text{ MPa} && \text{i bruksgränsstadiet efter förluster}\end{aligned}$$

4.6 Friktionsförluster

Friktionsförlusten mellan kabeln och kabelröret beräknas enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], 5.9.5.2.2b som

$$\begin{aligned}\Delta f_{pF} &= f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) && \text{Innan eftersläppning} \\ \Delta f_{pF} &= f_{pj} (1 - \eta^2 e^{-(Kx + \mu\alpha)}) && \text{Efter eftersläppning}\end{aligned}$$

- f_{pj} = spänning i spännkabeln vid uppspänningen
- x = avstånd från uppspänningspunkt
- K = koefficient som tar hänsyn till kabelns oavsiktliga vinkeländring
- μ = friktionskoefficient
- α = totala vinkeländringen i radianer
- η = kvot mellan spänningen i spännarmeringen efter och innan eftersläppning

Ur AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 5.9.5.2.2b-1 fås $K=6,6 \cdot 10^{-7}$ och $\mu=0,15-0,25$. Friktionskoefficienten sätts till medelvärdet 0,2.

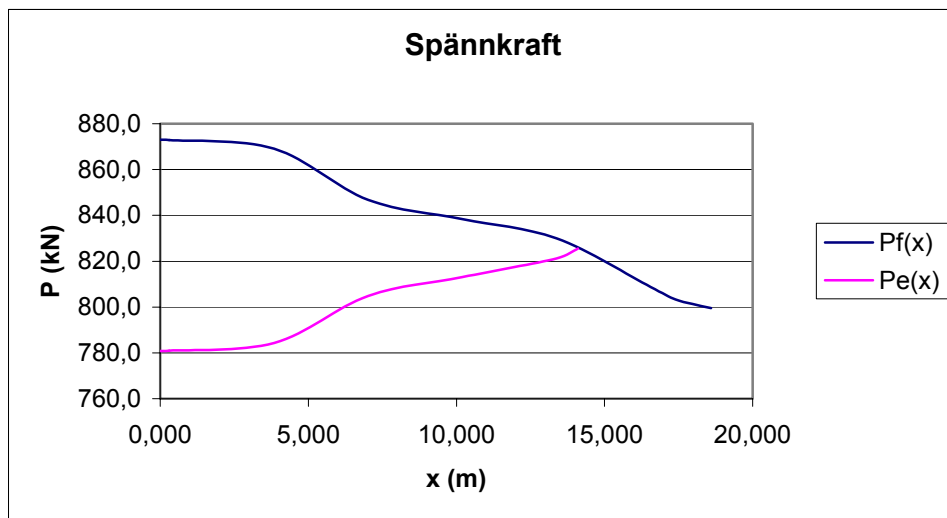
Om man spänner upp kabeln med den största tillåtna spännkraften kommer spänningen i hela kabeln att överstiga spänningsbegränsningskravet efter eftersläppning. Detta leder till att man måste eftersläppa så pass mycket för att komma ned till den största tillåtna spänningen, att man får en mindre spänning i kabeln än man får om spänner upp med en mindre kraft och på så sätt får en mindre eftersläppning. Kabeln spänns upp med en kraft som motsvarar 1455 MPa, vilket är den minsta uppspänningskraft som krävs för att uppnå maximalt tillåten spänning i kabeln samtidigt som inte spänningskravet i förankringsänden överskrider.

Friktionsförlusternas variation före och efter låsning visas i Tabell 4.3 tillsammans med förspänningskraften och förspänningsmomentet.

Tabell 4.3 Kabellinje spännkraft före och efter eftersläppning och förspänningsmoment

Snitt	x (m)	t (m)	TP (m)	a (m)	e (m)	α (rad)	Före Δf_{pF} (MPa)	Efter Δf_{pF} (MPa)	P_{pt} (kN)	M_{pt} (kNm)
Kantbalk	0,000						0,0	153,7	780,8	0,0
Konsol 0,0	0,300	0,250	0,125	0,125	0,000	0,0000	0,3	153,5	780,9	0,0
Konsol 1,0	3,700	0,400	0,200	0,088	0,112	0,0000	3,5	150,5	782,7	87,6
Stöd	3,850	0,400	0,200	0,087	0,114	0,0100	6,6	147,8	784,3	89,0
Farbana 0,0	4,000	0,400	0,200	0,092	0,108	0,0894	29,5	126,7	797,0	85,7
Farbana 0,250	7,025	0,400	0,200	0,339	-0,139	0,1291	43,6	113,5	804,9	-111,5
Farbana 0,500	10,200	0,400	0,200	0,339	-0,139	0,1687	57,7	100,0	813,0	-112,6
Farbana 0,750	13,375	0,400	0,200	0,339	-0,139	0,2084	71,7	86,3	821,2	-113,7
Farbana 1,0	16,400	0,400	0,200	0,092	0,108	0,2481	85,3	72,6	821,8	88,4
Stöd	16,550	0,400	0,200	0,087	0,114	0,3275	107,0	50,4	808,8	91,8
Konsol 0,0	16,700	0,400	0,200	0,088	0,112	0,3383	110,1	47,2	806,9	90,3
Förgrening	17,400	0,364	0,182	0,096	0,086	0,3582	116,1	40,9	803,4	69,3
Förankring	18,600	0,313	0,157	0,157	0,000	0,3781	122,4	34,1	799,5	0,0

Spännkraftens variation innan och efter eftersläppning visas i Figur 4.3.



Figur 4.3 Spännkraft före och efter eftersläppning

4.7 Tidsberoende förluster

De tidsberoende förlusterna kan beräknas antingen som en klumpsumma eller med en förfinad metod som beräknar förlusterna av krympning, krypning och relaxation var för sig. Här beräknas förlusterna med båda metoderna för att jämföra dem men vid dimensioneringen används resultatet från den förfinade metoden.

4.7.1 Tidsberoende förluster som klumpsumma

Metoden med klumpsumman får användas för efterspända konstruktioner med spannlängd upp till 50 m och där uppspänningen skett vid en betongålder av 10 till 30 dygn under förutsättning att följande villkor är uppfyllda.

Normalbetong har använts

Betongen är antingen ånghärdad eller fukthärdad

Spännarmeringen består av stänger eller tråd med normal eller låg relaxation

Normala miljö och temperaturförhållanden.

De tidsberoende förlusterna fås direkt ur AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], Tabell 5.9.5.3-1 och beror av andelen spännarmering, PPR som definieras

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

Spännkraftförlusterna fås dels som ett medelvärde och dels som ett övre gränsvärde. Värdena i Tabell 5.9.5.3-1 är framtagna genom datoranalyser av ett stort antal broar och byggnader dimensionerade under följande förutsättningar

Krytpal från 1,6 till 2,4

Krympning från 0,0004 till 0,0006

Relativ fuktighet mellan 40 och 100 %

Fukt och ånghärdad betong

PPR mellan 0,2 och 1,0

För lågrelaxations tråd får korrigering göras enligt följande

28 MPa för lådbalkar

41 MPa för rektangulära balkar, I balkar och solida plattor

55 MPa för enkla och dubbla T tvärsnitt samt plattor med ursparingar

De tidsberoende förlusterna beräknas utan hänsyn till slakarmeringen vilket innebär PPR=1,0. De tidsberoende förlusterna med korrigering för lågrelaxerande tråd blir

$$200 + 28 PPR - 41 = 200 + 28 \cdot 1 - 41 = 187 \text{ MPa} \quad \text{Övre gränsvärde}$$

$$180 + 28 PPR - 41 = 180 + 28 \cdot 1 - 41 = 167 \text{ MPa} \quad \text{Medelvärde}$$

Medelvärdet på de tidsberoende förlusterna beräknad som klumpsumma motsvarar 12,3 % i fältmitt.

4.7.2 Förfinad metod

Noggrannare värden på de tidsberoende förlusterna kan beräknas enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10], 5.4.2.3 eller 5.9.5.4 för spannlängder kortare än 75 m och normalbetong med en hållfasthet som är högre än 23 MPa vid uppspänningen.

Förlusterna på grund av krympning för efterspända konstruktioner kan enligt [10] 5.9.5.4.2 skrivas

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) = (93 - 0,85 \cdot 75) = 29 \text{ MPa}$$

H är den relativa fuktighetens årsmedelvärde som har antagits till 75%

Förlusterna på grund av krypning kan enligt [10] 5.9.5.4.3 skrivas

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

f_{cgp} = spänningen i betongen i höjd med spännarmeringens tyngdpunkt av spännkraften innan förluster och egentygden

Δf_{cdp} = förändring av spänningen i betongen i höjd med spännarmeringens tyngdpunkt på grund av permanenta laster förutom lasten som verkar vid uppspänningen. Δf_{cdp} skall beräknas i samma snitt som f_{cgp}

Δf_{cdp} är 0 i detta fall och f_{cgp} beräknas som

$$f_{cgp} = -\frac{n \cdot P_{pt}}{A_c} + \frac{M_g \cdot y}{I_g} + \frac{n \cdot M_{pt} \cdot y}{I_g}$$

Resultaten redovisas i Tabell 4.4.

Tabell 4.4 Spännkraftsförluster av krypning

	n	P_{pt} (kN)	A_c (m^2)	M_g (kNm/m)	I_g (m^4)	y (m)	M_{pt} (kNm)	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Stöd konsol	1,176	793,9	0,4	-43,6	0,0053	-0,112	88,9	-3,6	43,4
Stöd farbana	1,176	809,4	0,4	-112,0	0,0053	-0,108	87,4	-2,2	26,3
Fältnitt	1,176	813,0	0,4	77,8	0,0053	0,139	-112,6	-3,8	45,8

Förlusterna på grund av relaxation för kallbearbetad tråd beräknas som

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Här skall Δf_{pF} vara friktionsförluster under nivån $0,7 f_{pu}$. För lågrelaxerande spännarmering är relaxationsförlusterna 30 % av Δf_{pR2} . I detta fall försummas inverkan av den elastiska deformationen. Relaxationsförlusterna och de totala tidsberoende förlusterna redovisas i Tabell 4.5 och spännkraft och förspänningsmoment direkt efter låsning och efter förluster redovisas i Tabell 4.6.

Tabell 4.5 Spännkraftsförluster

	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pF} (MPa)	Δf_{pSR} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)	$0,3\Delta f_{pR2}$ (MPa)	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + 0,3\Delta f_{pR2}$	
						(MPa)	(%)
Stöd konsol	-3,6	0,0	29,0	43,4	37,1	109,4	8,3
Stöd farbana	-2,2	0,0	29,0	26,3	38,1	93,4	6,9
Fältmitt	-3,8	0,0	29,0	45,8	36,9	111,7	8,2

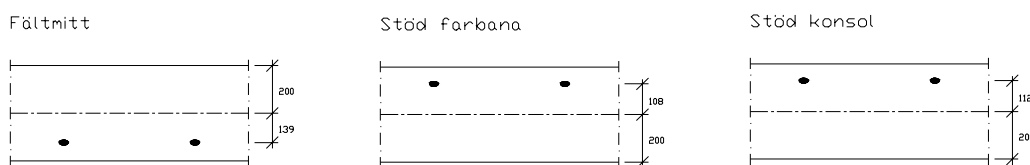
Tabell 4.6 Spännkraft och förspänningsmoment före och efter tidsberoende förluster

	f_{pt} (MPa)	P_{pt} (kN)	M_{pt} (kNm)	f_{pe} (MPa)	P_{pe} (kN)	M_{pe} (kNm)
Stöd konsol	1323,2	793,9	88,9	1213,7	728,2	81,6
Stöd farbana	1349,0	809,4	87,4	1255,6	753,4	81,4
Fältmitt	1355,0	813,0	-112,6	1243,3	746,0	-103,7

De tidsberoende förlusterna beräknade med den förfinade metoden blir som synes mindre än förlusterna som beräknades som en klumpsumma.

4.8 Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillståndet skall sprickor, deformationer och betongspänningar kontrolleras. Spänningskontrollerna görs i tre snitt enligt Figur 4.4



Figur 4.4 Tvärsnitt som kontrolleras i bruksgränstillståndet

4.8.1 Begränsning av spänningar i betongen innan förluster

Tryckspänningen i spännarmerad betong innan förluster skall begränsas till $0,60 f'_{ci}$ där f'_{ci} är betongens hållfasthet vid uppspänningen. Betongens cylinderhållfasthet vid uppspänningen antas vara 23 MPa. Dragspänningarna begränsas enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] Tabell 5.9.4.1.2-1 till $0,58\sqrt{f'_{ci}}$.

Det finns en lastkombination i byggskedet och där sätts lastkoefficienten för egentygden till 1,25. Denna lastkombination antas gälla i brottgränstillståndet. Här sätts lastkoefficienten för egentygden som är den enda yttre lasten som verkar i byggskedet till 1,0.

$$\text{Max dragspänning: } 0,58\sqrt{f'_{ci}} = 0,58\sqrt{23} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\text{Max tryckspänning: } 0,6 f'_{ci} = 0,6 \cdot 23 = 13,8 \text{ MPa}$$

Spänningarna kontrolleras med följande ekvation och redovisas i Tabell 4.7.

$$\sigma = -\frac{n \cdot P_{pt}}{A_c} + \frac{M_g \cdot y}{I_g} + \frac{n \cdot M_{pt} \cdot y}{I_g}$$

Tabell 4.7 Betongspänningar innan förluster

Snitt		n	P _{pt} (kN)	A _c (m ²)	M _g (kNm/m)	I _g (m ⁴)	y (m)	M _{pt} (kNm)	σ (MPa)
Stöd konsol	ÖK	1,176	793,9	0,4	-43,6	0,00533	-0,2	88,9	-4,6
	UK	1,176	793,9	0,4	-43,6	0,00533	0,2	88,9	0,0
Stöd farbana	ÖK	1,176	809,4	0,4	-112	0,00533	-0,2	87,4	-2,0
	UK	1,176	809,4	0,4	-112	0,00533	0,2	87,4	-2,7
Fältmitt	ÖK	1,176	813,0	0,4	77,8	0,00533	-0,2	-112,6	-0,3
	UK	1,176	813,0	0,4	77,8	0,00533	0,2	-112,6	-4,4

4.8.2 Begränsning av spänningar i bruksgränstadiet efter förluster

Tryckspänningar i förspänd betong efter förluster skall enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] Tabell 5.9.4.2.1-1 begränsas till $0,45 f'_c$. Kontrollen skall göras i lastkombination bruksgräns I.

$$\text{Max tryckspänning: } 0,45 f'_c = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

Spänningarna kontrolleras med följande ekvation och redovisas i Tabell 4.8.

$$\sigma = -\frac{n \cdot P_{pe}}{A_c} + \frac{M_{bruksgräns I} \cdot y}{I_g} + \frac{n \cdot M_{pe} \cdot y}{I_g}$$

Tabell 4.8 Tryckspänningar efter förluster

Snitt		n	P _{pt} (kN)	A _c (m ²)	M _{bruksgräns I} (kNm/m)	I _g (m ⁴)	y (m)	M _{pt} (kNm)	σ (MPa)
Stöd konsol	UK	1,176	728,2	0,4	-180,9	0,00533	0,2	81,6	-5,3
Stöd farbana	UK	1,176	753,4	0,4	-224,9	0,00533	0,2	81,4	-7,1
Fältmitt	ÖK	1,176	746,0	0,4	180,9	0,00533	-0,2	-103,7	-4,4

Dragspänningarna skall begränsas enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] Tabell 5.9.4.2.2-1. Kravet beror på vilken miljö med hänsyn till risken för korrosion som konstruktionen befinner sig i. Tösalter, saltmättad luft eller luftföroreningar från tung industri skall anses som stränga korrosionsvillkor. Bron antas vara utsatt för tösalter varför kraven för stränga korrosionsvillkor tillämpas. Kontrollen skall göras i lastkombination bruksgräns III.

$$\text{Måttliga korrosionsvillkor } 0,50\sqrt{f'_c} = 0,50\sqrt{50} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Stränga korrosionsvillkor } 0,25\sqrt{f'_c} = 0,25\sqrt{50} = 1,8 \text{ MPa}$$

Dragspänningarna kontrolleras på samma sätt som tryckspänningarna resultaten redovisas i Tabell 4.9.

