

Beregninger for samvirkebruer

Suleman Esam

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.06.2014	ANTALL SIDER: 82 + 55
---------------------------------	------------------	-----------------------

TITTEL:

Beregninger for samvirkebruer

Steel-concrete composite bridges

UTFØRT AV:

Suleman Esam



SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven omhandler generell prosjektering av samvirkekonstruksjoner av betong og stål, med hovedfokus på brukonstruksjoner. Oppgaven er basert på regler gitt i Eurokoder, spesielt samvirkestandarden for bruer, NS-EN 1994-2.

I oppgaven blir det gitt et eksempel for dimensjonering av en samvirkebru etter Eurokoder. Eksemplet er basert på en reell bru, kalt den nye Ravnkløpbrua og ble ferdigbygd i 2010. Bruen er en fritt opplagt samvirkebru av stål og betong, som tidligere har blitt dimensjonert etter gamle Norske standarder av Knut Sølvernes i Reinertsen. Analysen er utført med elementmetode programmene Focus konstruksjon og RmBridge. Focus konstruksjon er brukt for lastberegning i tverr-retning på bruene, mens RmBridge blir brukt for lastberegning i lengderetning og analyse av samvirkeproblematikken i bruene.

En av utfordringene med samvirkebruer er svinn i betongen. Svinn setter ugunstige indre spenninger i både betong og ståltverrsnittet. Det er i denne oppgaven funnet at både svinn og negativt termisk last fører til strekkspenninger i betongen over hele konstruksjonen, selv for en fritt opplagt bru.

Fra analysen av Ravnkløpbrua i denne oppgaven, kommer det fram at forenklet termisk last-modell med ± 15 °C temperaturøkning på betongen gitt i nasjonalt tillegg NA i NS-EN 1991-1-5, er for konservativt sammenlignet med den normale ikke-lineære temperatur-økning over samvirke-tverrsnittet. Men effekten av den termiske lasten i bruddgrensetilstanden blir veldig liten sammenlignet med egenvekt og trafikklast.

Det konkluderes med at RmBridge er et bra egnet beregningsprogram for dimensjonering av samvirkebruer, men at programmer har begrensninger. Kapasitetskontroll av stål- og samvirke-tverrsnittet i programmet gir ikke alltid riktige resultater. Skjærkraftfordeling beregnet i programmet bør ikke brukes for dimensjonering av dybler, ettersom programmet ikke tar med skjærkrefter fra svinn og termisk last.

FAGLÆRER: Arne Aalberg

VEILEDER(E): Arne Aalberg, Bodil Bratberg og Vegard Fossbakken

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

SUMMARY:

This thesis deals with the general design of composite structures of steel and concrete, focusing on bridge structures. The thesis is based on the rules given in the Eurocodes, especially the Eurocode for composite bridges of steel and concrete, NS-EN 1994-2.

In this thesis, an example for designing a composite bridge is given, based on a real bridge project. The project was called "Nye Ravnkløpbrua" and was designed by Knut Sølvernes in Reinertsen. The bridge was finished in 2010 and is a simply supported composite bridge of steel and concrete, which was originally designed following the rules given in the old Norwegian design codes "Norske Standard". The analysis in this paper is performed using the FEM- programs Focus konstruksjon and RmBridge. Focus konstruksjon is used for load calculations in the transverse direction of the bridge, while RmBridge is used for load calculations in the longitudinal direction, and for analysis of interaction between the steel and concrete in the composite bridge.

One of the challenges in composite bridges is the shrinkage of the concrete. Shrinkage sets unfavorable internal stresses in both concrete and steel cross section. It is found in this thesis that shrinkage and the negative non-linear thermal load induces tensile stress in the concrete throughout the structure, even for a simply supported bridge.

From the analysis of Ravnkløpbrua in this thesis, it can be concluded that the alternative thermal load model "simplified procedure" with ± 15 °C temperature increase on the concrete as given in "nasjonal tillegg NA" in NS-EN 1991-1-5, is too conservative compared with the normal non-linear temperature increase throughout the cross-section of the composite structure. However the effect of thermal load in the ultimate limit state is very small compared with the load on the structure due to self-weight and traffic load .

RmBridge is a good program for designing composite bridges, but it has limitations. The program does not always give correct results for capacity check of steel and composite cross section. It is not recommended to use the shear force between steel and concrete calculated in the program for designing studs, as it does not include the shear force from shrinkage and thermal load.



MASTEROPPGAVE VÅREN 2014

Suleman Esam

Beregninger for samvirkebruer Steel-concrete composite bridges

1. Bakgrunn

Om vi ser bort fra armerte betongkonstruksjoner kan vi si at konstruktivt samvirke mellom stål og betong i Norge hovedsakelig benyttes for brokonstruksjoner. Brokonstruksjonene består ofte av stålbeiler eller ståltrau (kasser) med påstøpt toppdekke av armert betong.

Det skal i denne oppgaven sees på beregningsregler og konstruksjonspraksis for slike konstruksjoner, som vi kaller *samvirkekonstruksjoner* (av stål og betong). For praktisk prosjektering av samvirkekonstruksjoner benyttes vanligvis regneprogrammer som kan beregne effektene av trinnvis bygging og utstøping av samvirkekonstruksjoner, og det er naturlig å sette seg inn i et slikt program i forbindelse med arbeidet med oppgaven. Eksempler på broer og forslag til problemer det kan tas utgangspunkt i framskaffes i kontakt med Statens Vegvesen (veiledere).

2. Gjennomføring

Opgaven kan gjennomføres med følgende aktiviteter:

- Det skal gis en kort innledning om bruken og byggingen av samvirkekonstruksjoner av stål og betong.
- Det skal gjøres rede for beregningsmetoder og konstruksjonsregler for samvirkekonstruksjoner, med hovedfokus på brokonstruksjoner.
- Det skal utarbeides beregninger for ett eller flere eksempler på samvirkebroer. Statens Vegvesen har erfaring fra lang tids bruk av samvirkebroer, og har forslag til broer og broproblemer det kan tas utgangspunkt i.
- For tilsvarende samvirkebro-eksempler skal det gjøres beregninger med regneprogram og sammenlignes med håndberegninger.

- Effekter som er typiske for samvirkebroer skal belyses gjennom arbeidet (f.eks feltvis utstøping, rekkefølge, effekter av svinn, kryp, etc.)

Kandidatene kan i samråd med faglærer velge å konsentrere seg om enkelte av punktene i oppgaven, eller justere disse.

3. Rapporten

Oppgaven skal skrives som en teknisk rapport i et tekstbehandlingsprogram slik at figurer, tabeller og foto får god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, evt. en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser og kilder.

Oppgaver som skrives på norsk skal også ha et sammendrag på engelsk. Oppgaven skal leveres gjennom «DAIM».

Sammendraget skal ikke ha mer enn 450 ord og være egnet for elektronisk rapportering.

Masteroppgaven skal leveres innen 12. juni 2014.

Trondheim, 14. januar 2014

Veileder er

Vegard Fossbakken – SVV Trondheim

Bodil Bratberg – SVV Oslo

Arne Aalberg

Førsteamanuensis, Faglærer

Forord

Denne masteroppgaven er produktet av hovedoppgaven som avslutter studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelig Universitet, NTNU. Masteroppgaven er utført våren 2014 over en periode på 20 uker. Oppgaven er utarbeidet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk i samarbeid med Statens Vegvesen.

Jeg har fått god hjelp av førsteamanuensis Arne Aalberg, som har vært hovedveilederen min. Jeg vil takke faglærer Arne Aalberg for faglig hjelp og inspirasjon under arbeidet.

Jeg vil også takke Vegard Fossbakken for hjelp med programmet RmBridge og med generell prosjektering av bruer. En stor takk går også til Bodil Bratberg for hjelp med definisjon av oppgaven.

Videre vil jeg takke Knut Sølvernes og Reinertsen for at jeg fikk lov til å bruke prosjektet deres i oppgaven.

Suleman Esam, Trondheim, 10. Juni 2014

Innholdsfortegnelse

1	INNLEDNING	xiv
2	SAMVIRKEBRUER	1
2.1	<i>Introduksjon</i>	1
2.2	<i>Forskjellige typer samvirkebruer</i>	3
2.3	<i>Tverrsnittstyper for bjelkebrur</i>	4
2.4	<i>Transport og montering av stålrammen</i>	4
2.5	<i>Betongdekke</i>	7
2.6	<i>Dybler</i>	8
3	BEREGNINGSMESSIG GRUNNLAG	16
3.1	<i>Prosjekteringsgrunnlag</i>	16
3.2	<i>Materialmodell</i>	16
3.3	<i>Effektiv flensbredde</i>	18
4	KAPASITET AV SAMVIRKEKONSTRUKSJON	20
4.1	<i>Tverrsnittsklassifisering</i>	20
4.2	<i>Plastisk momentkapasitet</i>	21
4.3	<i>Elastisk momentkapasitet</i>	23
4.4	<i>Vertikal skjærkapasitet</i>	24
4.5	<i>Vipping av stålbjelke i en samvirke-konstruksjon</i>	24
4.6	<i>Riss</i>	26
5	TIDSAVHENGIGE EFFEKTER	28
5.1	<i>Svinntøyning</i>	28
5.2	<i>Kryptøyning</i>	28
5.3	<i>Tøyning fra temperaturendring</i>	28
5.4	<i>Beregningsmodell for kryp</i>	30
5.5	<i>Beregningsmodell for svinn</i>	32
5.6	<i>Beregningsmodell for temperaturlast</i>	34
5.7	<i>Skjærfordeling ved brå endring i tverrsnitt</i>	34
6	LASTER	36
6.1	<i>Vindlast</i>	36
6.2	<i>Trafikklast</i>	38
7	LASTKOMBINASJON	41
7.1	<i>Bruddgrensetilstand</i>	41
8	BEREGNINGSPROGRAM – RMBRIDGE	43

9	DIMENSJONERING AV ET EKSEMPELBRU: DEN NYE RAVNKLOLØPBRUA	45
9.1	<i>Laster</i>	48
9.2	<i>Effektiv flensbredde</i>	49
9.3	<i>Modell i RmBridge</i>	49
9.1	<i>Tverrsnittskapasitet</i>	52
9.2	<i>Effekt av sekvensvis utstøping av betong</i>	54
9.3	<i>Trafikklast</i>	57
9.4	<i>Ikke-lineær Termisk last</i>	58
9.5	<i>Svinn og kryp</i>	65
9.6	<i>Bruddgrensetilstand</i>	72
9.7	<i>Dybler</i>	76
10	Konklusjon	79
11	Referanser	81

Figurliste

Figur 2-1 – Lokalt forsterkning av konstruksjonen ved midtstøtte. Kilde: (Collings, 2005)	2
Figur 2-2 – Dobbelt samvirke, med betong over og under stålbjelken i midtstøtten. Kilde: (Høysæter)	2
Figur 2-3 – Langsgående strukturell utforming av stål i samvirkebru. a) fagverksbru b) buebru c) skråkabelbru. Kilde: (Collings, 2005)	3
Figur 2-4 – Lansering av stållamme. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	5
Figur 2-5 – Montering med kran. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	5
Figur 2-6 – Sideveis skyvning. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	6
Figur 2-7 – Montering med lekter. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	6
Figur 2-8 – Støpesekvens for bruer med flere spenn. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	7
Figur 2-9 – Store prefabrikkerte elementer. Dybler blir konsentrert i små områder. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	8
Figur 2-10 – Små prefabrikkerte elementer. Elementene blir ikke satt på stålbjelkens toppflens. Kilde: (Matteis, et al., 2010)	8
Figur 2-11 – Betongdekke og stålbjelke uten samvirke. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	8
Figur 2-12 - Betongdekke og stålbjelke med samvirke. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	9
Figur 2-13 - Boltedybel. Kilde: (Johnson, 2004)	9
Figur 2-14 – Fire type dybler. Kilde: (Johnson, 2004)	10
Figur 2-15 – Prøvestykke for standard skyve test. Kilde: NS-EN 1994-1-1, B.1	10
Figur 2-16 – En typisk last-glidning kurve for en 19 mm boltedybel. Kilde: (Johnson, 2004)	11
Figur 2-17 – Brudd i dybel/betong. Kilde: (Randovic & Drenic, 2002)	11
Figur 2-18 - Forsterkning av en seksjon for å forhindre oppløfting av betong. Øverste delen av bilde viser tverrsnitts planet og den nederste delen av bildet viser samme konstruksjonsdel ovenfra. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	13
Figur 2-19 - Endring i normalkraft	14
Figur 2-20 – Trinnvis fordeling av dybelavstand. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	14
Figur 2-21 – Skjærstrøm i betongdekket for positiv og negativ moment. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	15
Figur 2-22 – Riss i betong fra skjærstrøm. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	15
Figur 3-1 – Idealisert spenning-tøyning kurve for betong. Kilde: NS-EN 1992-1-1	17
Figur 3-2 – Bilineær spenning-tøyningskurve. Kilde: NS-EN 1992-1-1	17
Figur 3-3 – Fasthetsegenskaper for betong. Kilde: NS-EN 1992-1-1	17
Figur 3-4 – Spenning på betong etter Eurokode 4 og Eurokode 2. Kilde: (Johnson, 2012)	18
Figur 3-5 – Definisjon av effektiv tverrsnitts bredde. Kilde: (Collings, 2005)	18
Figur 3-6 - Effektiv bredde. Kilde: NS-EN 1994-2	19
Figur 4-1 – Tverrsnittsklasser. Kild: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	20
Figur 4-2 – Virkelig og antatt spenningsfordeling etter at tverrsnittet har bulket. Kilde: (Narayanan, et al., 1999)	21
Figur 4-3 - Eksempel for plastisk spenningsfordeling med positiv og negativ moment. Kilde: NS-EN 1994-2	22
Figur 4-4 – Reduksjonsfaktor β for plastisk momentkapasitet. Kilde: NS-EN 1994-2	22
Figur 4-5 - Tverrsnitt av et samvirke	23
Figur 4-6 - Vipping av stålbjelke i en samvirkebru. Kilde: NS-EN 1994-2	26
Figur 4-7 – Metode for å finne områder utsatt for riss. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	27
Figur 4-8 – Stivhetsfordeling ved opprisset analyse	27
Figur 5-1 – Inndeling av temperatur i fire hoveddeler. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	29
Figur 5-2 – Temperatureffekt på en statisk bestemt bru. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	29
Figur 5-3- Veiledning for termisk last på samvirkebruer. Kilde: NS-EN 1991-1-5	30
Figur 5-4 - Endring i indre spenninger på grunn av kryp. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)	30
Figur 5-5 – Beregningsmodell for svinn og temperaturøkning	32
Figur 5-6 – Spenning på grunn av ikke lineær termisk last. Spenningene er delt inn i spenninger som skal aksialkraft og moment	34
Figur 5-7 - Fordeling av skjærspenning ved enden. Kilde: NS-EN 1994-2	35
Figur 6-1 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer. NS-EN 1991-1-4	37
Figur 6-2 Lastmodell 1 (LM1). Kilde: NS-EN 1991-2	39
Figur 6-3 - Last fra småkjøretøyer på fortauet. Kilde: NS-EN 1991-2	40
Figur 7-1 - Global likevekt for en bru under byggefasen. Kilde: (Hendy & Johnson, 2006)	41
Figur 8-1 – Samvirkekonstruksjon i RM bridge. Kilde: (RM, 2012)	43
Figur 9-1 – Bildet av Ravnkløpbrua	45

<i>Figur 9-2 - Ståltverrsnittet. Tall i parenteser gir dimensjoner av tverrsnittet brukt ved opplagrene</i>	46
<i>Figur 9-3 – Tverrsnitt av Ravnkløpbrua. Dimensjoner gitt i [mm]</i>	47
<i>Figur 9-4 – Tverrsnittet til Cross 1</i>	50
<i>Figur 9-5 – Tverrsnittet til Cross 2</i>	50
<i>Figur 9-6 – Inndeling av elementer i lengderetning</i>	51
<i>Figur 9-7 – Figur fra RmBridge viser moment i stålbjelken når alt betongen blir montert/støpt i en sekvens</i>	55
<i>Figur 9-8 – Spenninger nederst i underflensen når alt betongen blir støpt/montert i en sekvens</i>	55
<i>Figur 9-9 – Momentfordeling når betongen er støp i sekvenser</i>	56
<i>Figur 9-10 – Spenninger nederst i underflensen når bruene blir montert i tre sekvenser</i>	57
<i>Figur 9-11 – Mest ugunstige trafikklast fra RmBridge</i>	58
<i>Figur 9-12 – Indre aksialkraft på betong og stål fra positiv termisk last for forenklet prosedyre</i>	59
<i>Figur 9-13 - Indre moment på stål og betong fra positiv termisk last for forenklet prosedyre</i>	60
<i>Figur 9-14 – Aksialkraft fra positiv (rød graf) og negativ (grønn graf) termisk last etter normal prosedyre.</i>	61
<i>Figur 9-15 – Moment fra positiv (rød graf) og negativ (grønn graf) termisk last etter normal prosedyre.</i>	62
<i>Figur 9-16 - Spenningsfordeling på Cross 1 over samvirketverrsnittet fra den positive ikke-lineære termisk lasten etter normal prosedyre.</i>	62
<i>Figur 9-17 - Spenningsfordeling over tverrsnittet til Cross 1 for positiv termisk last</i>	64
<i>Figur 9-18 – Spenningsfordeling over tverrsnittet til Cross 1 for negativ termisk last</i>	64
<i>Figur 9-19 – Tøyning av tverrsnittet til Cross 1 for positiv termisk last</i>	65
<i>Figur 9-20 – Kryp og svinn i RmBridge</i>	67
<i>Figur 9-21- Aksialkraft på stål- og betongtverrsnittet på grunn av svinn uten kryp.</i>	68
<i>Figur 9-22 – Moment på stål- og betongtverrsnitt på grunn av svinn uten kryp</i>	69
<i>Figur 9-23 – Aksialkraft på stål- og betongtverrsnittet på grunn av svinn med kryp.</i>	69
<i>Figur 9-24 - Moment på stål- og betongtverrsnitt på grunn av svinn med kryp</i>	70
<i>Figur 9-25 - Endring i aksialkraft på grunn av kryp</i>	71
<i>Figur 9-26 – Endring i moment på grunn av kryp</i>	72
<i>Figur 9-27 – Maksimal spenninger i nederste stålfiber for lasttilfelle B1 og B2</i>	74
<i>Figur 9-28 – Alle lastkombinasjoner på betongdekket</i>	74
<i>Figur 9-29 – Plott av maksimal trykk og strekkspenninger på betongen</i>	75
<i>Figur 9-30 – Maksimal skjærkraft på dybler</i>	78

Tabelliste

<i>Tabell 6-1 – Trafikklast etter LM1. Tall fra tabellen er hentet fra Tabell 4.2 i NS-EN 1991-2, og NA.4.3.2</i>	39
<i>Tabell 7-1 – Lastkombinasjonsfaktor for veibruer</i>	42
<i>Tabell 8-1 – Et eksempel av elementinndeling i RmBridge</i>	43
<i>Tabell 9-1 – Strekkfasthet av S420 N/NL</i>	46
<i>Tabell 9-2 – Tverrgående lengden av tverrsnittene</i>	46
<i>Tabell 9-3 – Laster på konstruksjonen</i>	49
<i>Tabell 9-4 – Element nummeret til tverrsnittsdelene</i>	51
<i>Tabell 9-5 - Aktivering av elementer og opplageret</i>	51
<i>Tabell 9-6 – Tverrsnittsklassifisering for Cross 1</i>	52
<i>Tabell 9-7 – Tverrsnittskapasitet av Cross 1</i>	53
<i>Tabell 9-8 – Effektiv bredde av steget til stålbjelkene for positivt moment</i>	53
<i>Tabell 9-9 – Tverrsnittsdata til Cross 1 og Cross 2</i>	53
<i>Tabell 9-10 – Krefter fra positiv temperaturendring for forenklet prosedyren</i>	58
<i>Tabell 9-11 – Indre krefter fra positiv termisk last</i>	60
<i>Tabell 9-12 – Indre krefter fra negativ termisk last</i>	61
<i>Tabell 9-13 – Spenninger på betong og stål når påkjent av positiv termisk last</i>	63
<i>Tabell 9-14 - Spenninger på betong og stål når påkjent av negativ termisk last</i>	63
<i>Tabell 9-15 –Beregning av svinntøyning</i>	65
<i>Tabell 9-16 - Beregning av kryptall</i>	66
<i>Tabell 9-17 – Indre krefter med og uten kryp beregning</i>	67
<i>Tabell 9-18 - Indre krefter fra superegenvekt med og uten kryp</i>	70
<i>Tabell 9-19 – Endring i indre krefter på grunn av kryp</i>	71

<i>Tabell 9-20 – Maksimal spenning i stålbjelken for lastkombinasjonen B1 og B2</i>	72
<i>Tabell 9-21 – Inndeling av bidraget av lastene i den kritiske lastkombinasjonen</i>	75
<i>Tabell 9-22 – Skjærkraft mellom betong og stål ved venstre opplager</i>	76
<i>Tabell 9-23 - Skjærkraft mellom betong og stål ved venstre opplager som RmBridge ikke klarer å regne ut</i>	77
<i>Tabell 9-24 – Ytterligere laster som skaper skjærkrefter i bruen</i>	77
<i>Tabell 11-1 – Kontroll for tverrsnittsklassen av steget for positivt moment</i>	E.1
<i>Tabell 11-2 – Kontroll for tverrsnittsklassen av utstikkende og innvendig del av overflens for positivt moment</i>	E.1
<i>Tabell 11-3 – Effektivt annet arealmoment til stegene</i>	E.1
<i>Tabell 11-4 – Sjekk for tverrsnittsklassen til steget i samvirkebru for positiv moment</i>	E.2
<i>Tabell 11-5 – Sjekk for tverrsnittsklasse av steget under trykk</i>	E.3

Symbolliste

Symbol Forklaring

Store bokstaver

A	Areal av samvirketverrsnittet
A_a	Areal av ståltverrsnittet
A_c	Areal av betongtverrsnittet
$A_{c,ekv}$	Ekvivalent areal av betongtverrsnittet
$A_{cp,eff}$	Partiell areal av betongdekke
$A_{cp,tot,eff}$	Total areal av betongdekke
$A_{sp,eff}$	Partiell areal av lengdearmring i et tverrsnitt
$A_{s,tot,eff}$	Total areal av lengdearmring i et tverrsnitt
A_s	Skruens brutto tverrsnittsareal
E_a	Elastisitetensmodulen til stål
E_{cm}	Elastisitetensmodul til betong
$F_{v,Rd}$	Dimensjonerende avskjæringskapasitet av skruer
G_k	Permanente laster
G	Skjærmodul
I	Samvirketverrsnittets andre arealmoment
I_a	Ståltverrsnittets andre arealmoment om sin egen nøytralakse
\bar{I}_a	Ståltverrsnittets andre arealmoment om samvirkets nøytralakse
I_c	Betongtverrsnittets andre arealmoment om sin egen nøytralakse
$I_{c,ekv}$	Betongtverrsnittets ekvivalente andre arealmoment om sin egen nøytralakse
$\bar{I}_{c,ekv}$	Betongtverrsnittets ekvivalente andre arealmoment om samvirkets nøytralakse
I_{kryp}	Samvirketverrsnittets andre arealmoment, modifisert for kryp
I_v	Turbulensintensitet
K_I	Turbulensfaktor
M	Moment på samvirketverrsnitt
M_a	Moment på ståltverrsnitt
$M_{b,Rd}$	Redusert momentkapasitet
M_c	Moment på betongtverrsnitt
M_{RD}	Tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet
N	Aksialkraft på samvirketverrsnitt
N_a	Aksialkraft på ståltverrsnitt
N_c	Aksialkraft på betongtverrsnitt
P_{Rd}	Kapasitet av en dybel
Q_k	Variable laster
S	Første arealmoment
V_y	Vertikal skjærkraft

Små bokstaver

a	Distansen mellom nøytralaksen av stål og betong
a_a	Distansen mellom nøytralaksen til stål og samvirke
a_c	Distansen mellom nøytralaksen til betong og samvirke
b_{eff}	Effektiv flensbredde
b_0	Senteravstand mellom dybler i tverretning
c_0	Terrengfaktor
c_{alt}	Nivåfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor
c_r	Ruhetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
d	Diameteren til dybelen, $16mm \leq d \leq 25mm$
f_{ctm}	Betongens strekkfasthet
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteriske sylindertykkfasthet etter 28 dager, med en densitet ikke mindre enn 1750 Kg/m^3
f_{sd}	Armeringens dimensjonerende flytespenning
f_u	Bruddspenning av en dybel
f_{ub}	Skruens bruddspenning
f_{yd}	Stålets dimensjonerende flytespenning
h_c	Betongdekkets høyde
h_{sc}	Dybelens høyde
κ	Krumning av et tverrsnitt
k_p	Toppfaktor
n_0	Modulforhold
n_L	Modulforhold modifisert for kryp
q_p	Topp hastighetstrykk
t	Tykkelse
ν	Poisson-tall
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_b	Basisvindhastighet
$v_{L,Ed}$	Skjærstrøm mellom betongdekke og stålbjelke
v_m	Stedsvindhastighet

Gresk bokstaver

ΔT	Temperaturrendring i tverrsnittet
ΔT_E	Ikke-lineær varierende temperaturrendring i tverrsnittet
ΔT_{MY}	Lineær varierende temperaturrendring om svak akse

ΔT_{Mz}	Lineær varierende temperaturendring om sterk akse
ΔT_N	Jevnt fordelt temperaturendring i tverrsnittet
ϕ	Kryptall
χ_{LT}	Reduksjonsfaktor for vipping
Ψ	Kombinasjonsfaktor
α_T	Lineær utvidelseskoeffisient
γ_a	Materialfaktor for stål
γ_c	Materialfaktor for betong
γ_s	Materialfaktor for armering
γ_v	Materialfaktor for dybler
ϵ	Tøyning
ϵ_{ca}	Autogen svinntøyning
ϵ_{cd}	Svinntøyning ved uttørking
ϵ_{cs}	Total svinntøyning
κ	Krumning
λ_{LT}	Vippeslankhet
ρ	Lufttetthet
τ	Skjærspenning
ψ_L	Krypmultiplikator

1 INNLEDNING

Samvirkebruer av betong og stål det mest vanlige alternativet for prosjektering av brukonstruksjoner, etter armerte betongbruer. Samvirkebruer kan ha økonomiske og tidsbesparende fordeler sammenlignet med betongbruer, men de har sine begrensninger og ulemper. Denne oppgaven definerer problemstillinger som er spesielt knyttet til samvirkekonstruksjoner og hvordan disse blir håndtert beregningsmessig, og etter regler i Eurokoder. På denne måten vil oppgaven gi en generell innblikk i samvirkekonstruksjoner. Oppgaven er skrevet for ingeniører som har god forståelse av mekanikk i konstruksjoner og Eurokoder, men som ikke har jobbet med samvirkekonstruksjoner eller bruer.

Hovedfokuset i oppgaven er samspeillet mellom betong og stål i en samvirkekonstruksjon. Det blir ikke sett på opplager, grunn eller andre deler av brukonstruksjoner. Oppgaven legger størst vekt på stålproblematikk, enn betongproblematikk. Det blir sett på lokal knekking, men ikke på armering i betong. Av ytre laster er det tatt hensyn til egenlast, superegenvekt, trafikklast, termisk last og vindlast.

Det er lagt stor vekt på tidsavhengige effekter (svinn, kryp og termisk last) i oppgaven. NS-EN 1991-1-5 gir to metoder for beregning av ikke-lineær varierende temperatur over et tverrsnitt; normal og forenklet prosedyre. Nasjonalt tillegg NA gir de samme prosedyrene, men med større temperaturøkning for den forenklete prosedyren. Oppgaven vurderer om den forenklete prosedyren er for konservativt sammenlignet med den normale. Videre er det antatt at termisk last utgjør en stor del av belastningen i bruer.

Det blir gitt en introduksjon til samvirkebruer, dens kapasitet og laster på bruer i kapittel 1-7. I denne oppgaven blir beregningsprogrammet RmBridge brukt. Det er et program som kan regne på samvirkebruer med etappevis utstøping av betong. Kapittel 8 handler om RmBridge, dets kapasitet og hvordan programmet håndterer samvirkebruer.

Det finnes ikke noe teorimanual for RmBridge, men allikevel blir den brukt av mange ingeniører for brukonstruksjoner. For å vise et eksempel på dimensjonering av samvirkebruer, undersøke problemstillinger rettet mot samvirkebruer gitt i tidligere kapitler, og for å sjekke fordeler og ulemper med programmet, blir det dimensjonert en eksempelbru i kapittel 9. Dette eksemplet er basert på en ferdig prosjektert bru, kalt "Nye Ravnkløpbrua". Bruen ble prosjektert av Knut Sølvernes i Reinertsen og stod ferdig i 2010. Prosjektet var dimensjonert etter gamle Norske Standarder "NS" og Håndbok 185. I denne oppgaven er Ravnkløpbrua dimensjonert etter Eurokoder og Håndbok 185-Eurokodeutgave. Bruen blir dimensjonert i bruddgrensetilstand.

2 SAMVIRKEBRUER

2.1 INTRODUKSJON

Samvirkebruer er konstruksjoner som kombinerer to eller flere materialer som sammen bidrar til bæreevne og stivhet. Samvirke mellom stål og betong er mest aktuelt for samvirkebruer. I samvirkebruer av betong og stål ligger et betongdekke oppå en stålramme. Stål og betong blir koblet sammen for å virke som en enhet, noe som øker stivheten på konstruksjonen.

Bruksområdet

Samvirkebruer er som regel økonomisk for bruer med korte og middels lange spennvidde. Samvirkebruer med bruk av I-bjelker er økonomisk for spennvidder mellom 30 og 130 m, mens bruk av stålkasser er økonomisk for spennvidder mellom 50 og 150 m (Matteis, Chauvel et al. 2010).

Fordeler

Når konstruksjonen er under positiv moment (moment som skaper nedbøyning i en bjelke), er det strekk i store deler av stålet og trykk i betongen. Dette representerer en gunstig bruk utnyttelse av materialenes egenskaper, og dermed en økonomisk konstruksjon. For samvirkebruer av stålkasse, kan forskaling reduseres betraktelig. I samvirkebruer vil det ikke være behov for midlertidige understøtter for støping av betong, fordi stålrammen kan bære vekten av den våte betongen. Dette reduserer både arbeidstid og kostnader. Alternativt kan det bygges midlertidige understøtter frem til betongen har størknet. I dette tilfelle vil vekten av betongen bæres av samvirkekonstruksjonen, hvor både stålet og betongen være med på å bære egenvekten til betongen. Dette reduserer spenninger i stålet.

Generelt er brukonstruksjoner vanskelige å oppgradere for å ta mer last. Samvirkebruer er intet et unntak. Men er som regel mer fleksibel enn andre brutyper siden deres stålramme kan oppgraderes i enkelte tilfeller.

Bruk av stål gjør bruene lettere. Dette reduserer dimensjonene til pilarene/opplageret og fundamentet.

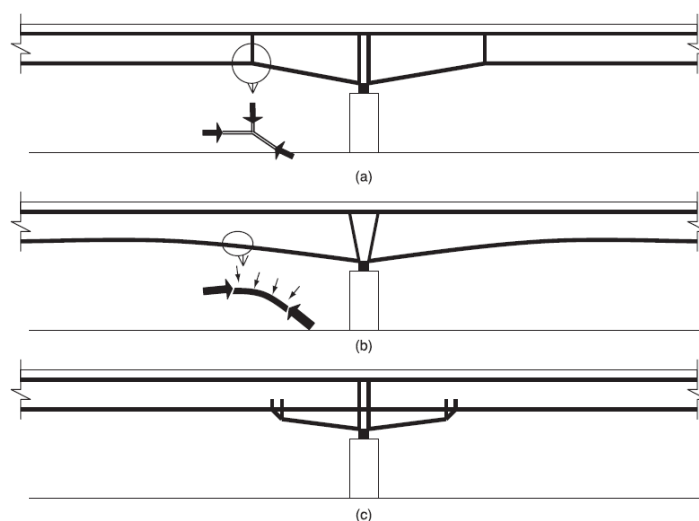
Samvirkebruer er veldig konkurransedyktige, unntatt hvor:

- Spennvidden er større enn 130 meter (Matteis, et al., 2010).
- Stålrammen er vanskelige å montere.
- Bruen er veldig lang (Matteis, et al., 2010).

Ulemper

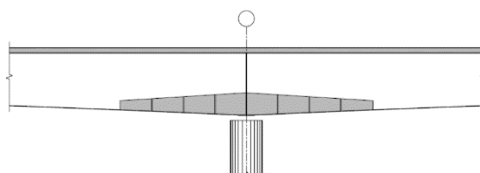
For lange bruer, må bruene ha flere spenn for å unngå store deformasjoner. Bruer med flere spenn kan lages kontinuerlig eller som en serie av fritt opplagt spenn. Fordelen med å konstruere som fritt opplagt er at det er billigere å konstruere, men ulempene er at det kreves

ledd i hvert opplager som kan føre til store kostnader i form av vedlikehold. Det kan kjennes ubehagelig å kjøre over leddet bru. På grunn av dette, blir flerspenns bruer laget som kontinuerlig. I kontinuerlige bruer med flere spenn blir det negativ moment oppå midt-opplagrene. Om samvirketverrsnittet er under negativ moment, vil begge materialene være belastet ugunstig. Beregningsmessig antas det at betong ikke tar noe strekkspenning, og betongen vil ikke bidra med å ta den ytre lasten. Det negative momentet blir tatt av armering i betongen og stålbejlen. Store deler av steget i stålverrsnittet vil være under negativt moment, og dermed utsatt for vipping og lokal knekking. Stålrammen må forsterkes nær de indre opplagrene. Dette reduserer litt av konkurransefortrinnet til samvirkebruer. Figur 2-1 viser tre måter en stålbejle kan forsterkes ved et indre opplager. Stegets høyde kan økes for at stålbejelkene skal få høyere momentkapasitet. Dette vil også øke faren for lokal knekking.



Figur 2-1 – Lokalt forsterkning av konstruksjonen ved midtstøtte. Kilde: (Collings, 2005)

Alternativt kan bruer bygges med dobbelt samvirke over midtstøtte, som vist i Figur 2-2. Her blir det støpt betong både over og under stålrammen. Tanken er at betongen, rett over pilaren, skal ta mye av trykkspenningene som er påsatt stålbejlen. Dette er et økonomisk alternativ som reduserer stålmengden, men det er samlet lite erfaring med denne metoden, i tillegg til at kryp- og svinneffekter kompliserer systemet (Høysæter).



Figur 2-2 – Dobbelt samvirke, med betong over og under stålbejlen i midtstøtten. Kilde: (Høysæter)

For bruer med flere spenn, blir betongdekket vanligvis bygget litt høyere enn dets endelige posisjon. Deretter blir den senket litt ned for å få et positivt moment ved opplageret. Dette vil kansellere litt av det negative momentet som kommer av ytre last. Å senk opplageret der bru

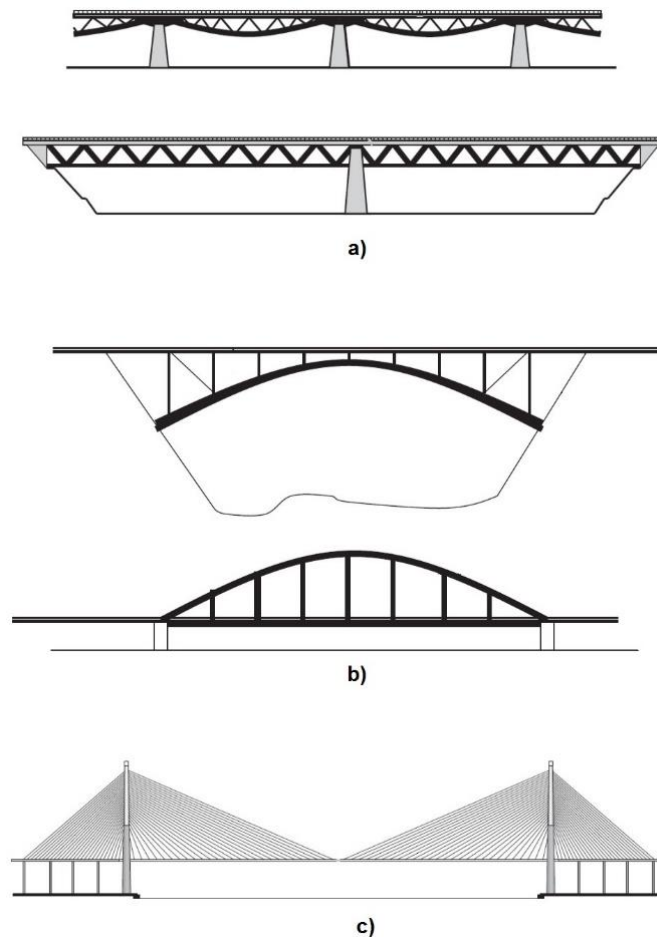
er skeiv, kan ha negativ effekt på skeivheten av bruene. For lange bruene med mange spenn må opplagene senkes mye for å nå samme effekt.

Bruer er utsatt for kollisjon fra biler og lastebiler. Strukturelle skader på samvirkebruene fra kollisjon er større enn på betongbruene. Dette gjelder spesielt samvirkebruene med I-bjelker, som har veldig svake underflenser.

Strukturelle skader på samvirkebruene fra brann er svært sjeldent, fordi sannsynlighet for brann under en bru er veldig lav. Konsekvensen av brann i samvirkebruene er større enn betongbruene, nettopp fordi stål er mer sensitiv for brann enn betong.

2.2 FORSKJELLIGE TYPER SAMVIRKEBRUER

Stålstrukturen i samvirkebruene er vanligvis formet som en bjelke. Figur 2-3 viser andre former for samvirkebruene. Samvirkebruene kan være av typen rammebru, buebru eller kabelbru. Betongen kan være med eller uten forspenning.



Figur 2-3 – Langsgående strukturell utforming av stål i samvirkebru. a) fagverksbru b) buebru c) skråkabelbru. Kilde: (Collings, 2005)

2.3 TVERRSNITTSTYPER FOR BJELKEBRUR

Tre typer tverrsnitt av stål er vanlig i bjelkeformede samvirkebruer; IPE-bjelker, oppsveiste platebærere og kasstverrsnitt.

IPE-bjelker og platebærere har like egenskaper. Fordelen med bruk av IPE-bjelker er billigere produksjonskostnader og mindre avstivning under utbygging. Allikevel kan platebærer være konkurransedyktige, ettersom de kan ha varierende flens eller steg i lengderetning av stål-bjelken. Større tverrsnittsdimensjoner kan bli brukt i områder som er mest utsatt. Dette gir en mer effektiv bruk av material og kan senke ned total kostnaden på bruene.

Stålkasser kan være kompliserte og ha dyre produksjonskostnader. Men til gjengjeld, trengs det mindre stål i bruer med stålkasse. En annen fordel er at stålkasser har stor torsjonresistans og er bra egnet for bruer med kurvatur i lengderetning. De er også mer kompakte og trenger mindre dybde (COMBRI, 2008). De er bra egnet for bruer som ikke kan ha stor høyde. For rette bruer er en av fordelene at eksentriske krefter fra trafikken blir tatt av hele konstruksjonen. Stålkassene er vanskelig å montere på byggeplassen og må fabrikkeres i store seksjoner. Dette kan by på problemer i enkelte prosjekter der byggeplassen er liten eller det er dårlige mulighet for transport av store seksjoner. Lukkede stålkasser har store fordeler ved bygning og montering sammenlignet med åpne stålkasser. Toppflenser på lukkede kasser fungerer som permanent forskaling for store deler av betongen, og har stor rotasjonsstivhet. Toppflensen i åpne kasser har neglisjerbar torsjonsstivhet og utilstrekkelig sideveis styrke inntil dekket er støpt og må derfor avstives under byggeperioden.