Tabell 4.9 Dragspänningar efter förluster

Snitt		n	P _{pt} (kN)	A _c (m ²)	M _{bruksgräns III} (kNm/m)	I _g (m ⁴)	y (m)	M _{pt} (kNm)	σ (MPa)
Stöd konsol	ÖK	1,176	728,2	0,4	-153,4	0,00533	-0,2	81,6	0,0
Stöd farbana	ÖK	1,176	753,4	0,4	-202,3	0,00533	-0,2	81,4	1,8
Fältmitt	UK	1,176	746,0	0,4	160,3	0,00533	0,2	-103,7	-0,8

Det dimensionerande kravet blir dragspänningen i bruksgränstillståndet efter förluster och det dimensionerande snittet blir ovkant av farbanestödet. Kablarnas centrumavstånd blir 850 mm.

4.8.3 Kontroll av sprickor genom fördelning av armering

För spännarmerade konstruktioner som uppfyller kravet på dragspänning i betongen behöver inte sprickvidden kontrolleras. För slakarmerade konstruktioner kontrolleras sprickvidden genom att dragspänningen i slakarmeringen f_{sa} inte får överstiga

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f_y$$

d_c = betonghöjd från dragen kant till centrum av närmaste armeringsjärn eller kabel. Täcksiktet skall här inte sättas till mer än 50 mm.

A = den betongarea som har samma tyngdpunkt som dragarmeringen och begränsas av tvärsnittets yta och en rak linje parallell med neutralaxeln, dividerat med antalet järn eller kablar. Täcksiktet skall här inte sättas till mer än 50 mm.

Z = sprickviddsparameter

Z skall inte överstiga 30000 N/mm vid måttlig exponering, 23000 N/mm vid hård exponering och 17500 N/mm för konstruktioner under jord. Z=30000 N/mm motsvarar en sprickvidd på 0,4 mm.

4.9 Brottgränstillstånd

Generellt gäller att den faktorerade bärförmågan beräknas som den nominella bärförmågan enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] 5.6-5.10 och 5.13-5.14 multiplicerad med bärförmågefaktorer enligt [10] 5.5.4.2.

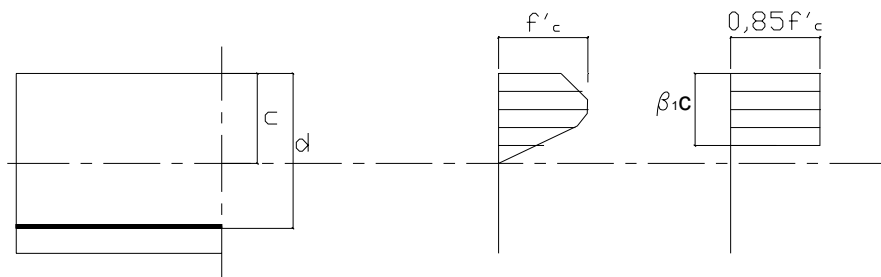
Bärförmågefaktorer

Böjning och drag av armerad betong	$\phi = 0,9$
Böjning och drag av förspänd betong	$\phi = 1,0$
Tvärkraft och vridning av normalbetong	$\phi = 0,9$

4.9.1 Moment

4.9.1.1 Brottmomentkapacitet

Betongens spänningsfördelning kan approximeras med ett rektangulärt tryckspänningsblock på $0,85 f'_c$ enligt Figur 4.5. Faktorn β_1 skall sättas till 0,85 för hållfastheter som inte överstiger 28 MPa. För varje 7 MPa över 28 MPa skall β_1 minskas med 0,05, dock skall inte β_1 sättas lägre än 0,65. För $f'_c = 50$ MPa blir $\beta_1 = 0,7$.



Figur 4.5 Approximerad rektangulär spänningsfördelning

För rektangulära tvärsnitt belastade med böjande moment och med rektangulär spänningsfördelning enligt Figur 4.5 kan medelspänningen i spännarmeringen beräknas som

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

för rektangulära tvärsnitt är

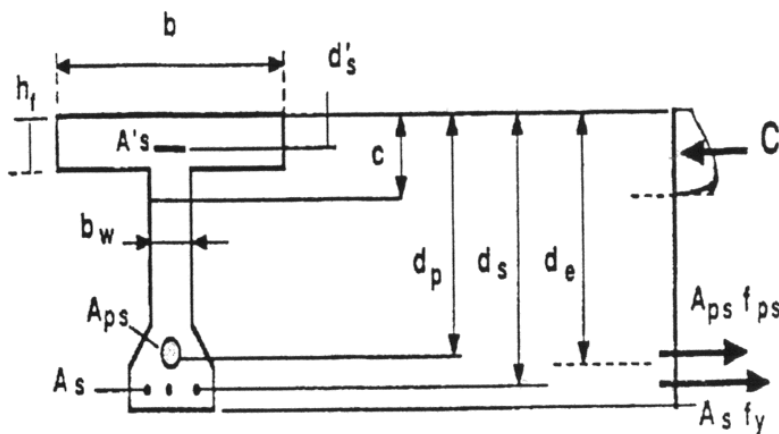
$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Den nominella bärförmågan beräknas för T tvärsnitt som

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

detta fås genom momentjämvikt med momentpunkt i halva tryckzonshöjden $a/2$ vilket innebär att bidraget från livet inte får någon hävarm, se Figur 4.6. För rektangulära tvärsnitt förenklas ekvationen till

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$



Figur 4.6 Kraftfördelning i betongtvärsnitt i brottgränsstadiet

Fältmitt

$$M_{\text{BROTTI}} = 277,7 \text{ kNm/m}$$

$$A_{ps} = 1,176 \cdot 600 = 706 \text{ mm}^2$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,339 \text{ m}$$

Beräkningen görs för en plattstrimla med bredden 1 m.

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1,04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0,28$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{706 \cdot 1860}{0,85 \cdot 50 \cdot 0,7 \cdot 1000 + 0,28 \cdot 706 \cdot \frac{1860}{339}} = 43 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0,7 \cdot 43 = 30 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{43}{339} \right) = 1794 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 706 \cdot 1794 \left(339 - \frac{30}{2} \right) = 410,4 \text{ kNm}$$

$$M_r = \phi M_n = 1,0 \cdot 410,4 = 410,4 \text{ kNm} > M_u = 277,7 \text{ kNm}$$

Brottmomentkapaciteten är tillräcklig.

Brottmomentkapaciteten i de övriga snitten beräknas på samma sätt och resultaten redovisas i Tabell 4.10.

Tabell 4.10 Brottmomentkapacitet

	M_r (kNm/m)	M_{BROTTI} (kNm/m)
Stöd konsol	375,3	294,8
Stöd farbana	370,7	337,6
Fältmitt	410,4	277,7

4.9.1.2 Minimi armering

I varje snitt av en konstruktion som är utsatt för böjande moment skall mängden dragen spännarmering och slakarmering vara tillräcklig så att böjmomentkapaciteten åtminstone uppgår till det minsta av

- 1,2 gånger sprickhållfastheten beräknad för elastisk spänningsfördelning
- 1,33 gånger det faktoriserade momentet som krävs enligt brottgränslastkombinationen

$$f_r = 0,63 \sqrt{f'_c} = 0,63 \sqrt{50} = 4,45 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} = \frac{4,45 \cdot 0,0053}{0,2} = 0,118 \text{ MNm}$$

Som synes i Tabell 4.11 är sprickmomentkravet uppfyllt.

Tabell 4.11 Kontroll av minimiarmeringskrav

	M_r (MPa)	1,33 M_u (kNm)	1,2 M_{cr} (kNm)
Stöd konsol	375,3	392,1	141,6
Stöd farbana	370,7	449,0	141,6
Fältmitt	410,4	369,3	141,6

4.9.1.3 Krymp och temperaturspännings armering

Krav på krymp och temperaturspänningsarmering behandlas i AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] 5.10.8. Armering för krymp och temperaturspänningar skall finnas för betongytor som utsätts för dagliga temperaturändringar och för massiva betongkonstruktioner. För konstruktioner tunnare än 1,2 m kan temperatur och krymp armeringen utgöras av stänger, spännarmering eller nät. För stänger eller nät skall arean i varje riktning inte understiga

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y}$$

Armeringen skall vara jämnt fördelad på båda sidor, dock kan den placeras i ett lager om tjockleken understiger 150 mm. Armeringen skall placeras med ett avstånd på maximalt 3 t eller 450 mm.

Om armeringen utgörs av spännarmering skall den ge en minsta medeltryckspänning över tvärsnittet i betraktad riktning på minst 0,75 MPa efter förluster. Centrumavståndet skall inte överstiga 1,8 m eller minsta avståndet som krävs för spännkablar, se 4.9.1.5. En kontroll av hur stor spänningen i betongen blir av spännkraften i farbanans ovkant i fältmitt visar att det blir dragspänningar. Spännarmeringen kan alltså inte fungera som krymp och temperatur armering utan farbanan måste kompletteras med slakarmering.

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y} = 0,75 \frac{1000 \cdot 400}{413} = 726 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Denna armeringsmängd fördelas jämnt på båda sidor vilket ger ett c/c avstånd på 340 mm.

4.9.1.4 Största armeringsmängd

Mängden slak och spännarmering skall enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] 5.7.3.3.1 inte vara större än att följande villkor är uppfyllt

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$
$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

c = avstånd från tryckt kant till neutrala lagret

d_e = effektiv höjd från tryckt kant till centrum av dragkraften i dragarmeringen

Om detta villkor inte är uppfyllt är tvärsnittet överarmerat. Överarmerade tvärsnitt får användas i förspända konstruktioner men bara om det kan bevisas att tillräcklig seghet kan uppnås i konstruktionen. För slakarmerade tvärsnitt godtas inte att tvärsnittet överarmeras. Den nominella bärförmågan för överarmerade rektangulära tvärsnitt beräknas som

$$M_n = (0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) f'_c b d_e^2$$

Farligaste snittet med hänsyn till risken för överarmering är där den effektiva höjden är minst vilket den är i snittet stöd farbana och därför kontrolleras detta snitt.

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = \frac{706 \cdot 1789 \cdot 308 + 372 \cdot 413 \cdot 344}{706 \cdot 1789 + 372 \cdot 413} = 312 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{42}{312} = 0,13 \leq 0,42 \quad \Rightarrow \quad \text{Tvärsnittet är inte överarmerat}$$

4.9.1.5 Avstånd mellan armeringsjärn och kablar

För platsgjuten betong skall avståndet mellan armeringsjärn i ett lager inte vara mindre än

- 1,5 \emptyset
- 1,5 gånger största stenstorlek
- 38 mm

Avståndet mellan armeringsjärn i plattor och väggar skall inte överstiga 1,5 h eller 450 mm. Efterspända kablar i plattor skall inte ha större centrumavstånd än 4 h. Det fria avståndet mellan krökta kabelrör skall inte vara mindre 38 mm eller 1,33 gånger största stenstorlek.

4.9.2 Tvärkrafter

Den faktoriserade tvärkraftskapaciteten V_r beräknas som

$$V_r = \phi V_n$$

4.9.2.1 Tvärkraft längs stöd

Eftersom det inte finns någon metod för beräkning av tvärkrafter av koncentrerade laster vid upplag i AASHTO beräknas tvärkraften med FEM. Detta är ingen metod som beskrivs i normen utan den används eftersom det inte finns någon annan.

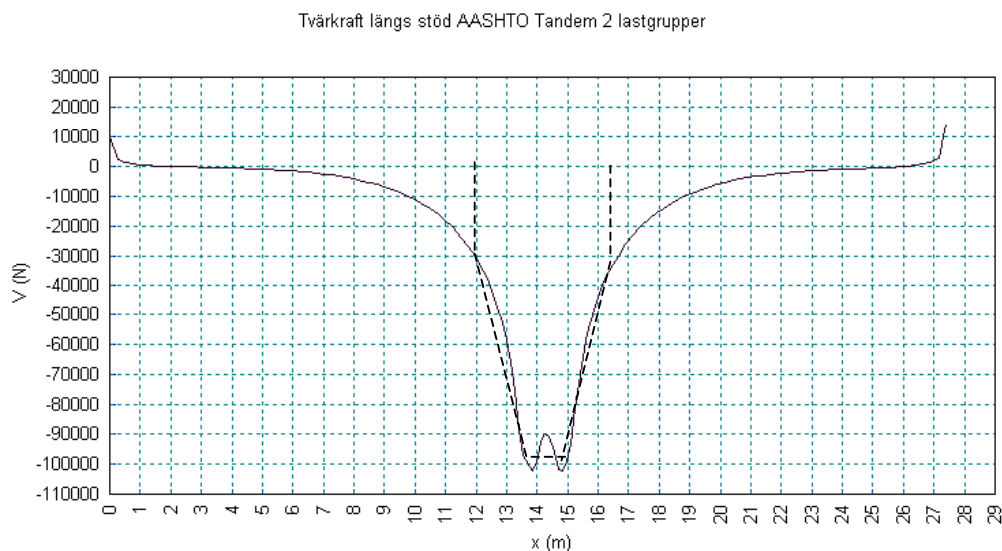
Tvärkraftsfördelningsbredden vid stödet beräknas med en approximativ metod enligt AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] 4.6.2.1 där en ekvivalent plattbredd beräknas. Tvärkraften från LUSAS beräkningen fördelas sedan över denna bredd.

Strimlebredden beräknas som

$$w = 1220 + 0,25S = 1220 + 0,25 \cdot 12700 = 4395 \text{ mm}$$

där S är spannlängden, i detta fall avståndet mellan lådväggarna.