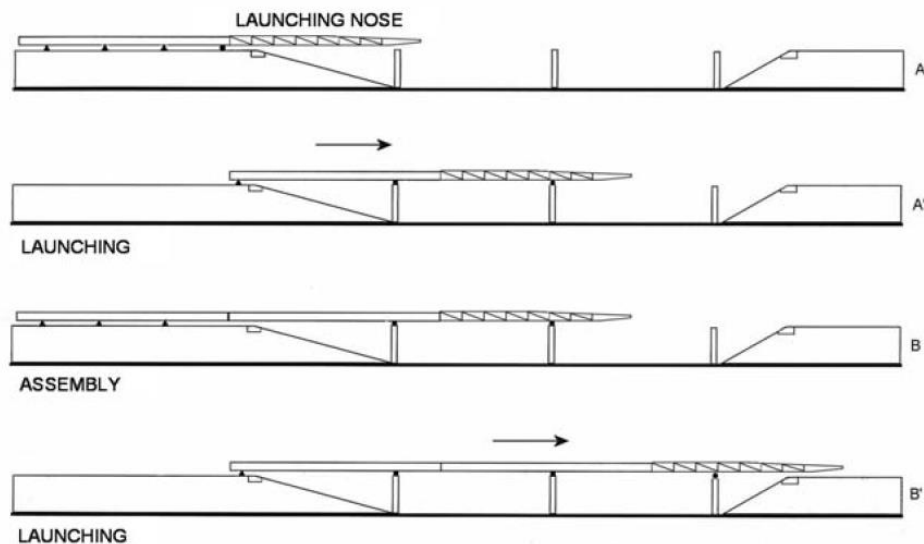
2.4 TRANSPORT OG MONTERING AV STÅLRAMMEN

Stål blir produsert og bearbeidet i stålfabrikk, og må transporteres til byggeplassen. Det er generelt fordelaktig å produsere størst mulig stål ramme i stålfabrikken, for å minke antall forbindelser som må sveises på byggeplassen. Sveising på byggeplassen blir vanligvis utført under vanskeligere forhold enn det kontrollerte området på en stålfabrikk, noe som øker kostnaden.

2.4.1 Lansering

Lansering er den vanligste monterings metode. Prosedyren involverer å dytte hele stålrammen fra den ene eller begge endene til dens endelige posisjon, som vist i Figur 2-4. For å redusere lasten på pilarene blir en utskyvningsnese brukt i front av stålrammen. For denne metoden trengs det et stort monterings område bak den ene eller begge landkarene. Stålrammen blir lastet av transportkonvoi, satt på et rullebånd og montert sammen, før den blir dyttet inn til sin endelige posisjon. Stålrammen kan også dyttes sammen med det prefabrikerte betongdekket for raskere byggeprosess. Dette byr på store kostnader ettersom vekten av konstruksjonen som må dyttes blir veldig mye større med betongdekket.

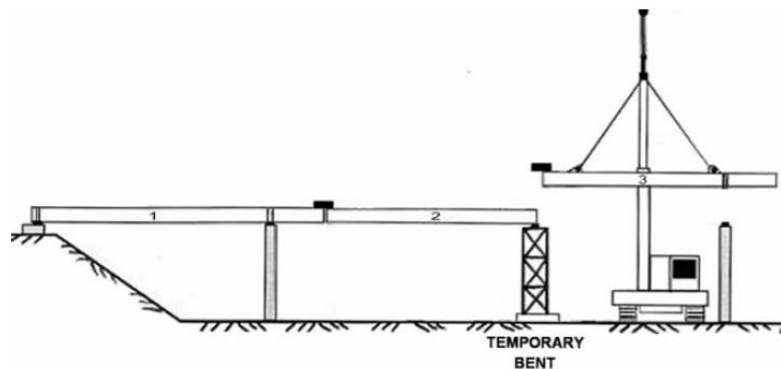
Lansering er anbefalt for områder med lite tilgjengelighet under bruene, f.eks. dype elver, og jord som er ustabil eller uegnet for løfteutstyr. Ulemper er at det trengs mye utstyr og tiden for montering av stålrammen er større enn for de andre metoder.



Figur 2-4 – Lansering av stålramme. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

2.4.2 Montering med kran

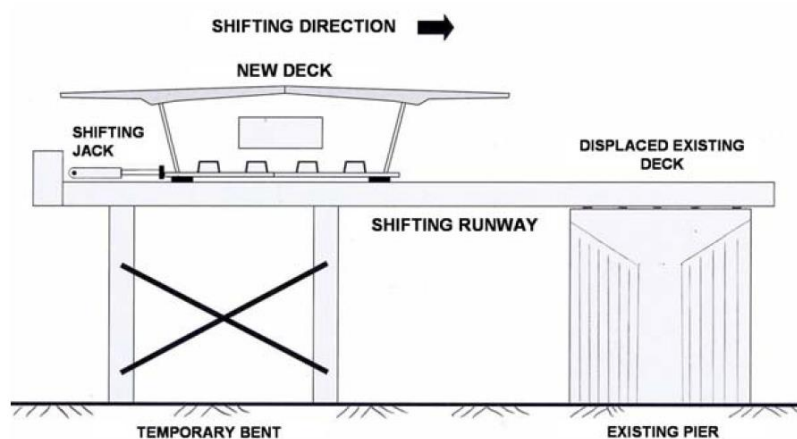
Montering med kran involverer løfting av stålrammen i en del eller flere deler og plassering på dens endelige posisjon ved bruk av en eller flere løfte maskiner. Elementene som skal løftes bør være så store som mulig for å begrense antall løfteprosesser og tid. Store kran kan løfte store elementer, men det tar lang tid å transportere dem til byggeplassen og de må reserveres i lang tid på forhånd. Videre vil bruk av store kraner øker risikoen for jordbrudd under kranen. Fordelene med bruk av kran er at de kan løfte stålrammer med all type geometri, og påsetter lite spenninger på stålrammen. Å sette stålrammen på plass med kran er raskere, men til gjengjeld er ettermonteringen av rammen vanskeligere, ettersom det må gjøres i høyde.



Figur 2-5 – Montering med kran. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

2.4.3 Sideveis skyvning

Bruen bygges ferdig på midlertidige støtter så nær som mulig parallell til bruens endelige posisjon, og deretter dytte eller flytte den sideveis til dens endelig posisjon med kabler eller jekk, som vist i Figur 2-6. Fordelen med denne metoden er at trafikken må stanses i en mindre periode i veien der det før var en gammel bru. Ulempen med metoden er større kostnader, både fordi flytting av bruens foregår i høyde og på grunn av bygging av midlertidige støtter.



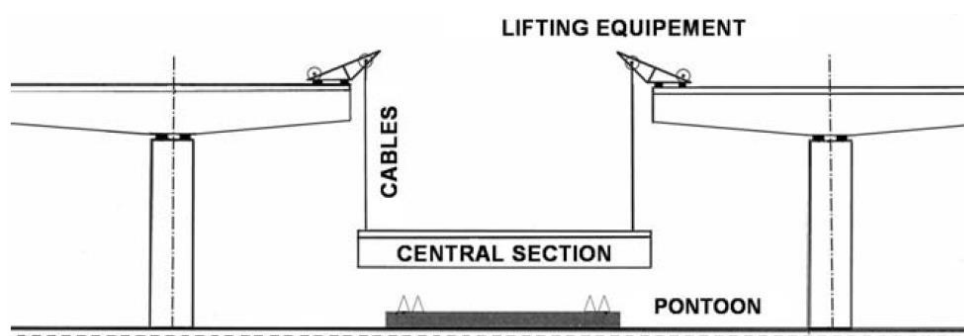
Figur 2-6 – Sideveis skyvning. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

2.4.4 Montering med lekter

I denne metoden blir en seksjon av stålramme plassert under dens endelige posisjon, og deretter løftet opp på plass, som vist i Figur 2-7. Denne metoden er komplisert og blir vanligvis brukt for montering av midtre del av et spenn. Etter at tilstøtende spenn er montert med kran eller lansering, kan den midtre delen bli fraktet med en båt og heist opp.

For at rammen som blir heist skal passe på plassen sin, blir den bygget noen centimeter kortere på begge sider. For å bringe endene sammen etter oppløfting, må bruene dyttes fra begge sider. Alternativt kan en liten stålramme sveises for å dekke mellomrommene mellom endene.

Fordelen med metoden er at en stor del kan fraktes direkte fra fabrikken med båt og løftes. Løfte apparatet må vanligvis lages for det spesifikke prosjektet, noe som gjør dens gjenbruk usannsynlig. Videre vil løfting av et stort element utgjøre en sikkerhetsrisiko og være avhengig av vindforhold.



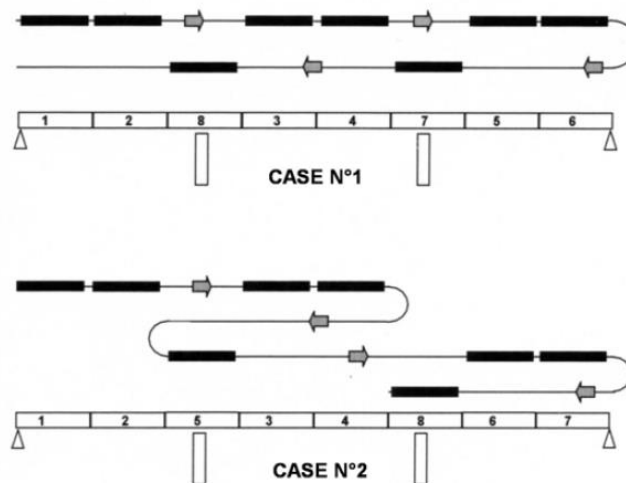
Figur 2-7 – Montering med lekter. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

2.5 BETONGDEKKE

Betongen blir støpt/montert oppå stålrammen. Betongdekket blir vanligvis enten støpt på byggeplass, eller støpt på en fabrikk som betongelementer og montert til stålrammen på byggeplassen.

I bruer med flere spenn blir betongen i midtstøtten støpt/montert på slutten for å minke strekkspenninger i betongen. Om midtstøtten blir støpt før betongen har blitt støpt i feltet, vil betongen over midtstøtte bli satt under strekkspenninger når ny betong lastes på. Dette vil føre til oppsprekking av betongen.

To støpesekvenser for samvirkebru med flere spenn er vist i Figur 2-8 (Matteis, et al., 2010). Øverste delen av figuren viser en støpesekvens der alle seksjoner i felt blir støpt før seksjonene over midtstøttene. Nederste delen av figuren viser støpesekvens hvor begge sider av en midtstøtten blir støpt før betongen over midtstøtten blir støpt.



Figur 2-8 – Støpesekvens for bruer med flere spenn. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

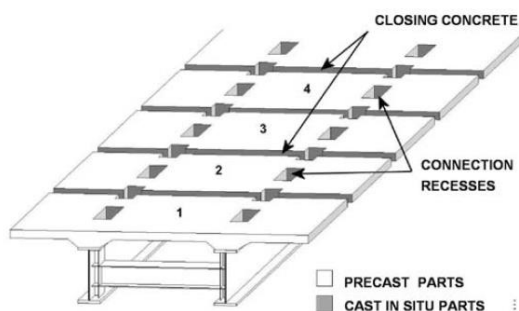
2.5.1 Utstøping på byggeplass

Utstøping på byggeplass har mange fordeler. Metoden minimerer antall ledd i betongen (hvis betongen blir støpt i flere etapper), og retter ut små defekt i stålrammen. Videre skaper metoden bra samvirke mellom stål og betongen. Vanligvis blir bruer forskallet, og forskalingen fjernes etter at betongen er 7 dager gammel. Alternativt kan en mobil forskaling brukes for utstøping på byggeplass. Forskalingen beveger seg langs bruen på stålrammen og kan støpe 8-20 meter lange seksjoner om gangen (Matteis, et al., 2010).

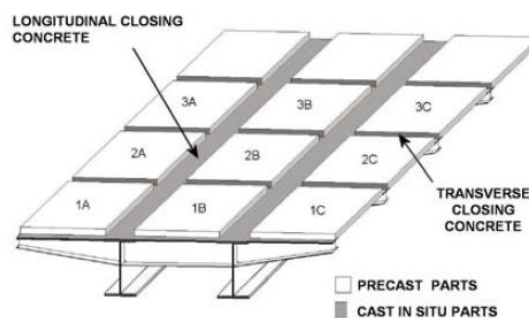
2.5.2 Prefabrikkerte betongelementer

Prefabrikkerte elementer blir støpt på fabrikk og står der til den har størknet før den blir transportert til byggeplass og montert på stålrammen. Støping i fabrikk resulterer i bedre kvalitet på betongdekket, og beskytter betongen mot ekstreme værforhold. Videre vil konstruksjonstiden reduseres. Denne metoden reduserer svinn effekter (se kapittel 5.1 og 5.5), noe som reduserer riss i betongen og indre spenninger på konstruksjonen.

For å få samvirke mellom prefabrikkerte betongelementer og stålrammen blir betongen støpt slik at det er plass til dybler (se kapittel 2.6). Betongelementene kan være store med små hull der dybler går inn, som vist i Figur 2-9. Dette resulterer i konsentrerte områder med dybler. Hullene blir fylt med betong på byggeplassen etter at betongelementene er satt på plass. Alternativt kan betongelementene være mindre slik at elementene ikke blir plassert på toppflensen til stålbelegene, som vist i Figur 2-10. For små betongelementer kan dyblene fordeles etter skjærkraftfordelingen, uten konsentrerte områder.



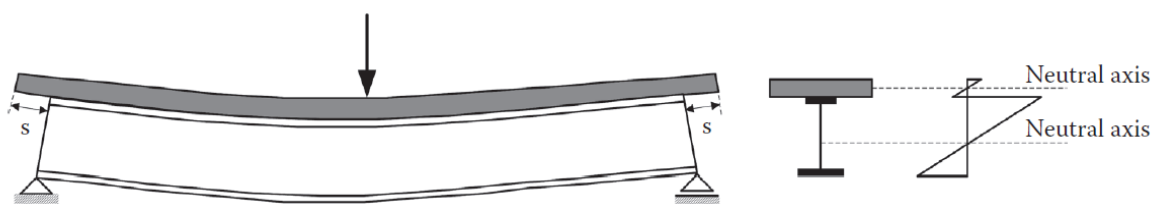
Figur 2-9 – Store prefabrikkerte elementer. Dybler blir konsentrert i små områder. Kilde: (Matteis, et al., 2010)



Figur 2-10 – Små prefabrikkerte elementer. Elementene blir ikke satt på stålbelegens toppflens. Kilde: (Matteis, et al., 2010)

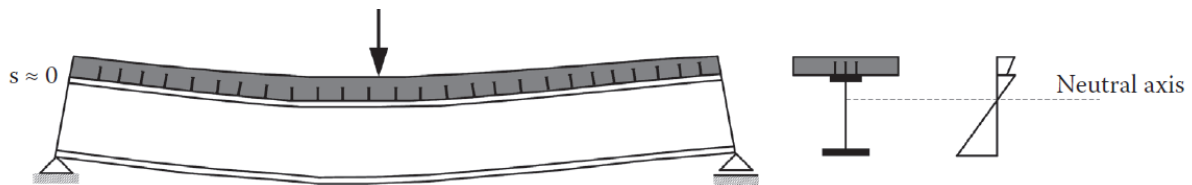
2.6 DYBLER

Når en betong plate hviler på et fritt opplagt stålbeleg uten samvirke, vil betongdekket og stålbeleg bøyes om sin egen akse. Dette resulterer i en relativ forskyvning mellom enden av betongen og enden av stålbeleg, se Figur 2-11.



Figur 2-11 – Betongdekke og stålbeleg uten samvirke. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

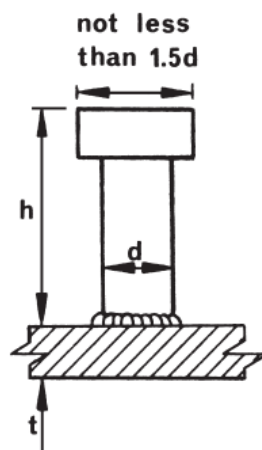
Dybler blir brukt for å oppnå samvirke mellom stålbeleg og betongdekket. Dyblen blir sveiset i toppflensen til stålet og stikker inn i betongen. Etter at samvirke er innført vil hele tverrsnittet oppføre som en enhet. Tverrsnittet vil få en ny nøytralakse, mellom nøytralaksen til betongdekket og nøytralaksen til stålbeleg. Innføring av samvirke vil øke kapasiteten til tverrsnittet. For et tverrsnitt med full samvirke, vil det ikke være noe relativ forskyvning mellom stålet overflens topp og betongdekkets bunn, som vist i Figur 2-12. I Eurokoden og beregningsprogrammet RmBridge antas det fullt samvirke mellom betong og stål.



Figur 2-12 - Betongdekke og stålbejelke med samvirke. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Det finnes flere type dybler som kobler sammen stålbejelken og betongdekket. Boltedybler er det mest brukte dybelen i samvirkebruere. En skisse av en boltedybel er vist i Figur 2-13. Boltedybler har lite styrke per dybel. Andre dybler med høyere styrke har blitt utviklet, hvor noen av dem er vist i Figur 2-14. Disse dyblene er ikke dekket i reglene i Eurokoden.

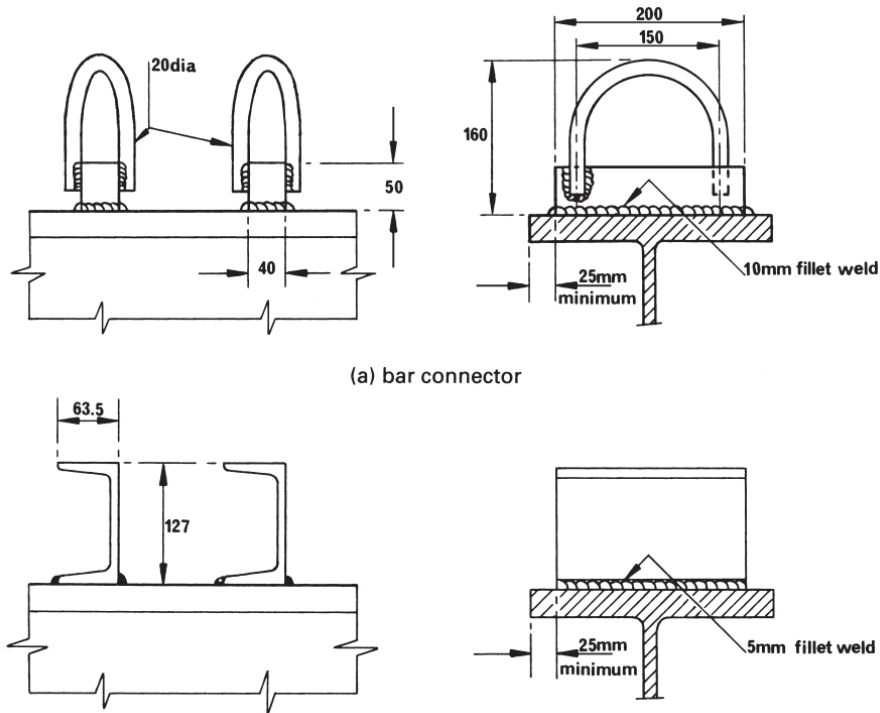
Det finnes mange fordeler med å bruke boltedybler. Sveising av de øvrige dybler skaper en deformasjon i stålflensen som er vanskelig å reversere. Enkelte dybler er veldig stive og tillater små eller ingen forskyvning mellom betongen og stålet. Dette forårsaker knusing av betongen som ikke er ønskelig. Bolte dybler er duktilt. For at dybler skal kunne karakteriseres som duktilt, må de kunne tiltale minimum 6 mm bevegelse mellom to materialer. På grunn av deres duktilitet, kan aksial skjærspenning fordeles mellom dyblene.



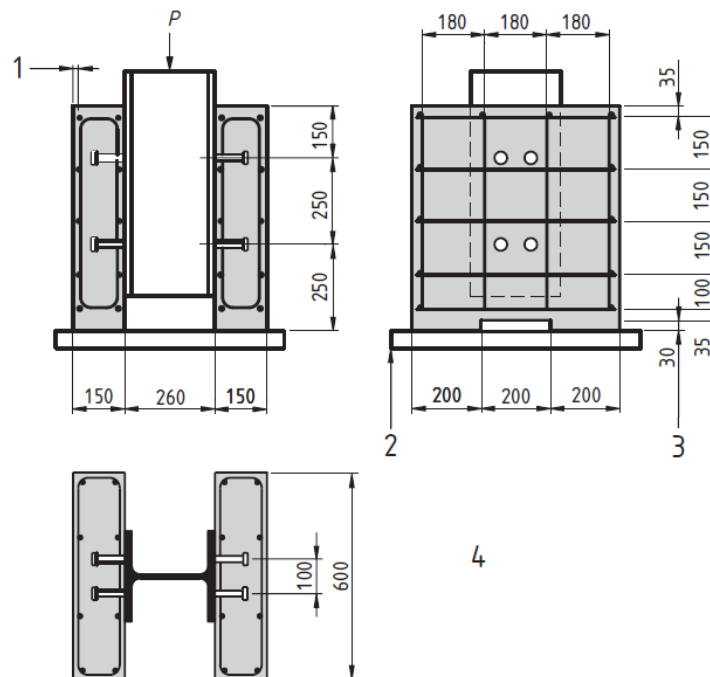
Figur 2-13 - Boltedybel. Kilde: (Johnson, 2004)

Andre fordeler med boltedybler er at de har lik skjærkapasitet i alle retninger normalt på akse til dybelen. Videre er boltedybler relativt enkle å installere. Med en spesielt elektrisk pistol kan de enkelt bli sveist til stålflensen på byggeplassen. NS-EN 1994-2 gir veiledning for bare boltedybler med diameter: $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$.

Kapasitet av dybler blir funnet med en standard skyve test. Idealt bør denne testen utføres på en samvirkebejelke, men i praksis blir testen utført på et liten spesimen. Oppsettet for testen er gitt i NS-EN 1994-2, B.2, med dimensjoner vist i Figur 2-15. Begge flensene til en I-bejelke blir festet til betong med dybler. I-bejelken blir belastet, og glidning mellom betong og stål blir registrert. En typisk last-glidningskurve på en dybel er vist i Figur 2-16.



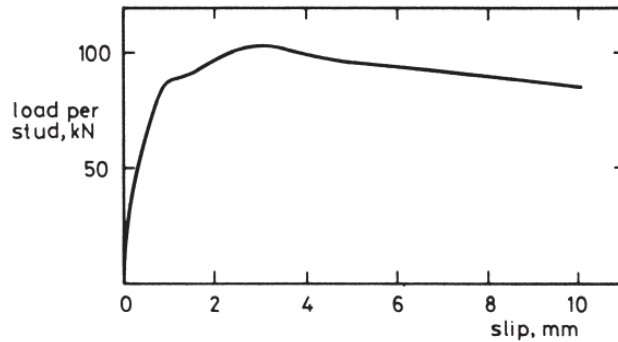
Figur 2-14 – Fire type dybler. Kilde: (Johnson, 2004)



Key

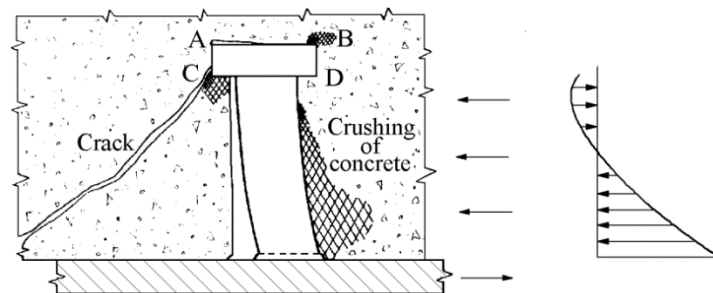
- 1 cover 15 mm
- 2 bedded in mortar or gypsum
- 3 recess optional
- 4 reinforcement: ribbed bars ϕ 10 mm resulting in a high bond with $450 \leq f_{sk} \leq 550 \text{ N/mm}^2$
steel section: HE 260 B or 254 x 254 x 89 kg. UC

Figur 2-15 – Prøvestykke for standard skyve test. Kilde: NS-EN 1994-1-1, B.1



Figur 2-16 – En typisk last-glidning kurve for en 19 mm boltedybel. Kilde: (Johnson, 2004)

To bruddtilfeller med dybler kan forekomme; utrivning i betongen og skjærbrudd i dyblene. Begge bruddtilfellene samt spenningsfordelingen på boltedybler er vist i Figur 2-17. Den dimensjonerende skjær resistans av boltedybler med $h/d \geq 4$ er gitt i Eurokoden som den miste av to ligninger. Ligning (2.1) nedenfor gir kapasiteten av dybelen for skjærbrudd, og ligning (2.2) gir bruddkapasiteten til betongen.



Figur 2-17 – Brudd i dybel/betong. Kilde: (Randovic & Drenic, 2002)

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (2.1)$$

eller

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (2.2)$$

Hvor reduksjonsfaktoren α tar hensyn til dybelens høyde og er gitt ved:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

Videre er

γ_V	Materialfaktor for dybler (1,25)
d	Diameteren til dybelen, $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$. For øvrige størrelser, må kapasiteten verifiseres med testing (etter NS-EN 1994-1-1, B.2)
f_u	Bruddspenning av dybelen, men ikke større enn 500 N/mm^2
f_{ck}	Betongens karakteriske sylindertykkfasthet etter 28 dager, med en densitet ikke mindre enn 1750 Kg/m^3
h_{sc}	Høyden til dybelen
E_{cm}	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong

Konstantene i ligningene ovenfor og materialfaktoren γ_V er funnet fra analysen av utførte skyve-tester (Hendy and Johnson). For dybel med høy bruddspenning ($f_u = 500\text{ MPa}$) og betong i klasse C30/37 eller lavere, vil brudd i betongen skje før brudd i dybler. Brudd i betongen er mindre duktilt enn brudd av dyblene, og derfor bør det unngås å bruke betong med lav fasthet i samvirkebruer.

Ligning (2.1) er av samme form som avskjæringskapasiteten til skruer gitt i NS-EN 1993-1-8, Tabell 3.4:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (2.3)$$

Hvor:

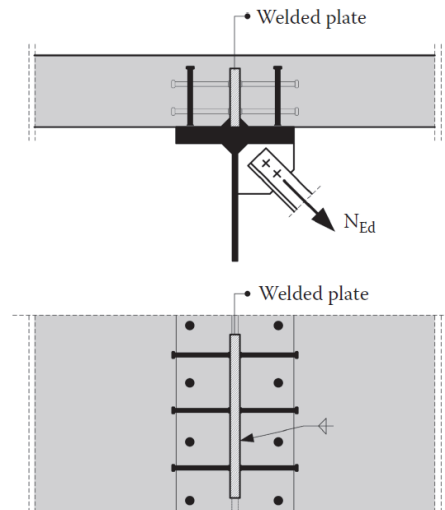
α_v	er en konstant avhengig av fasthetsklassen til festemiddelet og om avskjæringen skjer ved gjenget eller ugjenget del av festemiddelet. For avskjæring som går gjennom den ugjenget delen av skruen er $\alpha_v = 0,6$.
f_{ub}	er skruens bruddspenning
A_S	er festemiddelets brutto tverrsnittsareal
γ_{M2}	= 1,25 gitt i NS-EN 1993-1-8, NA.2.2.

Sammenligningen viser at samvirkestandardene gir større skjærkapasitet i dybler med konstant (0,8), enn standardene om knutepunkter som har konstant (0,6).

Etter NS-EN 1994-2, 6.6.3.2 blir strekk kreften på dyblen neglisjert om den er mindre enn 10 % av dybelens kapasitet. Eurokoden dekker ikke tilfeller der strekkraften er større enn 10 % av skjærkapasiteten. En måte å unngå overdreven strekkraft i bolte dybler er å sveise en vertikal plate med sveiste horisontale dybler på platen som vist i Figur 2-18.

Enkelte ganger må man ha flere dybler enn det som trengs av skjærkreftene. Det er for å hindre oppløfting av betongen og for å forsikre at øverste flensen i stålbjelken er forhindre mot vipping.

Langs den aksielle akse blir senteravstanden mellom dyblene bestemt av skjærkraften. I midten av bjelken er skjærspenninger som regel relativt liten, og da kan senteravstanden mellom dyblene være 800 mm, som er den maksimale tillatte senteravstand etter NS-EN 1994-2 6.6.6.5. Ved opplageret er denne avstanden 200 mm.



Figur 2-18 - Forsterkning av en seksjon for å forhindre oppløfting av betong. Øverste delen av bilde viser tverrsnitts planet og den nederste delen av bildet viser samme konstruksjonsdel ovenfra. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Langsgående skjær

For beregning av antall nødvendig dybler, må det bestemmes skjærspenning mellom betongen og stålet. Formel for å finne elastisk skjærspenning i en bjelke er:

$$\tau_{xz} = \frac{V_y \cdot S_z}{I_z \cdot t} \quad (2.4)$$

Hvor:

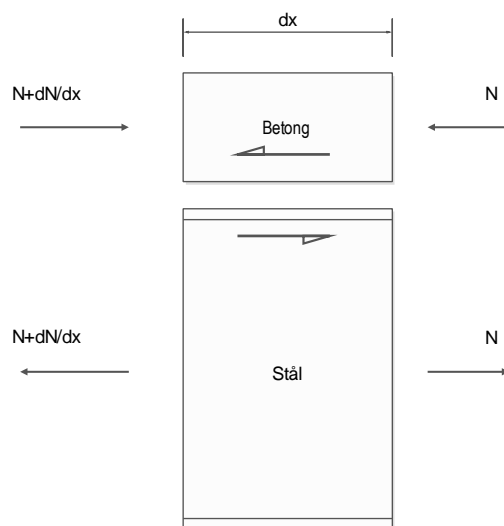
τ_{xz} er skjærspenning i x-z planet

V_y er vertikal skjærkraft

S_z er 1. arealmoment av en tverrsnittsdelen om nøytralaksen

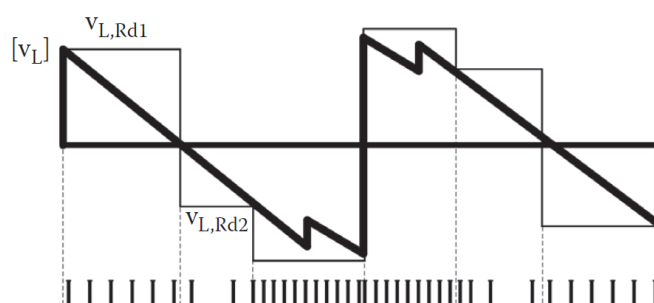
t er tykkelse av tverrsnittsdelen i planet der skjærspenning skal analyseres

For plastisk skjærspenning, må momentet deles inn i aksialkraft på betong og stål. Endring i normalkraft (dN/dx) mellom starten og enden av et element av betong/stål må brukes for å finne skjærkraften i grensen mellom betongen og stål, som vist i Figur 2-19. Aksialkraften på elementene kommer fra inndeling av momentet på samvirkedelen. Når aksialkraften på den ene siden av elementet er større enn det andre, blir forskjellen (dN/dx) overført som skjærkraften fra betongen til stålet. Det bør antas urisset betong i analyse av langsgående skjærkrefter, selv for betong over midtopplager.



Figur 2-19 - Endring i normalkraft

Fordeling av dyblene i lengderetning kan skje i henhold til skjærkraftdiagrammets form. På grunn av boltedyblenes duktilitet, kan dyblene fordeles med jevn avstand eller man kan variere dybelavstanden trinnvis, som vist i Figur 2-20.



Figur 2-20 – Trinnvis fordeling av dybelavstand. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Langsgående skjær i betongdekke

Langsgående skjær blir overført fra betongdekket til stålbjelken gjennom dybler. Det oppstår en horisontal skjærstrøm i betongdekkets plan, som vist i Figur 2-21. Skjærstrøm i betongdekket kan forårsake riss i betongen over enden av stålets overflens, som vist i Figur 2-22. Det må settes nødvendig tverrarmring for å unngå brudd i betongen. Tverrarmring bestemmes etter NS-EN 1992-1-1, 6.2.4(4). Det henvises til NS EN 1994-2, 6.6.6 for beregning av tverrarmring per lengderetning $\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)$ som skal tas med i skjærkapasiteten.

For positiv moment er skjærstrømmen i ett snitt i betongen gitt av ligningen

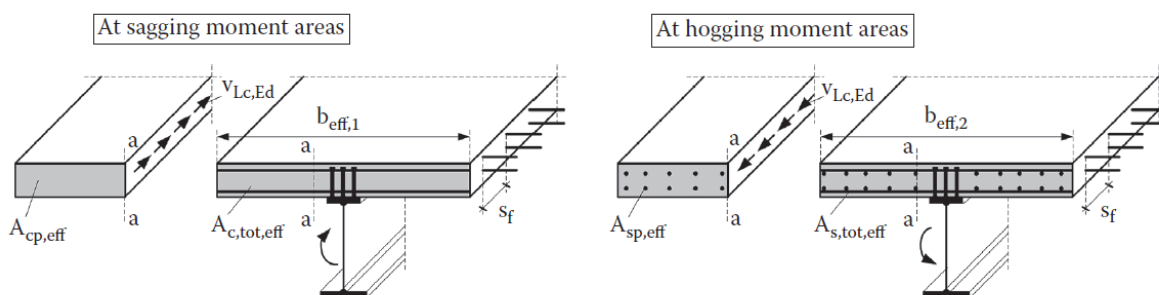
$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}}$$

For negativt moment er skjærstrømmen i et snitt i betongen gitt av ligningen

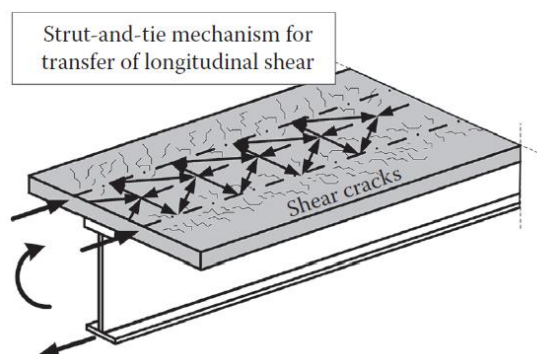
$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} \cdot \frac{A_{sp,eff}}{A_{s,tot,eff}}$$

Hvor

- $v_{L,Ed}$ er skjærstrømmen mellom betongdekket og stålbjelken
- $A_{cp,eff}$ er det partielle arealet av elementet kuttet av linjen a-a i Figur 2-21
- $A_{c,tot,eff}$ er det totale arealet til betongdekket
- $A_{sp,eff}$ er det partielle arealet av lengdearmeringen kuttet av linjen a-a i Figur 2-21
- $A_{s,tot,eff}$ er det totale arealet av lengdearmeringen



Figur 2-21 – Skjærstrøm i betongdekket for positiv og negativ moment. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)



Figur 2-22 – Riss i betong fra skjærstrøm. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

3 BEREGNINGSMESSIG GRUNNLAG

3.1 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

Samvirkekonstruksjoner i stål og betong blir prosjektert etter NS-EN 1994. Del 2 av Eurokode 4 (NS-EN 1994-2) tar for seg reglement spesifikt for samvirkebruer av stål og betong.

Andre aktuelle standarder for samvirkebruer er:

NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991: Laster på konstruksjoner

NS-EN 1992: Prosjektering av betongkonstruksjoner

NS-EN 1993: Prosjektering av stålkonstruksjoner

NS-EN 1999: Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner (for beregning av vipping)

Ved dimensjonering i bruddgrenstilstand skal følgende materialfaktor benyttes for bruer:

Stålprofil	$\gamma_a = 1,1$	(NS EN 1993-2, N.A.6.1)
Betong	$\gamma_c = 1,5$	(NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N)
Armering	$\gamma_s = 1,15$	(NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N)
Bolte dybler	$\gamma_v = 1,25$	(NS-EN 1994-1-1, NA.6.6.3.1)

3.2 MATERIALMODELL

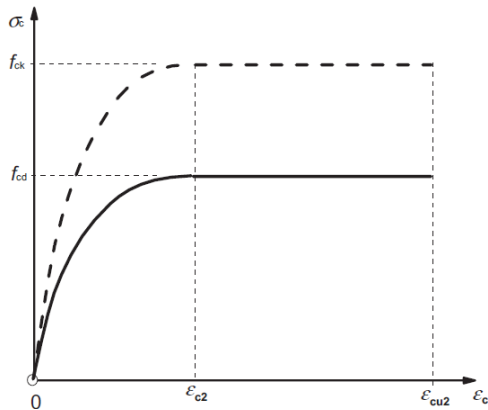
Stål

Stål brukt i konstruksjoner blir spesifisert med grad (f.eks. S355) og kvalitet (f.eks. H, N/NL, etc.). Stål graden består av bokstav S (structural steel) for konstruksjonsstål og flytespenning f_y (f.eks. 355, 420, 460 etc.). NS-EN 1994-2 dekker ikke stål av grad større enn S460. Stål modelleres som elastisk-perfektplastisk material, med følgende materialkonstanter for alle fastheter:

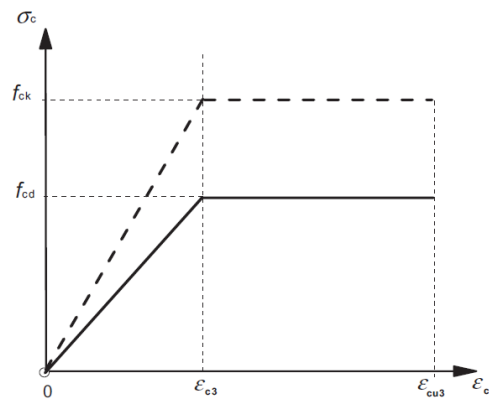
Elastisitetsmodul	$E_a = 210\,000\text{ N/mm}^2$
Poisson-tall i elastisk området	$\nu = 0,3$
Skjærmodul	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Temperaturutvidelseskoeffisient	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / \text{K}$ (for $T \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$)

Betong

Betong har en ikke-lineær spenning-tøyingsoppførsel. Spenning-tøyingskurven kan idealiseres, som vist i Figur 3-1. Eurokoden tillater en forenklet modell, dersom det tilsvarende eller er mer konservativ enn den idealiserte spenning-tøyingskurven, f.eks. bilineært forløp som vist i Figur 3-2.



Figur 3-1 – Idealisert spenning-tøyning kurve for betong. Kilde: NS-EN 1992-1-1



Figur 3-2 – Bilineær spenning-tøyning kurve. Kilde: NS-EN 1992-1-1

Figur 3-3 gir fasthetsegenskaper for betong, for mer detaljer, se Tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1.

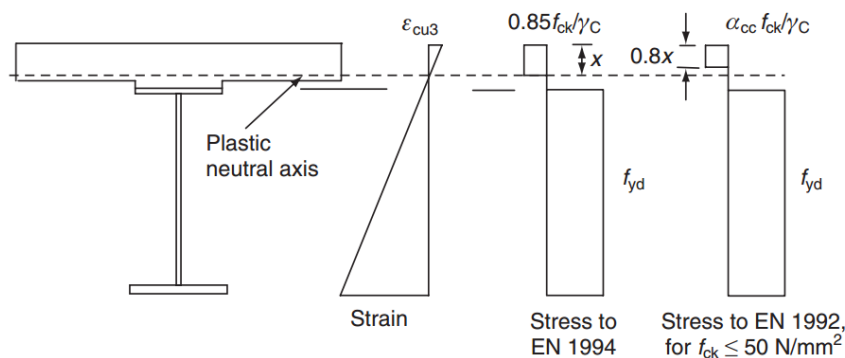
Fasthetsklasser for betong														Analytisk sammenheng/ Forklaring	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5%-fraktil
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95%-fraktil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm})/10]^{1,3}$ (f_{cm} in MPa)

Figur 3-3 – Fasthetsegenskaper for betong. Kilde: NS-EN 1992-1-1

Den dimensjonerende trykkfasthet av betong bestemmes av:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

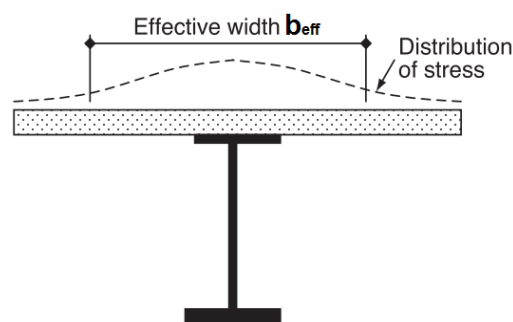
Den dimensjonerende trykkfastheten i Eurokode 4 avviker fra trykkfasthet gitt i Eurokode 2 (NS-EN 1992-1-1), der trykkfastheten er gitt som $f_{cd} = (\alpha_{cc} \cdot f_{ck})/\gamma_c$, hvor $\alpha_{cc} = 0,85$ og tar hensyn til langtidseffekter på trykkfastheten og ugunstige effekter fra måten laster er påført. I NS-EN 1994 antas det at all betong under trykk tar trykkspenning med en kapasitet på $0,85 f_{cd}$ som vist i Figur 3-4. Denne modellen gjør beregninger lettere. Det vises til (Johnson, 2012) for flere grunner til avviket.



Figur 3-4 – Spenning på betong etter Eurokode 4 og Eurokode 2. Kilde: (Johnson, 2012)

3.3 EFFEKTIV FLENSBREDDE

"I bjelketverrsnitt hvor flensens bredde er "stor" i forhold til spennvidden, er ikke lenger bøyesspenningene jevnt fordelt over flensens bredde" (Larsen, 2011). Langsgående skjærkrefter påvirker fordelingen av normalspenninger. Denne effekten kalles "shear lag". Områder av flensen nærmest steget vil ha større stivhet enn de ytterste delene. Spenninger vil ikke lenger være konstant langs betongens bredde, men heller konsentrert nær forbindelsen mellom stål og betong. Dette gir en ikke-lineær spenningsfordeling som vist i Figur 3-5. Det skal merkes at "shear lag" kan inntreffe i stål med bred flens, spesielt aktuelt er det for kassetverrsnitt.



Figur 3-5 – Definisjon av effektiv tverrsnitts bredde. Kilde: (Collings, 2005)

I beregningsmodellen blir det antatt at den maksimale bøyesspenningen er konstant over en del av flensbredde

NS-EN 1994-2, 5.4.1.2 gir effektiv flensbredden for betongdekke.

Ved feltmidte og indre støtter er den effektive bredden:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.2)$$

Hvor

b_0 er senteravstand mellom dybler i bredderetning, se Figur 3-6

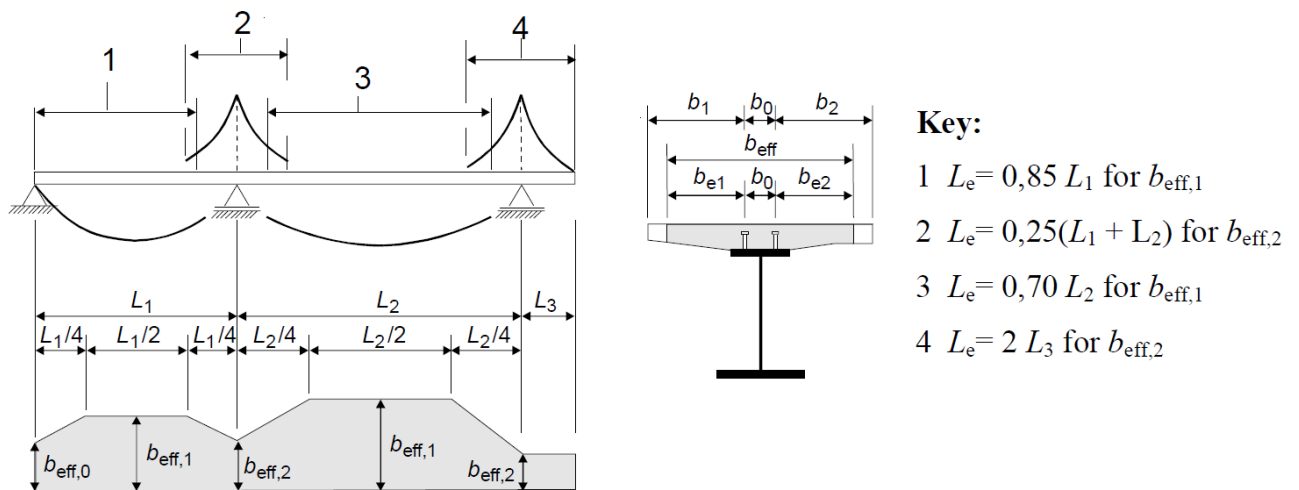
b_{ei} er den effektive bredden av flensen på hver side av steget og settes lik den minste verdien av $L_e/8$ og den virkelige bredden. Den virkelige bredde tas som avstanden mellom den ytterste dybelen til midtveis mellom stegene av to stålbjelker, eller avstanden til fri rand. L_e finnes fra formlene gitt i Figur 3-6

Ven endestøttene er den effektive bredden:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \quad (3.3)$$

Med:

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1 \quad (3.4)$$



Figur 3-6 - Effektiv bredde. Kilde: NS-EN 1994-2

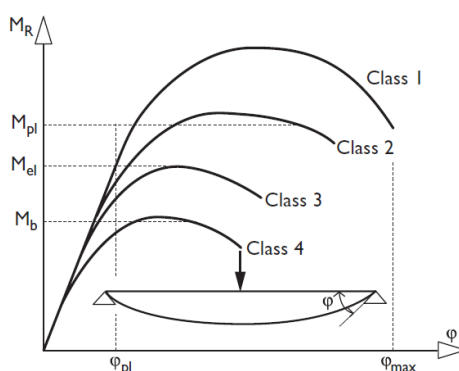
Dersom elastisk global analyse er brukt, kan en konstant effektiv bredde for hvert felt benyttes. Denne verdien tas som $b_{eff,1}$ for indre spenn og lik $b_{eff,2}$ for utkragerne (NS-EN 1994-2, 5.4.1.2(4)). Dette fordi "shear lag" har begrenset påvirkning på resultatet.

4 KAPASITET AV SAMVIRKEKONSTRUKSJON

4.1 TVERRSNITTSKLASSIFISERING

Ståltverrsnitt blir definert som en av fire tverrsnittsklasser. De fire tverrsnittsklassene har følgende kapasitet, som vist i Figur 4-1.

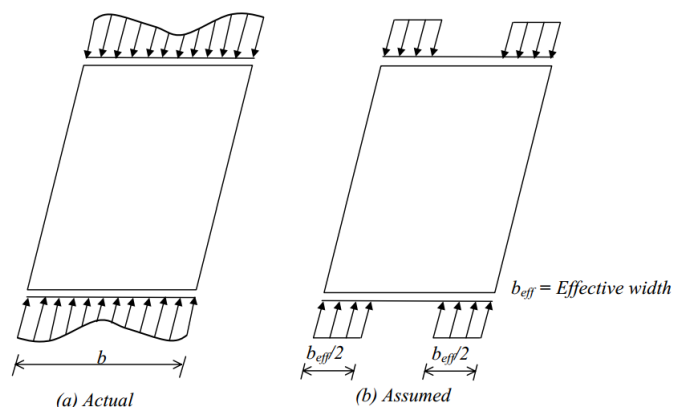
- Klasse 1: Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler kan nå full plastisk momentkapasitet, og tverrsnittet kan få en betydelig plastisk rotasjon, som klarer å omfordele kreftene i konstruksjonen.
- Klasse 2: Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler kan nå full plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet
- Klasse 3: Tverrsnitt eller tverrsnittsdeler kan bare nå den elastiske momentkapasiteten før brudd.
- Klasse 4: Tverrsnittet eller tverrsnittsdeler går til brudd før den når den elastiske momentkapasiteten, grunnet lokal knekking.



Figur 4-1 – Tverrsnittsklasser. Kild: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Klassen av ståltverrsnitt er avhengig av forholdet mellom bredde og tykkelse, og blir beregnet etter Tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1.

Stålbjelke i tverrsnittsklasse 4 er utsatt for instabilitet i form av lokal knekking, dvs. bulking av stålplate i delen som står i trykk. Knekkformen er avhengig av last og randbetingelser. Anta en stålplate med fritt opplagt randbetingelser i alle sidene under aksial trykk spenninger. Når den aksiale spenningen blir lik den kritiske knekkelasten, vil den midtre delen av platen bulke. Deler av platen som bulker klarer å bære mindre spenninger en flytespenning. Kantene av platen er holdt av rendene og vil bære spenninger uten ustabilitet. Dette vil gi en ikke-uniform spenningsfordeling langs bredden, som vist i Figur 4-2 (a). For å beregne kapasitet av platen på en enkel måte, ble konseptet av effektiv bredde utviklet. Dette konseptet er vist i Figur 4-2 (b). Det regnes med en redusert bredde av platen, hvor det antas at områder utsatt for lokal knekking ikke tar noen spenninger. Bredde/areal som ikke er påvirket av lokal knekking vil ta spenninger helt til de flyter. Dette området blir kalt effektiv bredde/areal. Eurokoden bruker dette konseptet. Beregning av effektiv bredde/areal av ståltverrsnitt i tverrsnittsklasse 4 er gitt i NS-EN 1993-1-5.



Figur 4-2 – Virkelig og antatt spenningsfordeling etter at tverrsnittet har bulket. Kilde: (Narayanan, et al., 1999)

Tverrsnittsklasser av samvirkekonstruksjon

Før betongen blir støpt og konstruksjonen blir til en samvirkekonstruksjon, vil stålbejelken bære sin egenvekt og vekten av den våte betongen. I dette stadiet består konstruksjonen av stålbejelken, hvor påført krefter virker om nøytralaksen til stålbejelken. Etter at samvirke er innført vil konstruksjonen få en ny nøytralaksen, som er nærmere betongens nøytralaksen. Dette vil resultere i at en mindre del av stålsteget vil være trykkpåkjent for positivt moment, mens den trykkpåkjente delen av steget fra et negativt moment vil øke. Steget i klasse 4 kan bli til klasse 1 for positivt moment etter at samvirke har blitt innført. Det omvendte kan hende for negativt moment, steget i klasse 1 kan bli til klasse 4 etter at konstruksjonen blir til en samvirkekonstruksjon.

Byggesekvensen kan være avgjørende for kapasiteten av ståltverrsnitt. Betongen bør støpes først i felt for stål i klasse 4 eller 3, for å øke klassen av stålet tidlig i byggefasen. Dersom tverrsnittsklassen blir lavere (går fra klasse 1 til 4) for negativt moment, bør midtstøtten støpes sist for å forsinke denne ugunstige effekten til så seint som mulig i byggefasen.

Overflensen kan antas å være i klasse 1 eller 2, selv om det er i lavere klasse (klasse 3 eller klasse 4). Dette fordi overflensen er koblet til betongen, som forhindrer knekking eller tidlig brudd. Denne antagelsen treger ikke nødvendigvis å gjelde for betongelementer der dybler er plassert i konsentrerte områder; NS-EN 1994-2, 6.6.5.5 gir videre veiledning.

Tverrsnittsklassen bør sjekkes både før og etter at samvirke er innført, og for kort og langtidseffekter.

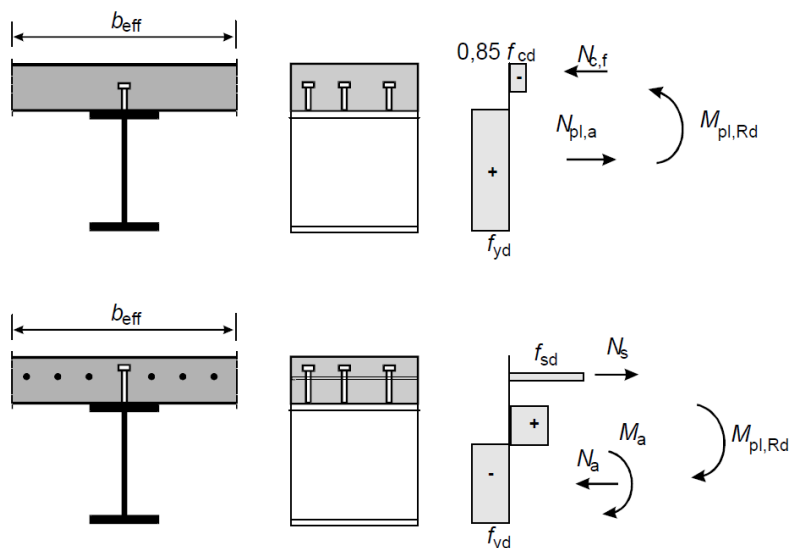
Effekten av plateknekkning på stivhet kan ses bort fra i den globale analysen hvis det effektive tverrsnittsareal av en trykkbelastet del er større enn 0,5 ganger tverrsnittsareal av den samme delen, NS-EN 1994-2, 2.2 (5).

4.2 PLASTISK MOMENTKAPASITET

Plastisitetsteorien kan bli brukt for stål av tverrsnittsklasse 1 eller 2 og hvor konstruksjonen ikke er forspent med forspenningskabler. NS-EN 1994-2: 6.2.1.2 gir antagelsene og beregningsmåte for å regne plastisk momentkapasiteten av en samvirkekonstruksjon. I plastisk analyse antas det at spenninger på stålet er f_{yd} , spenninger på armeringen er f_{sd} , mens betongens beregningsmessige fasthet i samvirkekonstruksjoner er $0,85 f_{cd}$. Armering i betong under trykk kan neglisjeres.

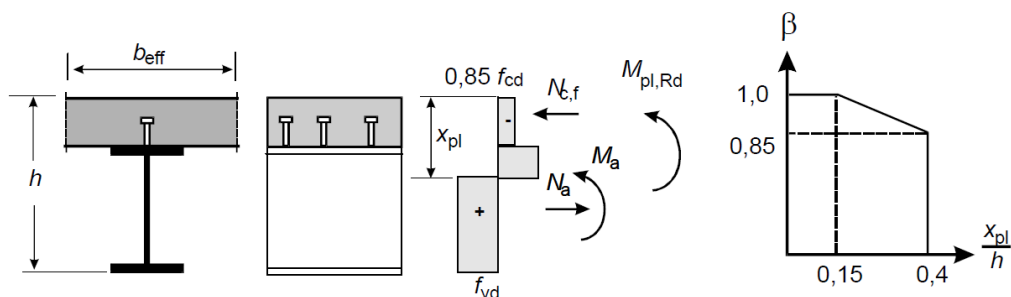
Hvor:

- f_{yd} Stålets dimensjonerende flytespenning
- f_{sd} Armeringens dimensjonerende flytespenning



Figur 4-3 - Eksempel for plastisk spenningsfordeling med positiv og negativ moment. Kilde: NS-EN 1994-2

Der betongen er under trykk er metoden i NS EN 1994-2, 6.2.1.2 basert på antagelsen at stålet når flytespenning og betongen når sin trykkfasthet, før betongen starter å risse. En studie viste at denne antagelsen ikke alltid stemmer (Hendy & Johnson, 2006). Dersom arealet av betongen minker i forhold til arealet av stål, vil den plastiske nøytralaksen ligge lavere. Resultatet blir at maksimal tøyning i betongen øker for en gitt tøyning av stålets underflens. Laboratoriet-resultat fra studier har vist at betong vil risse før hele samvirketverrsnittet når sin dimensjonerende styrke, dersom stålet er av grad S420 eller S460 og den plastiske nøytralaksen ligger lavt (Hendy & Johnson, 2006). Eurokoden tar hensyn til dette ved at moment-kapasiteten for positiv moment reduseres med en faktor β for alle samvirketverrsnitt med stålbjelker av S420 eller S460, hvor avstanden x_{pl} mellom plastisk nøytralakse og toppen av betongdekket er større enn 15 % av tverrsnittets totale høyde.



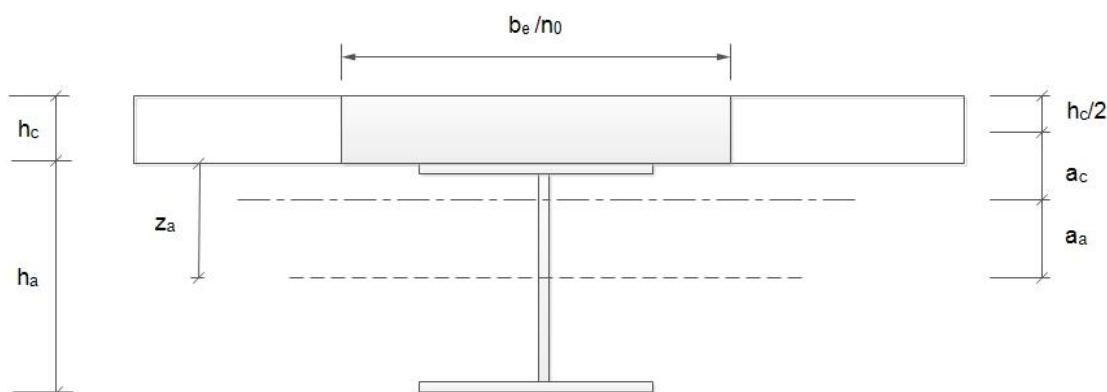
Figur 4-4 – Reduksjonsfaktor β for plastisk momentkapasitet. Kilde: NS-EN 1994-2

4.3 ELASTISK MOMENTKAPASITET

Elastisk momentkapasitet blir brukt for samvirkekonstruksjoner med stål i tverrsnittsklasse 3, eller ved dimensjonering i bruksgrensetilstand. Det vil være en lineært tøyingsfordeling over tverrsnittet for positivt moment. Men spenningsfordelingen over tverrsnittet vil ikke være lineært, grunnet forskjell i elastisitetens modulen til stål og betong. En måte å ta hensyn til det er å gjøre betongens tverrsnittsareal transformert til et ekvivalent ståltverrsnitt. Hele konstruksjonen blir sett på som om den var lagd av stål. Tverrsnittsarealet til betongen blir redusert med en faktor, som gitt i ligningen under.

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (4.1)$$

For å ikke få noen endringer i betongens arealsenter blir bredden til betongen redusert til en effektiv bredde ved å multiplisere med faktoren i ligning (4.1), mens tykkelsen forblir det samme.



Figur 4-5 - Tverrsnitt av et samvirke

Teorien for elastisk spenningsberegning er tatt fra (Larsen, 2011).

Dersom armering i betongen neglisjeres, er samvirkebjelkens transformerte areal

$$A = A_a + A_{c,ekv} = A_a + \frac{A_c}{n_0} \quad (4.2)$$

Avstanden a mellom betongen og stålprofilens arealsenter finnes fra Figur 4-5.

$$a = a_c + a_a = z_a + \frac{1}{2}h_c \quad (4.3)$$

1. arealmoment om betongdekkets arealsenter gir følgende identitet:

$$A_a \cdot a = A \cdot a_c \quad (4.4)$$

1. arealmoment om stålbelegens arealsenter gir følgende identitet:

$$A_{c,ekv} \cdot a = A \cdot a_a \quad (4.5)$$

eller:

$$a_c = \frac{A_a}{A} a \quad (4.6)$$

$$a_a = \frac{A_{c,ekv}}{A} a \quad (4.7)$$

Tverrsnittets andre arealmoment kan uttrykkes som:

$$I = \bar{I}_a + \bar{I}_{c,ekv} = I_a + A_a a_a^2 + I_{c,ekv} + A_{c,ekv} a_c^2 \quad (4.8)$$

Hvor:

- I Annet arealmoment til samvirke
- \bar{I}_a Annet arealmoment til stål om samvirkets nøytralakse
- $\bar{I}_{c,ekv}$ Ekvivalente annet arealmoment til betong om samvirkets nøytralakse
- I_a Annet arealmoment til stål om sin egen nøytralakse
- $I_{c,ekv}$ Ekvivalente annet arealmoment til betong om sin egen nøytralakse
- a_c Avstanden mellom betongens og samvirkets nøytralakse
- a_a Avstanden mellom stålets og samvirkets nøytralakse
- a Avstanden mellom betongens og stålets nøytralakse

4.4 VERTIKAL SKJÆRKAPASITET

"Betongdekkets bidrag til den vertikale skjærkapasiteten er liten og vanskelig å bestemme, og blir neglisjert" (Larsen, 2011). Den totale vertikale skjærkapasiteten til samvirkekonstruksjon blir lik den vertikale skjærkapasiteten til stålet gitt i NS-EN 1993-1-1: 6.2.6.

Plater under skjærspenninger (f.eks. steget i en stålbjelke) kan også knekke. NS-EN 1993-1-5, 5 gir grensen for når steget i en stålbjelke kan knekke lokalt. Hvis den er utsatt for lokal knekking, er ikke kapasiteten lenger bestemt av ligningene i NS-EN 1993-1-1: 6.2.6, men kapasiteten gitt i NS-EN 1993-1-5, 5.

4.5 VIPPING AV STÅLBJELKE I EN SAMVIRKE-KONSTRUKSJON

I en samvirke er toppflensen til stålbjelken bundet til betong og er stabil, forutsatt at sideveis forskyvning av betongdekket er forhindret. I en fritt opplagt bjelke med positivt moment er det ikke noe fare for vipping. Bjelken kan dermed vippe i byggefasen før det har oppstått samvirke mellom betongen og stålet. Ved indre opplegg i kontinuerlige bjelker er underflensen trykkpåkjent og bjelken vil være utsatt for vipping nær opplageret.

Vipping unnvikes ved å redusere momentkapasiteten til bjelken, til en lavere vippekapasitet.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{RD} \quad (4.9)$$

Hvor

- χ_{LT} Reduksjonsfaktor for vipping gitt som funksjon av vippeslankhet λ_{LT} , gitt i NS-EN 1993-1-1, 6.3.1.2
- M_{RD} Dimensjonerende momentkapasitet

Vippeslankhet er en funksjon av den kritiske elastiske vippemoment

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (4.10)$$

Hvor

- M_{Rk} Karakteristisk moment kapasitet
- M_{cr} Kritisk vippemoment gitt i 1999-1-1, Annex I

Ved beregning av kritisk vippemoment skal det tas hensyn til at overflensen er bundet til betongdekket. Betongdekket gir en sideveis fastholding av overflensen i tillegg til en rotasjonsstivhet k_s , som vist i Figur 4-6.

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (4.11)$$

Stivheten av oppsprukket betongdekket normalt på bjelken er representert av k_1 . Der betongdekket er kontinuerlig over bjelken, er stivheten gitt ved

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_2}{a} \quad (4.12)$$

Hvor

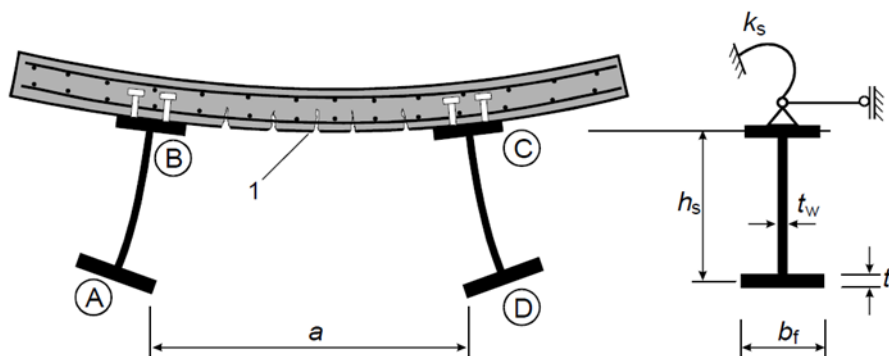
- α 2 for en ende bjelke.
3 for en indre bjelke. Den kan settes lik 4 hvis fire eller flere like bjelker er brukt.
- $E_a I_2$ Stivheten til oppsprukket betongdekke
- a Avstanden mellom stålbjelkene

Stivheten til steget av stålbjelken er representert av k_2

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (4.13)$$

Hvor

- t_w Stegtykkelse
- h_s Høydeforskjell mellom senterpunkt av underflens og overflens

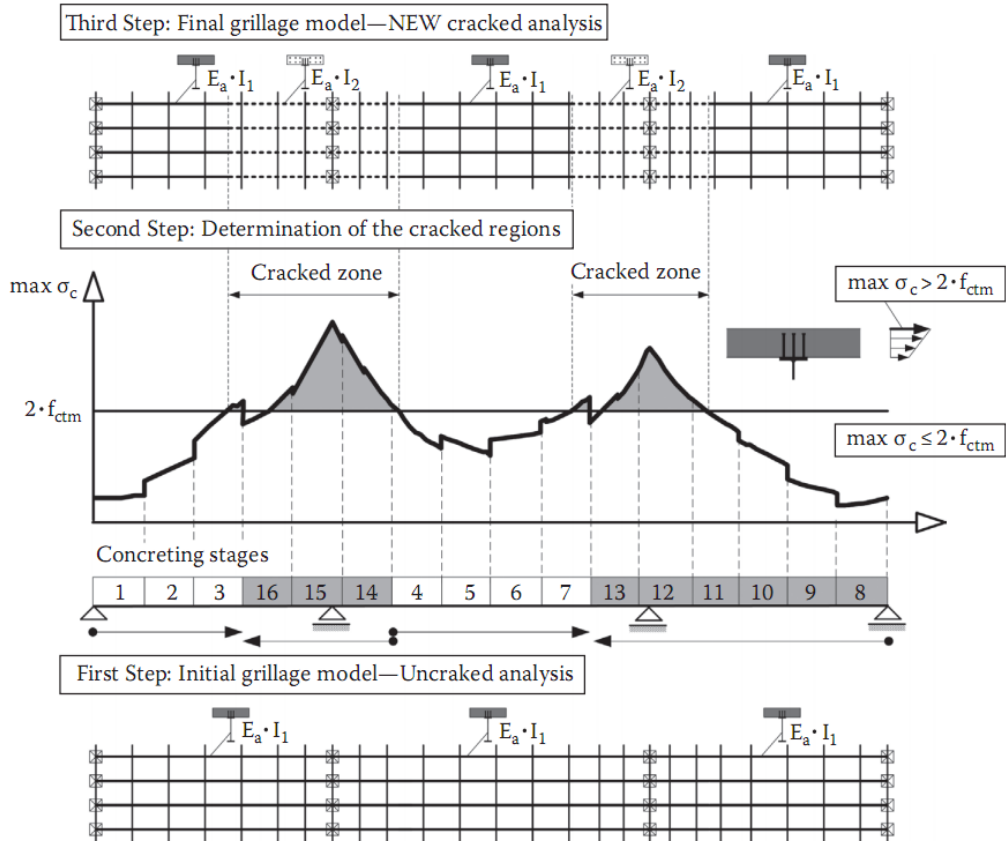


Figur 4-6 - Vipping av stålbejelke i en samvirkebru. Kilde: NS-EN 1994-2

4.6 RISS

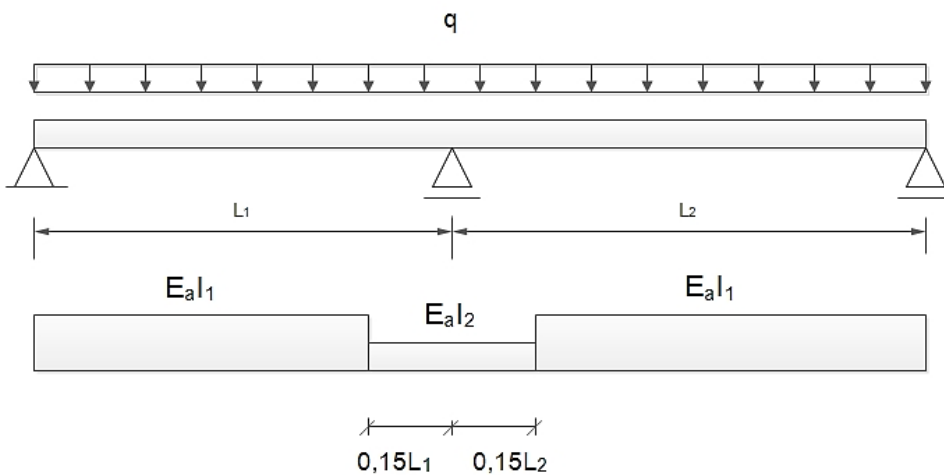
Betong påkjent av strekkspenninger vil risse, og dermed ikke bidra til stivheten i konstruksjonen. Spesielt utsatt er kontinuerlige bjelker med flere spenn, som vil være strekkpåkjent over de indreopplagene. NS-EN 1994-2, 5.4.2.3 gir to metoder for å håndtere riss.

Den første metoden er illustrert i Figur 4-7. Figuren leses fra bunnen, og viser det første steget som er av konstruksjonen uten riss (Stivhet = $E_a I_1$). I det første steget blir det gjort en global analyse av konstruksjonen med stivhet uten riss. Det neste steget er vist midt i figuren, hvor den maksimale spenningen i tverrsnittet over konstruksjons lengde er plottet som en graf. Områder hvor største strekkspenninger i betongen overskrider dobbelt så mye som betongs strekkfasthet ($2f_{ctm}$), skal anses som risset områder. Deretter skal det gjennomføres en ny lastvirkningsanalyse med den nye stivheten av bjelken. I analysen skal oppsprukket stivhet $E_a I_2$ brukes for brudd og bruksgrensetilstand, som vist øverst i figuren.



Figur 4-7 – Metode for å finne områder utsatt for riss. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Eurokoden tillater bruk av en enklere metode for samvirkekonstruksjoner uten forspenning. Dersom forholdet mellom den minste og den største spennvidden ikke er større enn 0,6, kan man sette det rissete området lik 15 % av spennvidden i hver side av opplageret, som vist Figur 4-8.



Figur 4-8 – Stivhetsfordeling ved opprisset analyse

5 TIDSAVHENGIGE EFFEKTER

Tidsavhengige effekter som svinn, kryp og temperaturendring skaper indre tøyninger i betongen ulikt fra tøyningen i stålet. Dette vil skape indre spenninger i konstruksjonen.

5.1 SVINNTØYNING

Svinn er volumendring i betong forårsaket av betongens fuktinnhold. NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 gir ligning for beregning av svinn. Den totale svinntøyning i betong bestemmes etter ligning (5.1).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (5.1)$$

Hvor:

ϵ_{cd} er svinntøyning ved uttørking. Denne tøyning blir skap grunnet bevegelse av vann fra ferdig herdet betong og ut gjennom åpne porer.

ϵ_{ca} er den autogene svinntøyningen. Denne tøyning utvikles under herding av betong.

Formlene for å finne ϵ_{cd} og ϵ_{ca} er gitt under NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 og i tillegg B i NS-EN 1992-1-1.

5.2 KRYPTØYNING

Betong som blir påsatt last vil i likhet med andre materialer bli utsatt for tøyning. Det som skiller betong fra ande materialer er at betong vil fortsette å tøyes utover den momentane tøyningen. Denne tøyningen kalles kryp. Mens svinn forårsaker sammentrekning i betongen og er forårsaket av uttørking av betongen, kan kryp både være sammentrekning eller utvidelse i betongen. Hvis betongen opplever strekkspenninger, vil kryp føre til utvidelse i betongen, og omvendt om betongen er påkjent trykkspenninger.

Kryptallet er en koeffisient som tar hensyn til kryp i betongen. Kryptallet kan beregnes ut fra ligningen nedenfor.

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (5.2)$$

Ligninger for ϕ_0 og $\beta_c(t, t_0)$ er gitt i tillegg B i NS-EN 1992-1-1.

Dersom det ikke kreves stor nøyaktighet, kan figur 3.1 i NS-EN 1992-1-1 brukes for å finne kryptallet.

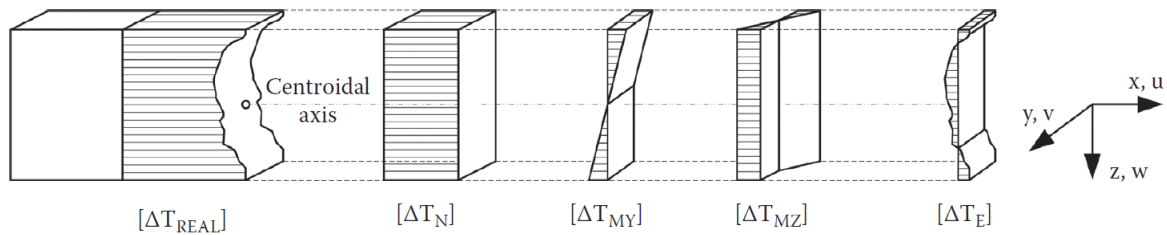
5.3 TØYNING FRA TEMPERATURENDRING

NS-EN 1991-1-5 gir veiledning for beregning av termiske laster på en samvirkebru.

Termisk last kan deles inn i fire hoveddeler som vist i Figur 5-1.

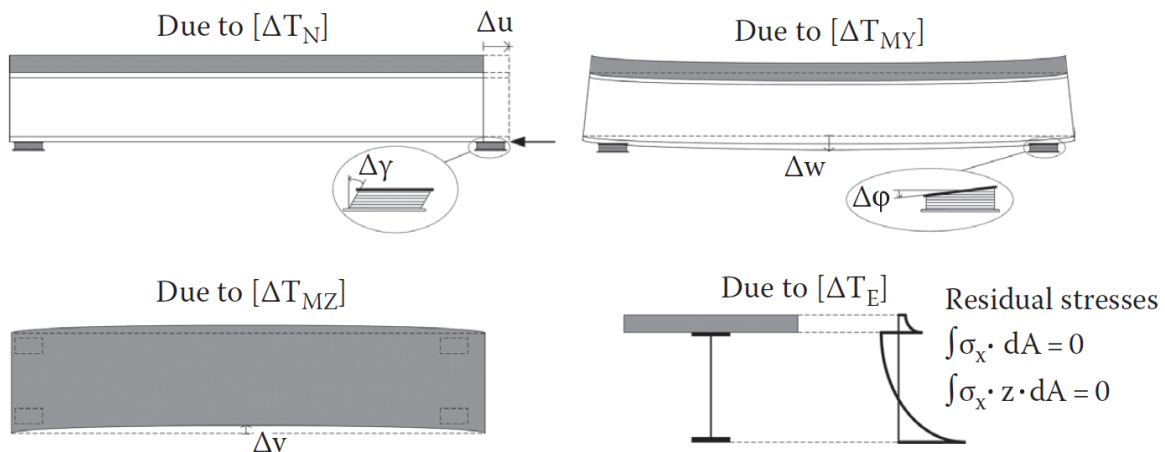
- 1) Jevnt fordelt temperaturandel; ΔT_N
- 2) Lineært varierende temperatur komponent om y-y aksens; ΔT_{MY}

- 3) Lineær varierende temperatur komponent om z-z akse; ΔT_{Mz}
- 4) Ikke-lineær varierende temperatur komponent; ΔT_E



Figur 5-1 – Inndeling av temperatur i fire hoveddeler. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

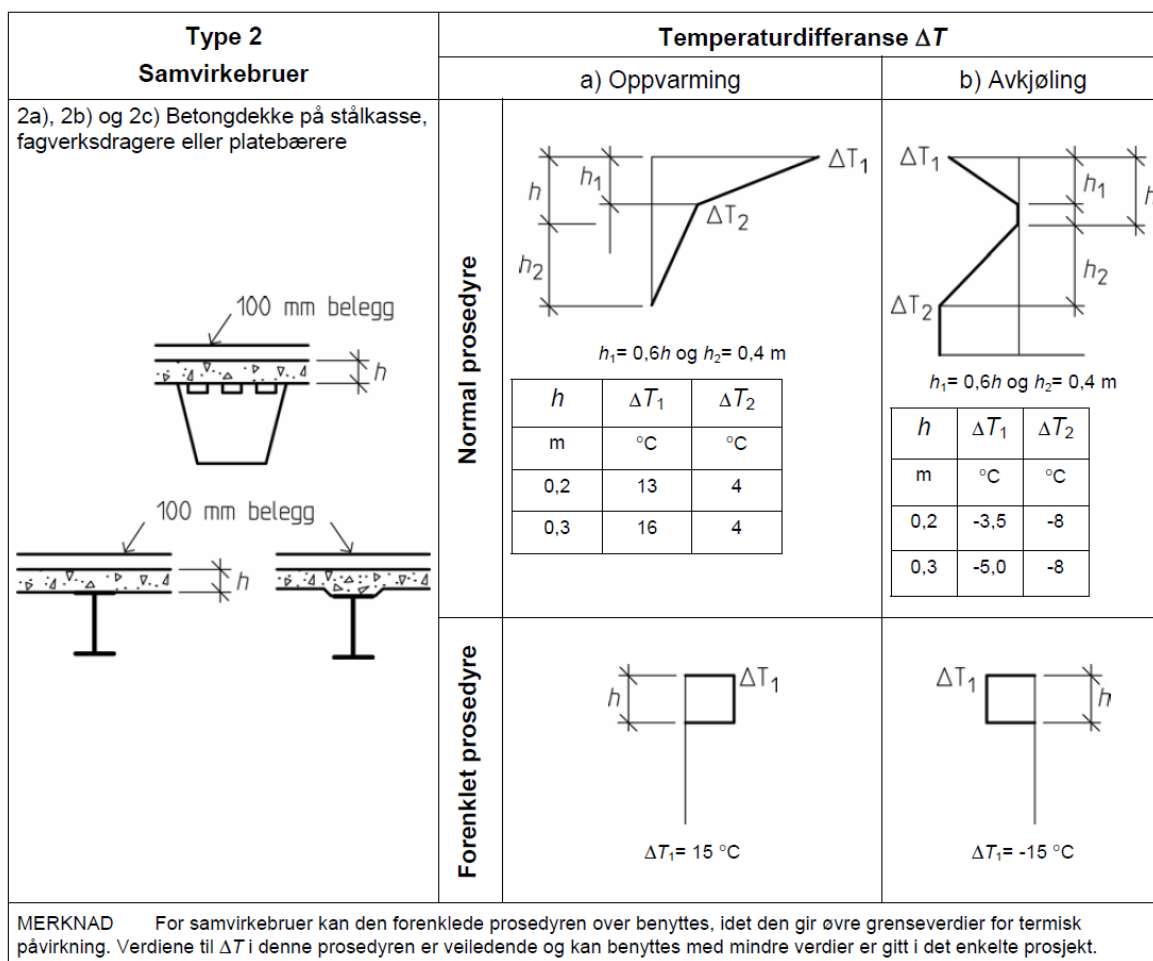
For en fritt opplagt bru, vil den første komponenten ΔT_N skape lengdeendring i bruen. Den andre komponenten, ΔT_{MY} skaper en krumning om y-aksen, og den tredje komponenten ΔT_{Mz} skaper krumning om z-aksen. Den siste komponenten, ΔT_E skaper indre spenninger i bruen. Effekten av de fire komponentene i en statisk bestemt bru gitt i Figur 5-2.



Figur 5-2 – Temperatureffekt på en statisk bestemt bru. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

5.3.1 Ikke-lineær temperatur fordeling over tverrsnittet

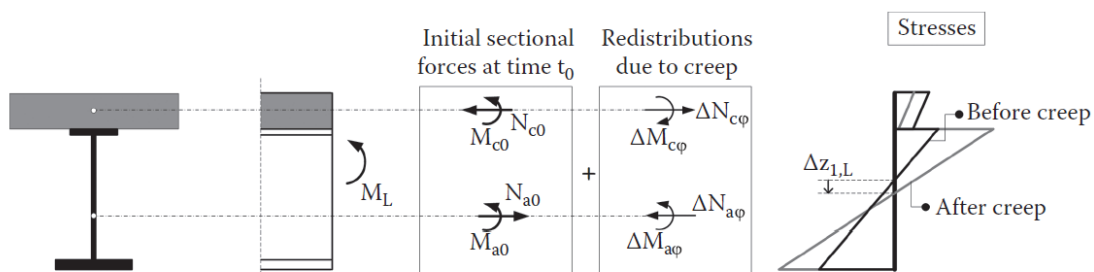
NS-EN 1991-1-5 foreslår at ikke-lineær temperatureffekten skal vurderes uten hensyn til tverrsnitt, material eller system. Eurokoden gir to prosedyrer for påføring av ΔT_E i bruen. Den normale prosedyren gir en ikke lineær temperatur fordeling i betongen og stålbejelken. Den andre prosedyren er en forenklet metode der det kan antas ± 10 °C jevnt fordelt temperatur endring i betongen, og ingen temperaturendring i stålbejelken. Nasjonalt tillegg NA gir samme prosedyrene, men gir en temperatur endring på ± 15 °C for den forenklet prosedyren, som vist i Figur 5-3.



Figur 5-3- Veiledning for termisk last på samvirkebruer. Kilde: NS-EN 1991-1-5

5.4 BEREGNINGSMODELL FOR KRYP

For et tverrsnitt med positivt moment vil kreftene i tverrsnitt omdeles på grunn av kryp. Stivheten av betongen blir mindre, noe som gjør at spenninger i tverrsnittet blir distribuert fra betongen til stålet, og nøytralaksen flytter seg nedover. Resultatet blir at spenningen i stål blir mye større medregnet kryp, mens spenninger i betongen blir mindre, slik det er vist i Figur 5-4.



Figur 5-4 - Endring i indre spenninger på grunn av kryp. Kilde: (Vayas & Iliopoulos, 2013)

Redistribusjon av krefter i tverrsnittet på grunn av kryp kan løses med differensialligninger, som utledet av (Partov & Kantchev, 2009) og (Guissani & Mola, 2004). Omfattende arbeid på samvirke av betong og stål av mange størrelser og proporsjoner (Hendy & Johnson, 2006) har ledet til en enklere måte å håndtere kryp på i Eurokoden. Endring av stivhet i betong grunnet kryp tas hensyn til i beregningene med modifisert modul forhold for permanente laster, NS-EN 1994-1-1, 5.4.2. Opprisset områder vil være upåvirket av kryp

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)) \quad (5.3)$$

Hvor n_L er det modifiserte modulforholdet

ψ_L er kryp multiplikator, som er avhengig av type last. Den kan sette lik 1,1 for permanente laster, 0,55 for primære og sekundære effekt av svinn, og 0,55 for sekundær effekt av kryp. Disse verdiene er basert på teoretiske arbeid av samvirke strukturer.