Den dimensionerande tvärkraften kommer från det tvåaxliga fordonet med två lastgrupper. Axellasten har placerats så långt från stödet att hela lastspridningsytan ryms på samma sida om stödet. Dimensionerande tvärkraft från axellasterna blir 73,5 kN/m, se Figur 4.7.



Figur 4.7 Tvärkraftsfördelning längs lådvägg

Tvärkraften vid stödet i lastkombination brottgräns I blir enligt Tabell 4.12.

Tabell 4.12 Tvärkraft vid stöd i lastkombination brottgräns I

	Y	V	ηYV
Egentyngd	1,25	59,8	74,8
Trafik utbredd	1,75	9,8	17,2
Trafik punkt	1,75	73,5	128,6
Totalt			220,6

Tillhörande faktoriserade moment M_u och normalkraft N_u blir

$$N_u = -83,2 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 329,2 \text{ kNm/m}$$

4.9.2.2 Tvärkraftskapacitet vid stöd

Den nominella tvärkraftskapaciteten bestäms som det minsta av följande två värden

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p$$

Den övre gränsen för den nominella tvärkraftskapaciteten, det andra uttrycket för V_n gäller för att undvika krossbrott i betongen innan flytning i tvärkraftsarmeringen uppnås.

Betongens tvärkraftskapacitet beräknas som

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Skjuvarmeringens tvärkraftskapacitet beräknas som

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

V_p = effektiva förspänningskraftens komponent i samma riktning som tvärkraften, positiv om den motverkar tvärkraften

β = faktor som beaktar diagonalt sprucken betongs förmåga att överföra dragspänningar

θ = diagonala tryckspänningens lutning

α = tvärkraftsarmeringens vinkel mot längdaxeln

d_v = inre hävarm, behöver inte sättas lägre än det största av $0,9 d_e$ och $0,72 h$

Värden på faktorerna β och θ hämtas ur AASHTO LRDF Bridge Design Specifications [10] Tabell 5.8.3.4.2-1 och Figur 5.8.3.4.2-1 för tvärsnitt med tvärkraftsarmering och ur Tabell 5.8.3.4.2-2 och Figur 5.8.3.4.2-2 för tvärsnitt utan tvärkraftsarmering. För att kunna använda dessa tabeller behöver man beräkna töjningen i armeringen på den dragna sidan och den ges av följande uttryck

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot \theta - A_{ps}f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

om ϵ_x är negativ skall den multipliceras med en faktor F_ϵ

$$F_\epsilon = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_p}$$

Dessutom behöver man skjuvspänningen i betongen som beräknas med följande uttryck

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

och en sprickavståndsparameter s_x som bestäms som det minsta av d_v eller avståndet mellan lager med längsgående sprickkontrollarmering.

- V_u = faktoriserad tvärkraft
- N_u = faktoriserad normalkraft, dragkraft positiv
- M_u = faktoriserat moment
- f_{p0} = spänning i spännarmering då spänningen i betongen är 0
- A_{ps} = spännarmeringsarea på böjdragen sida

Eftersom ϵ_x beror av θ och värdet på θ i [10] Tabell 5.8.3.4.2-2 kräver att ϵ_x är känd krävs en iterativ lösningsprocess.

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = \frac{706 \cdot 1789 \cdot 308 + 372 \cdot 413 \cdot 344}{706 \cdot 1789 + 372 \cdot 413} = 312 \text{ mm}$$

$$0,9d_e = 0,9 \cdot 312 = 281 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_v = 288 \text{ mm}$$

$$0,72h = 0,72 \cdot 400 = 288 \text{ mm}$$

Den iterativa lösningsprocessen görs med följande värden

$$f_{pc} = \frac{n \cdot P_{pe}}{A_c} = \frac{1,176 \cdot 0,753}{0,4} = 2,2 \text{ MPa}$$

$$f_{p0} = f_{pe} + \frac{f_{pc} E_p}{E_c} = 1256 + \frac{2,2 \cdot 195}{35,7} = 1268 \text{ MPa}$$

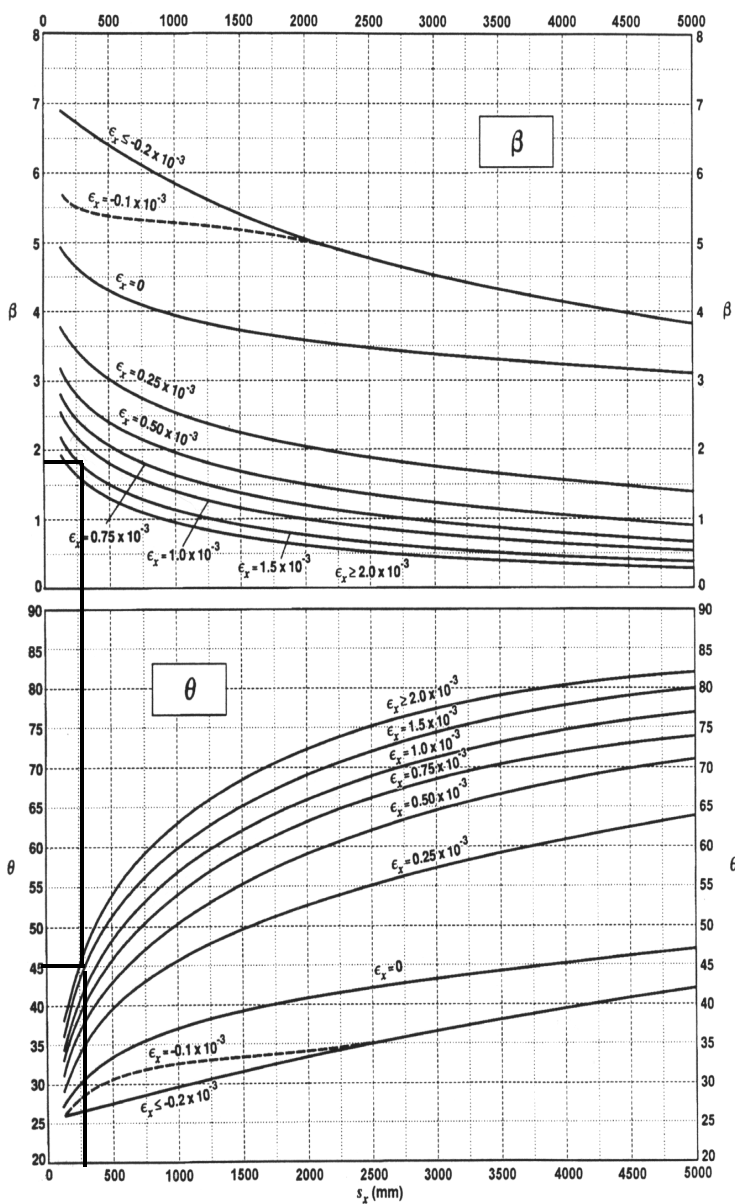
$$s_x = 288 \text{ mm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot\theta - A_{ps}f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$= \frac{\frac{329,2 \cdot 10^6}{288} - 0,5 \cdot 83,2 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 220,6 \cdot 10^3 \cot 45 - 706 \cdot 1268}{200 \cdot 10^3 \cdot 372 + 195 \cdot 10^3 \cdot 706} = 1,5 \cdot 10^{-3}$$

Figur 5.8.3.4.2-2 ger då $\theta=45^\circ$ och $\beta=1,8$ se Figur 4.8.



Figur 4.8 Värden på θ och β för tvärsnitt utan tvärkraftsarmering

$$V_c = 0,083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v = 0,083 \cdot 1,8\sqrt{50} \cdot 1000 \cdot 288 = 304,2 \text{ kN}$$

$$V_p = P_{pt} \sin \alpha = 753,4 \sin 4,54 = 59,5 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 304,2 + 59,5 = 363,7 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,25f'_c b_v d_v + V_p = 0,25 \cdot 50 \cdot 1000 \cdot 288 + 59500 = 3660 \text{ kN}$$

$$V_r = \varphi V_n = 0,9 \cdot 363,7 = 327,3 \text{ kNm} > V_u = 220,6 \text{ kNm}$$

Tvärkraftskapaciteten är tillräcklig.

För tvärsnitt som inte är vridbelastade skall arean av den längsgående armeringen vara tillräcklig för att följande villkor skall vara uppfyllt.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \varphi} + \frac{0,5N_u}{\varphi} + \left(\frac{V_u}{\varphi} - 0,5V_s - V_p \right) \cot \theta$$

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 372 \cdot 413 + 706 \cdot 1789 = 1417 \text{ kN}$$

$$\frac{M_u}{d_v \varphi} + \frac{0,5N_u}{\varphi} + \left(\frac{V_u}{\varphi} - 0,5V_s - V_p \right) \cot \theta =$$

$$\frac{329,2 \cdot 10^6}{288 \cdot 0,9} - \frac{0,5 \cdot 83,2 \cdot 10^3}{0,9} + \left(\frac{220,6 \cdot 10^3}{0,9} - 59,5 \cdot 10^3 \right) \cot 45 = 1410 \text{ kN}$$

Villkoret är uppfyllt och mängden längsgående armering är därmed tillräcklig.

4.9.3 Genomstansning

För plattor skall det kritiska snittet vid beräkning av genomstansningskapacitet vara vinkelrätt mot plattans plan och den kritiska omkretsen b_0 skall vara så nära den koncentrerade lastens yta som möjligt men inte närmare än $0,5 d$, d är i detta fall tvärsnittshöjden. Den nominella genomstansningskapaciteten för tvärsnitt utan tvärkraftsarmering fås som

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d_v$$

- β_c = kvoten mellan längsta och kortaste sida på lastfördelningsytan
 b_0 = kritiska snittets omkrets
 d_v = inre hävarm d.v.s. det vinkelräta avståndet mellan drag och tryckkrafterna vid böjning, d_v behöver inte sättas mindre än det största av $0,9 d_e$ och $0,72 h$

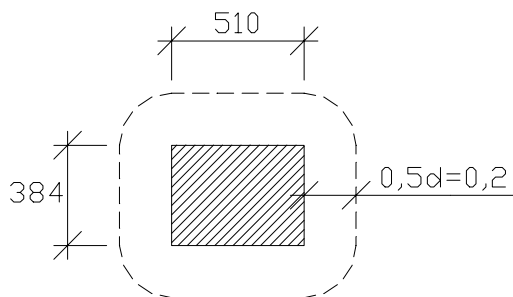
Både det tvåaxliga och det treaxliga fordonet kontrolleras eftersom det treaxliga är tyngre än det tvåaxliga men har större lastspridningsyta.

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = \frac{706 \cdot 1789 \cdot 308 + 372 \cdot 413 \cdot 344}{706 \cdot 1789 + 372 \cdot 413} = 312 \text{ mm}$$

$$0,9 d_e = 0,9 \cdot 312 = 281 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_v = 288 \text{ mm}$$

$$0,72 h = 0,72 \cdot 400 = 288 \text{ mm}$$

Treaxligt fordon



Figur 4.9 Kritisk area för treaxligt fordon

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d_v = \left(0,17 + \frac{0,33}{1,33} \right) \sqrt{50} \cdot 3,04 \cdot 0,288 = 2588 \text{ kN}$$

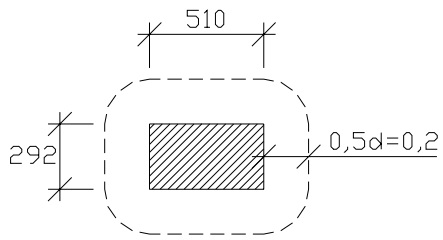
$$0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d_v = 0,33 \sqrt{50} \cdot 3,04 \cdot 0,288 = 2043 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi V_n = 0,9 \cdot 2043 = 1839 \text{ kN}$$

$$V_u = 96,4 \cdot 1,75 = 168,7 \text{ kN}$$

Genomstansningskapaciteten är tillräcklig.

Tvåaxligt fordon



Figur 4.10 Kritisk area för tvåaxligt fordon

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d_v = \left(0,17 + \frac{0,33}{1,75} \right) \sqrt{50} \cdot 2,86 \cdot 0,288 = 2088 \text{ kN}$$

$$0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d_v = 0,33 \sqrt{50} \cdot 2,86 \cdot 0,288 = 1922 \text{ kN}$$

$$V_r = \varphi V_n = 0,9 \cdot 1922 = 1730 \text{ kN}$$

$$V_u = 73,2 \cdot 1,75 = 128,1 \text{ kN}$$

Genomstansningskapaciteten är tillräcklig.

5 Slutsatser

5.1 Allmänt

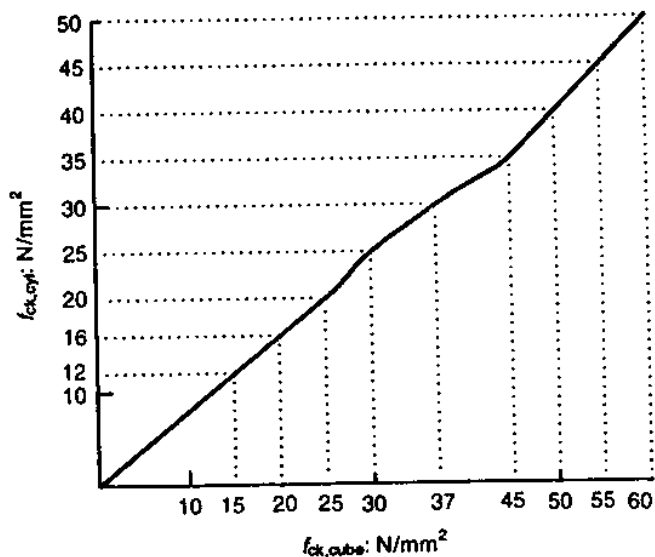
Att göra direkta jämförelser mellan resultaten av dimensioneringen enligt de olika normerna blir inte relevant eftersom mängden spännarmering är olika. Detta gör att man inte kan jämföra resultaten av dimensioneringen i brottgränstillståndet.

Det är också svårt att avgöra hur mycket olika faktorer påverkar mängden spännarmering eftersom de olika faktorerna oftast är beroende av varandra.

Några skillnader som har framkommit vid dimensioneringen enligt de olika normerna redovisas i nedanstående kapitel. Dessa slutsatser gäller för just denna konstruktion d.v.s. en farbana som är förspänd i tvärlängd. För andra konstruktioner kan resultaten komma att bli annorlunda.

5.2 Materialdata för betong

En viktig faktor som man måste ta hänsyn till när man använder olika normer är hur betongens hållfasthet definieras. I den svenska normen används kubhållfastheten d.v.s. hållfastheten har provats på en kub med sidan 15 cm som först lagras i vatten under 5 dygn och därefter 23 dygn i luft. I Eurocode och AASHTO används cylinderhållfastheten som fås genom provning av cylindrar med diametern 15 cm och längden 30 cm som testats efter 28 dygns lagring i vatten. Betongens hållfasthet motsvarar 5 % fraktilen d.v.s. det värde som underskrids i 5 % av fallen vid hållfasthetstest. Sambandet mellan cylinderhållfasthet och kubhållfasthet för olika betongkvaliteter visas i Figur 5.1.