For ikke-permanente laster som trafikk, temperatur og vind, vil ikke kryp ha noe effekt på beregningen av lastene. Modulforholdet av betongen når disse ikke-permanente laster virker på samvirkebruer er gitt i ligning (3.2).

Endring i spenninger på et tverrsnitt for et statisk bestemt system på grunn av kryp er kalt primære effekter. I statiske ubestemte systemer er ekstra forskyvning og rotasjon fastholdt og dermed blir det skapt ekstra inder krefter. Disse er kalt sekundære krefter. Sekundære effekter er permanente krefter med varierende størrelse. Derfor har kryp multiplikator for sekundær effekt av kryp en verdi på 0,55. Sekundære effekter av kryp kan neglisjeres i den globale analysen for stål i tverrsnittsklasse 1 og 2, når det ikke er fare for vipning, NS-EN 1994-2, 5.4.2.2.

Sekundær moment grunnet kryp i statisk ubestemt bruer kan finnes ved bruk av kraftmetoden. En alternativ og lettere metode for å beregne sekundære effekt er ved å bruke en ekvivalent temperaturfordeling over samvirketverrsnittet. Når tverrsnitt er påkjent et moment M , dens krumning er gitt ved:

$$\kappa_0 = \frac{M}{E_a I} \quad (5.4)$$

Krumning for et tverrsnitt med redusert annet arealmoment på grunn av kryp er gitt ved:

$$\kappa_1 = \frac{M}{E_a I_{kryp}} \quad (5.5)$$

Hvor:

I_{kryp} er den reduserte annet arealmoment grunnet kryp

Endring i kurvatur på grunn av kryp blir:

$$\Delta\kappa = \kappa_1 - \kappa_0 = \frac{M}{E_a I_{kryp}} - \frac{M}{E_a I} \quad (5.6)$$

Når et tverrsnitt med høyde "h" og utvidelseskoeffisient "α" er påkjent en lineær temperaturfordeling "ΔT_{kryp}", blir det skapt krumning i tverrsnittet.

$$\Delta\kappa = \frac{\Delta T_{kryp}}{h} \alpha \quad (5.7)$$

Sekundære effekter av kryp kan påsettes som en temperaturlast over bjelkens høyde, hvor den ekvivalente temperaturdifferansen ΔT_{kryp} mellom bjelkens over og underkant er gitt ved:

$$\Delta T_{kryp} = \frac{M}{E_a} \cdot \frac{h}{\alpha} \cdot \left(\frac{1}{I_{kryp}} - \frac{1}{I} \right) \quad (5.8)$$

Hvor

α er den lineære varmeutvidelseskoeffisient til samvirketverrsnittet. Den kan settes lik stålet utvidelseskoeffisient, NS-EN 1994-2, 5.4.2.5 (3)

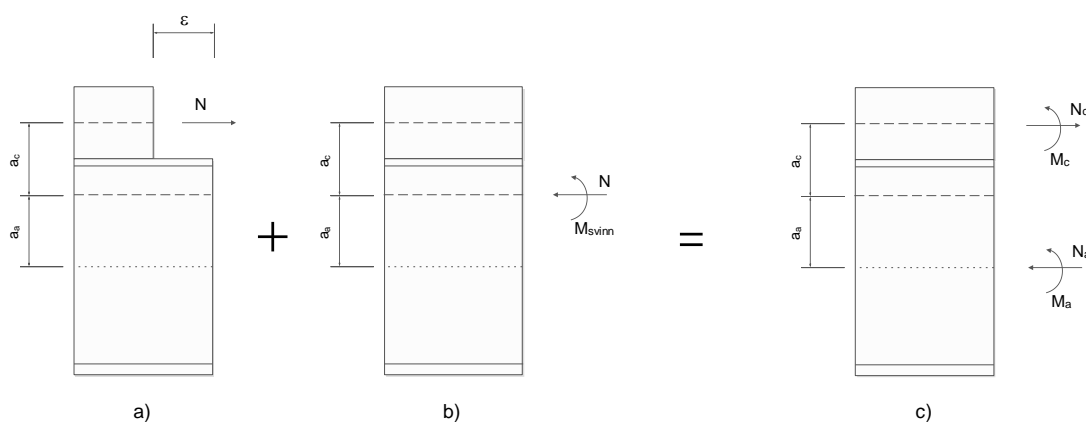
5.5 BEREGNINGSMODELL FOR SVINN

Om en bjelke med betong og stål ikke har noen forbindelse med hverandre, vil det bli skapt tøyninger i betongen og ingen indre krefter. Men siden betongen er koblet til stålet med dybler vil stålet holde tilbake mye av tøyningen i betongen og det blir skapt indre krefter på både betongen og stålet.

Beregningsmodellen for svinneffekter tar utgangspunkt i en tenkt situasjon uten samvirke mellom betong og stål. Betongen er fri for å bevege seg og vil få en tøyning ε som resultat av svinn. For å opprettholde kapabiliteten mellom stålprofilet og betongdekket, settes det en aksial kraft N på betongen, se Figur 5-5 a).

Siden det ikke blir skapt ytre krefter i konstruksjonen, må samvirketverrsnittet motvirke kraften i betongen. For å opprettholde likevekt, må man sette på en aksial kraft på samvirkebjelkens nøytral akse like kraften på betongen. Dette kraftparet skaper et indre moment i samvirkebjelken $M_{sv} = N \cdot a_c$, se Figur 5-5 b).

Aksialkraften og momentet kan fordeles på tverrsnittsdelen stål og betong, som vist i Figur 5-5 c)



Figur 5-5 – Beregningsmodell for svinn og temperaturøkning

Aksialkraften på betongen på grunn av svinn blir:

$$N = \frac{\epsilon_{cs} A_c E_a}{n_L} \quad (5.9)$$

Hvor

n_L er modulforholdet gitt i ligning (5.3) (med kryp multiplikator lik 0,55)

Aksialkraften på ståltverrsnittet blir:

$$N_a = \text{bidrag fra aksialkraft på samvirke} + \text{bidrag fra moment} \quad (5.10)$$

$$N_a = -N \left(\frac{A_a}{A} \right) + \sigma_a \cdot A_a \quad (5.11)$$

Tverrsnittet er påkjent strekkspenninger for områder under nøytralaksen til samvirketverrsnitt. Det kan tenkes at den positive aksen peker nedover. Nøytralaksen til ståltverrsnittet ligger under nøytralaksen til samvirke-tverrsnittet, dermed blir denne avstanden positiv.

$$N_a = -N \left(\frac{A_a}{A} \right) + \frac{M_{sv} \cdot a_a}{I_{sv}} \cdot A_a \quad (5.12)$$

Dette gir følgende ligning for aksialkraft på stålet:

$$N_a = -N \left(\frac{A_a}{A} - \frac{A_a a_a a_c}{I_{sv}} \right) \quad (5.13)$$

På følgende måte kan aksialkraften på betongen utledes, som er gitt i ligningen under:

$$N_c = N \left(1 - \frac{A_c}{A} - \frac{a_c^2 A_c}{I_{sv}} \right) \quad (5.14)$$

Hvor:

I_{sv} er annet arealmoment medregnet kryp (modulforholdet n_L for svinn).

Momentet fordeles på betong og stål i henhold til deres bidrag til 2. arealmoment.

$$M_a = M_{sv} \frac{I_a}{I_{sv}} \quad (5.15)$$

$$M_c = M_{sv} \frac{I_{c,ekv}}{I_{sv}} \quad (5.16)$$

I statisk ubestemte systemer vil sekundære effekter av svinn oppstå. Disse kan beregnes med kraftmetoden, eller med ekvivalent temperaturfordeling for områder uten riss, som vist i kapittel 5.4. Den ekvivalente temperaturfordelingen i tverrsnittet kan settes:

$$\Delta T_{kryp} = \frac{M_{sv}}{E_a I_{kryp}} \cdot \frac{h}{\alpha} \quad (5.17)$$

5.6 BEREGNINGSMODELL FOR TEMPERATURLAST

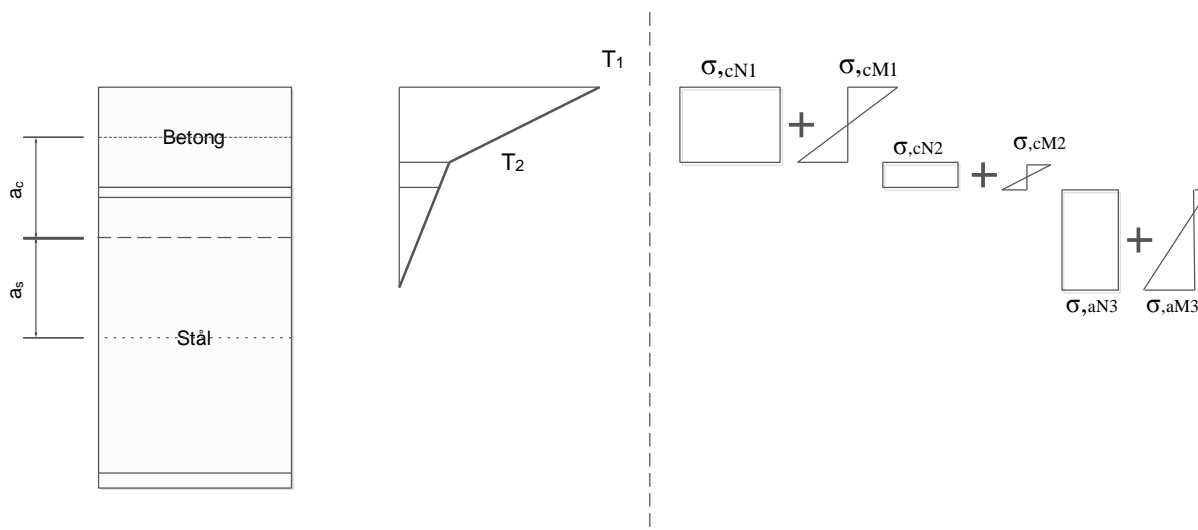
Tøyning på tverrsnittet på grunn av temperaturendring er gitt av følgende ligning:

$$\epsilon = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (5.18)$$

Effekt av forenklet prosedyre av temperaturlast kan løses med samme ligninger som effekt av svinn.

Ikke-lineær termisk last skaper en ikke-lineær spenning i tverrsnittet. For simplifikasjon kan den lineære utvidelseskoefisient for stål antas å være lik betongens utvidelses koefisient [$10 \cdot 10^6$] i den globale analysen, "NS-EN 1994-2, 5.4.2.5 (3).

Den ikke lineære temperaturfordelingen løses beregningsmessig på samme måte som prosedyren nevnt i kapittel 5.5, hvor det sette spenning som motvirker tøyning på grunn av temperaturendring. Deretter settes det spenning i samvirket for å vedlikeholde kraft og momentlikevekt i tverrsnittet. Spenningen kan deles inn flere deler for lettere og mer oversiktlig beregning, som vist i Figur 5-6.



Figur 5-6 – Spenning på grunn av ikke lineær termisk last. Spenningene er delt inn i spenninger som skal aksialkraft og moment

5.7 SKJÆRFORDELING VED BRÅ ENDRING I TVERRSNITT

"Inne" i konstruksjonen er de horisontale kreftene i betongen og stålet fra svinn og termisk last i likevekt, og det blir ikke overført skjærkrefter mellom betongen og stålprofilet. Enden av bjelken kan ikke ha noe krefter og de indre horisontale kreftene i betongen skaper skjærspenning mellom betongen og stålprofilet, som vist i Figur 5-7. NS-EN 1994-2, 6.6.2.4 gir veiledning for dimensjoneringen av skjærspenning som blir skapt av brå endring av tverrsnittet. Enden av konstruksjonen er en slik situasjon hvor den indre delen av konstruksjonen kan ha tverrsnitts krefter, mens det er null krefter i enden. Brå endring i tverrsnittet kan også finne sted der stålbejler med to forskjellige tverrsnitt er sveist sammen. I området der det er brå endring i tverrsnittet, kan det antas at aksialkraften i betongen tas opp

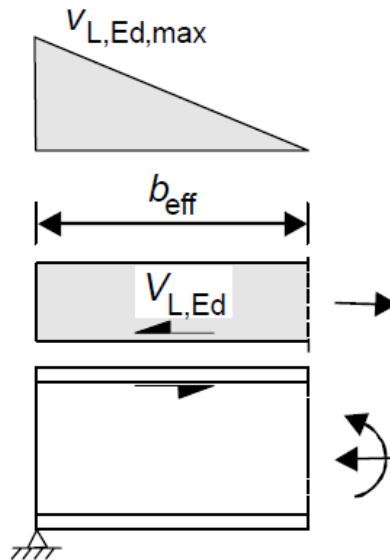
av dyblene lineært over en lengde b_{eff} som vist i Figur 5-7. Skjærspenning dyblene må ta er gitt ved følgende formel:

$$\frac{1}{2} v_{L,Ed,max} * b_{eff} = V_{L,Ed} \quad (5.19)$$

$$v_{L,Ed,max} = \frac{2V_{L,Ed}}{b_{eff}} \quad (5.20)$$

Hvor b_{eff} er effektiv bredden til betongtverrsnittet gitt i kapittel 3.3

NS-EN 1994-2, 6.6.2.4 (3) gir en alternativ metode å regne skjærspenning ved opplageret for en samvirkekonstruksjon med boltedybler. Det kan antas en rektangulær fordeling av skjærspenningen over en lengde b_{eff} for analyse i bruddgrensetilstand.



Figur 5-7 - Fordeling av skjærspenning ved enden. Kilde: NS-EN 1994-2

6 LASTER

6.1 VINDLAST

Vindlast regnes i henhold til NS-EN 1991-1-4. Det totale vindtrykket på en konstruksjon ved en høyde z er gitt i ligning NA.4.8 og er følgende:

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (6.1)$$

Hvor:

k_p	Toppfaktor – en konstant som settes lik 3,5
ρ	Lufttetthet som er avhengig av temperatur, høyde og barometertrykk i området når det er sterk vind. Normalt settes den like $1,25 \text{ kg/m}^3$, dersom det ikke kreves nøyaktigere beregninger

Stedsvindhastighet

Stedsvindhastigheten $v_m(z)$ ved en høyde z er avhengig av terrengruheten, terrengformen og basisvindhastigheten v_b og bør bestemmes ved bruk av ligning (6.2) nedenfor, gitt i NS-EN 1991-1-4, 4.3.1.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (6.2)$$

Hvor:

$c_0(z)$	Terrengformfaktoren som finnes fra A.3 og NA.4.3.3(901.1).
$c_r(z)$	Ruhetsfaktor. Fremgangsmåten er gitt i ligningene (6.3) og (6.4)
v_b	Basis vindhastighet. Fremgangsmåten er gitt i ligning (6.5)

Ruhetsfaktor

Ligning 4.4 i NS-EN 1991-1-4, 4.3.2 gir ruhetsfaktoren.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{min} \quad (6.4)$$

Hvor terrengkategorier er gitt i A1 i Eurokoden og verdier av parameterne k_r , z_0 og z_{min} er gitt i tabell NA.4.1. z_{max} settes lik 200 m

Basisvindhastighet

Basis vindhastigheten er gitt av ligning NA.4.1

$$v_b = c_{dir} c_{season} c_{alt} c_{prob} v_{b,0} \quad (6.5)$$

Hvor

c_{dir}	Retningsfaktor som kan settes lik 1 for å være konservativ.
-----------	-------------------------------------------------------------

c_{season}	Årstidsfaktor som kan konservativt settes lik 1.
c_{alt}	Nivåfaktor som settes lik 1 med mindre høyere verdi følger av NA.4.2(2)P(901.1).
c_{prob}	Faktor som brukes når returperioden brukes forskjellig fra det normale som er 50 år. Normalt settes $c_{prob} = 1$.
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet hentes fra tabell NA.4(901.1).

Turbulensintensiteten $I_v(z)$

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ er gitt av følgende ligning i NS-EN 1991-1-4, 4.4 og NA.4.4

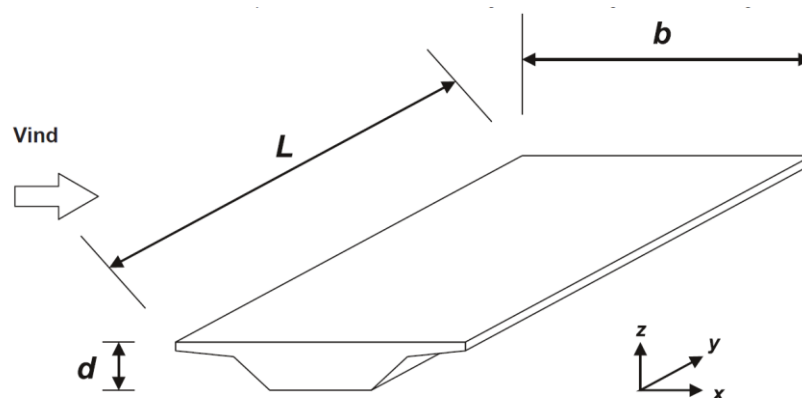
$$I_v(z) = \frac{K_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (6.6)$$

Hvor

K_I Når ikke noe annet følger av NA.4.3.3(901.3.2) eller NA.4.3.3(901.4) kan tubulensfaktoren settes lik **1,0**

6.1.1 Vindlast på bruer

Koordinatsystemet brukt i Eurokoden er gitt i Figur 6-1.



Figur 6-1 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer. NS-EN 1991-1-4

Det totale vindtrykket kan deles inn i tre komponenter, horisontalkraft i x-retning ($F_{w,x}$), horisontalkraft i y-retning ($F_{w,y}$) og vertikalkraft i z-retning ($F_{w,z}$). NS-EN 1991-1-4, 8 gir veiledning for å regne vindpåkjening på bruer.

$$F_{w,x} = q_p(z) \cdot c_{f,x} \cdot d_{tot}$$

$$F_{w,z} = q_p(z) \cdot c_{f,z} \cdot b$$

$$F_{w,y} = \begin{cases} 0,25 F_{w,x} & \text{for fagverksbru} \\ 0,5 F_{w,x} & \text{for bjelkebru} \end{cases}$$

Hvor:

- d_{tot} er dybde av tverrsnittet gitt i tabell 8.1 i Eurokoden
- b er bredde av tverrsnittet
- $c_{f,x}$ er kraftfaktor i x-retningen. Gitt i Figur 8.3 i NS EN 1994-1-4
- $c_{f,z}$ er kraftfaktor i z-retningen. Når det ikke gjøres tunnelforsøk, er det anbefalte verdien $\pm 0,9$

I tillegg til vertikale kraften, påkjennes bruene av en eksentrisitet lik $b/4$

Vindlast på bru med trafikklast

Håndbok 185 gir veiledning til beregning av samtidig vind og trafikklast. Når samtidig krefter skal analyseres er det antatt en maks vindhastighet som lar kjøretøyer kjøre på bruene uten at det er fare for sikkerhet. Denne kastvindhastigheten $v_{,0}^*$ ved kjøretøyets høyeste punkt er satt som 35 m/s, men skal ikke være større enn $v_{b,0}$. Det skal ikke tas hensyn til rekkverk når den totale høyden av bruene d_{tot} skal regnes, men legges til 2 meter fra kjørebanelenes overside for høyden av kjøretøy.

På bruer med trafikk, bør vindkraften på bruene reduseres med kombinasjonsfaktoren Ψ_0 gitt i Tabell NA.A2.1 [$\Psi_0 = 0,7$].

$$F_w^* = \Psi_0 \cdot F_w \quad (6.7)$$

6.2 TRAFIKKLAST

"Med trafikklast forstås belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner" (vegvesen 2011).

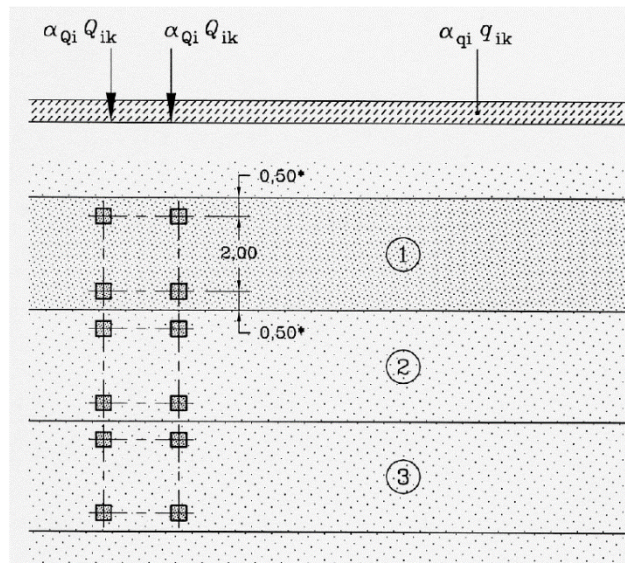
For bruer med spenn under 200 meter gir 1991-2 veiledning for trafikk på bruer. Bredden på hvert kjørefelt blir 3m, hvis kjørebanelen er mer enn 6 meter lang. NS-EN 1991-2, Del 2 Tabell 4.1 gir ytterligere informasjon.

Fire lastmodeller er definert i Eurokoden

- LM1 består av fire konsentrerte laster som skal simulere en bil og en jevnt fordelt last over hele bruene. Denne modellen gjelder for alle brutyper.
- LM2 er en modell for å verifiserte korte strukturelle elementer.
- LM3 tar hensyn til spesielle kjøretøyer.
- LM4 skal simulere folkemasse på bru (maraton løp).

6.2.1 Lastmodell 1 (LM1)

På kjørefelt i gir LM1 en jevnt fordelt last $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ over hele brulengde og to punktlaster $\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ i lengderetning på den mest ugunstige plassen. Punktlaster fordeles over to rektangulære flater i tverr-retningen, med sider på 0,4 meter, som vist i Figur 6-2 nedenfor.



Figur 6-2 Lastmodell 1 (LM1). Kilde: NS-EN 1991-2

Korreksjonsfaktorene er gitt i NA.4.3.2 og er følgende:

$$\alpha_{qi} = 1 \quad \text{for } i=1, 2 \text{ og } 3$$

og

$$\alpha_{qi} = \begin{cases} 0,6, & i = 1 \\ 1, & i > 1 \end{cases}$$

Lastmodell 1 gir laster på hvert kjørefelt som vist i Tabell 6-1 nedenfor.

Tabell 6-1 – Trafikklast etter LM1. Tall fra tabellen er hentet fra Tabell 4.2 i NS-EN 1991-2, og NA.4.3.2

Kjørefelt	Aksialkraft $\alpha_{Qi}Q_{ik}$ [kN]	Jevnt fordelt last $\alpha_{qi}q_{ik}$ [kN/m ²]
Kjørefelt 1	300	5,4
Kjørefelt 2	200	2,5
Kjørefelt 3	100	2,5
Øvrige kjørefelt	0	2,5
Gjenstående områder	0	2,5

I beregningene skal det antas at kjøretøyet kjører midt i kjørefeltet. Den jevnt fordelte lasten bør påføres på den ugunstige delen av kjørefeltet, i lengde og tverretning. Avstanden mellom to bilhjul (de to punktlaster) i bruens lengde retning skal være 1,2 meter.

6.2.2 Bremselast

Bremselast er en horisontal kraft som virker på overflaten av kjørefeltet i bruens mest ugunstige punkt. NS-EN 1991-2, 4.2.4.1 gir veiledning for beregning av bremsekraft.

$$Q_k = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{Q1} \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \quad (6.8)$$

$$180\alpha_{Q1}(KN) \leq Q_k \leq 900 (KN) \quad (6.9)$$

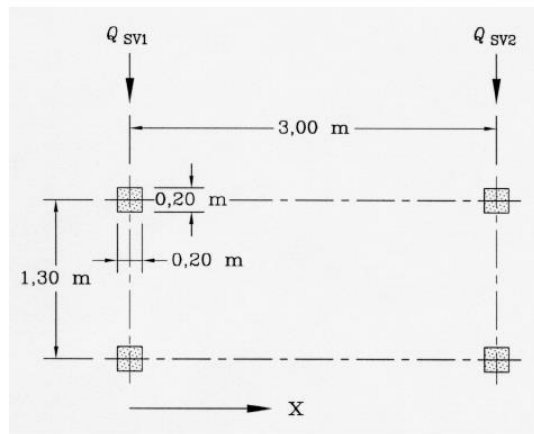
Hvor

w_1 = Bredden av kjørefeltet (3 meter)

6.2.3 Laster på fortau

Laster på fortau består av tre last typer.

- 1) En jevnt fordelt last q_{fk} . 5 kN/m² uten samtidig trafikklast og 2,5 kN/m² med samtidig trafikk (gitt i nasjonalt tillegg NA). Rekkverksrom er inkludert i arealet som belastes.
- 2) En konsentrert last Q_{fwk} . 10 kN som virker på en kvadratisk falte med sidekant 0,1 m
- 3) Last Q_{serv} som representerer last på grunn av små kjøretøy på fortau (f.eks. brøytebil), last størrelsen og plassering er vist i Figur 6-3



Key
 x : Bridge axis direction
 $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$
 $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figur 6-3 - Last fra småkjøretøyer på fortauet. Kilde: NS-EN 1991-2

7 LASTKOMBINASJON

Konstruksjoner er påkjent av egenlast, nyttelaster og naturlaster. De lastene blir igjen klassifisert etter deres variasjon i tid, hvor de skiller mellom *permanente* påvirkninger (G), *variable* påvirkninger (Q) og *ulykkes* påvirkninger (A).

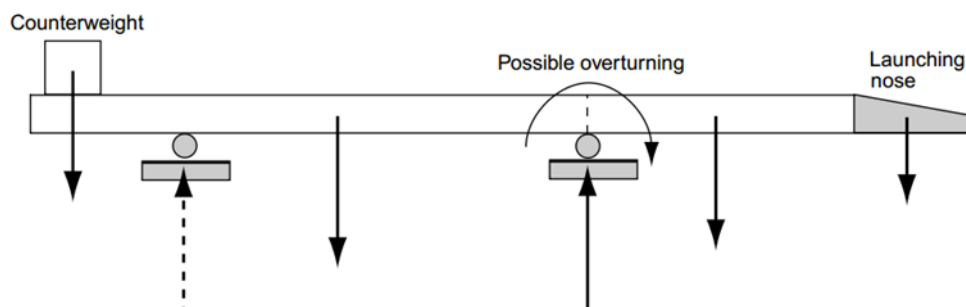
7.1 BRUDDGRENSETILSTAND

Bruddgrensetilstand er assosiert med kollaps eller andre former av skade på en konstruksjon. Som anvist i NS-EN 1990, 3.3, har denne tilstanden betydning for menneskenes og konstruksjonens sikkerhet.

I bruddgrensetilstand skal fire basissituasjon kontrolleres.

EQU (A)

Denne basis situasjon gjelder global likevekt av konstruksjon eller en del av det. Denne tilstanden er uavhengig av material styrke eller kapasiteten til konstruksjonen. Overskridelse av denne kapasiteten kan føre til momentant kollaps av hele konstruksjonen. For bruer er sjekk av global likevekt viktig i byggefasen. Figur 7-1 viser lansering av en bru del som må holdes i global likevekt ved hjelp av motvekt på enden av bruene.



Figur 7-1 - Global likevekt for en bru under byggefasen. Kilde: (Hendy & Johnson, 2006)

STR (B)

Denne situasjon er aktuell for mekanismer der det blir brudd på grunn av store deformasjoner eller mangel på kapasitet i konstruksjonen. Brudd i støtten og fundamenter inngår også i denne basissituasjonen.

Geo (C)

Denne situasjonen tar hensyn til stryken til jord og er aktuell for brudd i grunnen.

FAT

I denne situasjonen tas det hensyn til brudd på grunn av utmatting.

I denne oppgaven tas det kun hensyn til STR (B).

I bruddgrensetilstand skal virking av laster kombineres for å finne den verst påkjente området i strukturen. Dimensjonerende verdier av permanente laster kombineres med variable laster. I Norge er det vanlig for grensetilstand STR (B) å bruke det minst gunstige kombinasjon av de to uttrykkene (6.10a) og (6.10b) gitt i NS-EN 1990.

$$B1: \quad \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} G_{k,j}) + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.1)$$

$$B2: \quad \sum_{j \geq 1} (\xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}) + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.2)$$

Hvor:

P er forspente laster

I den første ligningen er det ingen dominerende variabel last, og alle de variable lastene er multiplisert med en kombinasjonsfaktor Ψ_0 . Denne ligningen gir mest ugunstig kombinasjon når den permanente lasten er mye større enn de variable lastene. I den andre ligningen er den permanente lastene multiplisert med en reduksjonsfaktor ξ . Den andre ligningen er kritisk når en av de variable lasten er dominerende. Der det er uklart hvilken av de variable lastene som er dominerende, skal alle variable laster behandles som den dominerende last etter tur.

Tabell NA.A2.4 (B) gir dimensjonerende verdier for laster i lastsituasjon STR og GEO.

γ_G	=	1,35 for permanent last hvis ugunstig (1,00 hvis gunstig) for reversible deformasjonslaster
		1,00 for irreversible deformasjonslaster hvis ugunstig (0 hvis gunstig). (laster fra bl.a. kryp og svinn)
ξ	=	0,89 for egenvekt
γ_Q	=	1,35 for vegtrafikk fra kjøretøy og fotgjengere hvis ugunstig (0 hvis gunstig).
		1,6 for laster fra vind hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
		1,2 fra temperaturlast hvis ugunstig (0 hvis gunstig)
		1,5 for øvrige variable laster (0 hvis gunstig)
γ_P	=	verdier gitt i de aktuelle Eurokodene

Det er meget lite sannsynlig for alle laster å virke på en konstruksjon samtidig med sin karakteriske verdi, dette er tatt hensyn til med kombinasjonsfaktoren Ψ_0 . Lastkombinasjoner for veibruer er gitt i Tabell NA.A2.1.

Tabell 7-1 – Lastkombinasjonsfaktor for veibruer

LASTER	Ψ_0
Trafikklast	0,7
Vindkrefter	0,7
Temperatur	0,7

Der vindlasten skal behandles som den dominerende lasten, bør Kombinasjonsfaktoren Ψ_0 for trafikklast settes lik 0.

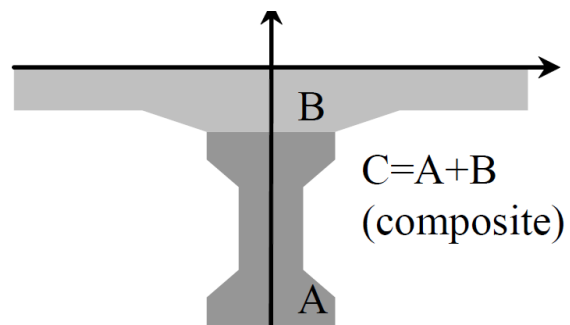
8 BEREGNINGSPROGRAM – RMBRIDGE

RmBridge er et elementmetode program for dimensjonering av brukonstruksjoner. Programmet modellerer i 3D og tar hensyn til tid av prosjektet som en ekstra dimensjon. Programmet er delt i to deler, RM Modeler og RM Analysis.

RM Modeler er delen der man tegner brustrukturen. Denne delen er et rent tegneprogram der geometrien av bruene blir definert. Tverrsnitt av en konstruksjon blir tegnet i deler og kan bestå av en eller flere deler. For en samvirke-konstruksjon av stål og betong, må man tegne de to delene separat. Programmet tar hensyn til samvirke ved at man må definere en ny del som består av de foregående delene. For samvirke av stål og betong i RmBridge får man tre deler, hvor den ene delen er stål, den andre delen er betong og den tredje delen er samvirke. Dette gjør at man kan påføre kreftene i hver enkel konstruksjonsdel separat.

Normalt bruker RmBridge bjelkeelementer for beregning. Bjelkeelementer har to noder, en på hver side av elementet. Hver av nodene har seks frihetsgrader. I bjelkeelement-teori antas det at tverrsnittet forblir plan etter en påsatt rotasjon i tverrsnittet. All last på et element blir ekstrapolert til nodene i bjelken, før det gjøres analyse. Det er også mulig å lage konstruksjonen av andre type elementer for grundigere analyse. Følgende elementer er tilgjengelig i RmBridge:

- Bjelkeelementer med 2 noder
- Shell elementer med 4 noder
- Plate elementer med 4 noder
- "Shear wall" elementer med 4 noder
- Volum elementer med 8 noder



Figur 8-1 – Samvirkekonstruksjon i Rm bridge. Kilde: (RM, 2012)

Det unike med RmBridge er at det er mulig å lage konstruksjonen med bjelkeelementer og en av de andre typene elementer nevnt ovenfor i samme modell. Bjelkeelementer er bra for analyse av krefter i det globale systemet, mens spesielt utsatte områder kan modelleres med elementer som gir mer detaljert spenninger i tverrsnittet.

Bruen blir delt i elementer med brukerdefinerte størrelser i RM Modeler. Her er det også mulig å definere elementer med "Shear lag".

Nodene i det globale systemet er nummerert fra 101 til 1N, hvor N er antall noder. Element nummeret for hver tverrsnitts del vil starte fra X01 og gå til XM, hvor X er tverrsnittsdelene 1 (stål), 2 (betong) eller 3 (samvirke) og $M = N - 1$. Om et samvirke av stål og betong blir delt i 10 elementer i lengderetning, vil den globale node nummeret gå fra 101 til 111 og elementnummeret være det som er gitt i tabellen under.

Tabell 8-1 – Et eksempel av elementinndeling i RmBridge

Tverrsnittsdel	tverrsnitts nummer	første element	siste element
Stål	1	101	110
Betong	2	201	210
Samvirke	3	301	310

Etter at modellen er klar, eksporteres den til RM Analysis.

Ettersom RmBridge tar hensyn til tid, er det mulig å aktivere forskjellige deler av bruene etter en bestemt tid. Denne muligheten lar brukeren spesifisere en gitt byggesekvens og feltvis utstøping av betongen. Det er også mulig å spesifisere tiden betongen bruker på å størkne, og når en konstruksjonsdel blir til samvirke. Etter at en samvirke-del har blitt aktivert, vil den tidligere stivhetsmatrisen for den delen (elementer av stålbjelken) bli overskrevet av en ny stivhetsmatrise. Alt last som bli påført bruene etter at samvirke har blitt aktivert, vil kun bli tatt av samvirkedelen.

Trafikklast

I programmet er det mulig å legge en jevnt fordelt last og punkt laster slik det står i Eurokoden. Programmet setter punktlasten elementvis, og lagrer den kombinasjon som gir verst påkjenning for konstruksjonen.

Kapasitetssjekk

I RmBridge er det mulig å kjøre kapasitetssjekk av ståltverrsnittet og samvirketverrsnittet. Programmet bruker regler i Eurokoder for å finne tverrsnittsklasse og tverrsnittskapasitet. Det er også mulig å sjekke kapasiteten av konstruksjonen for global knekking og vipping. I nåværende versjonen er torsjonskapasitet ikke implementert.

Kryp og svinn i RmBridge

Programmet har en innebygd funksjon "Creep" som beregner kryp, svinn og "steel relaxation" på konstruksjonen. "Steel relaxation" er aktuelt for forspente buer, og blir ikke tatt med i beregninger i programmet.

Termisk last i RmBridge

Det er mulig å sette på både lineær og ikke-lineær termisk last på konstruksjonen, med den innebygde funksjonen "TempVar". Som standard bruker programmet samme temperatur koeffisient for alle materialer [$10 \cdot 10^6$].

Skjærspenning mellom betong og stål

I RmBridge er det mulig å fordele krefter på samvirke inn i krefter på betong og krefter på stål. Programmet bruker endring i normalkraft (dN/dx) mellom starten og enden av et element i en samvirkedel (f.eks. betong) for å finne skjærkraften mellom betong og stål, se kapittel 2.6.

RmBridge registrerer ikke endring i aksialkraft i et element automatisk. Brukeren må definere fjærelementer mellom nodene i konstruksjonen. Disse skjær elementene påvirker ikke stivheten til strukturen. De lagrer ikke noe annen informasjon enn endring i kraft per lengde mellom to noder i strukturen. Fjærelementene må ha samme nummer som nodene de kobler, pluss 10000. F.eks. hvis fjærene kobler sammen node 105 og 106 må fjærelementene ha nummer 10105 og 10106.

9 DIMENSJONERING AV ET EKSEMPELBRU: DEN NYE RAVNKLOLØPBRUA

Den nye ravnkløpbrua er en spenn bru som består av to kjørefelter og en kombinert sykkelvei med fortau. Samvirkebruen er 51 meter lang og kan antas fritt opplagt.



Figur 9-1 – Bildet av Ravnkløpbrua

Figur 9-3 viser tverrsnittet til bruen. På høyre siden av bruen er det to kjørefelt med en bredde på 3,75 meter hver. Resten av den kjørbare bruen består av en sykkelvei og et fortau med en bredde på 4 meter. Totalt er bruen 15 m bred.

Bruoverbygningen er utført som et betongdekke i samvirke med 4 oppsveiste stålbjelker. Betongdekke ble utstøpt på byggeplassen. Stålbjelkene har bokstverrsnitt, med en senteravstand på 3,75 meter. Dimensjoner av stålbjelkene er vist i Figur 9-2.

Bruen ble prosjektert av Knut Sølvørnes i Reinertsen. Prosjektet stod ferdig i 2010, og var dimensjonert etter gamle Norske Standarder "NS" og Håndbok 185. RmBridge ble benyttet for å beregne kapasiteten av bruen.

Betong

I prosjektet var betongen støpt på byggeplassen og var av type B45 i bruen. Siden prosjektet var dimensjonert etter gamle Norske Standarder, var følgende egenskaper av betongen brukt:

Fasthetsklasse	f_{ck} [MPa]	f_{cn} [MPa]	E_{cn} [MPa]	γ_c [MPa]
B45	45	34,3	29760	1,4

I dette eksemplet blir bruene dimensjonert etter Eurokoden med betong av følgende egenskaper:

Fasthetsklasse	f_{ck} [MPa]	f_{cn} [MPa]	E_{cn} [MPa]	γ_c [MPa]
B45	45	53	36000	1,5

Stål

Det blir brukt S420 N/NL stålsort i prosjektet. Materialet har strekkfasthet gitt i Tabell 9-1; tall hentet fra Tabell 3.1 i NS-EN 1993-1-1.

Tabell 9-1 – Strekkfasthet av S420 N/NL

Stålsort	Platetykkelse	Strekkfasthet f_y
S420 N/NL	$t \leq 40 \text{ mm}$	420
	$40 < t \leq 80 \text{ mm}$	390

Armering

Det blir ikke tatt hensyn til armering i dette eksemplet.

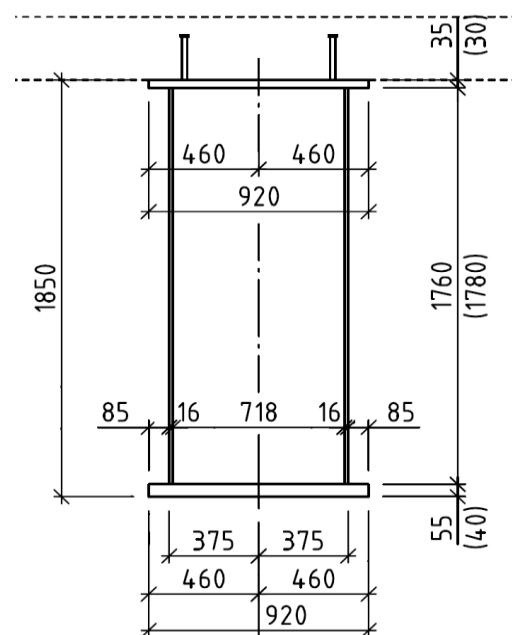
Ståltverrsnitt

Ståltverrsnittet er sammensatt av oppsveiste plater med dimensjoner gitt i Figur 9-2. Det er benyttet varierende tverrsnitt i lengderetningen. Ved opplagrene er det benyttet tverrsnitt med tynnere flenser. Dimensjoner for dette tverrsnittet er gitt i parenteser i figuren.

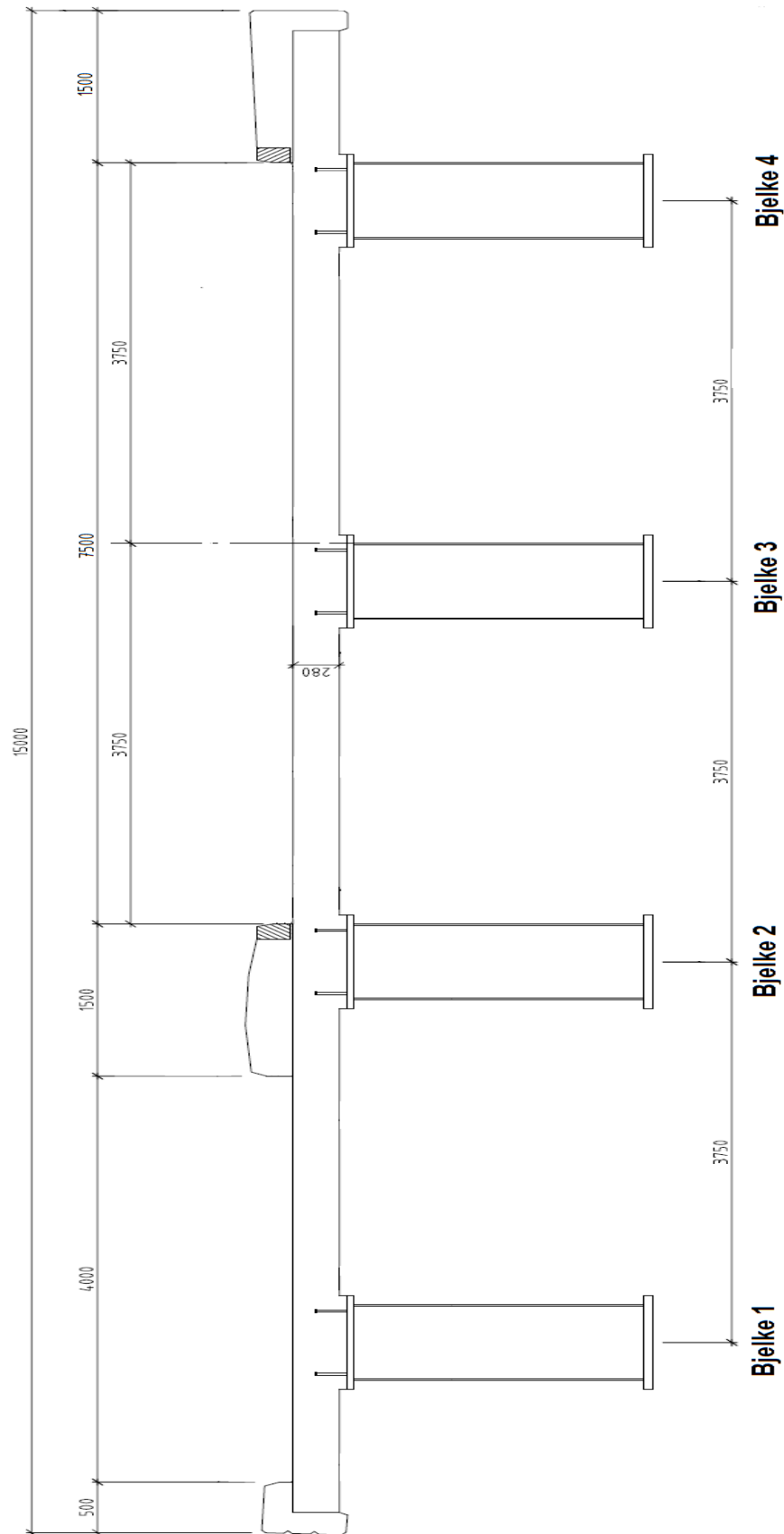
I denne oppgaven er tverrsnittet brukt ved midten kalt "Cross 1" og tverrsnittet brukt ved opplagrene kalt "Cross 2". Det henvises til Figur 9-6 og Tabell 9-2 for inndeling av tverrsnittet i lengderetning og lengde av Cross 1 og Cross 2.

Tabell 9-2 – Tverrgående lengden av tverrsnittene

TVERRSNITT	LENGDE
Cross 1	27,2 meter
Cross 2	11,9 meter



Figur 9-2 - Ståltverrsnittet. Tall i parenteser gir dimensjoner av tverrsnittet brukt ved opplagrene



Figur 9-3 – Tverrsnitt av Ravnkløpbrua. Dimensjoner gitt i [mm]

9.1 LASTER

Modell i Focus Konstruksjon

Av tidsmessig hensyn er bare den verste påkjente bjelken modellert i RmBridge. For å finne den mest påkjente bjelken er det brukt elementmetode programmet Focus Konstruksjon 2013. Bruen er modellert som 2D konstruksjon i tverretning. Betongdekket er modellert som en kontinuerlig plate oppå 4 stive opplager. Stålbjelkene er modellert som stive opplageret, som er fastholdt for bevegelse i både horisontale og vertikal retningen. I virkeligheten vil bjelkene bli bøyd nedover og det vil være kraftfordeling mellom de 4 bjelkene. For å representere opplageret mest nært virkeligheten, bør opplagrene bevege seg nedover med en viss stivhet i modellen i programmet. Man får mest konservativt verdi om man velger stive opplageret. Beregningene fra Focus er presentert i Vedlegg B.

9.1.1 Egenlast

Følgende tyngdetettheter benyttes:

- Armert betong 25 kN/m^3
- Stålkonstruksjoner 77 kN/m^3
- Slitelag og fuktisolasjon 25 kN/m^3

I analysen i RM beregnes at stålet har en densitet $\gamma_{stål} = 80 \text{ KN/m}^3$ inkludert avstivere. Betongens egenvekt er modellert som en feltlast på den vest påkjente bjelken. Den er funnet i Focus konstruksjon til å være $29,91 \text{ kN/m}$.

9.1.2 Trafikklast

Beregninger fra Focus Konstruksjon gir at bjelke 3 (se Figur 9-3) er mest påkjent fra trafikklast. Denne bjelken er rett under to kjørefelt og tar last fra begge kjørefeltene. Bjelken tar mest last når det ikke er noe last på fortaufeltet. Etter beregning fra Focus Konstruksjoner, blir lasten $18,37 \text{ kN/m}$ på bjelken 3 i lengderetningen. Trafikklasten i RmBridge på bjelke 3 har blitt satt til $18,4 \text{ kN/m}$.

Punktlastene på felt 1 er større enn på felt 2. Analyse i Focus viser at reaksjonskraften på opplager 3 blir $354,47 \text{ kN}$. I RmBridge er punktlastene satt lik 360 kN hver.

9.1.3 Forskaling

Det blir brukt samme last fra forskaling som på prosjektet, 4 kN/m sentrisk last på en bjelke.

9.1.4 Superegenvekt

Superegenvekt er den totale vekten av alle permanente strukturer på betongdekket, f.eks. vei, skulder og rekkverk.

Gjenberegning av denne lasten er ikke ønskelig i denne oppgaven, og det er brukt samme verdi som i prosjektet, $16,2 \text{ kN/m}$ på den verst påkjente bjelken.

9.1.5 Vindlast

Det settes en vindlast lik 3,62 kN/m på den verst påkjente bjelken, se Vedlegg C.

Alle ytrelastene på konstruksjonen er gitt i tabellen under.

Tabell 9-3 – Laster på konstruksjonen

Last	Vertikal kraft på bjelke 3
Egenvekt av stål	80 kN/m ³
Last fra betong	25,91 kN/m
Forskaling	4 kN/m
Superegenvekt	16,2 kN/m
Trafikklast	18,4 kN/m + 2·360 kN
Vindlast	3,62 kN/m

9.2 EFFEKTIV FLENSBREDDE

Den ekvivalente spennvidden er:

$$L_e = 0,85 \cdot L = 0,85 \cdot 51m = 43,35 m$$

$$\frac{L_e}{8} = 5,419 m$$

Hvis man antar to rader med dybler 800 mm fra hverandre, blir den effektive flensen på side av steget:

$$b_{ei} = \frac{3750mm - 800mm}{2} = 1475 mm$$

Bredden av flensen på hver side er mindre enn ($L_e/8$).

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \right) = 0,55 + 0,025 \cdot \frac{43,35m}{1,475m} = 1,285 \rightarrow \beta_i = 1$$

Det blir ingen "shear lag" i tverrsnittet. Den effektive bredden av betongen blir lik den virkelige bredden.

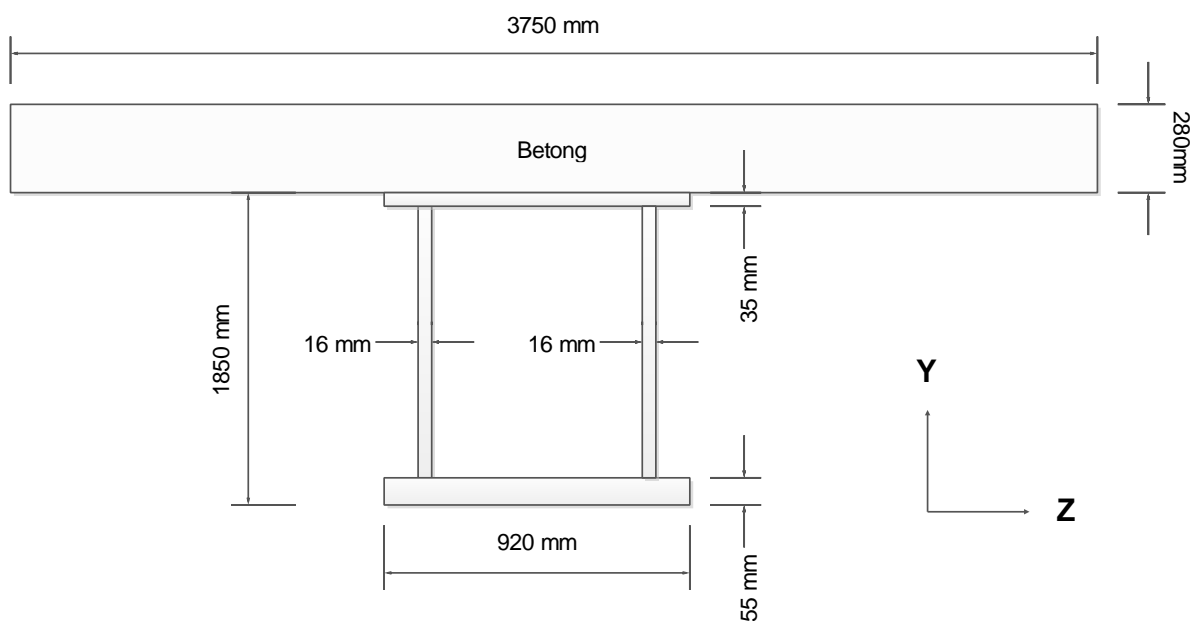
9.3 MODELL I RMBRIDGE

Bjelke 3 er modellert i RmBridge. Det er antatt at halvparten av betong i spennet på hver side av stålbjelken bidrar til stivhet av stålbjelke 3.

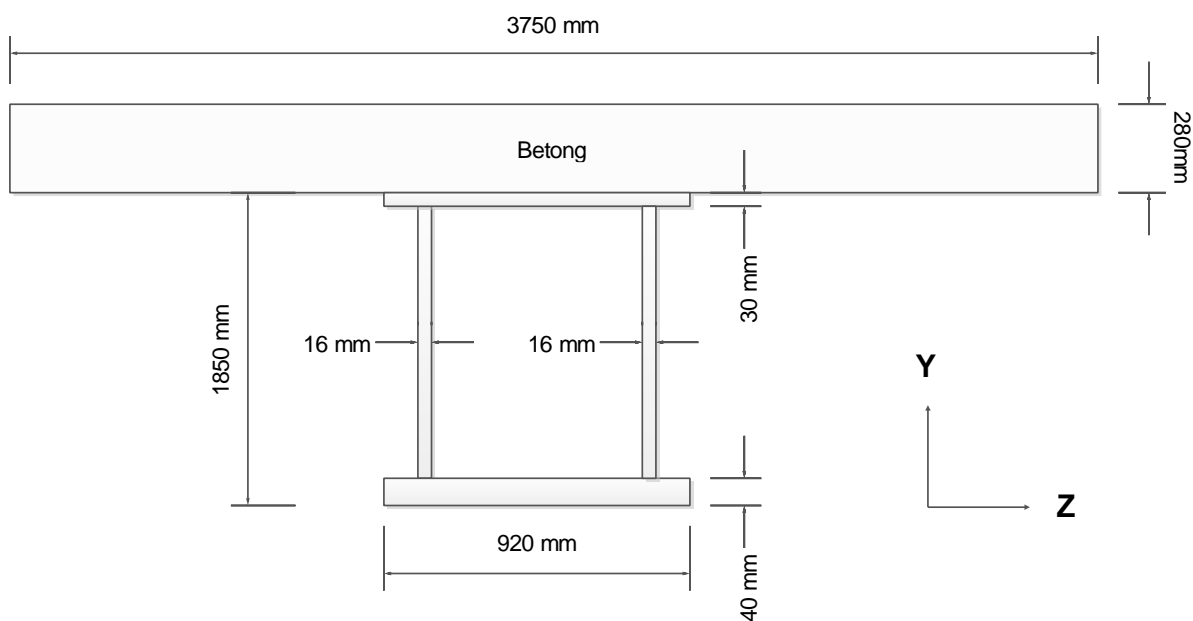
Modellen i RmBridge består av et betongdekket som er 3750 mm bred og 280 mm høy, som vist i Figur 9-4.

9.3.1 Koordinatsystem

I håndberegningene blir det brukt samme koordinatsystem som i RmBridge. Z-aksen går langs tverrsnittets bredde, mens Y-aksen går langs tverrsnittets høyde, som vist i Figur 9-4. X-aksen går langs konstruksjonens lengderetning, som vist i Figur 9-6.



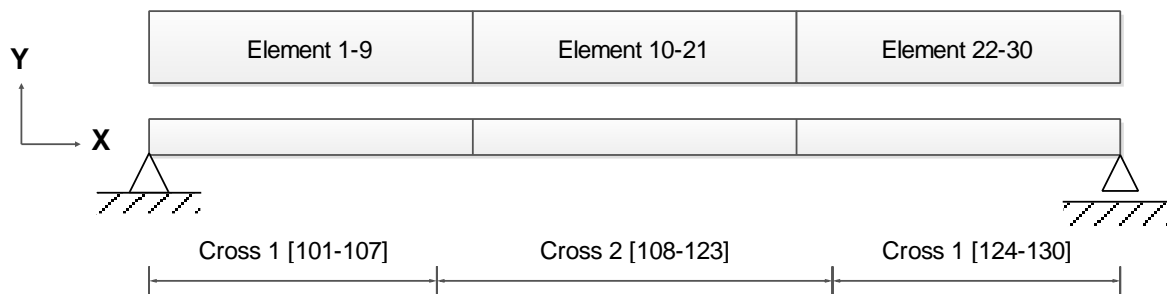
Figur 9-4 – Tverrsnittet til Cross 1



Figur 9-5 – Tverrsnittet til Cross 2

Element inndeling i programmet RmBridge

Modellen er delt inn i 36 elementer i tverrsnittets plan og 30 like store elementer i lengderetning. Inndeling i lengde retning og grensen mellom Cross 1 og Cross 2 er vist i Figur 9-6.



Figur 9-6 – Inndeling av elementer i lengderetning

Tabell 9-4 – Element nummeret til tverrsnittsdelen

MATERIAL	TVERRSNITTS DEL	FØRSTE ELEMENT	SISTE ELEMENT
Stål	1	101	130
Betong	2	201	230
Samvirke	3	301	330

Bruer som andre konstruksjoner blir bygget i flere sekvenser. Først ble stålbjelkene av Ravnkløpbrua montert på plass. Deretter ble betongen støpt i tre sekvenser hvor midtre delen av bruens ende seksjoner. I RmBridge blir de forskjellige sekvenser håndtert ved at elementer av tverrsnittsdelen blir aktivert i rekkefølge. Tabell 9-5 gir rekkefølgen av de aktiverte elementene.

Tabell 9-5 - Aktivering av elementer og opplageret

SEKVENNS	AKTIV ELEMENTER	KOMMENTAR
1	101 – 130, 1101 og 1201	Alle elementene av stål og begge opplagrene blir aktivert
2	210 – 221, 310 – 321	Midtre delen av betongdekket og samvirke mellom betong og stål i midten blir aktivert. Egenvekten av betongen blir tatt av stålbjelken.
3	201 – 209, 301 – 309	Betongelementer og samvirke- elementer i venstreenden blir aktivert. Egenvekten av betongelementene blir tatt av stålbjelkene ved opplagrene "101-109 og 122-130" og samvirke i midten "310-321".
4	222 – 230, 322 – 330	Betongelementer og samvirke- elementer i høyreenden blir aktivert. Egenvekten av betongelementene blir tatt av stålbjelken under betongen og samvirkeelementene "301-321".

I RmBridge er det mulig å modellere konstruksjonen slik at man kan hente ut krefter i et globalt tidsforløp, men konstruksjonen kan også modelleres etter elementets tidsforløp. Bruen blir støpt i tre sekvenser, hvor den andre sekvensen blir støpt etter 7 dager, og den tredje sekvensen blir støpt etter 14. Dersom konstruksjonen er modellert i et globalt tidsforløp, og man sjekker kryp og svinn etter f.eks. 28 dager, vil betongen enten være 28, 21, eller 14 dager gammel, etter når de ble utstøpt. Alternativt kan man hente ut krefter etter 28 dager i elementets tidsforløp, hvor alle elementer er 28 dager gammel. I RmBridge er bruene modellert slik at all resultater i et tidspunkt er gitt i elementets tidsforløp. Det er modellert slik for lettere sammenligning av resultater fra RmBridge og håndberegninger.

9.1 TVERRSNITTSKAPASITET

9.1.1 Tverrsnittsklassifisering

For positiv moment om stålbjelkens nøytralakse er begge flensene i tverrsnittsklasse 1, mens stegene i stålbjelken er "slank" og er i tverrsnittsklasse 4. Stegene er i klasse 4 også for aksial trykkraft, se Vedlegg E. Om tverrsnittet er belastet med negativt moment, er den trykkbelastede delen av stegene mindre enn den strekkbelastede delen på grunn av tykkere underflens enn overflens. Over og under-flens er fortsatt i tverrsnittsklasse 1 mens stegene er i tverrsnittsklasse 3.

Samvirke har en høy nøytralakse, og for positivt moment er den trykkbelastede delen av steget liten. Dermed blir hele samvirketverrsnittet i tverrsnittsklasse 1. Betongen bidrar ikke når bruene er under negativt moment, og i tillegg er det ikke tatt hensyn til armering i denne regneeksemplet; dermed blir tverrsnittsklassen til samvirketverrsnittet den samme som tverrsnittsklassen til stålbjelken.

Den nylige implementerte funksjonen i RmBridge gir muligheten til å finne tverrsnittsklasser. Som det framgår av Tabell 9-6, finner RmBridge feil tverrsnittsklasse når ståltverrsnittet er belastet med negativt moment.

Tabell 9-6 – Tverrsnittsklassifisering for Cross 1

	STÅLTVERRSNITT		SAMVIRKETVERRSNITT	
	Håndberegning	RmBridge	Håndberegning	RmBridge
Aksial trykk N_-	4	4	4	4
Positiv moment M_{z+}	4	4	1	1
Negativ moment M_{z-}	3	2	3	3

9.1.2 Tverrsnittskapasitet

I RmBridge er det også mulig å finne tverrsnittskapasitet. Programmet finner riktig kapasitet så lenge tverrsnittet ikke er utsatt for lokal knekking, se Vedlegg E.

Som det fremgår av Tabell 9-7, gir ikke programmet riktig tverrsnittskapasitet når tverrsnittet er utsatt for lokal knekking. Programmet gir litt mindre aksial trykkkapasitet, men denne forskjellen er marginal og konservativ. Den finner større momentkapasitet for ståltverrsnittet i klasse 4. For samvirketverrsnittet som er i klasse 1 for positivt moment, finner programmet

riktig momentkapasitet, men tar ikke hensyn til reduksjonsfaktoren β nevnt i kapittel 4.2. Det antas at flensene ikke bidrar til opptak av skjærkrefter. Skjærkapasiteten når tverrsnittet er utsatt for lokal knekking funnet i RmBridge er mindre enn håndberegningene. Tabellen nedenfor viser data for Cross 1, men samme trend kan merkes for Cross 2.

Tabell 9-7 – Tverrsnittskapasitet av Cross 1

	STÅLTVERRSNITT		SAMVIRKETVERRSNITT	
	Håndberegning	RmBridge	Håndberegning	RmBridge
Dimensjonerende aksial trykkapasitet $N_{-,red,Rd}$ [kN]	39877,95	39214,613	66652,95	65989,613
Dimensjonerende momentkapasitet $M_{z+,red}$ [kNm]	28011,88	28579,61	56052,05	58295,82
Dimensjonerende skjærkapasitet $Q_{y,red}$ [kN]	6161,19	6054,311	6161,19	6054,363

Som det vises av Tabell 9-8 nedenfor, er $b_{eff} > 0,5b_c$. Effekten av plateknekkning i global analyse ses bort ifra i henhold til " NS-EN 1994-2, 2.2 (5).

Tabell 9-8 – Effektiv bredde av steget til stålbjelkene for positivt moment

POSITIV MOMENT			
Cross 1		Cross 2	
$b_c = 1002,3mm$	$b_{eff} = 819,2mm$	$b_c = 960,1mm$	$b_{eff} = 820,8mm$

Tverrsnittsdata for Cross 1 og Cross 2 for elastisk spenningsfordeling er gitt i Tabell 9-9. Som vist i Vedlegg D, tverrsnittsdata funnet i RmBridge samsvarer med håndberegningene.

Tabell 9-9 – Tverrsnittsdata til Cross 1 og Cross 2

	CROSS 1	CROSS2	DEFINISJON
n_0	5,83	5,83	Initial modulforhold
A_a [mm ²]	139120	121360	Tverrsnittsarealet til stål
$A_{c, ekv}$ [mm ²]	180000	180000	Ekvivalent tverrsnittsarealet til betong
A [mm]	319120	301360	Tverrsnittsarealet til samvirkebjelken
a_z [mm]	1177,34	1130,0	Høydeforskjellen mellom elastisk nøytralaksen til betong og nøytralaksen til stål (om den sterke aksene)

$a_{c,z}$ [mm]	513,26	455,1	Høydeforskjellen mellom elastisk nøytralaksen til betong og nøytralaksen til samvirketverrsnitt (om den sterke aksen)
$a_{a,z}$ [mm]	664,08	674,9	Høydeforskjellen mellom elastisk nøytralaksen til stål og nøytralaksen til samvirketverrsnitt (om den sterke aksen)
$I_{a,z}$ [mm ⁴]	8,01E+10	6,7530E+10	Annet arealmoment til stål om sin egen nøytralakse (om den sterke aksen)
$I_{c,z}$ [mm ⁴]	1,18E+09	1,1760E+09	Ekvivalent annet arealmoment til betong om sin egen nøytralakse (om den sterke aksen)
I_z [mm ⁴]	1,90E+11	1,61E+11	Annet arealmoment til samvirke (om den sterke aksen)

9.2 EFFEKT AV SEKVENSVIS UTSTØPING AV BETONG

I samvirkebruer blir betongen støpt i sekvenser for å få mest gunstig effekt på konstruksjonen. Om betongen blir montert/støpt i en sekvens, vil all kraft bli tatt av stålbjelken. Dette vil resultere i følgende maksimal moment på stålbjelken:

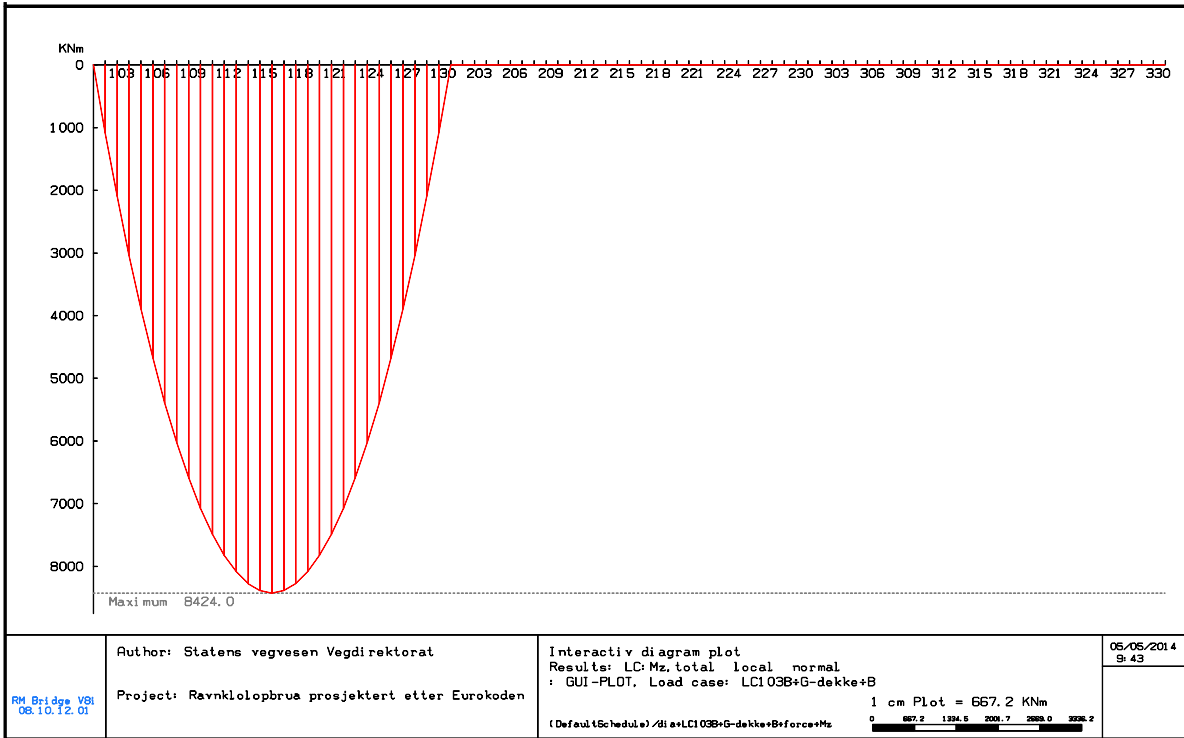
$$M_{midt} = \frac{qL^2}{8} = \frac{25,91 \text{ kN/m}}{8} \cdot 51^2 \text{ m}^2 \approx 8424 \text{ kNm}$$

Figur 9-7 viser resultater fra RmBridge. Det kan ses av figuren at programmet gir samme resultater som ved analytisk beregning, og at alle krefter blir tatt av stålbjelken (det blir ingen krefter på betongen eller samvirket).

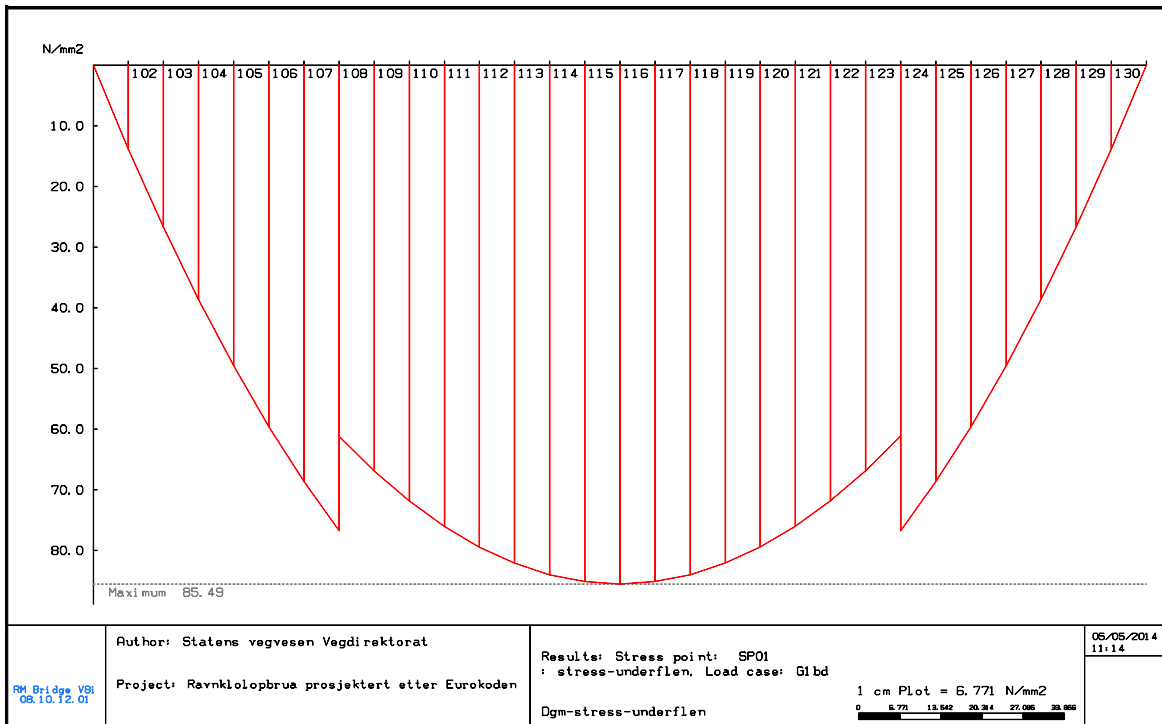
Maksimal spenning i stålbjelken blir:

$$\sigma_{maks} = \frac{M_{midt}}{I} \cdot y_{maks} = \frac{8424 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{8,008 \cdot 10^{10}} \cdot 812,7 \text{ mm} \approx 85,49 \text{ MPa} \quad (9.1)$$

Figur 9-8 viser spenninger i nederste fiber i ståltverrsnittet langs bjelkens lengde. Programmet gir samme maksimal spenning som i ligning (9.1) ovenfor. Det kan merkes at det er en liten diskontinuitet i indre spenninger mellom elementene 107-108 og elementene 123-124 i Figur 9-8. Som nevnt tidligere, går tverrsnittet fra Cross 2 til Cross 1 i element 108 og i element 124 går tverrsnittet fra Cross 1 til Cross 2. Kapasiteten til Cross 1 er større enn kapasiteten til Cross 2, noe som gjør at indre spenninger minker når tverrsnittet går fra Cross 2 til Cross 1.

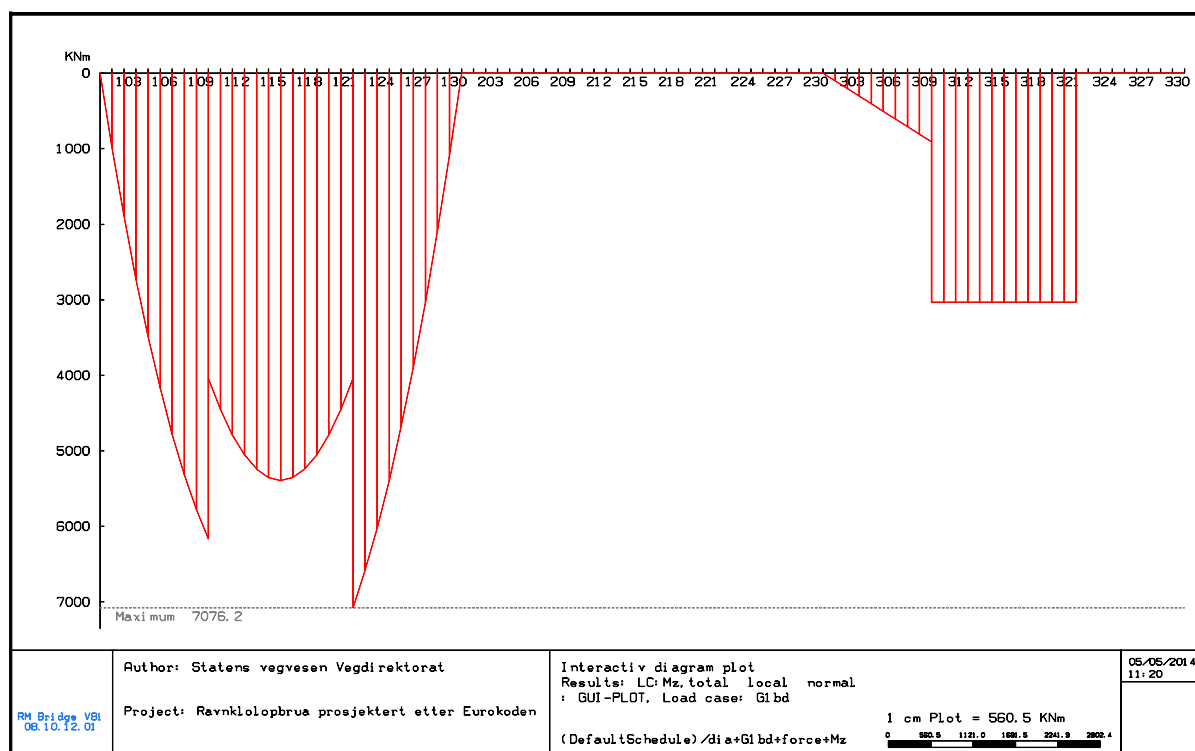


Figur 9-7 – Figur fra RmBridge viser moment i stålbejken når alt betongen blir montert/støpt i en sekvens



Figur 9-8 – Spenninger nederst i underflensen når alt betongen blir støpt/montert i en sekvens

Om betongen blir støpt i tre sekvenser, slik Ravnkloløpbrua ble, vil konstruksjonen få en annerledes momentfordeling. I første sekvens blir all vekt av betongen tatt av stålbejelken. Det blir annengrads momentfordeling i tverrgående retning i stålbejelken under betongen og lineær momentfordeling ellers i stålbejelken. Når andre sekvens av betongen blir støpt etter 7 dager, antas det at tidligere utstøpt betong har størknet, og klarer å bære trykkspenninger. Konstruksjonen vil bestå av stålbejelkeseksjoner ved opplagrene og en samvirkeseksjon i midten av bruene. Dermed når betongen blir støpt i venstre siden av bruene, blir det annengrads momentfordeling i stålbejelken under bruene og en lineær momentfordeling i samvirke og stålet i høyre siden av bruene. Når siste seksjon av betong blir støpt, blir det igjen en annengrads momentfordeling under stålbejelken der betongen blir støpt og lineær momentfordeling ellers i bruene, som består av samvirkedeler. Momentfordelingen etter at betongen er støpt over hele bruene er vist i Figur 9-9. Figuren viser moment i lengderetning, på stål og samvirketverrsnitt. Det kan ses fra figuren at momentet på samvirke midt i bruene er konstant. Det blir lineær momentfordeling på samvirke fra betongstøping av både venstre delen og høyre delen av bruene (sekvens 3 og 4 i Tabell 9-5). På grunn av symmetrien blir det konstant moment på samvirke midt i bruene.



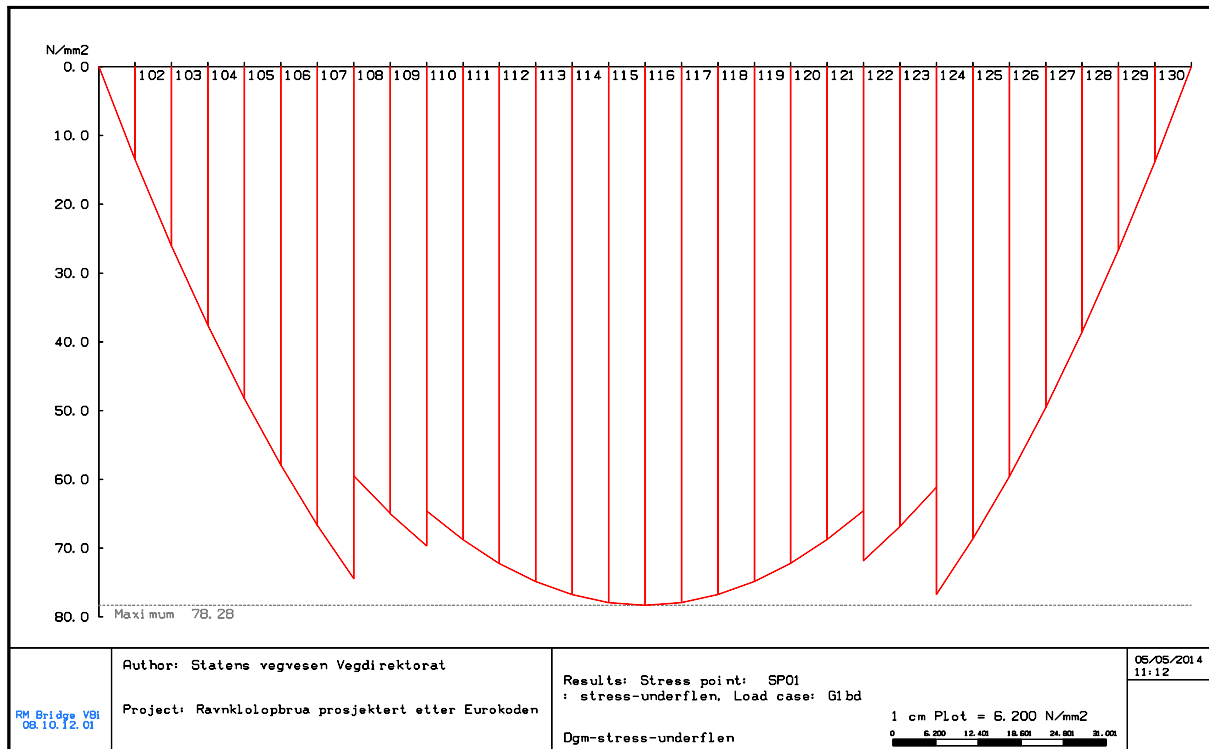
Figur 9-9 – Momentfordeling når betongen er støpt i sekvenser

Som vist i Figur 9-10, blir den maksimale spenningen midt i bruene mindre når betongen blir støpt i flere sekvenser. Dette fordi litt av momentet blir tatt av samvirkedel, og samvirketverrsnittet har større stivhet enn ståltverrsnittet. Når krefter blir tatt av samvirke i stedet for stålet vil betongen bidra med å ta krefter. Dette vil øke spenningene i betongen, mens spenninger i stålet blir mindre enn om bare stålet hadde tatt hele vekten av betongen. I feltet er det gunstig å redusere spenninger i stålet, selv om spenninger i betongen øker. Dette fordi det er økonomisk ønskelig å begrense stålbruket i en samvirkekonstruksjon. Stålbejelkene tar mye av spenningene og er vanligvis dimensjonerende i en samvirkekonstruksjon.

Som det ses av Figur 9-10, er det fire diskontinuiteter i maksimal spenningskurven i lengderetningen. To av diskontinuiteter skyldes endring i tverrsnittet, som nevnt tidligere. Diskontinuitet mellom elementene 109-110 og elementene 121-122 kommer fra etappevis utstøping. For dette tilfelle reduseres den maksimale spenningen midt i bjelken med:

$$\Delta\sigma = (85,49 - 78,28) \frac{N}{\text{mm}^2} = 7,21 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Det kan også ses fra figuren at maksimale spenninger på høyre siden av bruens er større enn på venstre siden. Dette fordi høyre siden ble støpt sist og ikke ble påvirket av etappevis utstøping.