Figur 5.1 Samband mellan kub och cylinderhållfasthet [8]

I BRO 94 definieras betongens draghållfasthet som 5 % fraktilen medan Eurocode använder medelvärde. Värdet på draghållfastheten i AASHTO bestäms som funktion av värdet på tryckhållfastheten. I detta fall blir värdet på draghållfastheten enligt AASHTO ganska nära värdet enligt Eurocode. Detta har betydelse vid kontroll om betongen är sprucken eller osprucken. En konstruktion som dimensioneras enligt BRO 94 kommer att anses osprucken vid en lägre spänningsnivå än en konstruktion som är dimensionerad enligt Eurocode. I AASHTO skiljer man på draghållfasthet och böjdraghållfasthet men i normala fall är skillnaden mellan draghållfastheten och böjdraghållfastheten liten. Värden på materialdata för betong visas i Tabell 5.1. För AASHTO är det böjdraghållfastheten som är angiven.

Tabell 5.1 Materialdata för betong

		f_{cc} (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
BRO 94	Kubhållfasthet	42,5	2,5	36
Eurocode	Cylinderhållfasthet	50	4,1	37
AASHTO	Cylinderhållfasthet	50	4,38	35,7

5.3 Laster

5.3.1 Egentyngd

AASHTO och Eurocode har höga koefficienter på egentyngden i brottgränsstadiet 1,25 respektive 1,35 jämfört med 1,05 i BRO 94. Detta kan påverka resultatet speciellt för betongkonstruktioner eftersom de oftast är tyngre än t.ex. stålkonstruktioner.

5.3.2 Trafiklaster

Både trafiklasternas utseende och antalet belastade lastfält skiljer sig åt i de tre normerna. I BRO 94 belastas högst två och i Eurocode högst tre lastfält med axellaster. I AASHTO finns ingen begränsning av antalet lastfält som belastas men lastens storlek minskar genom lastfältsfaktorer när antalet belastade lastfält ökar. Detta innebär att det inte är säkert att man får större lasteffekt om fler lastfält belastas. I BRO 94 och AASHTO belastas bara lastfälten med utbredd last medan man i Eurocode även belastar den del av farbanan som inte upptas av något lastfält om det ger ogynnsam inverkan.

Momenten från axellasterna i de olika normerna dels med och dels utan lastkoefficienten i brottgränsstadiet redovisas i Tabell 5.2. För momenten enligt AASHTO är dynamiskt tillskott och lastfältsfaktor inkluderade. Lastkoefficienterna för trafiklasterna i brottgränstillståndet är

BRO 94	1,5
Eurocode	1,35
AASHTO	1,75

Tabell 5.2 Moment av axellaster

Norm	Utan lastkoefficienter			Med lastkoefficient i brottgränsstadiet		
	Stöd konsol M (kNm/m)	Stöd farbana M (kNm/m)	Fältmitt M (kNm/m)	Stöd konsol M (kNm/m)	Stöd farbana M (kNm/m)	Fältmitt M (kNm/m)
BRO 94	-165	-116	144	-247	-174	215
Eurocode	-191	-136	151	-258	-184	204
AASHTO	-114	-94	81	-200	-164	142

Ur tabellen framgår att momenten enligt Eurocode blir störst och att momenten enligt AASHTO blir minst. Denna skillnad utjämnas delvis av lastkoefficienterna vid lastkombinering i brottgränsstadiet. För att hitta orsaken till varför momenten skiljer sig åt jämförs tyngden hos de olika normernas fordon. Detta görs i Tabell 5.3.

Tabell 5.3 Axellasternas tyngd

Norm	Fordon	Axel	Axeltyngd (kN)	Totaltyngd (kN)
BRO 94	Ekv 1	1	250	750
		2	170	510
Eurocode	Lastmodell 1	1	300	600
		2	200	400
		3	100	200
AASHTO	Tre axligt	1	231	519
		2	193	432
		3	164	367
	Två axligt	1	176	351
		2	146	293
		3	124	249

Momenten från axellasterna beror inte bara på fordonens tyngd utan även axelavstånden har betydelse. För att studera vilken inverkan axelavstånden har jämförs momenten i fältmitt och vid stödet från ett fordon med Pucher diagram från [14], se Bilaga 7. För att hitta orsaken till skillnaderna måste man veta vilket av AASHTO fordonen som är dimensionerande i de olika snitten. I detta fall är det två axliga fordonet dimensionerande vid stöd och det treaxliga i fältmitt. Orsaken till detta ser man om man jämför Pucher diagrammen för stödmomentet av de båda fordonen. För det treaxliga fordonet kommer momentet bara att få bidrag från en axel medan för det tvåaxliga kommer båda axlarna bidra till momentet. Att Eurocode fordonet ger störst stödmoment beror alltså på att detta fordon är tyngre än AASHTO s tvåaxliga och de två främre axlarna av ekvivalentlast 1 i BRO 94.

Att AASHTOs treaxliga fordon ger mindre fältmoment än Eurocodes tvåaxliga trots att totalvikten inte skiljer så mycket beror på att den större delen av momentet kommer från en axel medan Eurocodes tvåaxliga fordon får ett större bidrag från den andra axellasten.

5.3.3 Spridning

Axellasterna i Eurocode och AASHTO skall spridas 1:1 på halva farbanetjockleken enligt Figur 3.4, medan man enligt BRO 94 inte brukar göra detta. För att undersöka hur stor inverkan detta har görs en beräkning av största fältmoment enligt BRO 94 lasterna dels utan spridning i farbanan och dels med spridning 1:1 på halva farbanetjockleken. Jämförelsen görs enbart för axellasterna.

Utan spridning $M=143,0$ kNm/m
Med spridning $M=135,0$ kNm/m

Fältmomentet blir alltså i just detta fall ungefär 6 % lägre om man sprider lasten än om man inte gör det. I de flesta fall blir skillnaden mindre än så eftersom trafiklasterna kombineras med andra utbredda laster.

5.3.4 Lastkombinationer

Lastkombineringen fungerar på i princip samma sätt i de tre normerna även om lastkoefficienterna och vilka laster som ingår i de olika lastkombinationerna varierar något. En skillnad är kombinationerna i brottgränsstadiet. I BRO 94 skall bara 4 variabla laster räknas med och en av dessa laster är huvudlast med ett högre värde på lastkoefficienten. I de andra två normerna finns ingen begränsning av hur många variabla laster som skall räknas med och principen med en huvudlast med ett högre värde på lastkoefficienten används inte.

5.4 Miljöklasser och täckskikt

BRO 94 och Eurocode delar in konstruktioner i miljöklasser som används för att bestämma krav på minsta täckskikt. I BRO 94 tillämpas olika miljöklasser för armering och betong medan Eurocode har en miljöklass som gäller för hela konstruktionen.

I AASHTO indelas miljön i måttliga och stränga korrosionsvillkor och denna indelning används bland annat till att bestämma hur stora dragspänningar som tillåts i betongen efter spännkraftförluster. Vid bestämning av täckskikt i AASHTO används inte miljöklasser utan täckskiktet fås direkt ur en tabell för olika konstruktionstyper och olika miljöer. De olika kraven på minsta täckskikt sammanställs i Tabell 5.4.

Tabell 5.4 Krav på minsta täckskikt

Norm	Armeringstyp		Minsta täckskikt (mm)
BRO 94	Spännarmering	ÖK	55
		UK	45
	Slakarmering		35
Eurocode	Spännarmering	ÖK	80
		UK	50
	Slakarmering		40
AASHTO	Spännarmering	ÖK	50
		UK	25
	Slakarmering	ÖK	50
		UK	25

Vid dimensioneringen har hänsyn även tagits till att både slak och spännarmeringen skall få plats och vid dimensioneringen enligt Eurocode att största kabelexcentriciteten inte kan utnyttjas med hänsyn till dragspänningarna i betongen i byggskedet. Detta har i vissa fall lett till att andra täcksikt än de i Tabell 5.4 har valts.

En skillnad mellan normerna är att täcksikten i AASHTO är samma för slak och spännarmeringen. Anledningen till att täcksiktet i ovankant för spännarmeringen i Eurocode är högre än i de andra normerna är att man gör ett tillägg på 30 mm för kablar under ytor som är utsatta för tösalter.

Täckskiktskraven bestämmer kabellinjens utformning. Ett mindre täcksikt gör att en större kabelexcentricitet kan utnyttjas vilket är gynnsamt vid begränsning av dragspänningar i bruksgränsskedet men ogynnsamt i byggskedet. I BRO 94 och AASHTO är det endast kravet i bruksgränstillståndet som blir dimensionerande för mängden spännarmering alltså är det gynnsamt med stor kabelexcentricitet. I detta fall blir kabellinjen enligt BRO 94 gynnsammast eftersom excentriciteten i det dimensionerande snittet d.v.s. stöd farbana blir störst. I Eurocode är både kraven i byggskedet och i bruksgränsskadiet avgörande för mängden spännarmering. Eftersom inte den maximala excentriciteten kan utnyttjas avgör inte täckskiktskravet kabellinjen.

5.5 Spännkraft

5.5.1 Spänningar i kablarna före och efter eftersläppning

Den största tillåtna spänningen i kablarna före och efter eftersläppning enligt de tre normerna visas i Tabell 5.5.

Tabell 5.5 Största spänning i kablarna före och efter eftersläppning

	$\sigma_{\text{före}}$ (MPa)	σ_{efter} (MPa)
BRO 94	1386	1302
Eurocode	1422	1302
AASHTO	1507	1376

För AASHTO begränsas dessutom spänningen i förankringsändan till 1302 MPa, någon sådan begränsning finns inte i de andra normerna. Som framgår av tabellen skiljer det en del mellan tillåtna spänningar innan låsning. I AASHTO tillåts större spänningar än i BRO 94 och Eurocode både före och efter låsning.

Vid relativt kort kabellängd som detta fall ca 20 m är det inte säkert att man kan utnyttja hela den spänning som tillåts i uppspänningsskedet enligt AASHTO eftersom spänningen i kabeln då blir större än den tillåtna efter eftersläppning längs hela kabellängden. Detta innebär att det krävs en stor eftersläppning för att inte största tillåtna spänning efter eftersläppning skall överskridas. En så pass stor eftersläppning innebär att spännkraften blir mindre än vad den blir om man spänner upp med en något mindre spännkraft. Detta inträffade vid dimensioneringen enligt AASHTO.

5.5.2 Tidsberoende förluster

Resultatet av beräkningen av de tidsberoende förlusterna finns i Tabell 5.6. Dessa värden är de som gäller i fältmitt.

Tabell 5.6 Tidsberoende förluster

Norm	Krympning			Krypning			Relaxation			Totalt	
	ε (‰)	$\Delta\sigma$ (MPa)	η (%)	ψ	$\Delta\sigma$ (MPa)	η (%)	χ (%)	$\Delta\sigma$ (MPa)	η (%)	$\Delta\sigma$ (MPa)	η (%)
BRO 94	0,25	48,8	3,8	2,0	54,9	4,2	5,5	66,3	5,1	170,0	13,1
Eurocode	0,315	-	-	2,2	-	-	6	-	-	192,8	14,7
AASHTO	-	29,0	2,1	-	45,8	3,3	-	36,9	2,7	111,7	8,2

Spännkraftförlusterna i Eurocode blir något högre än i BRO 94. Detta beror på att värdena på krymptöjningen, kryptalet och relaxationen är något högre. Värdena på krymptöjningen och kryptalet i Eurocode beror av förhållandet mellan tvärsnittets area och omkrets medan värdena i BRO 94 är oberoende av tvärsnittets form. Kryptalets värde i Eurocode beror även på betongens ålder vid belastning. Under normala omständigheter blir inte skillnaden så stor mellan värdena på krymptöjning och kryptal enligt BRO 94 och Eurocode.

De tidsberoende förlusterna i AASHTO blir betydligt lägre än enligt BRO 94 och Eurocode, framförallt är det relaxationsförlusterna som blir mindre.

Spännkraftens värde i de kontrollerade snitten för de tre normerna redovisas i Tabell 5.7. Värdena i tabellen är spännkraftens medelvärde i respektive snitt.

Tabell 5.7 Spännkrafter före och efter förluster

Snitt	$P_{e(x)}$ (kN)			P_{eff} (kN)		
	BRO 94	Eurocode	AASHTO	BRO 94	Eurocode	AASHTO
Stöd konsol	742,9	783,1	793,9	652,8	674,6	728,2
Stöd farbana	759,1	788,2	809,4	665,7	684,1	753,4
Fältmitt	774,1	783,1	813,0	672,3	672,5	746,0

Av Tabell 5.7 framgår att AASHTO ger störst spännkraft både före och efter förluster. Detta beror dels på att man tillåter större spänning innan förluster och att de tidsberoende förlusterna blir mindre. Den större spännkraften är en av anledningarna till att mängden spännarmering blir mindre vid dimensionering enligt AASHTO.

En stor spännkraft är inte alltid gynnsam. Om spännkraften i uppspanningsskedet blir för stor kan det ge för stora dragspänningar innan förluster. Detta var orsaken till att farbanan behövde votas vid stödet vid dimensioneringen enligt Eurocode.

5.6 Bruksgränsstadiet

Kraven i bruksgränsstadiet blir dimensionerande för hur mycket spännarmering som behövs. De avgörande faktorerna är storleken på momentet av yttre laster, kravet på spänningsbegränsning, storleken på spännkraften och storleken på förspänningsmomentet. Spännkraften och förspänningsmomentet beror i sin tur av spänningen i kabeln före och efter eftersläppning, de tidsberoende förlusternas storlek och spännkraftexcentriciteten. Centrumavstånden för spännarmeringen enligt de olika normerna blir

BRO 94	570 mm
Eurocode	490 mm
AASHTO	850 mm

Vid dimensioneringen enligt Eurocode krävdes dessutom att farbanan votades för att klara kraven, dock valdes kravet på sprickbegränsning ganska hårt. Om man hade valt att inte tillåta dragspänningar i bruksgränsstadiet efter förluster men tillåtit dragspänningar i byggskedet hade man klarat kraven utan vot med ett centrumavstånd på 440 mm. Dragspänningen i undersidan av farbanan vid stöd konsol hade då blivit 1,1 MPa.

I samtliga fall är det dragspänningen i ovankanten av stödet vid farbanan i bruksgränsstadiet efter förluster som blir dimensionerande. Eurocode dimensioneringen ger störst moment av yttre last och har hårdast krav på begränsning av dragspänningar och får följaktligen mest spännarmering medan AASHTO som ger minst moment av yttre last får minst spännarmering.

En sammanställning över vilka krav på begränsning av spänningar och sprickor som gäller i bruksgränstillståndet och vilka lastkombinationer som används finns i Tabell 5.8-Tabell 5.11.

Tabell 5.8 Krav på begränsning av dragspänningar i byggskedet innan förluster

	Krav	Värde	Lastkombination
BRO 94	$f_{ct}/2$	1,25	LK I
AASHTO	$0,58\sqrt{f_c}$	2,8	-
Eurocode	0	0	Frekvent

Tabell 5.9 Krav på begränsning av tryckspänningar innan förluster

	Krav	Värde	Lastkombination
BRO 94	$\min 0,6f_{ck}$ $0,8 f_{cca}$	23,8	LK I
AASHTO	$0,6f_{ci}$	13,8	-
Eurocode	$0,45f_{ck}$	22,5	Frekvent

Tabell 5.10 Krav på begränsning av dragspänningar i bruksgränsstadiet efter förluster

	Krav	Värde	Lastkombination
BRO 94	0	0	LK V:B
	Osprucken	1,67	LK V:A
AASHTO	$0,25\sqrt{f'_c}$	1,8	Bruksgräns III
Eurocode	0	0	Frekvent

Tabell 5.11 Krav på begränsning av tryckspänningar i bruksgränsstadiet efter förluster

	Krav	Värde	Lastkombination
BRO 94	$\min 0,6f_{ck}$	25,5	LK V:A
	$0,8 f_{cca}$		
AASHTO	$0,45f'_c$	22,5	Bruksgräns I
Eurocode	$0,6f_{ck}$	30,0	Infrekvent

Kraven på begränsning av dragspänningar i Eurocode är inte ett generellt krav utan det har valts för just detta fall. I andra fall kan andra krav tillämpas. Kraven i BRO 94 och AASHTO är generella och skall tillämpas för alla konstruktioner.

I BRO 94 skall dragspänningarna kontrolleras i ett område med diametern 200 mm centriskt placerat runt spännkabeln medan kraven i de andra normerna gäller i hela tvärsnittet. Vid kontroll av dragspänningen efter förluster påverkar inte denna skillnad resultatet eftersom att i det dimensionerande snittet, stöd farbana, hamnar farbanans ovkant där de största dragspänningarna uppkommer inom detta område. Vid kontroll av dragspänningarna i byggskedet kommer detta däremot att inverka på resultatet. Denna kontroll i byggskedet vid konsolstöd enligt BRO 94 görs 173 mm under farbanans ovansida medan för de andra normerna görs kontrollen i farbanans underkant. För BRO 94 blir spänningen i nivå med spännarmeringen $-3,9$ MPa och i mest dragen kant d.v.s. farbanans undersida $1,4$ MPa. Eftersom kravet är att spänningen inte får överstiga $1,25$ MPa hade inte detta varit uppfyllt om kravet gällt i hela tvärsnittet.

I BRO 94 skall spänningarna kontrolleras dels i byggskedet och dels efter att förlusterna nått sina slutvärden men även spänningarna efter kort tid då en del av de tidsberoende förlusterna uppnåtts skall kontrolleras. I Eurocode och AASHTO kontrolleras spänningarna bara i byggskedet och efter förluster. I detta fall är det för samtliga normer spänningen efter att förlusterna nått slutvärdena som är dimensionerande.

5.7 Brottgränsstadiet

Kontrollerna i brottgränsstadiet påverkar inte mängden spännarmering utan har endast betydelse för mängden slak och tvärkraftsarmering.

5.7.1 Moment

I BRO 94 och Eurocode används dimensionerande värden på materialegenskaperna i brottgränstillståndet medan AASHTO använder de karakteristiska värdena. Betongens tryckhållfasthet i brottgränsdimensioneringen blir

BRO 94	23,6 MPa	Kubhållfasthet
Eurocode	33,3 MPa	Cylinderhållfasthet
AASHTO	50,0 MPa	Cylinderhållfasthet

I AASHTO blir betongens hållfasthet större än i de övriga två normerna vilket ger högre brottmomentkapacitet.

En skillnad vid beräkning av brottmomentkapaciteten är att vid dimensionering enligt AASHTO fås betydligt högre spänning i spännarmeringen vid brott än vad som fås i de andra två normerna. Spänningen i spännarmeringen vid brott i AASHTO är ungefär 1700-1760 MPa medan den är ca 1250 MPa i BRO 94 och 1500 MPa i Eurocode. BRO 94 tillåter inte så höga spänningar eftersom töjningen i spännarmeringen begränsas till $\epsilon_g - 1$ %. I detta fall blir denna töjningsbegränsning 2,5 % vilket motsvarar en spänning på 1321 MPa, se spännarmeringens arbetskurva Figur 2.7.

Metoderna att beräkna brottmomentkapaciteten i BRO 94 och Eurocode skiljer sig inte åt speciellt mycket. Den stora skillnaden ligger i hur man beaktar spännarmeringens arbetskurva. En töjning på 1,5 % ger t.ex. spänningen 1230 MPa med BRO 94 s arbetskurva och 1500 MPa med kurvan enligt Eurocode. En större spänning i spännarmeringen kommer att ge större brottmomentkapacitet.

I alla normerna tillämpas en rektangulär spänningsfördelning men spänningens storlek och den approximerade tryckzonshöjden varierar något. I AASHTO beror tryckzonshöjden av betongens hållfasthet.

Att göra en direkt jämförelse mellan brottmomentkapaciteterna som räknats fram enligt de olika normerna blir inte riktigt relevant eftersom mängden spännarmering är olika, men om man beaktar att betongens tryckhållfasthet är högre och att spänningen i spännarmeringen blir större kan det konstateras att för en och samma konstruktion skulle brottmomentkapaciteten enligt AASHTO förmodligen bli större än enligt de övriga normerna.

5.7.2 Tvärkraft

Varken Eurocode eller AASHTO innehåller någon metod för att beräkna tvärkraftsfördelningen för koncentrerade laster nära upplag. Metoden som beskrivs i BBK 94 och användes vid dimensioneringen enligt BRO 94 och Eurocode är en förenklad metod och ger därför ett större värde på tvärkraften än vid dimensioneringen enligt AASHTO där tvärkraften beräknades med hjälp av FEM.

Metoden för att beräkna betongens tvärkraftskapacitet utan tvärkraftsarmering är densamma i BRO 94 och Eurocode medan AASHTO använder en annorlunda metod. I BRO 94 och Eurocode fås tvärkraftskapaciteten genom bidrag från betongen, inverkan av spännkraft och inverkan av variabel effektiv höjd.

Betongens tvärkraftskapacitet beräknas genom en formell skjuvhållfasthet f_v som har bestämts genom försök. Den formella skjuvhållfastheten definieras som tvärkraftskapaciteten som erhålls vid försök dividerat med tvärsnittets bredd och effektiva höjd. Försöksresultaten visar att den formella skjuvhållfastheten är proportionell mot betongens draghållfasthet. Andra faktorer som inverkar på den formella skjuvhållfastheten är andelen längsarmering och den effektiva höjden.

Vid dimensioneringen fås i stort sett samma tvärkraftskapacitet vid dimensionering enligt BRO 94 och Eurocode trots att farbanan som dimensionerats enligt Eurocode har större effektiv höjd och högre andel spännarmering. De olika bidragen till tvärkraftskapaciteten för de båda normerna redovisas i Tabell 5.12.

Tabell 5.12 Bidrag till tvärkraftskapaciteten i BRO 94 och Eurocode

	BRO 94 V (kN/m)	Eurocode V (kN/m)
Betong	213,8	183,1
Spännkraft	166,2	200,0
Lutande spännkabel	95,0	72,2
Totalt	475,0	455,3

Tabellen visar att i Eurocode fås större bidrag till tvärkraftskapaciteten från spännkraften vilket delvis beror på att andelen spännarmering är större här än i BRO 94. BRO 94 ger ett större bidrag från spännkabelns lutning vilket beror på att lutningen är större här än vid dimensioneringen enligt Eurocode. Orsaken till att betongens tvärkraftskapacitet blir större för BRO 94 än för Eurocode trots att den effektiva höjden är mindre beror dels på att den formella skjuvhållfastheten ökar när den effektiva höjden minskar, faktorerna ξ och κ ökar med minskande effektiv höjd, men framförallt på grund av hur koefficienterna för den formella skjuvhållfastheten har valts.

Metoden för att beräkna betongens tvärkraftskapacitet i AASHTO bygger på att töjningen i den längsgående armeringen används som ett mått på hur betong som är diagonalt uppsprucken kan överföra spänningar. Ju större förmåga betongen har att överföra spänningar ju större blir tvärkraftskapaciteten. För en mer detaljerad beskrivning av bakgrunden till metoden för beräkning av tvärkraftskapaciteten enligt AASHTO se [15].

Gemensamt för alla normerna är att man tar hänsyn till inverkan av spännkabelns lutning.

5.7.3 Genomstansning

Det kritiska snittet vid genomstansning är 1,5 d från lastfördelningsytans kant enligt Eurocode och 0,5 d enligt BRO 94 och AASHTO. I BRO 94 delas den kritiska omkretsen för stora eller avlånga lastfördelningsytor upp i två delar där en del dimensioneras för genomstansning och en del för skjuvning se Figur 2.11. Genomstansningskapaciteten fås sedan som summan av dessa delar. I Eurocode görs samma uppdelning men genomstansningskapaciteten fås bara som den del som beräknats för genomstansning.

I AASHTO görs ingen uppdelning av den kritiska omkretsen utan hela den kritiska omkretsen räknas in vid beräkning av genomstansningskapaciteten. Formlerna för beräkning av genomstansningskapacitet i BRO 94 och Eurocode är samma som vid beräkning av tvärkraftskapacitet men koefficienterna varierar något. Formlerna för beräkning av genomstansningskapacitet och skjuvning visas nedan.

Bro 94

$$\begin{aligned} \text{Skjuvning} \quad V &= d\xi(1 + 50\rho)0,3f_{ct} \\ \text{Genomstansning} \quad V &= d\xi(1 + 50\rho)0,45f_{ct} \end{aligned}$$

Eurocode

$$\begin{aligned} \text{Skjuvning} \quad V &= [0,1\kappa(100\rho_1f_{ck})^{2/3} + 0,15\sigma_{cp}]d \\ \text{Genomstansning} \quad V &= [0,1\kappa(100\rho_1f_{ck})^{2/3} + 0,1\sigma_{cp}]d \end{aligned}$$

Om man jämför formlerna ser man att BRO 94 ger ett större värde på genomstansningskapaciteten än tvärkraftskapaciteten medan dessa värden blir lika enligt Eurocode om man försummar spännkraftens inverkan.

Genomstansningskapaciteten enligt AASHTO beräknas på i princip samma sätt men med den skillnaden att armeringsinnehållet inte påverkar bärförmågan, däremot inverkar kvoten mellan längsta och kortaste sida på lastfördelningsytan. Större förhållande mellan lång och kort sida ger mindre genomstansningskapacitet. Genomstansningskapaciteten enligt AASHTO blir betydligt större än enligt BRO 94 och Eurocode. En förklaring till varför skillnaden är så stor har inte gått att finna. En sammanställning av genomstansningskapaciteterna redovisas i Tabell 5.13

Tabell 5.13 Genomstansningskapaciteter

Norm	Last	A_{last} (m ²)	u (m)	V_R (kN)	V_R (kN/m)	V_u (kN)
BRO 94	Ekv 4	0,12	2,711	748,0	275,9	242,8
Eurocode	LM 1	0,16	3,787	426,8	112,7	202,5
	LM 2	0,21	5,180	583,9	112,7	270,0
AASHTO	Treaxligt fordon	0,20	3,040	1839,0	604,9	168,7
	Tvåaxligt fordon	0,15	2,860	1730,0	604,9	128,1

Referenser

- [1] Allmän teknisk beskrivning för broar- BRO 94
Vägverket Publ 1994:2
- [2] Allmän teknisk beskrivning för broar -BRO 94
Supplement 4
Vägverket Publ 1999:21
- [3] Boverkets handbok om betongkonstruktioner- BBK 94
Boverket 1998
- [4] Betonghandbok Konstruktion, Utgåva 2
Svensk Byggtjänst 1994
- [5] Eurocode 1, Part 3 Traffic loads on bridges
- [6] Eurocode 2, Part 1 General rules and rules for buildings
- [7] Eurocode 2, Part 2 Concrete bridges
- [8] Beeby AW., Narayanan R.S. Designers handbook to Eurocode 2
- [9] prEN 1990 Basis of design
- [10] AASHTO LRDF Bridge Design Specifications, SI Units Second Edition
American Association of State Highway and Transportation Officials 1998
- [11] AASHTO LRDF Bridge Construction Specifications
- [12] VSL Produktkatalog
- [13] <http://www.cenorm.be> (2002-01-07)
- [14] Pucher A., "Influence Surfaces of Elastic Plates", Springer Verlag, 1964.
- [15] Collins Michael P., Mitchell Denis. Prestressed Concrete Structures
- [16] Ritningar på New M2 Medway bridge
- [17] Ritningar på Öresundsbron