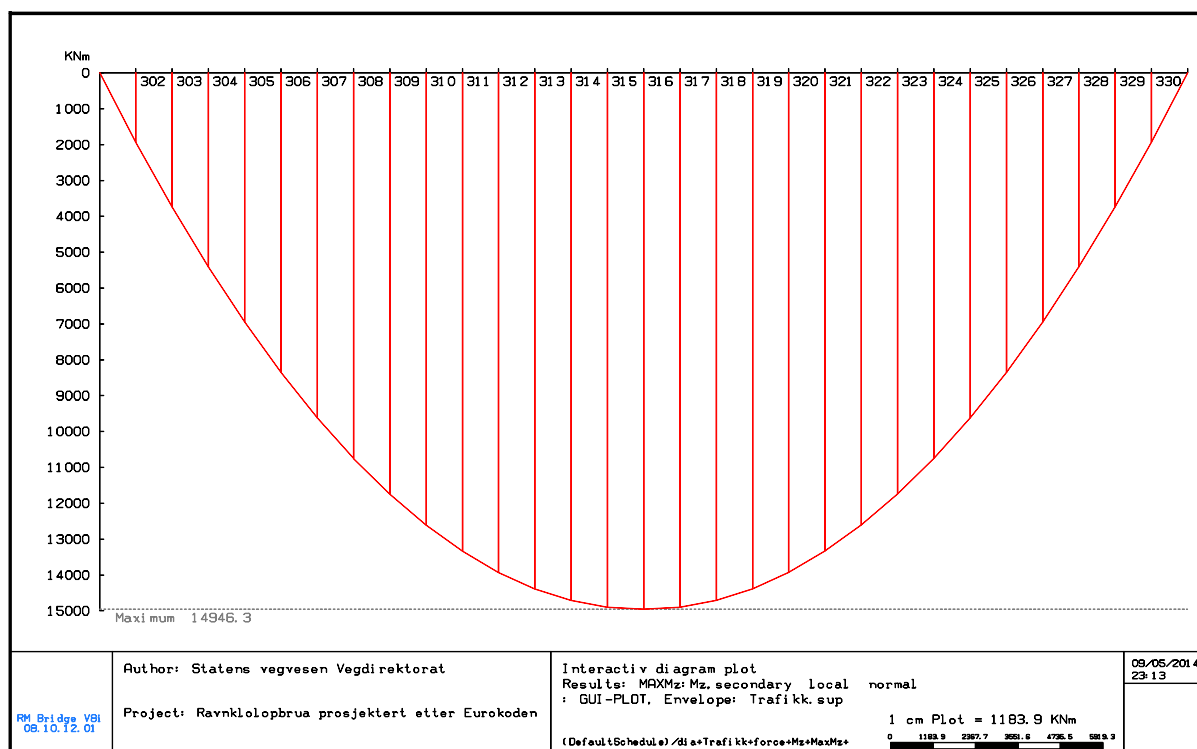
Figur 9-10 – Spenninger nederst i underflensen når bruens blir montert i tre sekvenser

9.3 TRAFIKKLAST

For det enkle systemet, blir konstruksjonen ugunstig belastet om den jevnt fordelte lasten fra LM1 virker over hele bruens lengde, og resultatanten av punktlaster er midt i bruens. Det maksimale momentet i konstruksjonen blir:

$$M_{maks} = \frac{18,4 \text{ kN/m} \cdot 51^2 \text{ m}^2}{8} + 360 \text{ kN}(25,5 \text{ m} - 0,6 \text{ m}) = 14946,3 \text{ kNm}$$

Trafikklast er ikke-permanent last, og det antas at det ikke påvirker kryp. Dette er modellert i RmBridge ved å påføre trafikklasten etter 100 år. Resultatet fra ligningen ovenfor samsvarer meget godt med resultater fra RmBridge, vist i Figur 9-11



Figur 9-11 – Mest ugunstige trafikkløst fra RmBridge

9.4 IKKE-LINEÆR TERMISK LAST

9.4.1 Forenklet metode

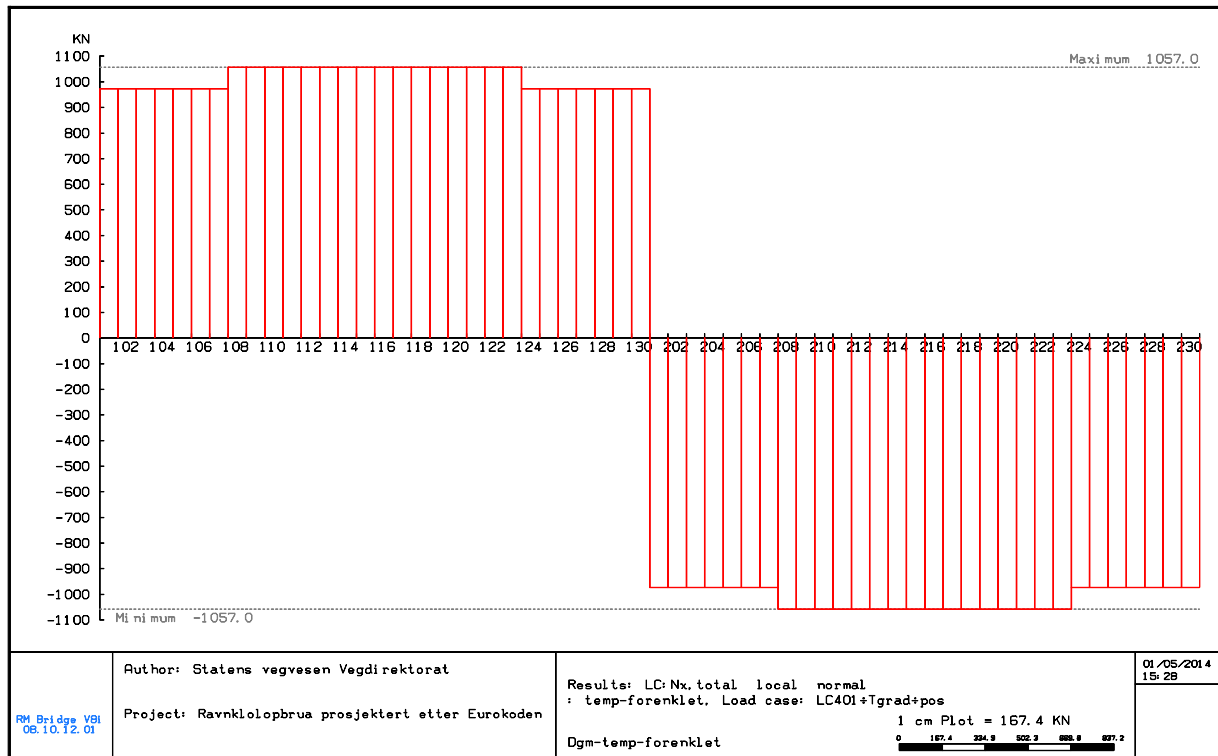
Når samvirkebjelken blir påkjent av temperaturendring i betongen, vil den få indre krefter etter teori i avsnitt 5.5. Indre krefter grunnet termisk last fra håndberegning for positiv temperaturøkning er gitt i Tabell 9-10. Tabellen viser at når konstruksjonen er under positiv termisk last, blir det strekk kraft på stålet, og trykkraft på betongen. Det blir negativ moment på stålet og betongen, hvor momentet på stålet er nesten 68 ganger større enn momentet på betongen, for Cross 1. Negativ termisk last gir resultat med samme tallverdi, men med omvendt fortegn.

Tabell 9-10 – Krefter fra positiv temperaturendring for forenklet prosedyren

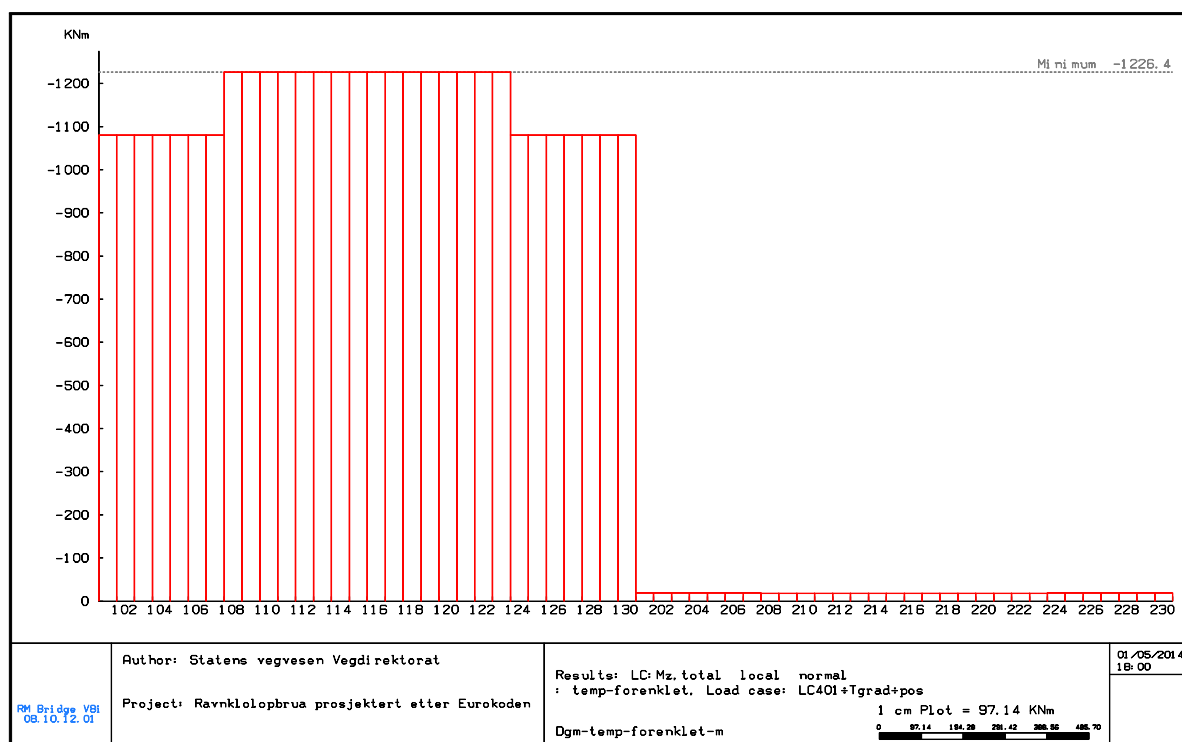
LAST	CROSS 1	CROSS 2	BESKRIVELSE
N [kN]	5670	5670	Indre aksialkraft på samvirketverrsnittet
M [kNm]	-2910,1	-2580,1	Indre momentkraft på samvirketverrsnittet
N _a [kN]	1057,14	972,6	Indre aksialkraft på stålet
M _{a,z} [kNm]	-1226,56	-1080,4	Indre moment på stålet
N _c [kN]	-1057,14	-972,6	Indre aksialkraft på betong
M _{c,z} [kNm]	-18,07	-18,82	Indre momentkraft på betong

Fra resultatene i tabellen ovenfor framgår det at når ståltverrsnittet går fra Cross 1 til Cross 2, vil indre spenninger i stålet minke. Det blir mindre aksialkraft på betongen, men momentet på betongen øker. Dette fordi stivheten til betongen øker relativt til ståltverrsnittet, og mer av momentet blir tatt av betongen (selv om det totale momentet er mindre).

Aksialkraften og momentet på stål og betong beregnet i RmBridge er vist henholdsvis i Figur 9-12 og Figur 9-13. Håndberegning og RmBridge gir samme resultat.



Figur 9-12 – Indre aksialkraft på betong og stål fra positiv termisk last for forenklet prosedyre



Figur 9-13 - Indre moment på stål og betong fra positiv termisk last for forenklet prosedyre

9.4.2 Normal prosedyre

Tabell 9-11 gir indre krefter på Cross 1 og Cross 2 når den modellerte samvirkebruen blir belastet for positiv termisk last etter normal prosedyre. Både RmBridge og håndberegningene gir samme resultat for aksialkraft og moment på samvirketverrsnittet. Det er neglisjerbar forskjell mellom krefter på betong og stål fra håndberegningene og RmBridge. Grunnet den ikke-lineære fordelingen av spenningene vil ikke aksialkraften og momentet virke om senteraksen av tverrsnittsdelen.

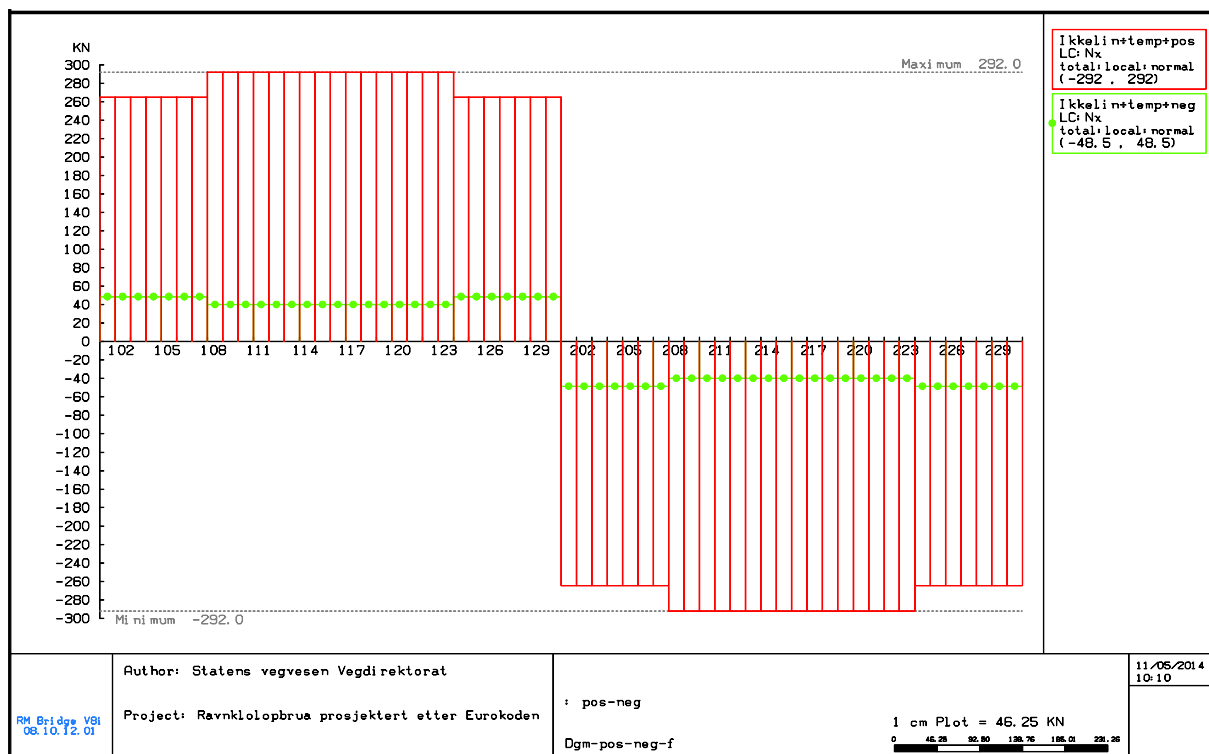
Tabell 9-11 – Indre krefter fra positiv termisk last

	CROSS 1		CROSS 2	
	Håndberegning	RmBridge	Håndberegning	RmBridge
N [kN]	3043,69	3043,69	3016,92	3016,92
M [kNm]	-1641,16	-1641,16	-1456,6	-1456,6
N_a [kN]	290,1	291,96	264,83	264,83
M_{a,z} [kNm]	-455,43	-454,7	-410,41	-409,77
N_c [kN]	-290,1	-291,96	-264,83	264,83
M_{c,z} [kNm]	110,94	110,94	109,24	110,49

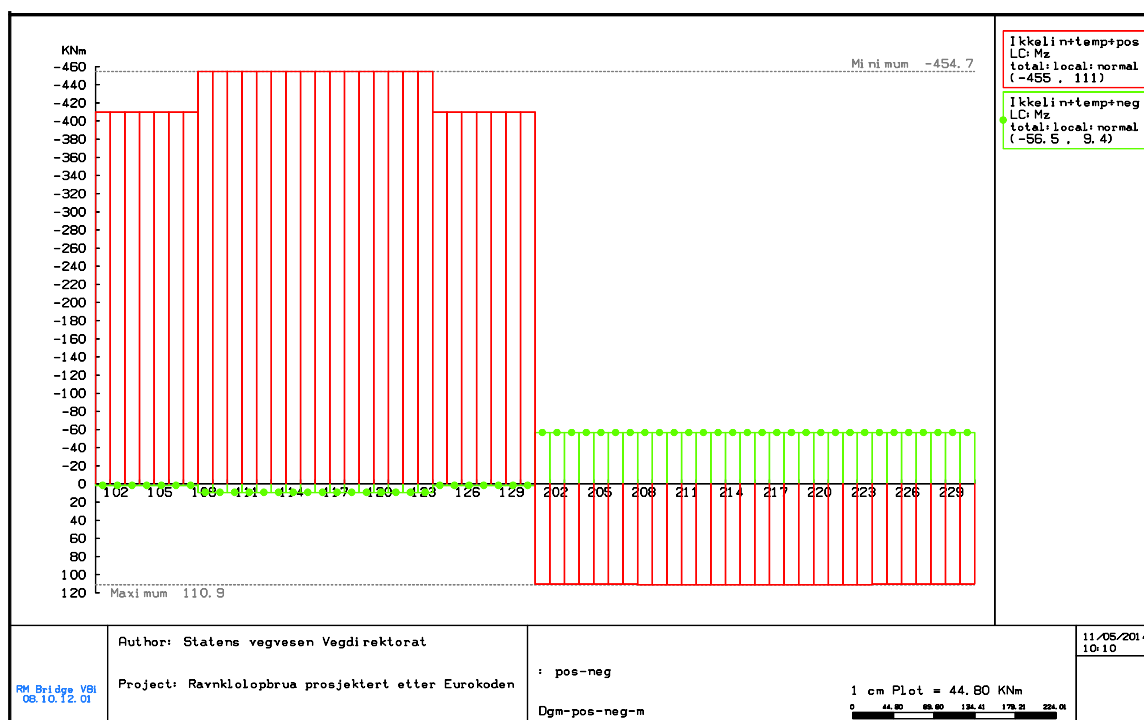
Det er stor forskjell i indre krefter fra positiv termisk last og negativ termisk last. Som vist i Tabell 9-12, er indre krefter fra den negative termiske lasten veldig liten. Aksialkraft og moment fra positiv og negativ termisk last fra RmBridge er presentert grafisk henholdsvis i Figur 9-14 og Figur 9-15. Den røde grafen i figurene viser resultater fra positiv termisk last, og den grønne grafen viser resultater fra negativ termisk last.

Tabell 9-12 – Indre krefter fra negativ termisk last

	CROSS 1		CROSS 2	
	Håndberegning	RmBridge	Håndberegning	RmBridge
N [kN]	-2297,4	-2297.4	-2067,56	-2067.56
M [kNm]	-1417,01	-1417.01	-1219,47	-1219.48
N_a [kN]	39,93	39.93	48,54	48.54
M_{a,z} [kNm]	9,39	9.38	1,68	1.67
N_c [kN]	-39,93	-39.93	-48,54	-48.54
M_{c,z} [kNm]	-56,4	-56.4	-56,52	-56.52

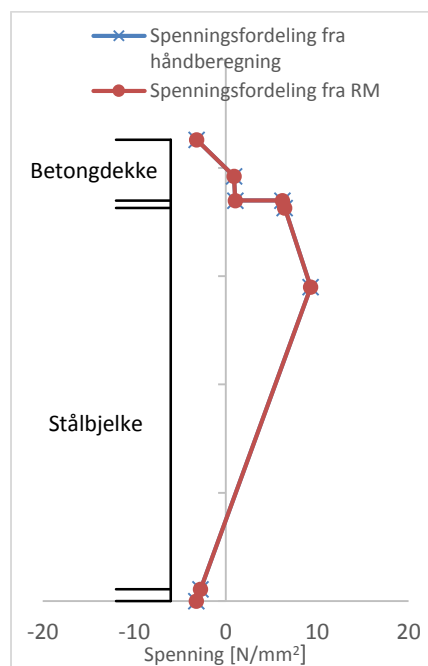


Figur 9-14 – Aksialkraft fra positiv (rød graf) og negativ (grønn graf) termisk last etter normal prosedyre.



Figur 9-15 – Moment fra positiv (rød graf) og negativ (grønn graf) termisk last etter normal prosedyre.

For å beregne spenninger i tverrsnittet i RmBridge må det defineres punkter i tverrsnittet hvor spenningene skal hentes fra. Det er hentet ut spenninger i 7 punkter i tverrsnittet som følger den ikke-lineære oppførselen til termiske lasten. Figur 9-16 viser spenningsfordeling for positiv termisk last over tverrsnittet for Cross 1, både for resultater fra håndberegning og RmBridge. Det kan ses av figuren at RmBridge klarer å finne indre spenninger fra termisk last med god nøyaktighet.



Figur 9-16 - Spenningsfordeling på Cross 1 over samvirketverrsnittet fra den positive ikke-lineære termisk lasten etter normal prosedyre.

9.4.3 Forskjellen mellom normal og forenklet prosedyre

Den forenklet prosedyren er mer konservativ enn den normale prosedyren. Dette kan ses i Tabell 9-13 og Tabell 9-14, som viser spenninger i tverrsnittet fra henholdsvis positiv og negativ termisk last. Figur 9-16 og Figur 9-17 gir grafisk presentasjon av spenningsfordelingen på samvirketverrsnittet.

Den normale prosedyren skaper strekk i øverste delen av stålbejelken, og trykk i den nederste delen for positiv termisk last. Denne spenningsfordeling er gunstig for stålbejelker i en fritt opplagt bru. Spenningsfordeling fra den negative termiske lasten skaper trykkspenning i både over og underflensen av stålet. For en fritt opplagt samvirkebru er stålets underflens mest kritisk, fordi samvirkets nøytralakse ligger høyt (nær betongen). For en fritt opplagt bejelke vil underflens være i strekk og overflens i trykk fra ytre last. Den negative termiske lasten har positiv effekt på konstruksjonen med tanken på den mest utsatte punktet i ståltverrsnittet. Dermed kan det konkluderes at både positiv og negativ termisk last etter normal prosedyre har positiv effekt på stålbejelken.

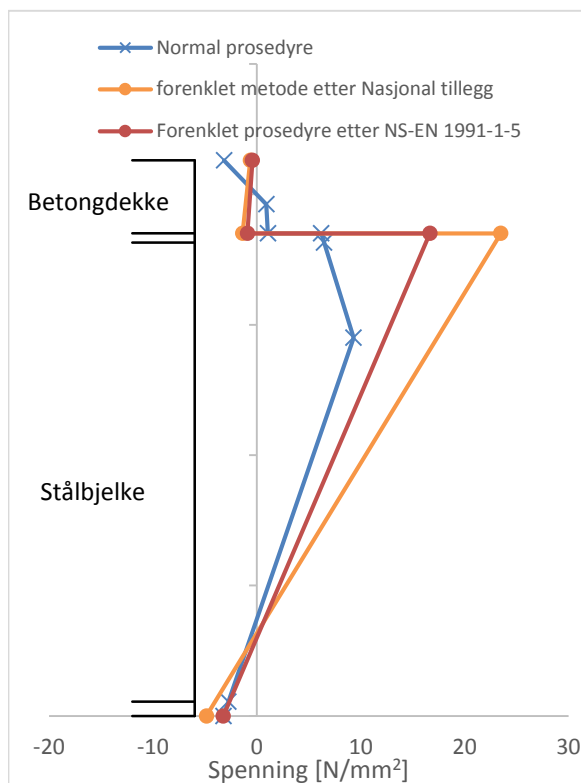
Forenklet- og normal positiv termisk last, gir gunstig spenning på tverrsnittet. Den forenklet negativ termisk last skaper en ugunstig spenningsfordeling på stålet for en fritt opplagt bru. Dette gjør den forenklet negativ termisk last kritisk.

Tabell 9-13 – Spenninger på betong og stål når påkjent av positiv termisk last

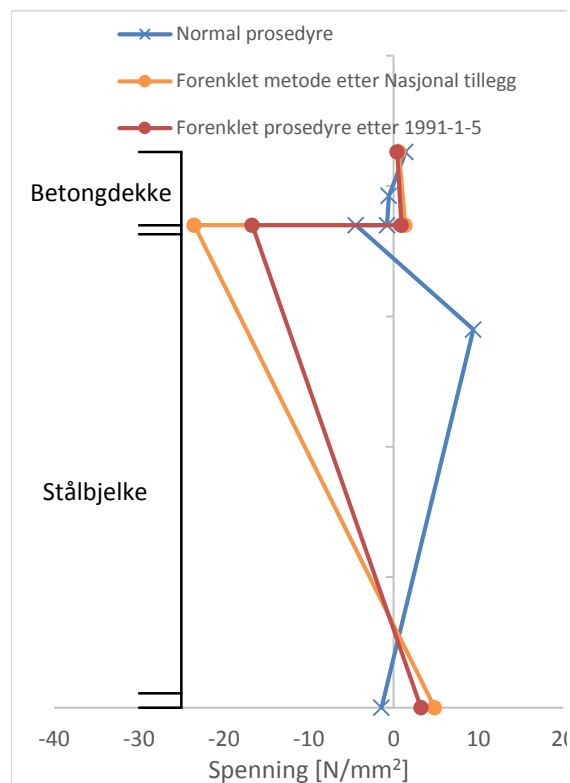
	Normal prosedyre [MPa]	Forenklet prosedyre etter nasjonalt tillegg NA [MPa]	Forenklet prosedyre etter NS-EN 1991-1-5 [MPa]
Betongens øverste fiber	-3,16	-0,64	-0,43
Betongens nederste fiber	1,06	-1,37	-0,92
Stålbejelkens øverste fiber	6,20	23,48	16,66
Stålbejelkens nederste fiber	-3,22	-4,85	-3,23

Tabell 9-14 - Spenninger på betong og stål når påkjent av negativ termisk last

	Normal prosedyre [MPa]	Forenklet prosedyre etter nasjonalt tillegg NA [MPa]	Forenklet prosedyre etter NS-EN 1991-1-5 [MPa]
Betongens øverste fiber	1,40	0,64	0,43
Betongens nederste fiber	-0,76	1,37	0,92
Stålbejelkens øverste fiber	-4,43	-23,48	-16,66
Stålbejelkens nederste fiber	-1,41	4,85	3,23

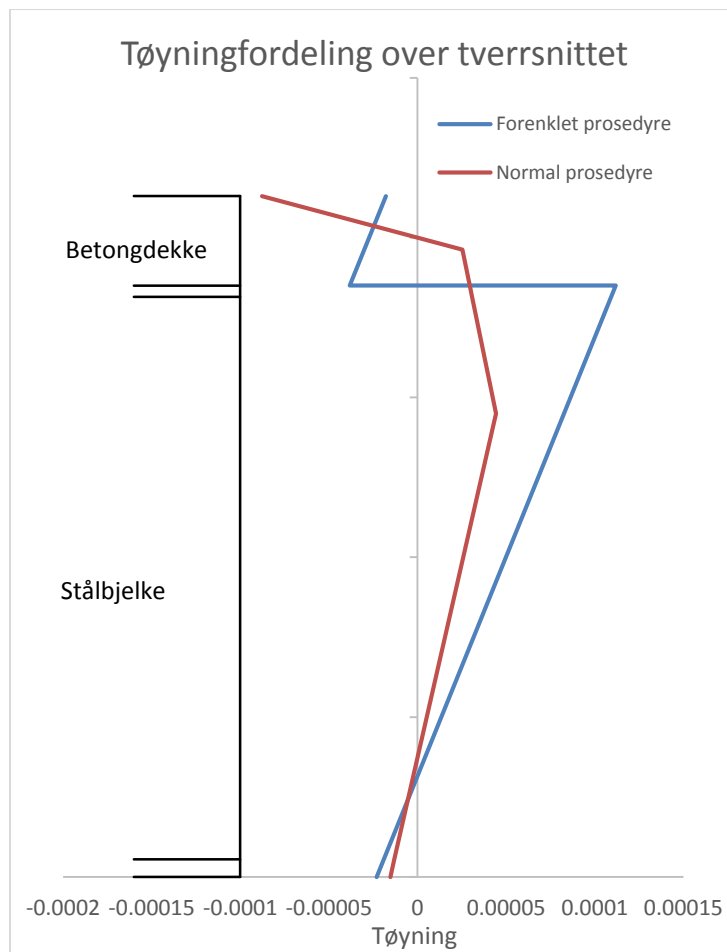


Figur 9-17 - Spenningsfordeling over tverrsnittet til Cross 1 for positiv termisk last



Figur 9-18 – Spenningsfordeling over tverrsnittet til Cross 1 for negativ termisk last

Sammenligning av tøyning i samvirketverrsnittet fra normal prosedyre og forenklet temperaturøkning er vist i Figur 9-19. Fra figuren kan det ses at tøyningen for den normale prosedyren i grensen mellom betong og stål er kontinuerlig. Den forenklete metoden har ikke en kontinuerlig tøyning mellom stål og betong. Dette er på grunn av at temperaturendringen ikke er kontinuerlig i grensen. Diskontinuitet forårsaker relativ forskyvning mellom betongen og stålet, noe som skaper forskyvning av dybler, og muligens knusing av betong. Grunnet konduksjon, vil det være varmeoverføring mellom betong og stål og dermed kontinuitet i temperaturendringen over tverrsnittet. Den normale termisk lasten representerer virkeligheten bedre. Videre i analysen blir den forenklet metoden for termisk last brukt, for å være konservativ, men det blir ikke tatt hensyn til diskontinuitet i tøyningen mellom stålet og betongen.



Figur 9-19 – Tøyning av tverrsnittet til Cross 1 for positiv termisk last

9.5 SVINN OG KRYP

For å teste svinntøyning og kryptall i RmBridge, er det antatt et scenario der betongen begynner å svinne etter 7 dager, og tiden svinntøyning skal analyseres er når betongen er 28 dager gammel. Eurokoden gir totalsvinn $\epsilon_{cs} = 8,05 \cdot 10^{-5}$ for den scenarioen, som vist i Tabell 9-15. Kryptallet for samme scenario blir $\phi(28,7) = 0,616$, se Tabell 9-16.

Tabell 9-15 –Beregning av svinntøyning

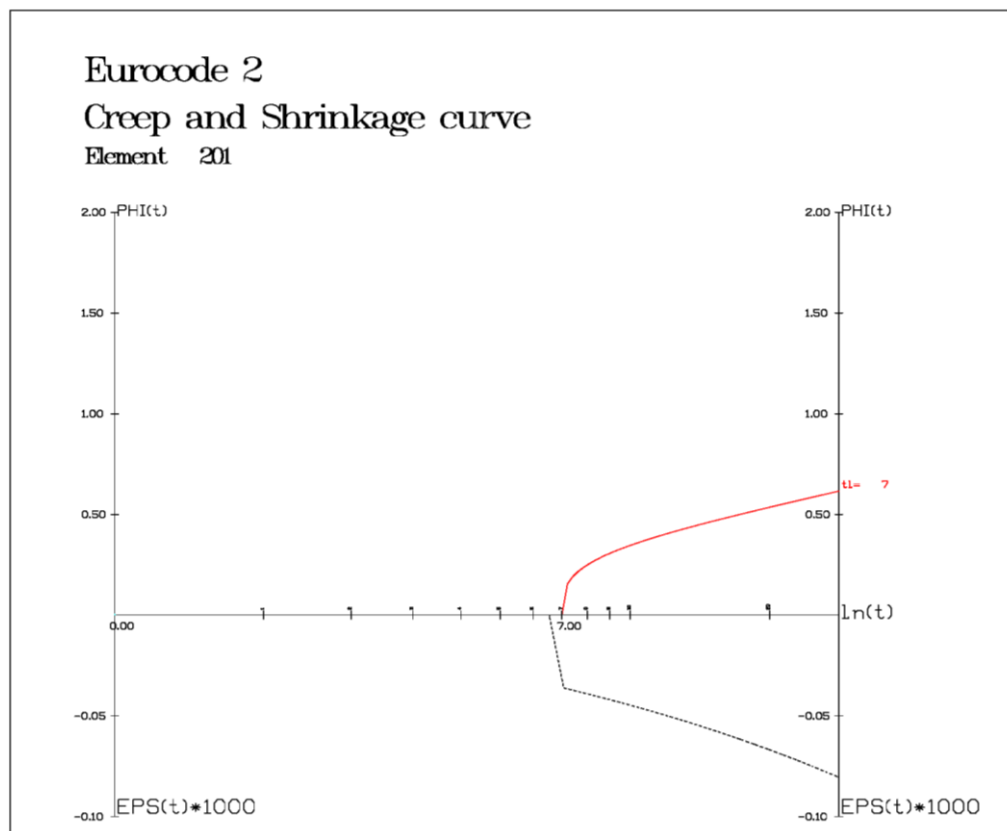
t_s [døgn]	7	Betongens alder ved belastningstidspunktet
t [døgn]	28	Tiden som vurderes
h_o [mm]	260,55	Effektiv tverrsnitts tykkelse (2Ac/u)
RH [%]	75	Relativ luftfuktighet i prosent (%)
RH₀ [%]	100	Referanse relativfuktighet (100 %)
fck [MPa]	45	Betongens karakteristiske sylindrefasthet etter 28 dager

f_{cm} [MPa]	53	Betongens trykkfasthet etter 28 dager
f_{cm0} [MPa]	10	En konstant lik 10 MPa
α_{ds1}	4	Koeffisient avhengig av sementtype
α_{ds2}	0,12	Koeffisient avhengig av sementtype
β_{RH}	8,96E-01	Ligning (B.12)
$\epsilon_{cd,0}$	2,66E-04	Ligning (B.11)
$\beta_{ds}(t,t_s)$	1,11E-01	Ligning (3.10)
k_h	0,7895	Koeffisient avhengig av tverrsnitts tykkelse (tabell 3.3)
$\epsilon_{ca}(t)$	5,71336E-05	Autogen svinntøyning (ligning 3.11)
$\epsilon_{cd}(t)$	2,33E-05	Svinntøyning ved uttørking (ligning 3.9)
ϵ_{cs}	8,05E-05	Total svinntøyning (ligning 3.8)

Tabell 9-16 - Beregning av kryptall

t_s [døgn]	7	betongens alder ved belastningstidspunktet
t [døgn]	28	Tiden som vurderes
h_o [mm]	260,55	Effektiv tverrsnitts tykkelse (2Ac/u)
f_{cm} [MPa]	53	Betongens trykkfasthet etter 28 dager
RH [%]	75	Relativ luftfuktighet i prosent (%)
α_1	0,748	(B.8c)
α_2	0,920	(B.8c)
α_3	0,813	(B.8c)
ϕ_{RH}	1,190	(B.3b)
$B(f_{cm})$	2,308	(B.4)
$\beta(t_0)$	0,635	(B.5)
β_H	652,638	(B.8b)
ϕ_0	1,742	(B.2)
$\beta_c(28,7)$	0,353	(B.7)
$\phi(28,7)$	0,616	Kryptall (B.1)

RmBridge regner kryptall og svinntøyning etter formler i NS-EN 1992-1-1. Figur 9-20 viser kryptall og svinntøyning når konstruksjonen blir belastet og begynner å svinne fra dag 7, til dag 28. Den røde kurven viser kryptallet og den svarte stiplede kurven viser svinntøyning. Figuren viser en grafisk presentasjon av kryptall og svinntøyning i RmBridge. Tallverdier for kryp og svinn fra programmet samsvarer med verdier beregnet ovenfor.



Figur 9-20 – Kryp og svinn i RmBridge

9.5.1 Svinn

Indre krefter fra svinn uten og med kryp er gitt i Tabell 9-17 nedenfor.

Tabell 9-17 – Indre krefter med og uten kryp beregning

n_L	Indre krefter fra svinn uten kryp		Indre krefter fra svinn med kryp	
	Cross 1	Cross 2	Cross 1	Cross 2
	5,833		7,81	
N [kN]	-3041,09	-3041,09	-2271,89	-2271,89
M [kNm]	1560,87	1384,03	1360,12	1217,96

N_a [kN]	-566,98	-521,69	-532,26	-491,90
$M_{a,z}$ [kNm]	657,87	579,49	619,85	548,76
N_c [kN]	566,98	521,69	532,26	491,90
$M_{c,z}$ [kNm]	9,66	10,09	6,80	7,14

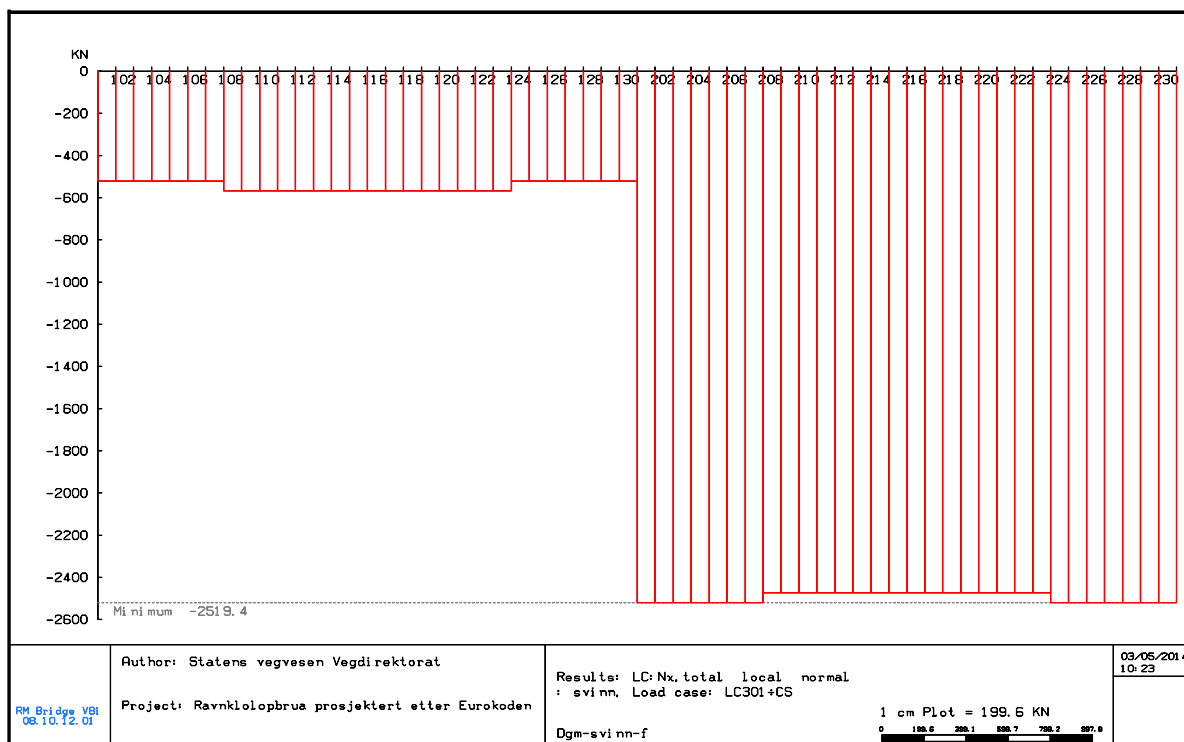
Beregningsmessig antas det at arealet til betongen mindre grunnet kryp. Dette resulterer i at indre krefter som motvirker svinn tøyningen blir mindre. Dermed kan det konkluderes at kryp reduserer svinnkrefter på samvirkekonstruksjoner.

I RmBridge er det mulig å sette kryptallet lik null og få resultater for svinn uten kryp. Når det ikke regnes med kryp, klarer programmet å finne riktig krefter på ståltverrsnittet, men den klarer ikke å finne riktig aksialkraft på betongen, som vist i Figur 9-21. Den klarer å finne riktig momentkrefter på betongtverrsnittet og ståltverrsnittet, vist i Figur 9-22. Når den skal finne aksialkraft på betongen, subtraherer den aksialkraft på ståltverrsnitt fra aksialkraften på samvirke.