Bilaga 1 Lastkoefficienter BRO 94

Laster	Lastkombination												
	I	II	III	IV:A	IV:B	V:A	V:B	V:C	VI	VII	VIII	IX	
<u>Permanenta laster</u>													
Egentyngd (21.11)	max			1,05	1,15	1,05							
	min			1	1	1	0,95 ^b	0,95	1	1	1	1	
Beläggning (21.121)	max			1,2	1,2	1,2							
	min			1	0,8	0,8	1	1	1	1	1	1	
Överfyllnad (21.122)	max			1,1	1,1	1,1							
	min			1	0,9	0,9	1	1	1	1	1	1	
Jordtryck (21.13)	max			a)	a)	a)	a)	a)					1,1
	min			a)	a)	1	a)	a)	1		1	0,8	
Vattentryck (21.14)	1			1	1	1	1	1	1		1	1	
Stödför- skjutning (21.15)	max			1	1	1	1						
	min			0	0	0	0						
Krympning (21.16)	max			1	1	1	1						
	min			1	0	0	0						
Spännkraft (21.17)	t=0			1	1							1	
	t=t ₁				1	1	1	1	1	1	1	1	
	t=t ₂				1	1	1	1	1	1	1	1	
Påhängslast på påle (21.18)				0	1	0	1						
<u>Variabla laster</u>													
Ekv last 1 (21.2221)				0,7/1,5		1		0,8				0,3	1
Ekv last 2 (21.2222)				0,7/1,5		1						1	
Ekv last 3 (21.2223)				0,7/1,5		1						1	
Ekv last 4 (21.2224)				0,7/1,5		1						1	
Ekv last 5 (21.2225)				0,7/1,5		1		0,8				0,3	1
Utmattningslast (21.2226)										1			
Ytlast (21.222 B, C och D)				0,7/1,5		1		1				0,3	1
Renhållningsfordon (21.2227)				0,7/1,5		1		1				1	
Utryckningsfordon (21.2228)				0,7/1,5		1						1	
Bromskraft (21.2231)				0,7/1,5		0,7							
Sidokraft (21.2232)				0,7/1,5		0,7							
Last på vägbank (21.224)				0,7/1,5		1		1	1				1
Snölast (21.25)	0,4/1			0,6/1,3		0,6	0,2						
Temperaturändring (21.262+21.263)										0,6	0,6		
Temperaturändring (21.262+21.264)										0,6	0,6		
Temperaturändring (21.262+21.265)										0,6	0,6		
Vindlast (21.27)	0,4/1			0,6/1,3		0,6		1				1	
Is- och strömtryck (21.28)	0,4/1			0,6/1,3		0,6							
Last på insp brygga (21.291)				0,7/1,5		0,7							
Arbetsfordon etc (21.292)	1			1/1,3									
Last från övergångskonstr (21.293)				0,4/1,3		0,4							
Olikformig last (21.294)												1	
Last på räcke (21.295)				0,7/1,5		0,7							
Vattentryck (21.296)	0,6/1			0,8/1,3		0,8							
Last på lådbotten (21.297)				0,7/1,5		0,7							
Fuktrörelser i trä (21.298)										0,6			
<u>Olyckslaster</u>													
Påkörningskraft (21.31)												1	
Påseglingskraft (21.32)												1	
Brott i kabel (21.33)												1	
Avslagen hängare (21.34)												1	
Avslagen påle (21.35)												1	
Ofrivillig uppkörning (21.36)												1	
Brott i spännkabel (21.37)												1	
a) Aktivt jordtryck	($\psi\gamma$) _{min} = 0,9	($\psi\gamma$) _{max} = 1,1	Vilojordtryck				($\psi\gamma$) _{min} = 0	($\psi\gamma$) _{max} = 1					
Vilojordtryck	($\psi\gamma$) _{min} = 0,9	($\psi\gamma$) _{max} = 1,1	Vilojordtryck (cellplast)										
Passivt jordtryck	($\psi\gamma$) _{min} = 0,9	($\psi\gamma$) _{max} = 1											
b)	Vid beräkning för hydrauliskt upplyft ska detta värde sättas till 0,90.												

Bilaga 2 Lastkombinering BRO 94

Max moment LK IV:A

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	0,95	-43,6	-41,4	0,95	0	0,0
	Trafik punkt	1,5	1,0	1,4	1,5	0,5	0,8
	Trafik utbredd	1,5	0,0	0,0	1,5	0	0,0
	Totalt			-40,0			0,8

Farbana

0,0	Egentyngd	0,95	-112,0	-106,4	0,95	-40	-38,0
	Trafik punkt	1,5	21,0	31,5	1,5	8,4	12,6
	Trafik utbredd	1,5	7,1	10,7	1,5	3,5	5,3
	Totalt			-64,3			-20,2
0,25	Egentyngd	1,05	30,6	32,1	1,05	-40,7	-42,7
	Trafik punkt	1,5	104,0	156,0	1,5	-20,7	-31,1
	Trafik utbredd	1,5	15,2	22,8	1,5	-7,1	-10,7
	Totalt			210,9			-84,4
0,5	Egentyngd	1,05	77,8	81,7	1,05	-40,9	-42,9
	Trafik punkt	1,5	143,5	215,3	1,5	-22,6	-33,9
	Trafik utbredd	1,5	30,0	45,0	1,5	-4,1	-6,2
	Totalt			341,9			-83,0

Min moment LK IV:A

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,05	-43,6	-45,8	1,05	0,0	0,0
	Trafik punkt	1,50	-164,8	-247,2	1,50	16,4	24,6
	Trafik utbredd	1,50	-25,1	-37,7	1,50	-0,4	-0,6
	Totalt			-330,6			24,0

Farbana

0,0	Egentyngd	1,05	-112,0	-117,6	1,05	-40,0	-42,0
	Trafik punkt	1,50	-115,7	-173,6	1,50	34,3	51,5
	Trafik utbredd	1,50	-34,6	-51,9	1,50	-3,9	-5,9
	Totalt			-343,1			3,6
0,25	Egentyngd	0,95	30,6	29,1	0,95	-40,7	-38,7
	Trafik punkt	1,50	-34,2	-51,3	1,50	13,4	20,1
	Trafik utbredd	1,50	-7,1	-10,7	1,50	3,5	5,3
	Totalt			-32,9			-13,3
0,5	Egentyngd	0,95	77,8	73,9	0,95	-40,9	-38,9
	Trafik punkt	1,50	-19,3	-29,0	1,50	-16,7	-25,1
	Trafik utbredd	1,50	-4,1	-6,2	1,50	6,1	9,2
	Totalt			38,8			-54,8

Max moment LK V:A

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	0,95	-43,6	-41,4	0,95	0,0	0,0
	Trafik punkt	1,0	1,0	1,4	1,0	0,5	0,5
	Trafik utbredd	1,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0
	Totalt			-40,0			0,5

Farbana

0,0	Egentyngd	0,95	-112,0	-106,4	0,95	-40,0	-38,0
	Trafik punkt	1,0	21,0	21,0	1,0	8,4	8,4
	Trafik utbredd	1,0	7,1	7,1	1,0	3,5	3,5
	Totalt			-78,3			-26,1

0,25	Egentyngd	1,05	30,6	32,1	1,05	-40,7	-42,7
	Trafik punkt	1,0	104,0	104,0	1,0	-20,7	-20,7
	Trafik utbredd	1,0	15,2	15,2	1,0	-7,1	-7,1
	Totalt			151,3			-70,5

0,5	Egentyngd	1,05	77,8	81,7	1,05	-40,9	-42,9
	Trafik punkt	1,0	143,5	143,5	1,0	-22,6	-22,6
	Trafik utbredd	1,0	30,0	30,0	1,0	-4,1	-4,1
	Totalt			255,2			-69,6

Min moment LK V:A

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,05	-43,6	-45,8	1,05	0,0	0,0
	Trafik punkt	1,0	-164,8	-164,8	1,0	16,4	16,4
	Trafik utbredd	1,0	-25,1	-25,1	1,0	-0,4	-0,4
	Totalt			-235,7			16,0

Farbana

0,0	Egentyngd	1,05	-112,0	-117,6	1,05	-40,0	-42,0
	Trafik punkt	1,0	-115,7	-115,7	1,0	34,3	34,3
	Trafik utbredd	1,0	-34,6	-34,6	1,0	-3,9	-3,9
	Totalt			-267,9			-11,6

0,25	Egentyngd	0,95	30,6	29,1	0,95	-40,7	-38,7
	Trafik punkt	1,0	-34,2	-34,2	1,0	13,4	13,4
	Trafik utbredd	1,0	-7,1	-7,1	1,0	3,5	3,5
	Totalt			-12,2			-21,8

0,5	Egentyngd	0,95	77,8	73,9	0,95	-40,9	-38,9
	Trafik punkt	1,0	-19,3	-19,3	1,0	-16,7	-16,7
	Trafik utbredd	1,0	-4,1	-4,1	1,0	6,1	6,1
	Totalt			50,5			-49,5

LK V:B

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0,0	0,0
	Totalt			-43,6			0,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40,0	-40,0
	Totalt			-112,0			-40,0
0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Totalt			30,6			-40,7
0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Totalt			77,8			-40,9

LK I

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0,0	0,0
	Totalt			-43,6			0,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40,0	-40,0
	Totalt			-112,0			-40,0
0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Totalt			30,6			-40,7
0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Totalt			77,8			-40,9

Bilaga 3 Lastfaktorer Eurocode

Partialfaktorer i brottgränsstadiet för vägbroar

Last	Symbol	Situation	
		P/T	A
Permanenta laster			
ogynnsam inverkan	γ_{Gsup}	1,35	1,00
gynnsam inverkan	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Förspänning	γ_P	1,00	1,00
Sättning	γ_{Gset}	1,00	
Traffiklaster	γ_Q		
ogynnsam inverkan		1,35	1,00
gynnsam inverkan		0,00	0,00
Övriga variabla laster	γ_Q		
ogynnsam inverkan		1,50	1,00
gynnsam inverkan		0,00	0,00
Olyckslaster	γ_A		1,00

ψ faktorer för vägbroar

Last	Symbol	ψ_0	ψ'_1	ψ_1	ψ_2
Trafik laster	gr 1 LM1 Axellast	0,75	0,80	0,75	0
	Utbredd last	0,40	0,80	0,40	0
	LM 2 Enaxlad last	0	0,80	0,75	0
	gr 2 Horizontal krafter	0	0	0	0
	gr 3 Gångtrafik last	0	0,80	0	0
	gr 4 LM 4	0	0,80	0	0
	gr 5 LM 3	0	1,00	0	0
Horizontal krafter		0	0	0	0
Vind laster	F_{Wk} eller F_{Wn}	0,3	0,6	0,5	0
	F^*_w	1,0			
Temperatur laster	T_k	0	0,8	0,6	0,5

Bilaga 4 Lastkombinering Eurocode

Max moment brott

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	1,35	1,3	1,4	1,35	-1,3	-1,8
	Trafik utbredd	1,35	0,0	0,0	1,35	0	0,0
	Totalt			-48,1			-1,8
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-39,8	-39,8
	Trafik punkt	1,35	17,8	24,0	1,35	-0,2	-0,3
	Trafik utbredd	1,35	16,0	21,6	1,35	8,0	10,8
	Totalt			-70,4			-29,3
0,25	Egentyngd	1,35	26,7	36,0	1,35	-40,5	-54,7
	Trafik punkt	1,35	109,0	147,2	1,35	-23,0	-31,1
	Trafik utbredd	1,35	26,7	36,0	1,35	-14,2	-19,2
	Totalt			219,2			-104,9
0,5	Egentyngd	1,35	74,2	100,2	1,35	-40,7	-54,9
	Trafik punkt	1,35	151,0	203,9	1,35	-23,1	-31,2
	Trafik utbredd	1,35	50,6	68,3	1,35	-18,0	-24,3
	Totalt			372,3			-110,4

Min moment brott

Konsol		γ	M	γM	γ	N	γN
1,0	Egentyngd	1,35	-49,5	-66,8	1,35	0	0,0
	Trafik punkt	1,35	-191,0	-257,9	1,35	-46,3	-62,5
	Trafik utbredd	1,35	-55,7	-75,2	1,35	-0,8	-1,1
	Totalt			-399,9			-63,6
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,35	-116,0	-156,6	1,35	-1,2	-1,6
	Trafik punkt	1,35	-136,0	-183,6	1,35	-42,2	-57,0
	Trafik utbredd	1,35	-53,9	-72,8	1,35	-0,3	-0,4
	Totalt			-413,0			-59,0
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	1,35	-31,3	-42,3	1,35	-2,8	-3,8
	Trafik utbredd	1,35	-16,0	-21,6	1,35	8	10,8
	Totalt			-37,2			-33,7
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	1,35	-16,4	-22,1	1,35	14,7	19,8
	Trafik utbredd	1,35	-6,8	-9,2	1,35	10,2	13,8
	Totalt			42,9			-7,3

Max moment infrekvent kombination

Konsol		Ψ	M	ΨM	Ψ	N	ΨN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,80	1,3	1,0	0,80	-1,3	-1,0
	Trafik utbredd	0,80	0,0	0,0	0,80	0	0,0
	Totalt			-48,5			-1,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-39,8	-39,8
	Trafik punkt	0,80	17,8	14,2	0,80	-0,2	-0,2
	Trafik utbredd	0,80	16,0	12,8	0,80	8,0	6,4
	Totalt			-89,0			-33,6
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,5	-40,5
	Trafik punkt	0,80	109,0	87,2	0,80	-23,0	-18,4
	Trafik utbredd	0,80	26,7	21,4	0,80	-14,2	-11,4
	Totalt			135,3			-70,3
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,80	151,0	120,8	0,80	-23,1	-18,5
	Trafik utbredd	0,80	50,6	40,5	0,80	-18,0	-14,4
	Totalt			235,5			-73,6

Min moment infrekvent kombination

Konsol		Ψ	M	ΨM	Ψ	N	ΨN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,80	-191,0	-152,8	0,80	-46,3	-37,0
	Trafik utbredd	0,80	-55,7	-44,6	0,80	-0,8	-0,6
	Totalt			-246,9			-37,7
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-1,2	-1,2
	Trafik punkt	0,80	-136,0	-108,8	0,80	-42,2	-33,8
	Trafik utbredd	0,80	-53,9	-43,1	0,80	-0,3	-0,2
	Totalt			-267,9			-35,2
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,80	-31,3	-25,0	0,80	-2,8	-2,2
	Trafik utbredd	0,80	-16,0	-12,8	0,80	8	6,4
	Totalt			-11,1			-36,5
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	0,80	-16,4	-13,1	0,80	14,7	11,8
	Trafik utbredd	0,80	-6,8	-5,4	0,80	10,2	8,2
	Totalt			55,6			-21,0

Max moment frekvent kombination

Konsol		Ψ	M	ΨM	Ψ	N	ΨN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,75	1,3	1,0	0,75	-1,3	-1,0
	Trafik utbredd	0,40	0,0	0,0	0,40	0	0,0
	Totalt			-48,5			-1,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-39,8	-39,8
	Trafik punkt	0,75	17,8	13,4	0,75	-0,2	-0,2
	Trafik utbredd	0,40	16,0	6,4	0,40	8,0	3,2
	Totalt			-96,3			-36,8
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,5	-40,5
	Trafik punkt	0,75	109,0	81,8	0,75	-23,0	-17,3
	Trafik utbredd	0,40	26,7	10,7	0,40	-14,2	-5,7
	Totalt			119,1			-63,4
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,75	151,0	113,3	0,75	-23,1	-17,3
	Trafik utbredd	0,40	50,6	20,2	0,40	-18,0	-7,2
	Totalt			207,7			-65,2

Min moment frekvent kombination

Konsol		Ψ	M	ΨM	Ψ	N	ΨN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,75	-191,0	-143,3	0,75	-46,3	-34,7
	Trafik utbredd	0,40	-55,7	-22,3	0,40	-0,8	-0,3
	Totalt			-215,0			-35,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-1,2	-1,2
	Trafik punkt	0,75	-136,0	-102,0	0,75	-42,2	-31,7
	Trafik utbredd	0,40	-53,9	-21,6	0,40	-0,3	-0,1
	Totalt			-239,6			-33,0
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,75	-31,3	-23,5	0,75	-2,8	-2,1
	Trafik utbredd	0,40	-16,0	-6,4	0,40	8	3,2
	Totalt			-3,2			-39,6
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	0,75	-16,4	-12,3	0,75	14,7	11,0
	Trafik utbredd	0,40	-6,8	-2,7	0,40	10,2	4,1
	Totalt			59,2			-25,8

Permanent kombination

Konsol		Ψ	M	ΨM	Ψ	N	ΨN
1,0	Egentyngd	1,00	-49,5	-49,5	1,00	0	0,0
	Totalt			-49,5			0,0
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,00	-116,0	-116,0	1,00	-39,8	-39,8
	Totalt			-116,0			-39,8
0,25	Egentyngd	1,00	26,7	26,7	1,00	-40,5	-40,5
	Totalt			26,7			-40,5
0,5	Egentyngd	1,00	74,2	74,2	1,00	-40,7	-40,7
	Totalt			74,2			-40,7

Bilaga 5 Lastfaktorer AASHTO

Lastkombinationer och lastfaktorer

Lastkombination	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Använd bara en av dessa åt gången			
										EQ	IC	CT	CV
Brottgräns I	Y_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Brottgräns II	Y_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Brottgräns III	Y_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Brottgräns IV EH,EV,ES,DW Bara DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
Brottgräns V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Extrema händelser I	Y_p	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
Extrema händelser II	Y_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Bruksgräns I	1,0	1,00	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Bruksgräns III	1,0	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
Bruksgräns II	1,0	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
Utmattning Bara LL,IM och CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Lastfaktorer för permanenta laster

Lasttyp	Lastfaktor	
	Maximum	Minimum
DC:Egentyngd	1,25	0,90
DD:Vertikala krafter på grund av rörelser i omgivande jord	1,80	0,45
DW:Beläggning	1,50	0,65
EH: Horisontellt jordtryck		
Aktivt	1,50	0,90
Vilo	1,35	0,90
EL: Effekter från byggtiden	1,00	1,00
EV: Vertikalt jordtryck		
Total stabilitet	1,35	N/A
Stödjande konstruktion	1,35	0,90
Stel begravnad konstruktion	1,30	0,90
Ramar	1,35	0,90
Böjliga begravnad konstruktioner annat än stålkulvert	1,95	0,90
Flexibla stålkulverts	1,50	0,90
ES:Överlast	1,50	0,75

Förklaring till lasttyperna i Bilaga 5

Permanenta laster

- DD = vertikala krafter på grund av rörelser i omgivande jord
- DC = egentyngd
- DW = beläggning
- EH = horisontellt jordtryck
- EL = effekter från byggtiden
- ES = överlast
- EV = vertikalt tryck från jordfyllning

Variabla laster

- BR = bromslast
- CE = centrifugalkraft
- CR = krypning
- CT = kollision med fordon
- CV = kollision med fartyg
- EQ = jordbävning
- FR = friktion
- IC = islast
- IM = dynamisk inverkan
- LL = trafiklast
- LS = överlast från fordon
- PL = gångbanelast
- SE = sättning
- SH = krympning
- TG = temperaturgradient
- TU = jämn temperatur
- WA = vattenlast och strömningstryck
- WL = vind mot fordon
- WS = vindlast

Bilaga 6 Lastkombinering AASHTO

Max moment Brottgräns I

Konsol		Y	M	η YM	Y	N	η YN
1,0	Egentyngd	0,90	-43,6	-39,2	0,90	0,0	0,0
	Trafik punkt	1,75	0,9	1,6	1,75	0,2	0,4
	Trafik utbredd	1,75	0,0	0,0	1,75	0,0	0,0
	Totalt			-37,7			0,4
Farbana							
0,0	Egentyngd	0,90	-112,0	-100,8	0,90	-40	-36,0
	Trafik punkt	1,75	16,3	28,5	1,75	5,6	9,8
	Trafik utbredd	1,75	6,6	11,6	1,75	3,3	5,8
	Totalt			-60,7			-20,4
0,25	Egentyngd	1,25	30,6	38,3	1,25	-40,7	-50,9
	Trafik punkt	1,75	56,0	98,0	1,75	-14,2	-24,9
	Trafik utbredd	1,75	13,4	23,5	1,75	-6,5	-11,4
	Totalt			159,7			-87,1
0,5	Egentyngd	1,25	77,8	97,3	1,25	-40,9	-51,1
	Trafik punkt	1,75	80,9	141,6	1,75	-14,9	-26,1
	Trafik utbredd	1,75	22,2	38,9	1,75	-7,6	-13,3
	Totalt			277,7			-90,5

Min moment Brottgräns I

Konsol		Y	M	η YM	Y	N	η YN
1,0	Egentyngd	1,25	-43,6	-54,5	1,25	0,0	0,0
	Trafik punkt	1,75	-114,4	-200,2	1,75	-0,1	-0,2
	Trafik utbredd	1,75	-22,9	-40,1	1,75	-0,3	-0,5
	Totalt			-294,8			-0,7
Farbana							
0,0	Egentyngd	1,25	-112,0	-140,0	1,25	-40,0	-50,0
	Trafik punkt	1,75	-93,8	-164,2	1,75	8,3	14,5
	Trafik utbredd	1,75	-19,1	-33,4	1,75	-0,3	-0,5
	Totalt			-337,6			-36,0
0,25	Egentyngd	0,90	30,6	27,5	0,90	-40,7	-36,6
	Trafik punkt	1,75	-26,0	-45,5	1,75	9,4	16,5
	Trafik utbredd	1,75	-6,6	-11,6	1,75	3,3	5,8
	Totalt			-29,5			-14,4
0,5	Egentyngd	0,90	77,8	70,0	0,90	-40,9	-36,8
	Trafik punkt	1,75	-15,3	-26,8	1,75	12,9	22,6
	Trafik utbredd	1,75	-3,6	-6,3	1,75	5,4	9,5
	Totalt			36,9			-4,8

Max moment Bruksgräns I

Konsol		Y	M	η_{YM}	Y	N	η_{YN}
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	1,00	0,9	0,9	1,00	0,2	0,2
	Trafik utbredd	1,00	0,0	0,0	1,00	0	0,0
	Totalt			-42,7			0,2

Farbana

0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40	-40,0
	Trafik punkt	1,00	16,3	16,3	1,00	5,6	5,6
	Trafik utbredd	1,00	6,6	6,6	1,00	3,3	3,3
	Totalt			-89,1			-31,1

0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	1,00	56,0	56,0	1,00	-14,2	-14,2
	Trafik utbredd	1,00	13,4	13,4	1,00	-6,5	-6,5
	Totalt			100,0			-61,4

0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	1,00	80,9	80,9	1,00	-14,9	-14,9
	Trafik utbredd	1,00	22,2	22,2	1,00	-7,6	-7,6
	Totalt			180,9			-63,4

Min moment Bruksgräns I

Konsol		Y	M	η_{YM}	Y	N	η_{YN}
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	1,00	-114,4	-114,4	1,00	-0,1	-0,1
	Trafik utbredd	1,00	-22,9	-22,9	1,00	-0,3	-0,3
	Totalt			-180,9			-0,4

Farbana

0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40	-40,0
	Trafik punkt	1,00	-93,8	-93,8	1,00	8,3	8,3
	Trafik utbredd	1,00	-19,1	-19,1	1,00	-0,3	-0,3
	Totalt			-224,9			-32,0

0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	1,00	-26,0	-26,0	1,00	9,4	9,4
	Trafik utbredd	1,00	-6,6	-6,6	1,00	3,3	3,3
	Totalt			-2,0			-28,0

0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	1,00	-15,3	-15,3	1,00	12,9	12,9
	Trafik utbredd	1,00	-3,6	-3,6	1,00	5,4	5,4
	Totalt			58,9			-22,6

Max moment Bruksgräns III

Konsol		Y	M	ηYM	Y	N	ηYN
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,80	0,9	0,7	0,80	0,2	0,2
	Trafik utbredd	0,80	0,0	0,0	0,80	0	0,0
	Totalt			-42,9			0,2

Farbana		Y	M	ηYM	Y	N	ηYN
0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40	-40,0
	Trafik punkt	0,80	16,3	13,0	0,80	5,6	4,5
	Trafik utbredd	0,80	6,6	5,3	0,80	3,3	2,6
	Totalt			-93,7			-32,9

0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,80	56,0	44,8	0,80	-14,2	-11,4
	Trafik utbredd	0,80	13,4	10,7	0,80	-6,5	-5,2
	Totalt			86,1			-57,3

0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	0,80	80,9	64,7	0,80	-14,9	-11,9
	Trafik utbredd	0,80	22,2	17,8	0,80	-7,6	-6,1
	Totalt			160,3			-58,9

Min moment Bruksgräns III

Konsol		Y	M	ηYM	Y	N	ηYN
1,0	Egentyngd	1,00	-43,6	-43,6	1,00	0	0,0
	Trafik punkt	0,80	-114,4	-91,5	0,80	-0,1	-0,1
	Trafik utbredd	0,80	-22,9	-18,3	0,80	-0,3	-0,2
	Totalt			-153,4			-0,3

Farbana		Y	M	ηYM	Y	N	ηYN
0,0	Egentyngd	1,00	-112,0	-112,0	1,00	-40	-40,0
	Trafik punkt	0,80	-93,8	-75,0	0,80	8,3	6,6
	Trafik utbredd	0,80	-19,1	-15,3	0,80	-0,3	-0,2
	Totalt			-202,3			-33,6

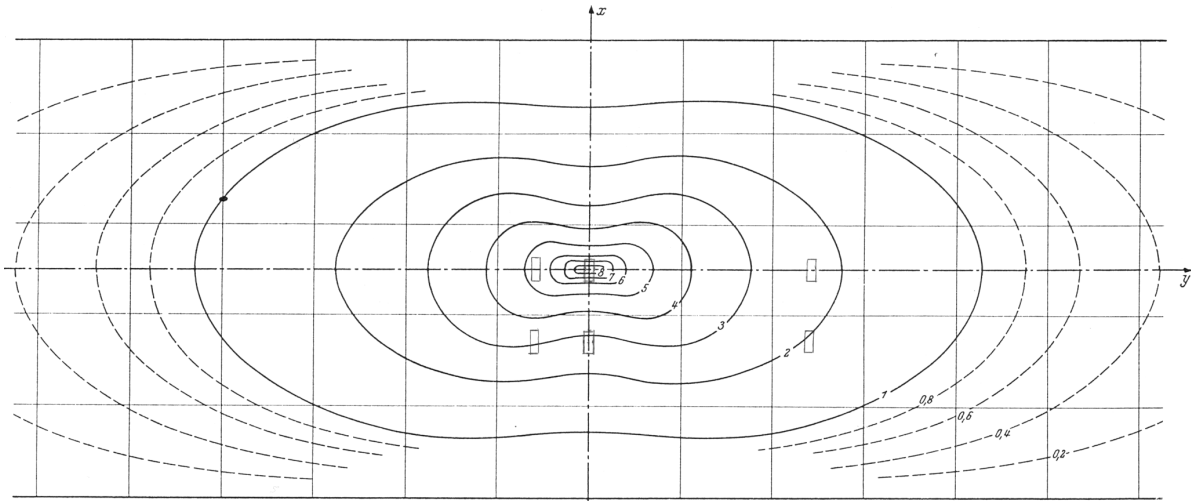
0,25	Egentyngd	1,00	30,6	30,6	1,00	-40,7	-40,7
	Trafik punkt	0,80	-26,0	-20,8	0,80	9,4	7,5
	Trafik utbredd	0,80	-6,6	-5,3	0,80	3,3	2,6
	Totalt			4,5			-30,5

0,5	Egentyngd	1,00	77,8	77,8	1,00	-40,9	-40,9
	Trafik punkt	0,80	-15,3	-12,2	0,80	12,9	10,3
	Trafik utbredd	0,80	-3,6	-2,9	0,80	5,4	4,3
	Totalt			62,7			-26,3

Bilaga 7 Pucher diagram

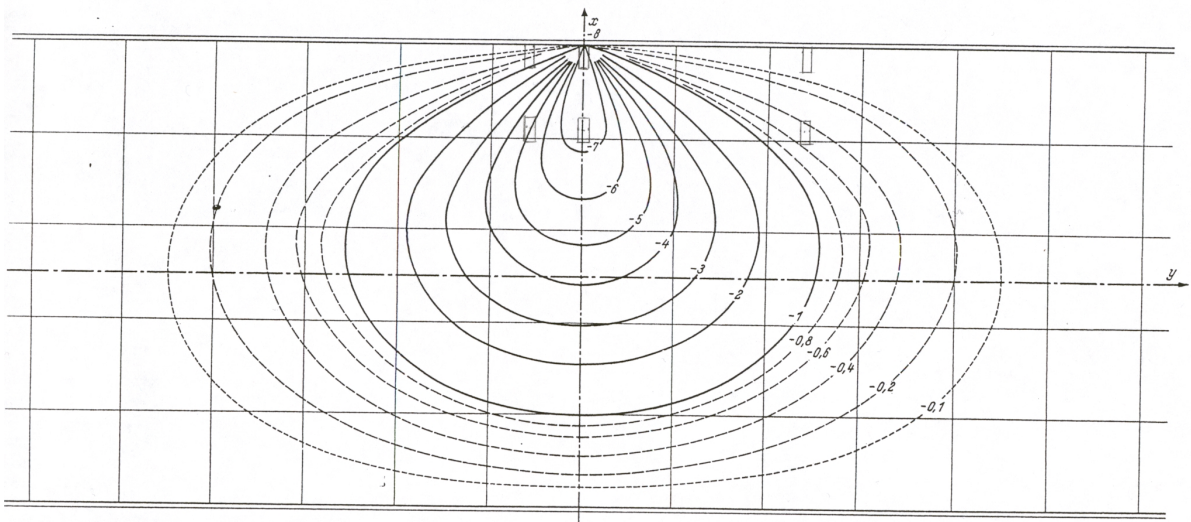
Fältmoment BRO 94 Ekvivalentlast 1

Tafel 1. m_z -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern (8π -fach)
Chart 1. m_z -Influence surface for the center of a plate-strip with two supported edges (8π -times)