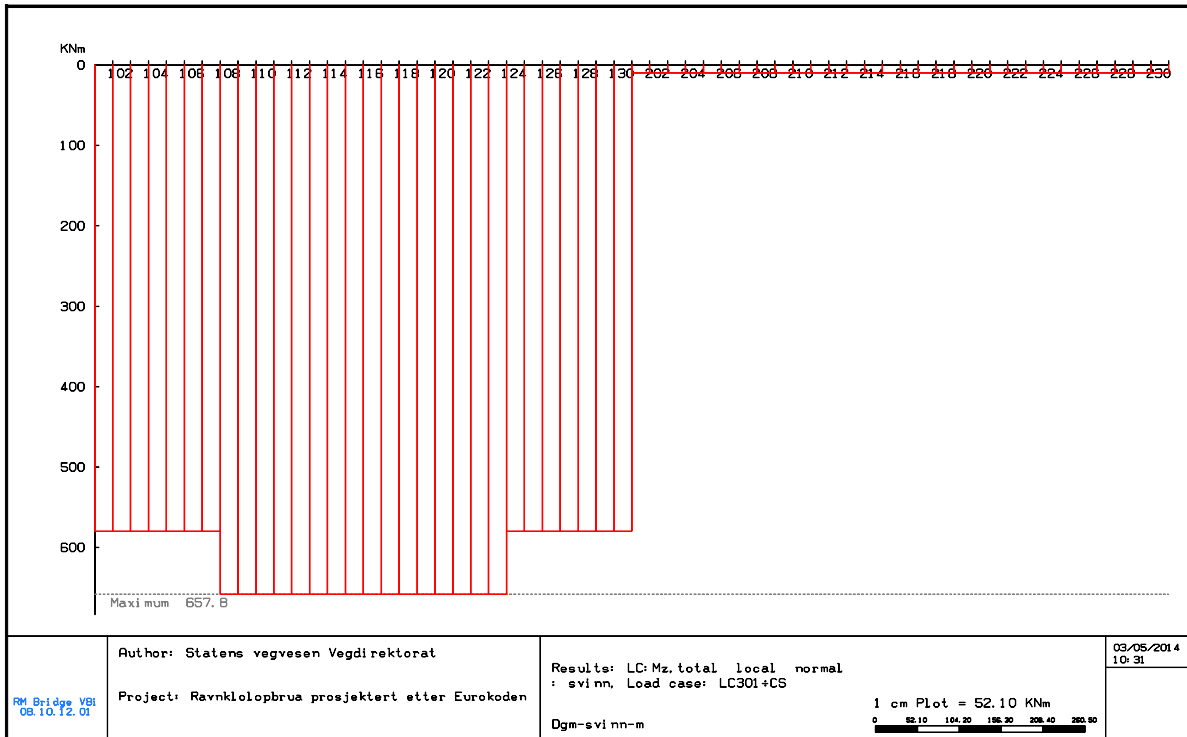
Cross 1: $(N - N_a) = -3041,09 \text{ KN} + 566,99 \text{ KN} = -2474,1 \text{ KN}$

Cross 2: $(N - N_a) = -3041,09 \text{ KN} + 521,69 \text{ KN} = -2519,4 \text{ KN}$

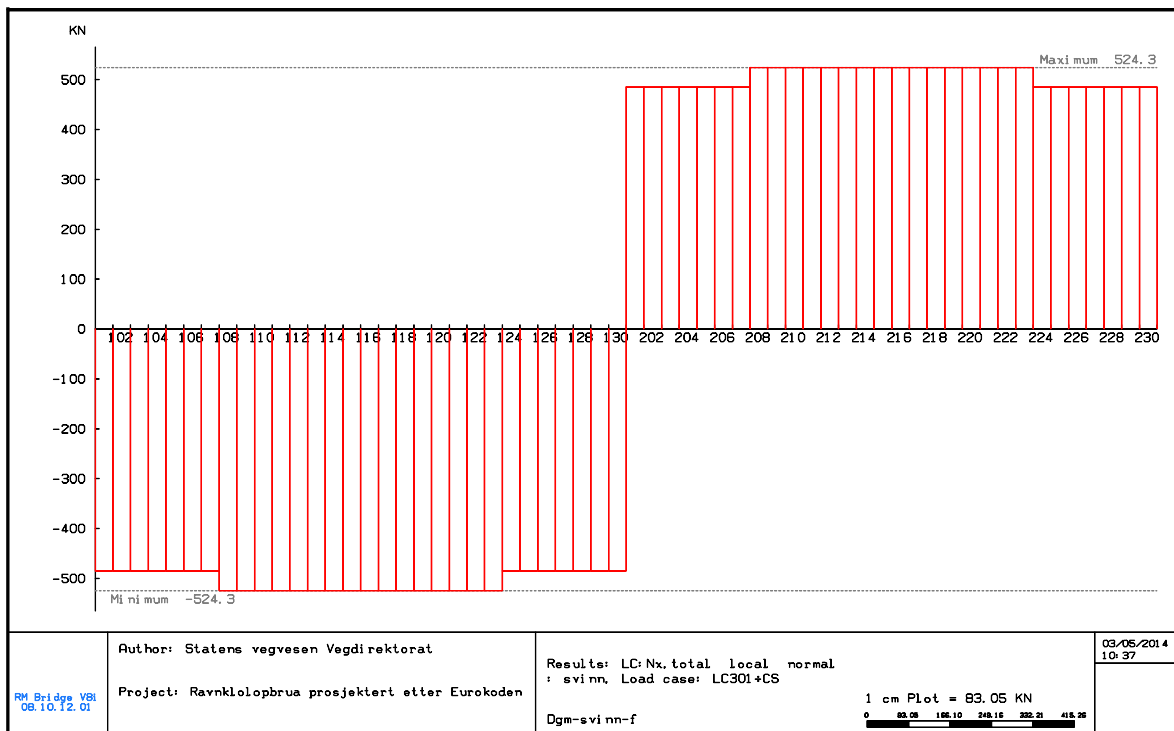
I en virkelig konstruksjon vil det alltid oppstå kryp i betongen. Svinnkrefter medregnet kryp er gitt i Figur 9-23 og Figur 9-24, henholdsvis for aksialkraft og moment. RmBridge gir litt lavere indre krefter enn kreftene beregnet med modifisert modulforhold gitt i Eurokoden. Det skal merkes at denne forskjellen er veldig liten.



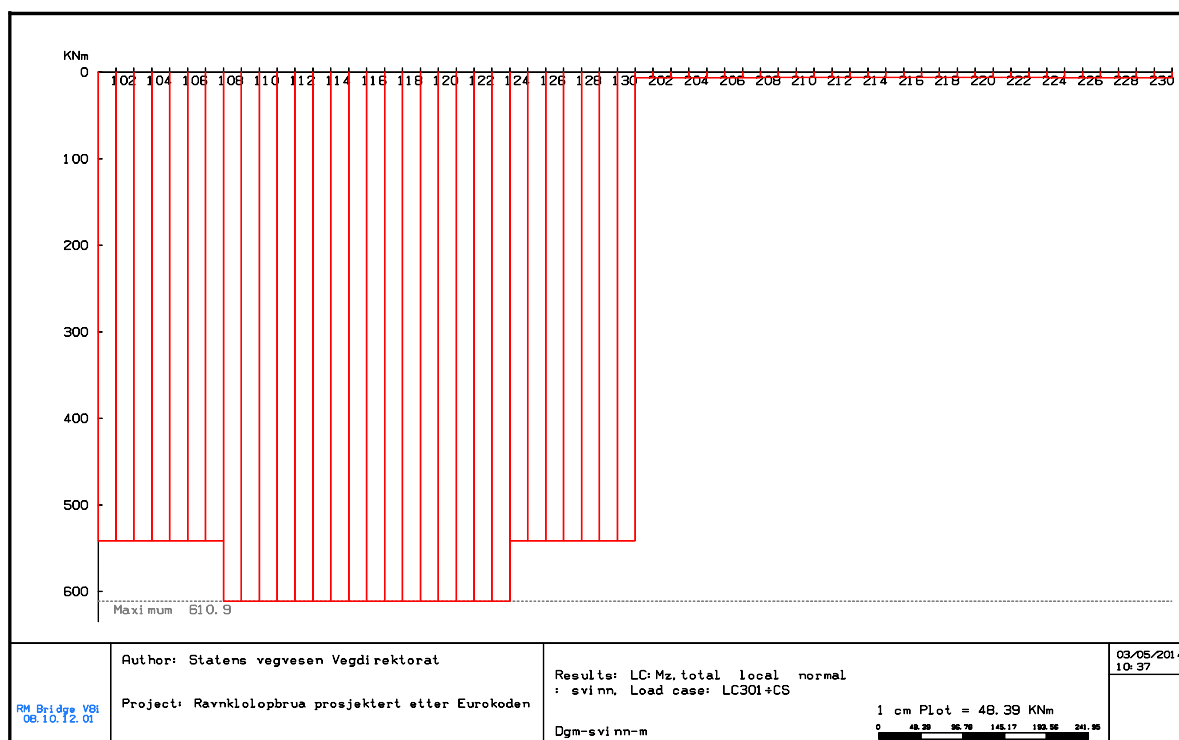
Figur 9-21- Aksialkraft på stålt- og betongtverrsnittet på grunn av svinn uten kryp.



Figur 9-22 – Moment på stål- og betongverrsnitt på grunn av svinn uten kryp



Figur 9-23 – Aksialkraft på stål- og betongverrsnittet på grunn av svinn med kryp.



Figur 9-24 - Moment på stål- og betongtverrsnitt på grunn av svinn med kryp

9.5.2 Kryp

RmBridge tar hensyn til kryp ved å lage et nytt lasttilfelle, som tar med både krefter fra svinn og endring i krefter i tverrsnittet på grunn av kryp. Resultater fra kryp alene kan fås ved å sette svinntøyning lik null.

For å sammenligne indre spenninger pga. kryp fra RmBridge med ligninger fra Eurokoden, er det antatt et tilfelle hvor betongen over hele bruene er støp i en sekvens. Etter 7 dager er det satt en sentrisk linjelast på konstruksjonen med intensitet på 22 kN/m. Det maksimale momentet på samvirkekonstruksjonen blir 7152,75 kNm. Etter 28 dager er det maksimale indre krefter på betongen og stålet gitt i Tabell 9-18.

Tabell 9-18 - Indre krefter fra superegenvekt med og uten kryp

	Uten kryp	Med kryp
M_{maks} [kNm]	7152,75	7152,75
N_a [kN]	3477,14	3096,27
$M_{a,z}$ [kNm]	3014,71	3476,95
N_c [kN]	-3477,14	-3096,27
$M_{c,z}$ [kNm]	44,26	30,44

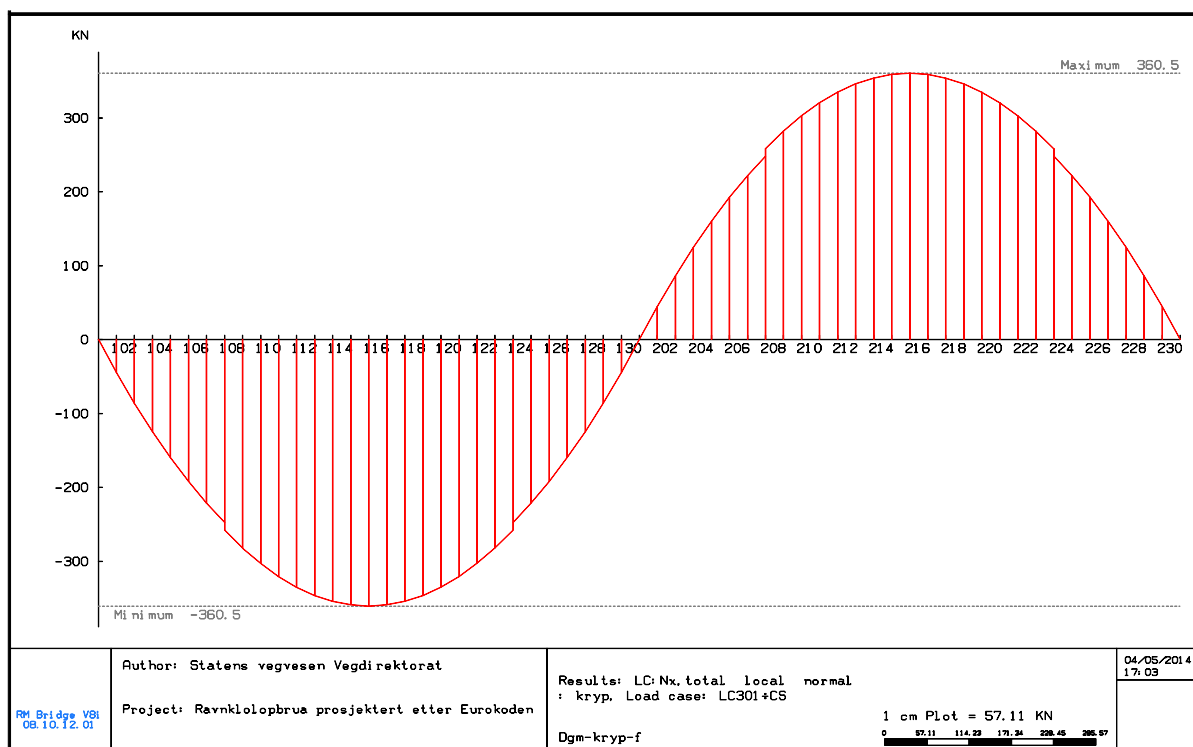
Grunnet kryp, øker stivheten av stålbelegget relativt til stivheten av betongen. Dette resulterer i at samvirketverrsnittets nøytralakse flytter seg nedover (nærmere stålverrsnittets nøytralakse).

Resultatet blir mindre last på betongen, og mindre aksialkraft på ståltverrsnittet. Men stålbjelken må ta større momentkraft. Endring av indre krefter på grunn av kryp er gitt i Tabell 9-19. Total effekten blir at spenninger i betongen minker, mens spenninger i stålet øker. Siden stålbjelken vanligvis er dimensjonerende, vil kryp har en ugunstig effekt på konstruksjonen.

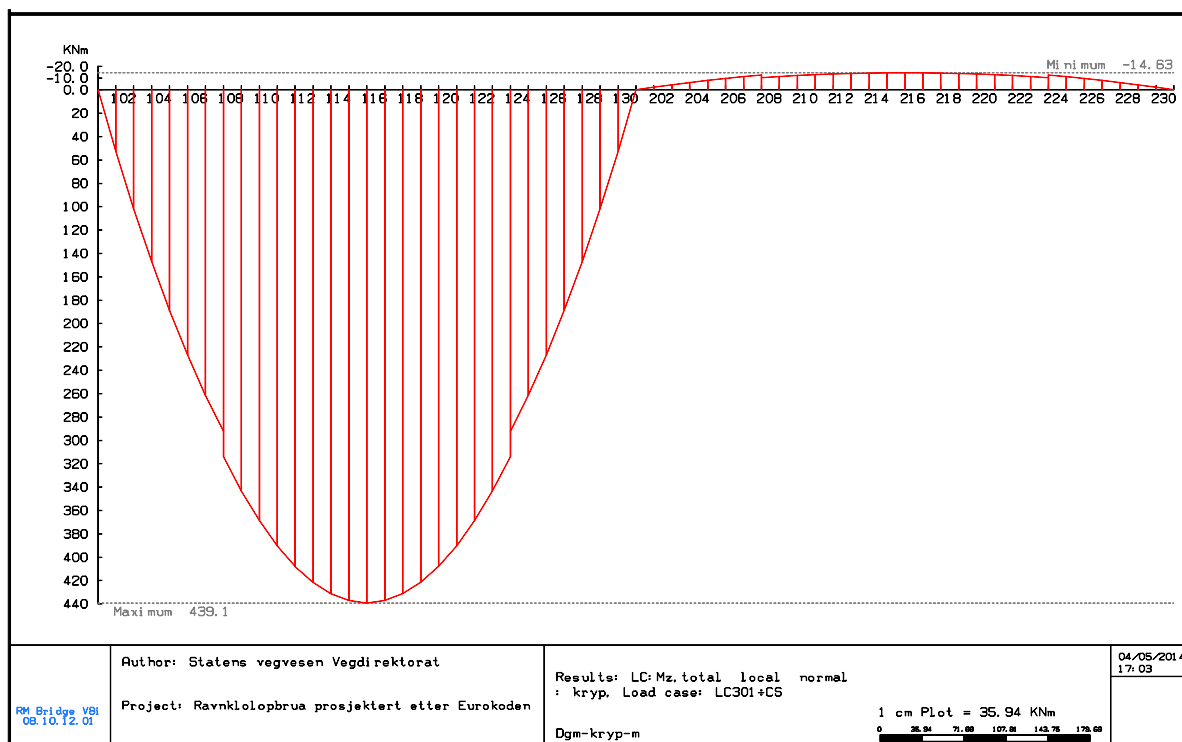
Tabell 9-19 – Endring i indre krefter på grunn av kryp

$\Delta N_{a\phi}$ [kN]	-380,87	Endring av aksialkraft på stål
$\Delta M_{a\phi}$ [kNm]	462,24	Endring i moment på stål
$\Delta N_{c\phi}$ [kN]	380,87	Endring i aksialkraft på betongen
$\Delta M_{c\phi}$ [kNm]	-13,82	Endring i moment på betong

RmBridge gir mindre omfordeling av krefter på grunn av kryp (Figur 9-25 og Figur 9-26), sammenlignet med regler i Eurokoden (ligning (5.3)). Momentet beregnet i programmet på ståltverrsnittet er 23,14 kNm og aksialkraften er 20,37 kN mindre enn håndberegninger. Stålfiber som er maksimalt påkjent (nederst i underflensen og midt i bjelken) vil oppleve mindre spenninger på 0,4 MPa på grunn av differansen mellom beregning fra Eurokoden og RmBridge.



Figur 9-25 - Endring i aksialkraft på grunn av kryp



Figur 9-26 – Endring i moment på grunn av kryp

9.6 BRUDDGRENSETILSTAND

Det skal i dette delkapitlet kontrolleres om kapasiteten av konstruksjonen er tilstrekkelig i bruddgrensetilstand. Maksimale spenninger på ståltverrsnittet fra håndberegninger er gitt i Tabell 9-20.

Tabell 9-20 – Maksimal spenning i stålbjelken for lastkombinasjonen B1 og B2

Lasttilfelle	Maksimal normalspenning
B1	350,0 N/mm ²
B2	371,8 N/mm ²

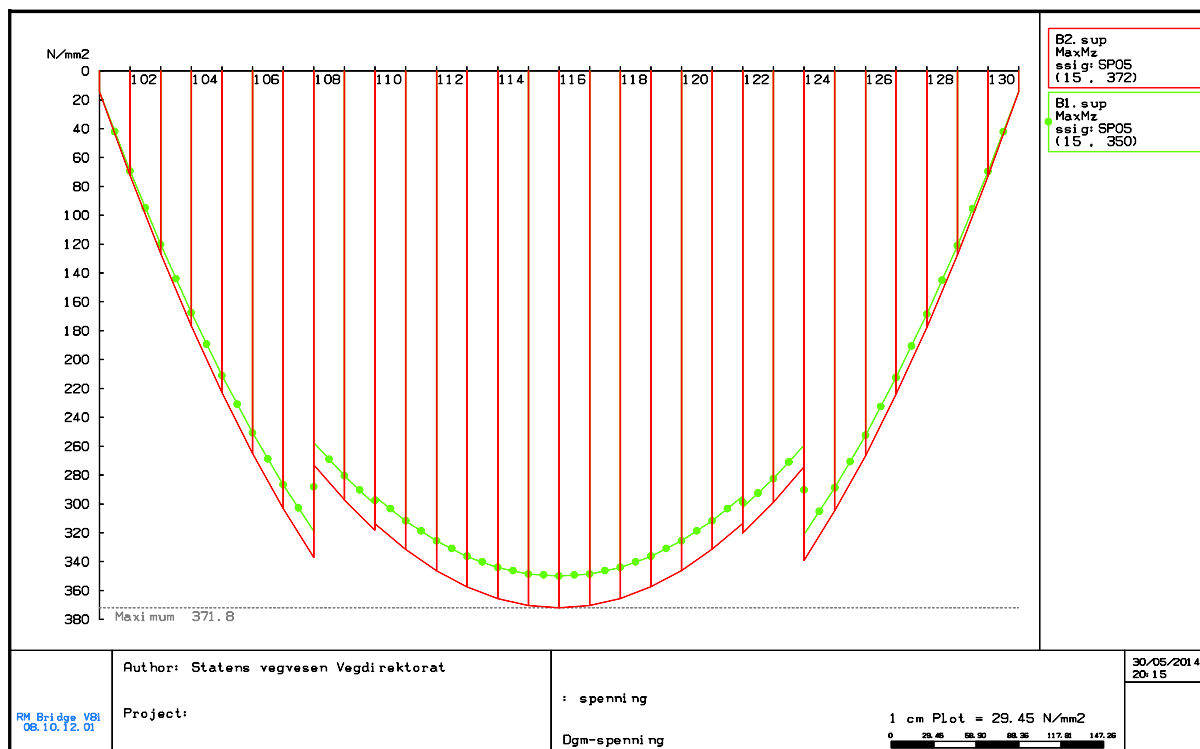
RmBridge finner de samme maksimale strekkspenninger i stålbjelken for begge lastkombinasjoner, som vist i Figur 9-27. Den grønne grafen i figuren viser strekkspenninger i ståltverrsnittets nederste fiber langs stålbjelkens lengde for lastkombinasjon B1, mens den røde grafen viser strekkspenninger for lastkombinasjon B2. Strekkspenningene overskrider den dimensjonerende flytespenningen i underflensen.

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{390 \text{ MPa}}{1,1} \approx 354,5 \text{ MPa}$$

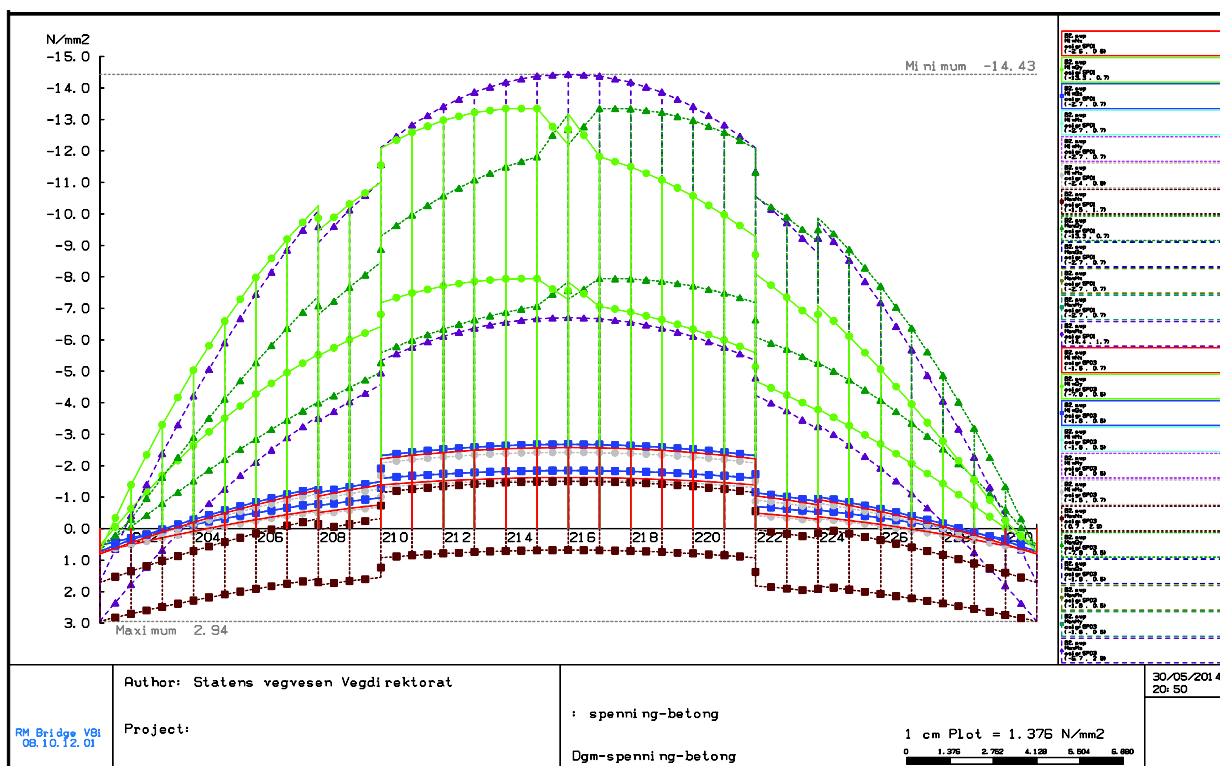
Ravnkloleppbrua ble opprinnelig dimensjonert etter gamle Norske Standard og gamle Håndbok 185, som definerte annerledes trafikklast og lastkombinasjonsfaktorer i bruddgrensetilstand. I det dimensjonerte prosjektet var den maksimale spenningen på bruene mindre enn flytespenningen. Som nevnt tidligere er samvirketverrsnittet i klasse 1, og kan dimensjoneres

etter plastisitetsteorien. Dette betyr at bruene har større kapasitet enn den elastiske kapasiteten. I RmBridge er det mulighet til å overføre indre kreftene fra de partielle elementene til samvirkekonstruksjonen med funksjonen "Joined". For dette prosjektet vil programmet overføre moment og skjærkrefter fra stålbelegget til samvirkebelegget. Kraftene på samvirkebelegget får samme intensitet som kreftene på stålbelegget, noe som ikke simulerer realiteten. Dersom funksjonen "Joined" blir brukt, og det ikke tas hensyn til reduksjonen β i beregning av plastisk moment kapasitet, vil 72,1 % av kapasiteten til den verst påkjente elementet være utnyttet, når det tas med krefter fra interaksjonen mellom moment, aksialkraft og skjærkraft. Kapasiteten er også tilstrekkelig om reduksjonen β tas med i beregningen.

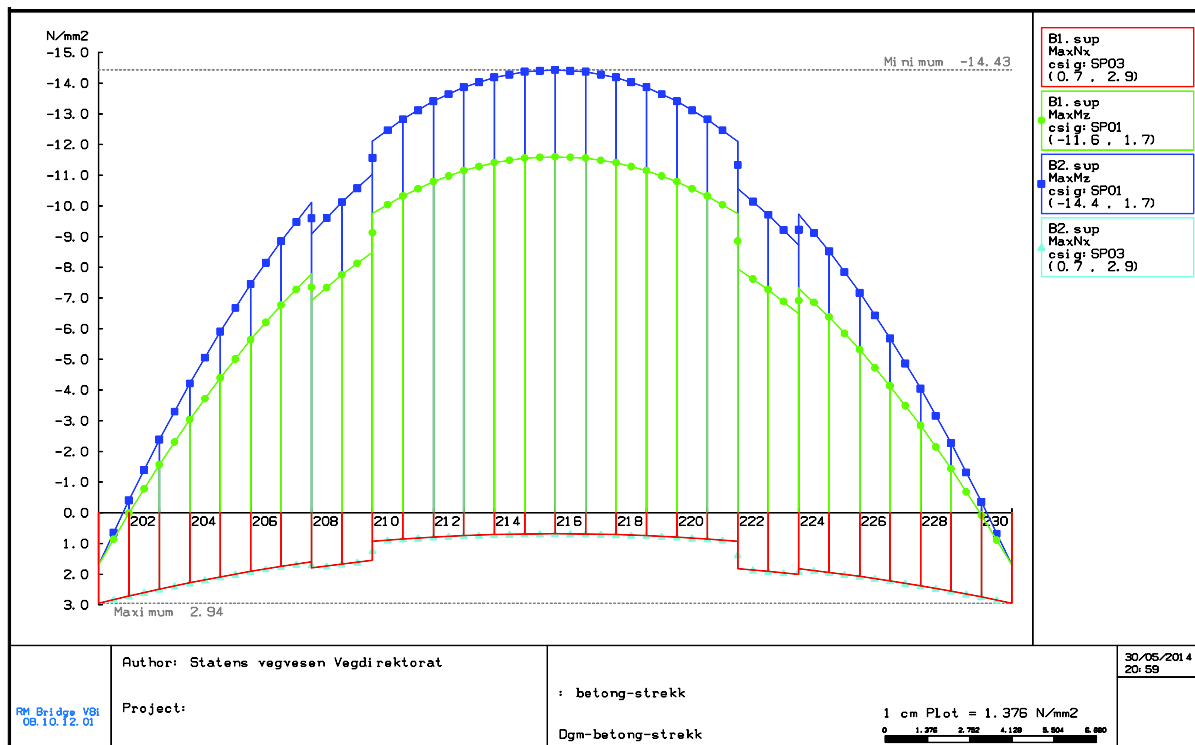
I RmBridge er det mulig å kombinere lastene for både bru- og bruddgrensetilstand. Lastkombinasjoner og lastkoeffisientene for gunstige og ugunstige laster må defineres. RmBridge kombinerer alle lasttilfeller og lagrer alle lastkombinasjoner som gir den maksimale eller minimale av en last (f.eks. M_z , M_y , N_x , V_y , osv.). Et fordel med programmet er nettopp dets evne til å vise alle lastkombinasjoner i ett plott, som vist i Figur 9-28 for betongdekket for lastkombinasjonen B2. Som det fremgår av figuren, blir det største trykkspenning 14,43 MPa og største strekkspenning 2,94 MPa på betongdekket. Figur 9-29 gir samme informasjon, men i en mer oversiktlig figur. Maksimal trykkspenninger inntreffer i den øverste fiberen i betongen for lastkombinasjonen som påfører maksimal moment. Dette er vist i den blå grafen for lastkombinasjon B2 og grønn graf for lastkombinasjon B1. Maksimal strekkspenning inntreffer i den nederste fiberen i betongdekket, for lastkombinasjonen som påfører maksimal strekkraft på betongen. Både lastkombinasjon B1 og B2 gir samme resultat, siden det bare er svinn og negativ termisk last som skaper strekkspenninger i betongen. Svinn og termisk last multipliseres med samme koeffisient i lastkombinasjon B1 og B2. Trykkspenningen i betongen er mindre enn det kritiske trykkapasiteten. Som det fremgår av figuren, vil betongen selv i en fritt opplagt samvirkebru være belastet med strekkspenninger.



Figur 9-27 – Maksimal spenninger i nederste stålfiber for lasttilfelle B1 og B2



Figur 9-28 – Alle lastkombinasjoner på betongdekket



Figur 9-29 – Plott av maksimal trykk og strekkspenninger på betongen

Det skal legges merke til at negativ termisk last etter normal prosedyre gir større strekkrefter i betongens øverste fiber enn forenklet prosedyre. For dette eksemplet ville den maksimale strekkspenningen være 0,47 MPa større om termiske lasten etter normal prosedyren hadde blitt implementert.

Tabell 9-21 viser bidraget av lastene i den kritiske lastkombinasjonen B2. Det største bidraget kommer fra trafikklast og egenvekten til selve bruene. Termisk last og vindlast har veldig lite bidrag. Det skal merkes at kryp, svinn og negativ temperatur bidrar negativt med tanke på spenninger i stålbjelken. Det vises til Vedlegg F for mer informasjon.

Tabell 9-21 – Inndeling av bidraget av lastene i den kritiske lastkombinasjonen

LAST	Nx [%]	Mz [%]	Prosent bidrag til strekkspenning i underflens [%]
Egenvekt av stålbjeldene	0	14,7	11,52
Sette på forskaling	0	5,4	4,26
Egenvekt av betongdekket, Sekvens 2	0	22,5	17,66
Egenvekt av betongdekket, Sekvens 3	8,0	2,7	3,80
Egenvekt av betongdekket, Sekvens 4	8,0	2,7	3,80
Ta av forskaling	-5,7	-1,9	-2,72
Superegenvekt	27,7	9,2	13,21
Kryp og svinn	-22,5	10,2	3,22

Trafikk	88,4	29,5	42,17
Positiv temperatur	0	0	0
Negativ temperatur	-8,0	3,6	1,10
Vindlast	4,1	1,4	1,98

9.7 DYBLER

Dybler brukt i prosjektet har følgende dimensjoner og kapasitet:

$$d = 22\text{mm}$$

$$h_{sc} = 175\text{mm}$$

$$f_u = 450\text{MPa}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{175}{22} = 7,95 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot 500 \cdot \pi \cdot 22^2}{4 \cdot 1,25} = 121,6\text{ KN} \\ \frac{0,29 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{45 \cdot 36000}}{1,25} = 142,9\text{ KN} \end{array} \right.$$

Kapasiteten til dyblene er **121,6 kN/dybel**

De maksimale skjærkreftene mellom betongen og stålet oppstår ved opplagrene. I dette prosjektet blir det størst skjærspenning ved venstre opplager, ettersom det her blir innført samvirke før høyre delen av bruene. Videre i dette delkapitlet blir skjærkrefter ved venstre opplager (element 101) beregnet.

Svinn og termisk last vil påsette skjærkrefter mellom betong og stål ved opplagrene. RmBridge klarer ikke å finne disse skjærkreftene, fordi den ikke setter endekraften i bjelken lik null for svinn og termisk last. Dette er vist i Figur 9-12 for termisk last og i Figur 9-23 for svinn. Utenom dette, gir RmBridge riktig skjærkraft mellom betong og stål, som vist i Tabell 9-22. Trafikklasten gir ugunstig skjærspenninger når den jevnt fordelte lasten virker over hele konstruksjonen og punktlaster er påsatt ved ett av opplagrene. Det er trafikklaster og superegenvekt som setter størst kraft på dyblene.

Tabell 9-22 – Skjærkraft mellom betong og stål ved venstre opplager

LAST	SKÆRSPENNING [kN/m]	
	<i>Håndberegning</i>	<i>RmBridge</i>
Støping av betong	-30,20	-30,20
Ta av forskaling	51,81	50,08
Superegenvekt	-209,82	-202,82
Vertikal vind	-33,68	-32,55
Trafikk	-599,72	-579,58
Kryp	34	34

Det er regnet med at skjærspenninger fra svinn og termisk last virker over en konstant bredde b_{eff} (3,75 m) ved opplagrene. Svinn og termisk last påfører konstruksjonen betydelige skjærspenninger i grensen mellom betongen og stålet, som vist i Tabell 9-23. Svinn og negativ temperaturendring virker gunstig på konstruksjon, og blir ikke tatt med i beregningen for grensetilstanden. Skjærkraften fra positiv termisk last virker ugunstig på konstruksjonen, og må regnes for hånd, ettersom RmBridge gir at den er null.

Tabell 9-23 - Skjærkraft mellom betong og stål ved venstre opplager som RmBridge ikke klarer å regne ut

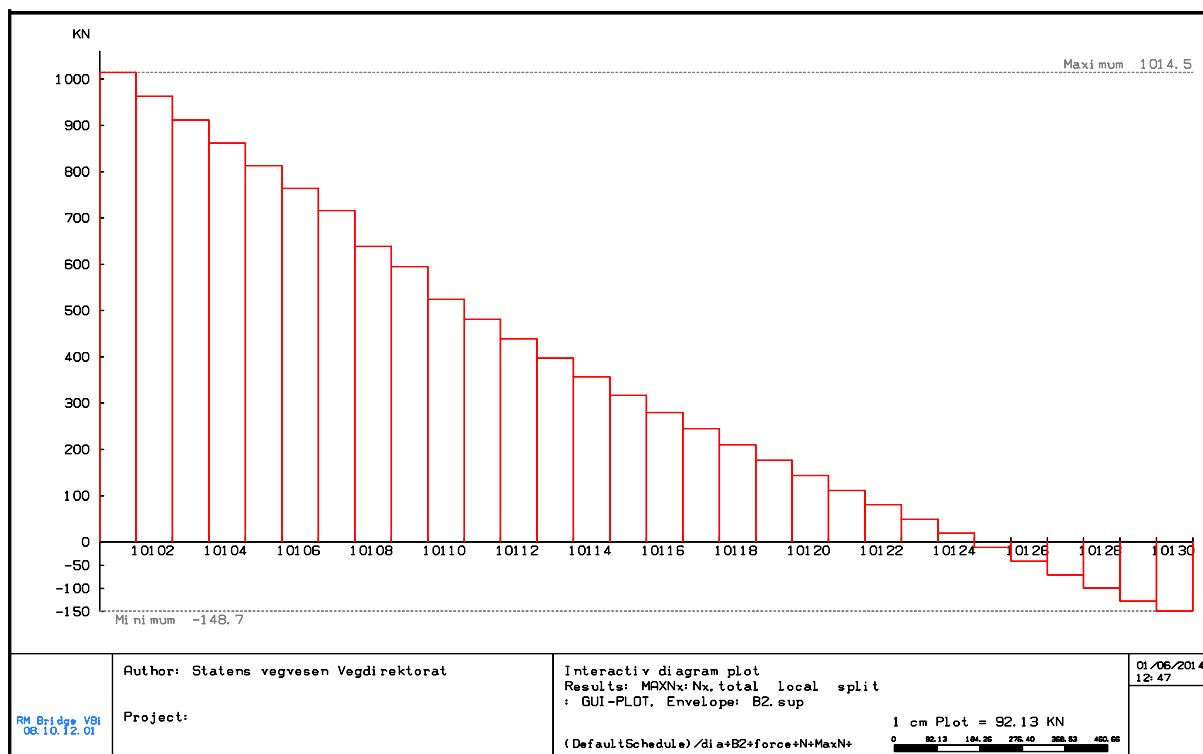
LAST	SKJÆRKRAFT [kN/m]
svinn (etter 100 år)	464,06
Positiv termisk last	-233,44
Negativ termisk last	233,44

Andre laster setter lite krefter på dyblene. Disse er gitt i tabellen under, og er ikke modellert i RmBridge.

Tabell 9-24 – Ytterligere laster som skaper skjærkrefter i bruene

LAST	SKJÆRKRAFT [kN/m]
Horisontal vind	-1,17
Bremselast felt 1	-2,17
Bremselast felt 2	-1,36

Dersom momentet er annengrads fordelt over bruens lengde, vil aksial komponenten på betongen og stålet ha samme grad som momentet, etter ligningen (5.12). Hvis aksialkraften er annengrads fordelt i bruens lengderetning, vil dN/dx (vist i Figur 2-19) være lineært langs x-aksen for infinitesimal "dx". Men hvis dx blir stor, vil ikke lenger skjærkraften være jevnt fordelt, men vil ha trappevis fordeling. Dette er vist i figuren nedenfor for maksimal skjærkraft på dybler for lastkombinasjon B2. Den maksimale skjærkraften oppstår når punktlaster fra trafikklast er påsatt ved venstre opplager.



Figur 9-30 – Maksimal skjærkraft på dybler

RmBridge gir at den gjennomsnittlige skjærkraften i et elementet virker over hele elementets lengde. Dette er ikke et problem, så lenge elementet er liten og det er brukt boltedybler som klarer å fordele skjærkrefter mellom hverandre. Men dersom stive dybler er brukt i prosjektet, kan ikke lenger skjærkraftfordelingen gitt i RmBridge brukes.

10 Konklusjon

For en fritt opplagt bru, vil en samvirkekonstruksjon av stål og betong være veldig økonomisk, ettersom begge materialer er effektivt brukt. Bruer med større lengde må ha midtstøtte, for å minke nedbøyningen i bruen. Ved midtopplager vil begge materialene være ugunstig belastet, noe som reduserer konkurransefortrinnet til samvirkebruer.

Betongen i samvirkekonstruksjoner blir utstøpt i flere sekvenser. De områdene som blir støpt først vil få reduksjon i spenning i stålbjelken. Områder som blir støpt sist vil ikke ha noen indre spenninger i betongen, fra betongens egenvekt. Resultatet av feltvis utstøping blir at strekkspenninger i underflensen av stålet i feltet reduseres, og det oppstår ingen strekkspenninger i betongen over opplageret, fra betongens egenvekt. Utstøping i felt kan øke tverrsnittsklassen til stålbjelken, f.eks. fra klasse 4 til klasse 1. Utstøping over midtopplager kan derimot minke tverrsnittsklassen. Derfor bør samvirkebruer støpes i felt før det støpes over midtopplager.

Svinn og negativ "forenklet" termisk last i samvirkebruer skaper indre spenninger både på betongdekke og stålbjelke. Det blir skapt strekkspenning i betongen, hvor betongdekkets nederste fiber blir mest påkjent. I stålbjelken blir det skapt en lineær spenningsfordeling som virker gunstig i stålbjelken i felt, og ugunstig i stålbjelken ved midtopplager.

Forenklet prosedyre for ikke-lineær termisk last på samvirkekonstruksjon gitt i nasjonalt tillegg NA i NS-EN 1991-1-5 ($\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ på betongen), er altfor konservativt i forhold til den normale prosedyren. Derimot vil forenklet prosedyre gitt i NS-EN 1991-1-5 med $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$ på betongen, gi indre krefter på konstruksjonen som er tilnærmet indre spenninger fra den normale prosedyren. Selv om den forenklete metoden gitt i nasjonalt tillegg NA er for konservativ, utgjør krefter fra den termiske lasten på en statisk bestemt bru en liten andel av den totale lasten. I bruddgrensetilstand er egenvekten av bruen og trafikklaster som bidrar mest til krefter på stålbjelken. Spenningen nederst i underflensen av stålbjelken fra svinn, termisk last og vindlast blir veldig liten. For en statisk ubestemt bru, vil to andre komponenter av termisk last (konstant tøyning over hele bruen og krumning) virke som sekundære effekter. Dette kan gjøre at indre spenninger fra termisk last blir av større betydning.

Betong under last fortsetter å tøyes utover den momentane tøyningen. Denne tøyningen kalles kryp. Beregningsmessig tas kryp hensyn til i betongen ved at man antar en redusert E-modul, og dermed en redusert stivhet. I en samvirkekonstruksjon vil dette resultere i at stivheten til stålrammen øker relativt til betongens stivhet. Totaleffekten grunnet kryp for en samvirkekonstruksjon blir at spenninger i betongen minker, mens spenninger i stålet øker. Siden stålbjelken vanligvis er dimensjonerende i samvirkekonstruksjoner, vil kryp ha en ugunstig effekt på konstruksjonen.

Tverrsnittsklassen til stålet bør kontrolleres før og etter at betongen har blitt støpt. For positivt moment vil den trykkbelastede delen av steget i samvirkekonstruksjon være liten, og normalt vil steget være i klasse 1 eller 2. Men før betongen blir støpt, er nøytralaksen til konstruksjonen lavere og steget kan være i klasse 3 eller 4. Det bør gjøres en analyse av kapasiteten til stålbjelken før samvirke blir innført, slik at stålet ikke knekker fra vekten av betongen. Beregningsmessig antas det at betongen ikke tar strekkrefter, men grunnet armering, vil samvirkets nøytralakse være høyere enn stålbjelkens nøytralakse for negativ moment. Det vil resultere i en større trykkbelastet steg, når det blir innført samvirke. Dermed kan tverrsnittsklassen til steget reduseres for negativ moment over opplager, etter at samvirke er innført.