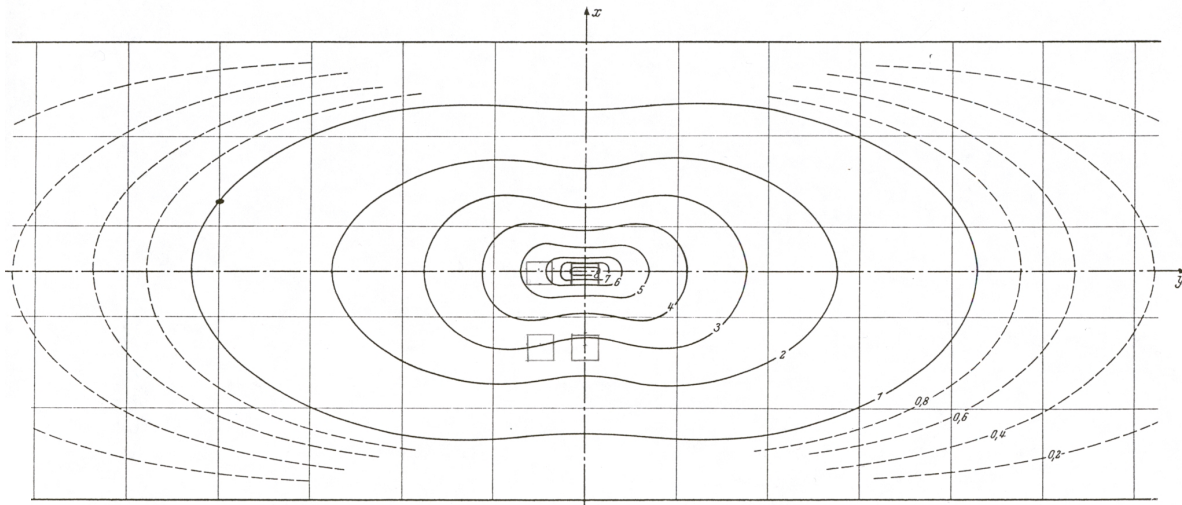
Stödmoment BRO 94 Ekvivalentlast 1

Tafel 16. m_z -Stützmoment-Einflussfeld für den Rand eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
Chart 16. m_z -Support-moment influence surface for the edge of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



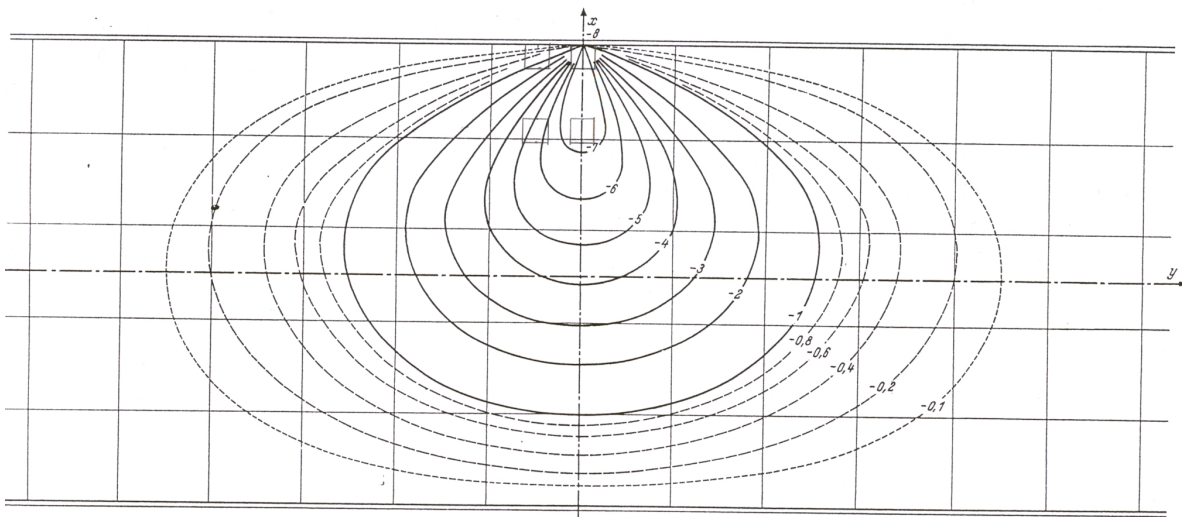
Fältmoment Eurocode lastmodell 1

Tafel 1. m_x -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern (8π -fach)
 Chart 1. m_x -Influence surface for the center of a plate-strip with two supported edges (8π -times)



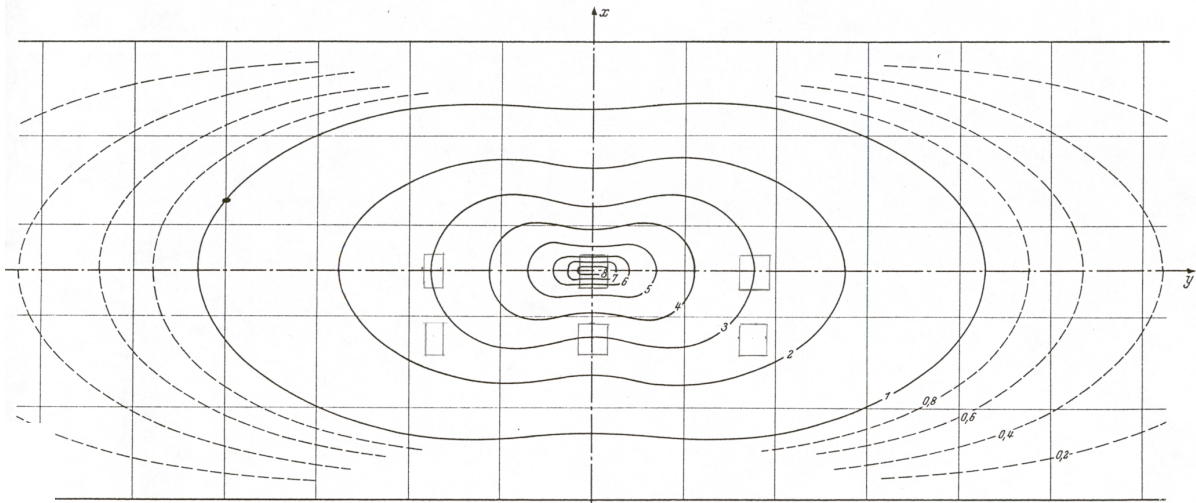
Stödmoment Eurocode lastmodell 1

Tafel 16. m_x -Stützmoment-Einflussfeld für den Rand eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
 Chart 16. m_x -Support-moment influence surface for the edge of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



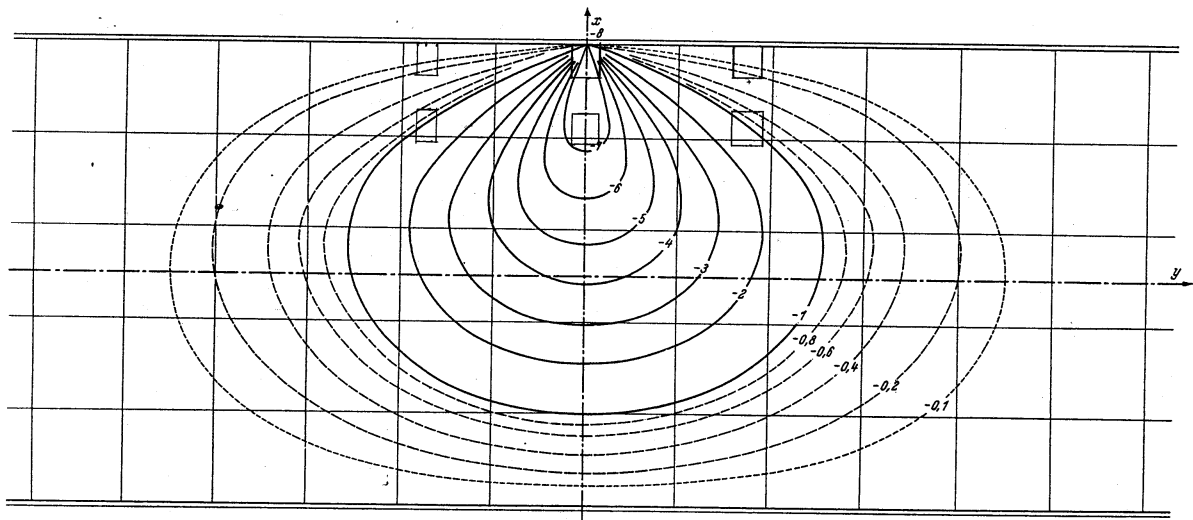
Fältmoment AASHTO Treaxligt fordon

Tafel 1. m_z -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern (8π -fach)
Chart 1. m_z -Influence surface for the center of a plate-strip with two supported edges (8π -times)



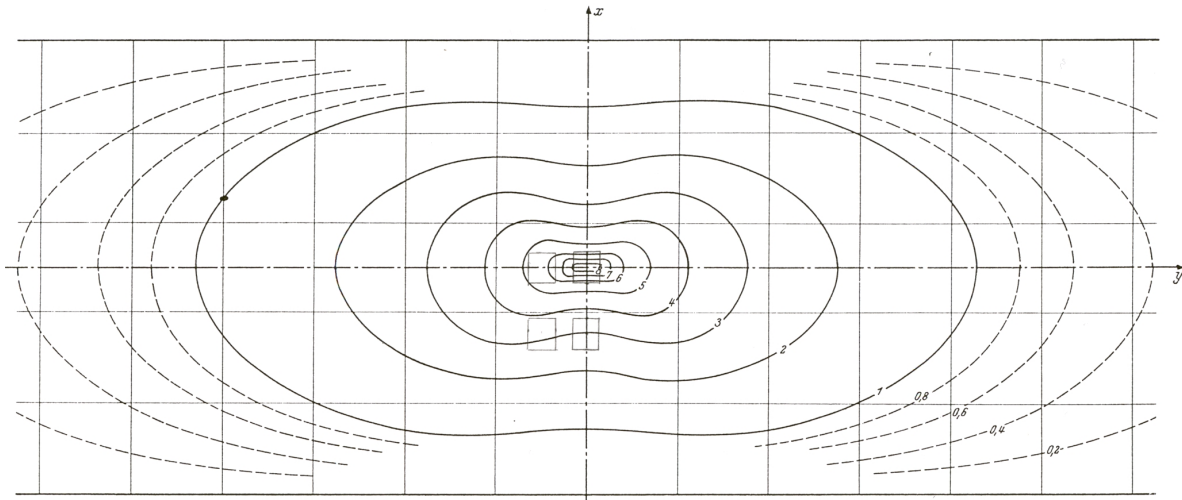
Stödmoment AASHTO Treaxligt fordon

Tafel 16. m_z -Stützmoment-Einflussfeld für den Rand eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
Chart 16. m_z -Support-moment influence surface for the edge of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



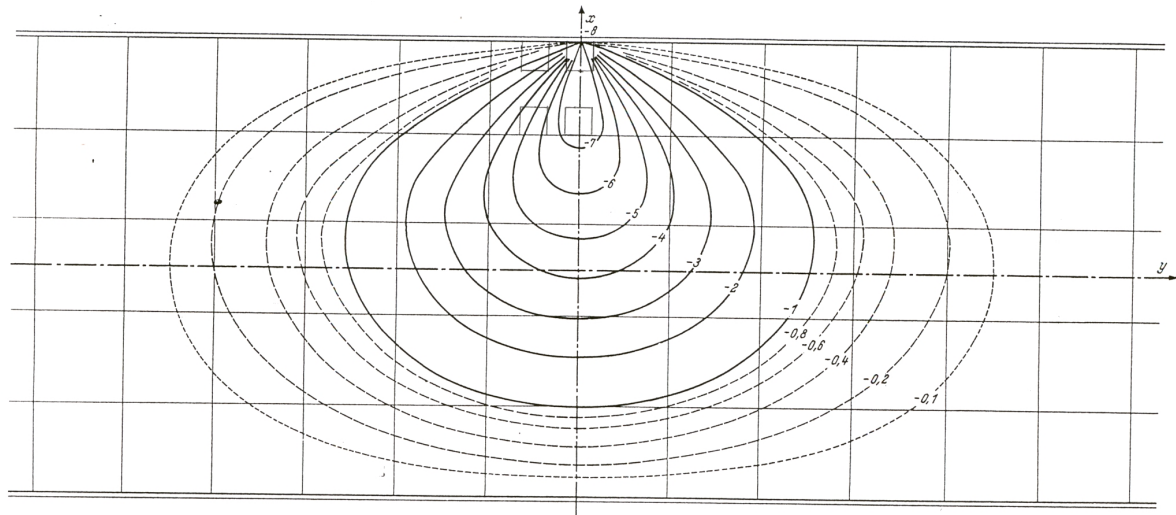
Fältmoment AASHTO Tvåaxligt fordon

Tafel 1. m_z -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern (8π -fach)
Chart 1. m_z -Influence surface for the center of a plate-strip with two supported edges (8π -times)



Stödmoment AASHTO Tvåaxligt fordon

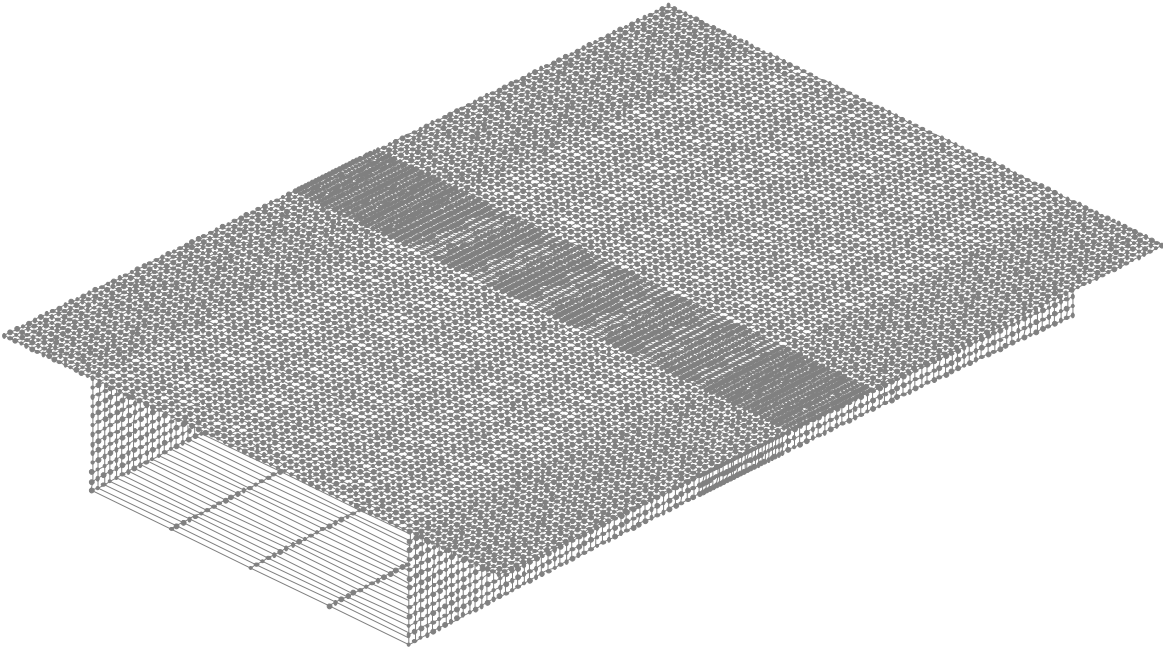
Tafel 16. m_z -Stützmoment-Einflussfeld für den Rand eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
Chart 16. m_z -Support-moment influence surface for the edge of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



Bilaga 8 Skalkmodell

LUSAS Modeller 13.3

January 28, 2002



TITLE: Plattmodell