Håndberegning av samvirkekonstruksjoner er veldig tidskrevende, selv for en fritt opplagt bru. Et verktøy for beregning på samvirkebruer er elementmetodeprogrammet RmBridge. Det er et komplisert program, som er veldig tidskrevende å sette seg inn i. Manualen til programmet er lite detaljert, og det er ikke skrevet teorimanual for programmet. Allikevel er RmBridge et godt program for dimensjonering av samvirkekonstruksjoner. Det som gjør RmBridge unik sammenlignet med andre bruberegningsprogrammer er at i tillegg til å kunne beregne laster på bruer, som for eksempel trafikklaster, klarer programmet å regne problemer spesielt rettet mot samvirkebruer. Fordelene med RmBridge er at den:

- Takler beregning på alle typer samvirketverrsnitt.
- Klarer å håndtere trinnvis utbygging av stålrammen og feltvis utstøping av betong.
- Kan dele kraften i samvirketverrsnittet inn i konstruksjonsdelene som danner samvirkekonstruksjonen.
- Finner svinntøyning og kryptall etter NS-EN 1992-1-1. Programmet finner riktige krefter på samvirkekonstruksjonen fra svinn i betongen, men den finner litt mindre krefter pga. kryp sammenlignet med formler i NS-EN 1994-2. Ettersom programmet ikke har en teorimanual, har det i denne oppgaven ikke blitt sjekket hvilke formler og metoder programmet bruker for beregning av kryp. Forskjellen mellom krefter fra kryp beregnet i programmet og etter Eurokoden er liten.
- Klarer å håndtere termisk last på samvirkekonstruksjoner, både for den forenklete prosedyren og enaksial ikke-lineær temperaturendring i tverrsnittet, slik det er definert i NS-EN 1991-1-5.

Programmet har begrensninger som brukeren må være klar over. Disse begrensningene er at programmet:

- Ikke klarer å finne skjærspenninger mellom betong og stål ved konstruksjonens ender, fra svinn og termisk last.
- Gir en konstant skjærkraftfordeling over et element når momentfordeling over bruens lengde er annengrads. Stive dybler kan ikke ha skjærkraft omfordeling mellom dyblene, og må fordeles etter skjærkraft diagrammet i bruens lengderetning. Skjærkraftfordelingen funnet i programmet er ikke gyldig for stive dybler.
- Kan angi feil tverrsnittsklasse og tverrsnittskapasitet. For kapasitetssjekk av samvirkekonstruksjonen, summerer programmet krefter på samvirkekonstruksjonen med krefter på stålbjelken før samvirke var innført. Dette gir feil kapasitetssjekk, ettersom samvirketverrsnittet har større kapasitet enn ståltverrsnittet.
- Ikke klarer å finne den mest ugunstige lastkombinasjonen på konstruksjonen dersom en lastkombinasjon ikke gir den maksimale eller minimale av en lastpåkjenning (M_z , M_y , N_x , V_y , osv.), men som allikevel er den mest ugunstige.

11 Referanser

Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008, Standard Norge.

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Standard Norge.

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Standard Norge.

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmene laster - Termiske påvirkninger, Standard Norge.

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Standard Norge.

Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Standard Norge.

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008, Standard Norge.

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer. NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, Standard Norge.

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet. NS-EN 1993-1-5:2006+Na:2009, Standard Norge.

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, Standard Norge.

Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong - Del 1-1: Allmenne regner og regler for bygninger. NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009, Standard Norge.

Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong - Del 2: Bruer. NS-EN 1994-2:2005+NA:2009, Standard Norge.

Rettelsesblad AC - Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NA-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010, Standard Norge.

Collings, D., 2005. *Steel-concrete composite bridges*. Bodmin: Thomas Telford.

COMBRI, 2008. *Combri design manual - Part II: State-of-the-art and conceptual design of steel and composite bridges*, Stuttgart: Universitat Stuttgart.

Guissani, F. & Mola, F., 2004. *Creep, shrinkage and temperature effects in composite steel-concrete bridge beams*. [Internett]

Available at: <http://www.cipremier.com/page.php?542#>

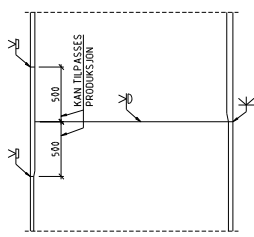
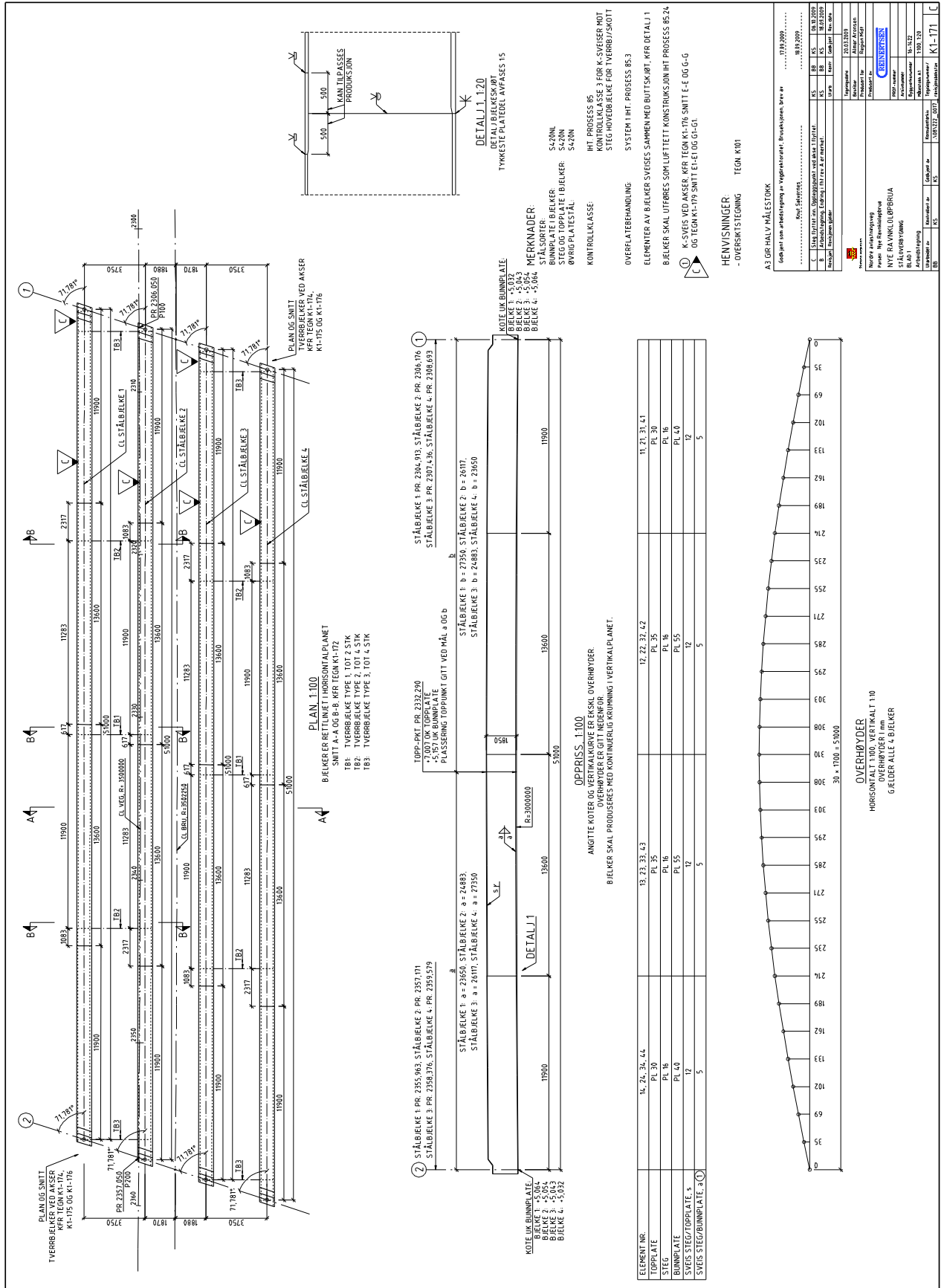
[Funnet 15 Mars 2014].

Hendy, C. & Johnson, R., 2006. *Designers' guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design og composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges*:ICE Publishing.

Høysæter, E., *Samvirkebruer med stålkasse og betongdekke*, Oslo: Bruteknisk seksjon Vegdirektoratet.

Johnson, R. P., 2004. *Composite structures of steel and concrete*. 3. utgave red. Hong kong: Blackwell publishing.

- Johnson, R. P., 2012. *Designer's Guide to Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: EN 1994-1-1*. 2. red.:ICE Publishing.
- Larsen, P. K., 2010. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. utgave red. Trondheim: Tapir akademisk forlag.
- Larsen, P. K., 2011. *Samvirkekonstruksjoner i stål og betong*. Trondheim: Institutt for konstruksjonsteknikk.
- Matteis, D. et al., 2010. *Steel-concrete composite bridges*, France
- Narayanan, R. et al., 1999. *Institute for steel development & growth*. [Internett]
Available at: <http://www.steel-insdag.org/TeachingMaterial/Chapter7.pdf>
[Funnet 5. Mai 2014].
- Partov, D. & Kantchev, V., 2009. Time dependent analysis of composite steel-concrete beams using integral equation of volterra, according Eurocode 4. *Engineering Mechanics*, pp. 367-392.
- Randovic, S. & Drenic, D., 2002. Static strength of the shear connectors in steel-concrete composite beams- regulation and research analysis. *Architecture and civil engineering*, 2(4), pp. 251-259.
- RM, 2012. *Modeler user guide*
- Vayas, I. & Iliopoulos, A., 2013. *Design of Steel-Concrete composite bridges to Eurocodes*. Boca Raton: CRC Press.
- Statens vegvesen, 2011. *Håndbok 185, bruprosjektering - eurokodeutgave*



DETAIL J.1.120
 TYKKESTE PLATEDEL ANFASES 15

MERKNADER:
 STÅLBELTE
 BUNNPLATE I BELKER
 STEG OG TOPPLATE I BELKER
 ØVRIG PLATESTÅL
 KONTROLLKLASSE

IHT. PROSJEKT 85
 KONTROLLKLASSE 3 FOR K-SVERIS MOT
 STEG HOVEDBELKE FOR TVERRBJ/SKOTT

SYSTEM I IHT. PROSJEKT 85-3
 ELEMENTER AV BELKER SVESSES SAMMEN MED BUTTSKØRT, KFR DETALL 1
 BELKER SKAL UTFØRES SOM LUFFTETT KONSTRUKSJON IHT. PROSJEKT 85-2

① K-SVES VED ÅSKER MØT. TEGN. W. 10. 170. SNIITT E-E OG G-G
 OG TEGN. K-179 SNIITT E1-E1 OG G-1-G

HENVISNINGER:
 - OVERSKIKTSTEGNING
 TEGN. K101

A3 GJØR HALV MÅLSTØRK
 Godkjent som utarbeidning av Vagnheimpartiet i Trondheim, 10. januar 2009.

Tegning		Prosjekt		Kunde	
Arbeid	Revisjon	Navn	Nummer	Navn	Nummer
1	1	ANV. S.17	1000	TRONDHEIMPARTIET	1000

Firma		Prosjekt	
Navn	Adresse	Navn	Nummer
TRONDHEIMPARTIET	TRONDHEIM	TRONDHEIMPARTIET	1000

Tekniker		Tegning	
Navn	Nummer	Navn	Nummer
TRONDHEIMPARTIET	1000	TRONDHEIMPARTIET	1000

OPPRISS 1.100
 ANGITTE KOTER OG DIMENSJONER GJELDER OVERHØYDER
 B. FELKER SKAL PRODUSERES MED KONTINUERLIG KROMMING I VERTIKALPLANET.

ELEMENT NR.	TL. 2L. 3L. 4L.	TL. 2L. 3L. 4L.
TOPPLATE	PL 30	PL 35
STEG	PL 16	PL 16
BUNNPLATE	PL 40	PL 55
SVESSTEG/TOPPLATE, s	12	12
SVESSTEG/BUNNPLATE, s	5	5

KOTE UK. BUNNPLATE
 BELKE 1: -5,032
 BELKE 2: -5,025
 BELKE 3: -5,064
 BELKE 4: -5,064

PLAN 1.100
 B. BELKER ER RETTLINET I HORIZONTALPLANET
 SNIITT A-A OG B-B. KFR. TEGN. K1-172

IHT. PROSJEKT 85
 KONTROLLKLASSE 3 FOR K-SVERIS MOT
 STEG HOVEDBELKE FOR TVERRBJ/SKOTT

OVERLATEERHANDLING:
 SYSTEM I IHT. PROSJEKT 85-3
 ELEMENTER AV BELKER SVESSES SAMMEN MED BUTTSKØRT, KFR DETALL 1
 BELKER SKAL UTFØRES SOM LUFFTETT KONSTRUKSJON IHT. PROSJEKT 85-2

① K-SVES VED ÅSKER MØT. TEGN. W. 10. 170. SNIITT E-E OG G-G
 OG TEGN. K-179 SNIITT E1-E1 OG G-1-G

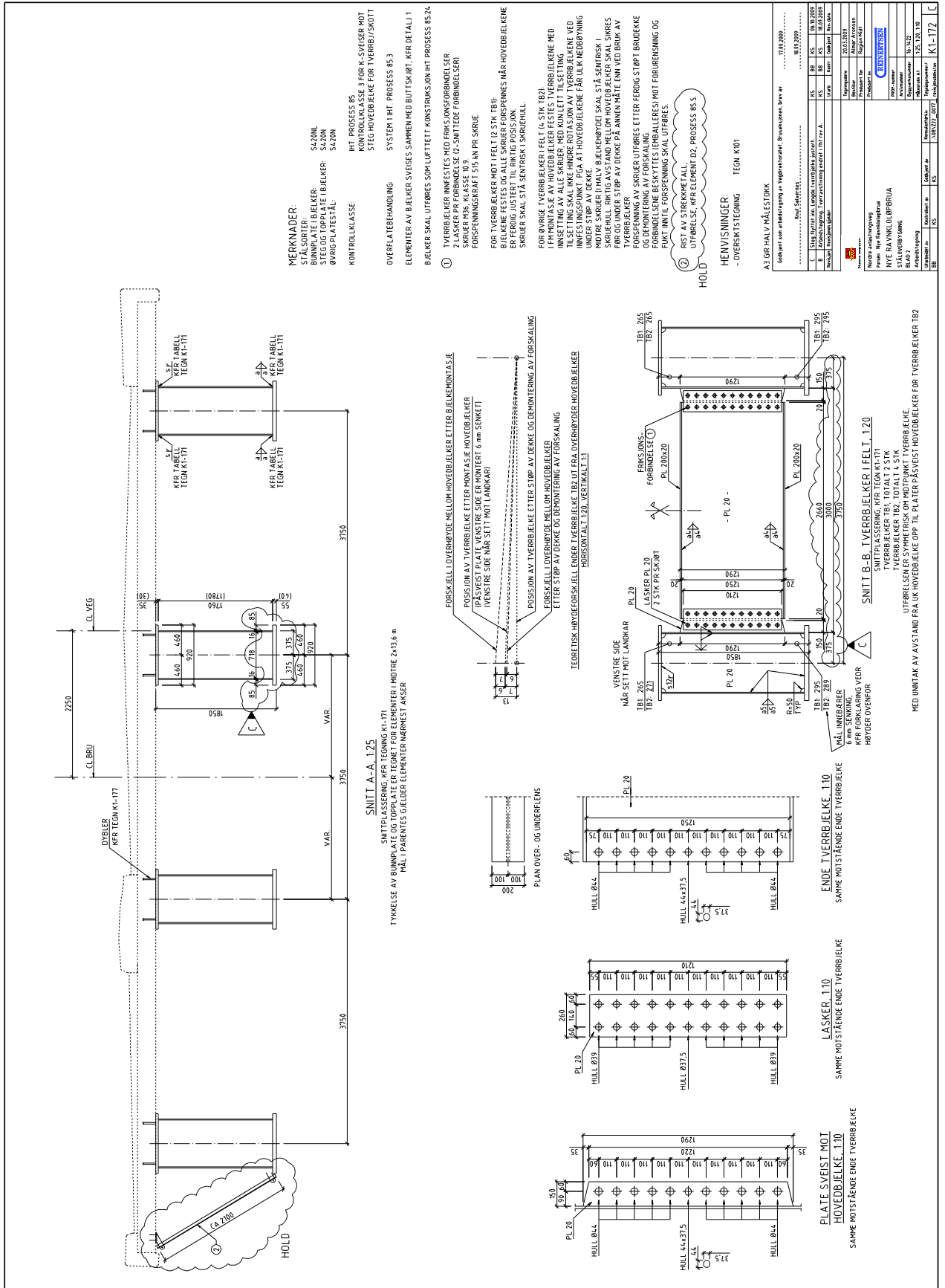
HENVISNINGER:
 - OVERSKIKTSTEGNING
 TEGN. K101

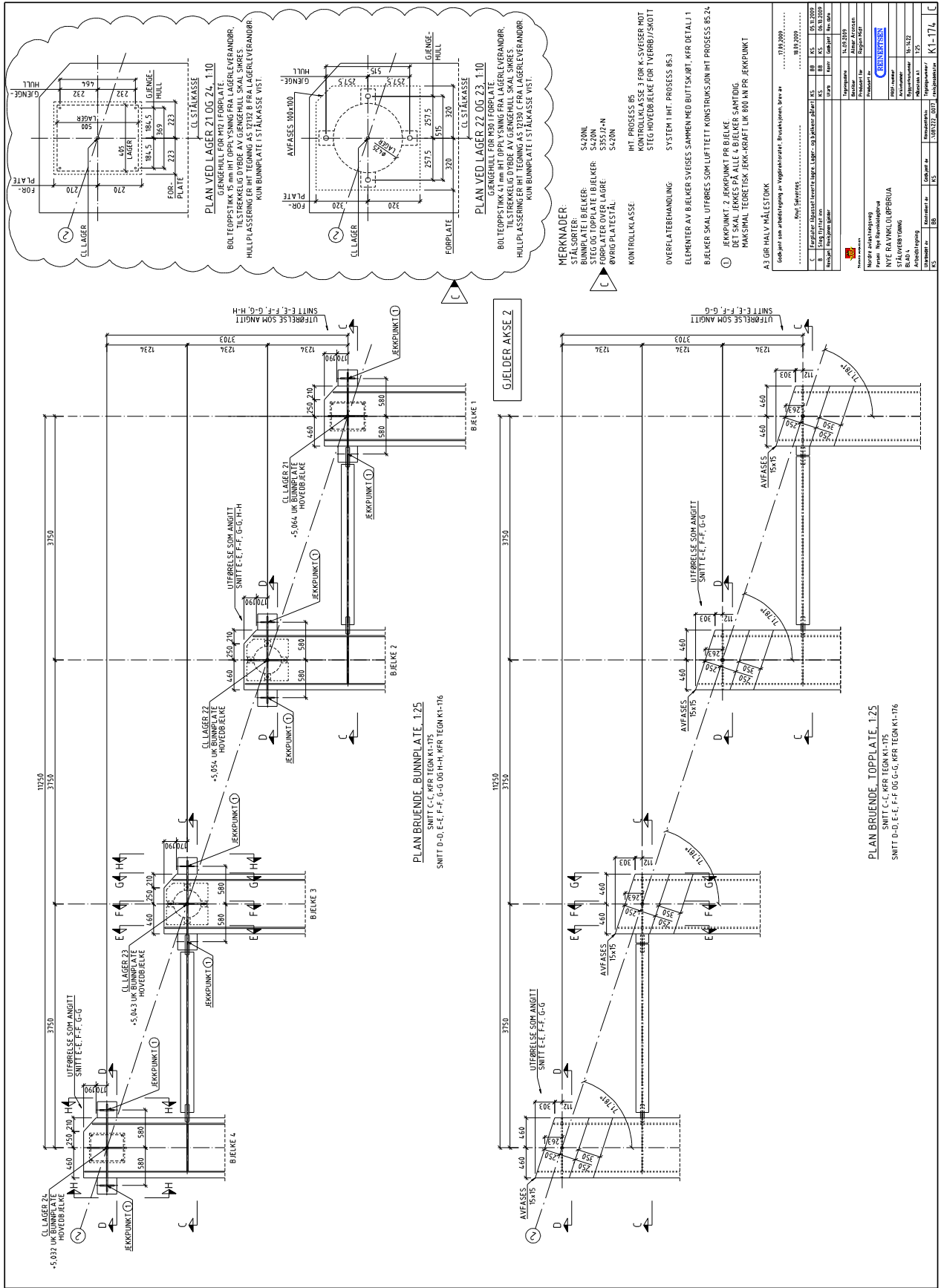
A3 GJØR HALV MÅLSTØRK
 Godkjent som utarbeidning av Vagnheimpartiet i Trondheim, 10. januar 2009.

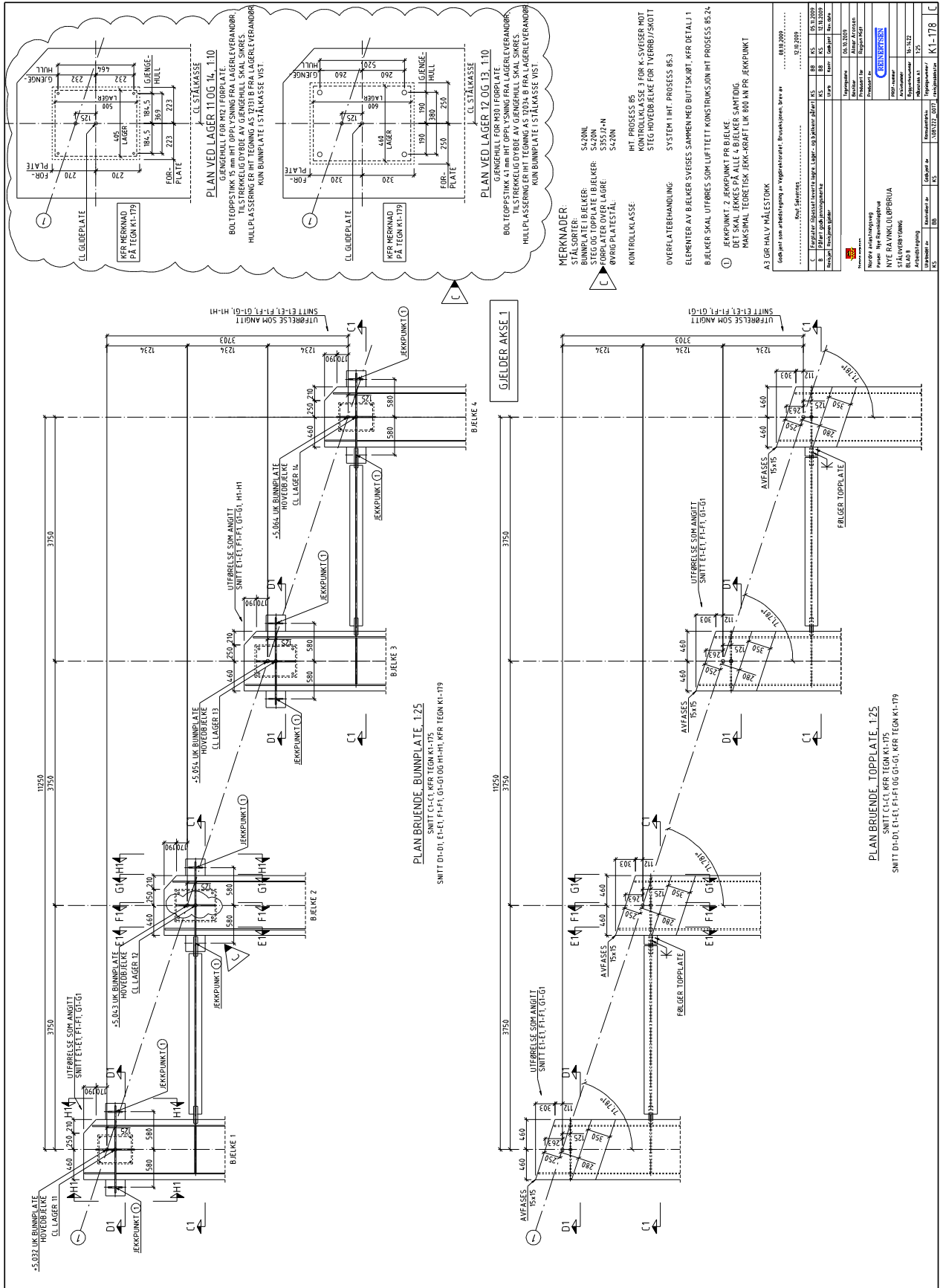
Tegning		Prosjekt	
Arbeid	Revisjon	Navn	Nummer
1	1	ANV. S.17	1000

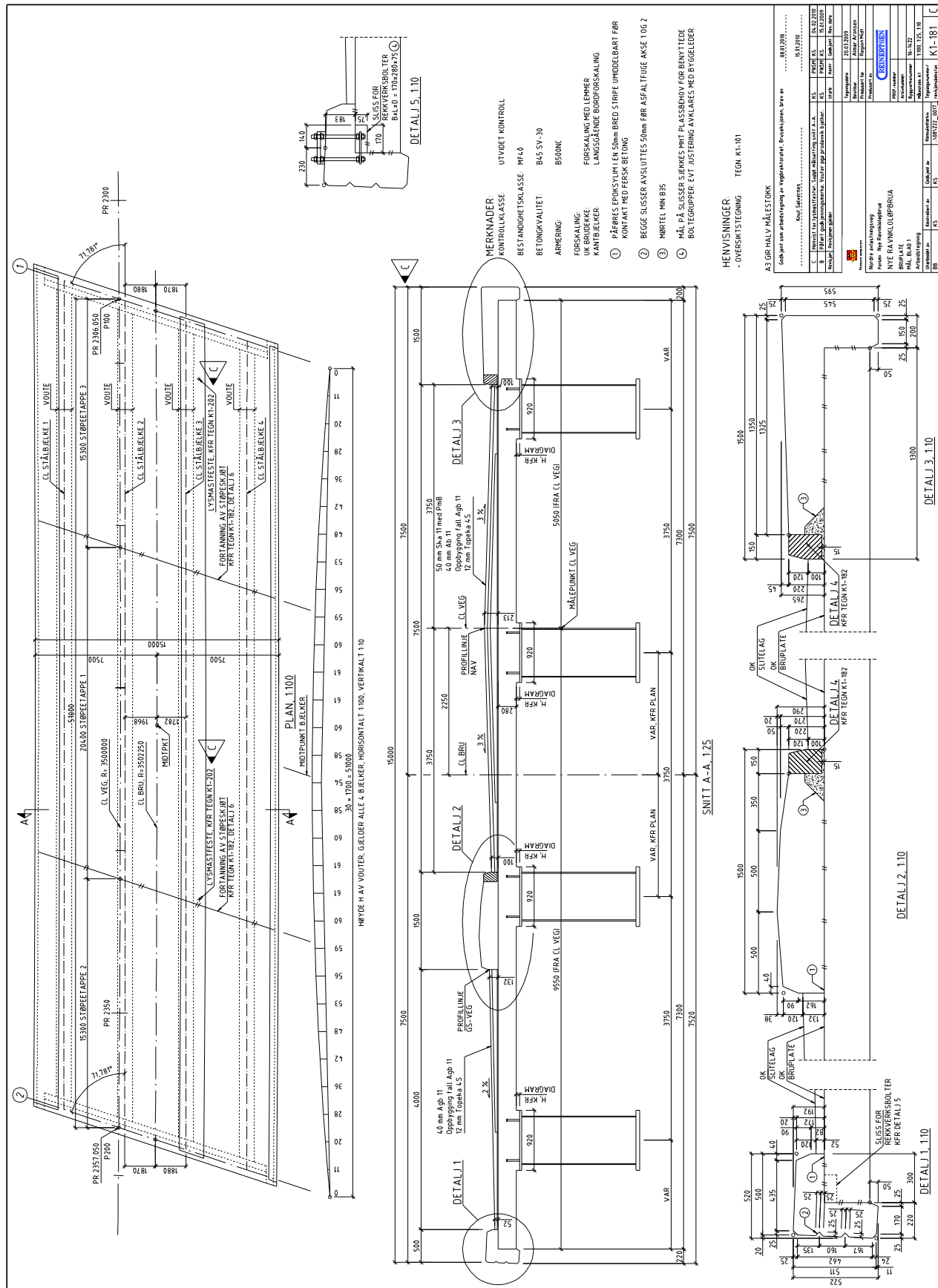
Firma		Prosjekt	
Navn	Adresse	Navn	Nummer
TRONDHEIMPARTIET	TRONDHEIM	TRONDHEIMPARTIET	1000

Tekniker		Tegning	
Navn	Nummer	Navn	Nummer
TRONDHEIMPARTIET	1000	TRONDHEIMPARTIET	1000

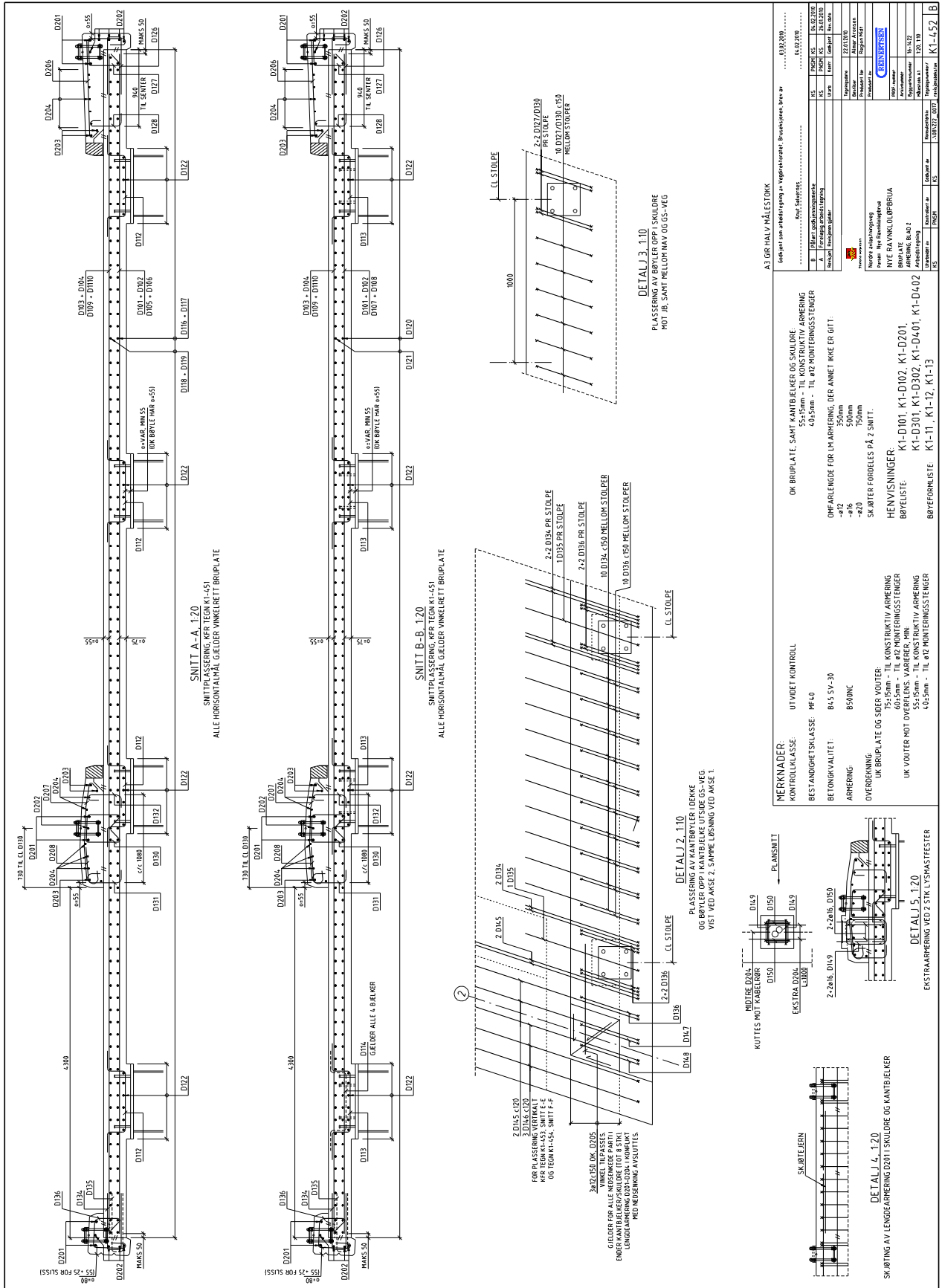








A.10



Vedlegg B Resultater fra Focus Konstruksjon

MODELL	SIDE
Jevnt fordelt last	(B.2-B.6)
Last modell LM1	(B.7-B.11)
Punktlast	(B.12-B.16)

Prosjekttittel: Konstruksjon 1

Beregning utført: 29.05.2014 10:06:30

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	-1675	4000
2	12925	4000

1.2. ARMERING

1.3. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		
			X	Z	RotY
1	11250	4000	F	F	
1	7500	4000	F	F	
1	3750	4000	F	F	
1	0	4000	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.4. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel
 Lastvarighet: Korttidslast
 1 Fordelt last P1 = 7,00 kN/m
 X1 = -1675 mm Z1 = 4000 mm
 P2 = 7,00 kN/m
 X2 = 12925 mm Z2 = 4000 mm
 Retning = [0; -1]
 Virker på segment: 1

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Uten sikkerhetsfaktor

Grensetilstand: Bruks

1,00 * Nyttelast

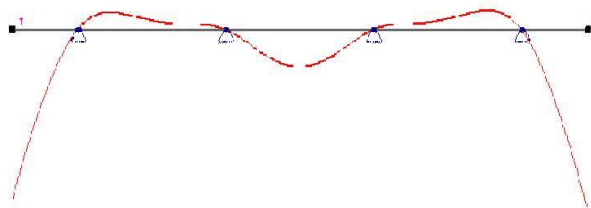
2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	11250	4000	0,00	25,65	0,00
1	7500	4000	0,00	25,58	0,00
1	3750	4000	0,00	25,89	0,00
1	0	4000	0,00	25,09	0,00
	Sum		0,00	102,20	

2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.2.1. Forskyvning



Største forskyvning: 1,2 mm

2.2.2. Moment



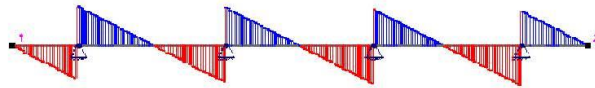
Største moment: 10,11 kN·m

2.2.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.2.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 13,57 kN

Prosjekttittel: Construction 1

Beregning utført: 29.05.2014 09:59:22

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	-1675	4000
2	12925	4000

1.2. SEGMENTDATA

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
1	1	2	Plate 280	Plate 280	Betong	Rett bjelke

1.2.1. SEGMENTDATA EN 1992

Seg. nr	GammaC	GammaS	Type	Eksp.kl.	L_ky [mm]	L_kz [mm]	Stivhetsparametre [N/mm ²]
1	1,50	1,15	Bjelke	XC3	14600	14600	E = 3,3496e+004 G = 1,3957e+004

1.3. ARMERING

1.4. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
Focus Konstruksjon 2013					

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		RotY
			X	Z	
1	0	4000	F	F	
1	3750	4000	F	F	
1	7500	4000	F	F	
1	11250	4000	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.5. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype:	Annen variabel	
Lastvarighet:	Korttidslast	
1 Fordelt last	P1 = 5,40 kN/m X1 = 4859 mm	Z1 = 4000 mm
	P2 = 5,40 kN/m X2 = 7859 mm	Z2 = 4000 mm
	Retning = [0; -1]	
	Virker på segment: 1	
2 Fordelt last	P1 = 3,00 kN/m X1 = 7859 mm	Z1 = 4000 mm
	P2 = 3,00 kN/m X2 = 10859 mm	Z2 = 4000 mm
	Retning = [0; -1]	
	Virker på segment: 1	

1.6. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Uten sikkerhetsfaktor

Grensetilstand: Brudd

1,00 * Nyttelast

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	4000	0,00	-0,53	0,00
1	3750	4000	0,00	4,39	0,00
1	7500	4000	0,00	18,37	0,00
1	11250	4000	0,00	3,01	0,00
	Sum		0,00	25,24	

2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.2.1. Forskyvning



Største forskyvning: 0,1 mm

2.2.2. Moment



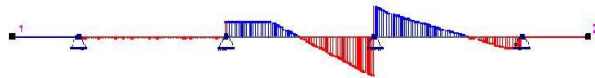
Største moment: 6,07 kN·m

2.2.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.2.4. Skjærkraft



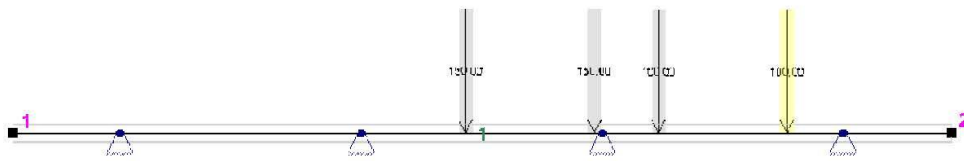
Største skjærkraft: 10,16 kN

Prosjekttittel: Konstruksjon 1

Beregning utført: 29.05.2014 10:12:18

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	-1675	4000
2	12925	4000

1.2. ARMERING

1.3. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		
			X	Z	RotY
1	11250	4000	F	F	
1	7500	4000	F	F	
1	3750	4000	F	F	
1	0	4000	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.4. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype:	Annen variabel		
Lastvarighet:	Korttidslast		
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 5375 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z = 4000 mm	
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 7375 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z = 4000 mm	
3 Punktlast	P = 100,00 kN X = 8375 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z = 4000 mm	
4 Punktlast	P = 100,00 kN X = 10375 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z = 4000 mm	

1.5. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Uten sikkerhetsfaktor

Grensetilstand: Bruks

1,00 * Nyttelast

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	11250	4000	0,00	75,01	0,00
1	7500	4000	0,00	354,47	0,00
1	3750	4000	0,00	79,37	0,00
1	0	4000	0,00	-8,85	0,00
	Sum		0,00	500,00	

2.2. STATISKE RESULTATER GRAFISK

2.2.1. Forskyvning



Største forskyvning: 34,2 mm

2.2.2. Moment



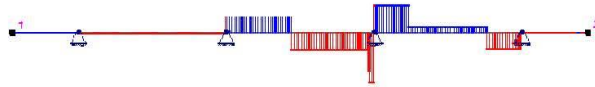
Største moment: 98,71 kN·m

2.2.3 Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.2.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 229,48 kN

Vedlegg C Vindlast

Følgende parametere blir brukt i beregningen:

Vindlastklasse I	(vegvesen håndbok 185 2,5,2, s.65)
$K_r = 0,17m$	Ruhetsfaktor {Tabell NA. 4.1
$z_0 (m) = 0,01m$	Ruhetslengde {Tabell NA. 4.1
$z_{min} (m) = 2m$	Minimum høyde {Tabell NA. 4.1
$z = 7,5m$	5,16 (høyde over havet fra nederste delen av bruene) + 1,85 (Bjelke høyde) + 0,49 (høyde av dekke pluss slitelag) = 7,5 m
$c_{alt} = 1$	Siden Høyden av bruene H er mindre enn H0 (900 m), blir c_{alt} mindre enn 1 etter ligning NA.4.2(2)P(901.1). Dermed blir $c_{alt} = 1$
$v_{b,0} = 26 m/s$	26 m/s for Trondheim

Terrengruhet bestemmes fra informasjon ovenfor og ligning (4.4) i Eurokoden.

$$c_r(7,5) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,17 * \ln\left(\frac{7,5}{0,01}\right) = 1,125$$

Stedsvindhastigheten for Ravnkløpbrua blir:

$$v_m(7,5) = 1,125 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 26 = 29,12 m/s$$

Turbulensintensiteten for Ravnkløpbrua blir

$$I_v(7,5) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{7,5}{0,01}\right)} = 0,151056$$

Dette gir en vindtrykk på

$$q_p(7,5) = [1 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,151056] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 29,12^2 \approx 1,1 KN/m^2$$

D.1 Vindlast på bru uten trafikk

Her blir det foretatt en kvasi-statisk analyse og det blir ikke tatt hensyn til endeeffekter.

Horisontal vind

Den totale høyden av bru tverrsnittet med rekkverk er (1,85+0,49+1,2 = 3,54 m). Dette gir en bredde dybde forhold

$$b/d = 15/3,54 = 4,24$$

Figur 8.3 i NS EN 1994-1-4 gir kraftfaktoren i bredde retning $c_{f,x}$.

$$c_{f,x} = 1,22$$

Høyden d_{tot} som skal brukes ved bestemmelse av vindtrykk er gitt i Tabell 8.1. For åpne rekkverk skal det brukes en høyde på 0,3m. Ravnkløpbrua har tre åpne rekkverk og $A_{ref,x}$ blir

$$d_{tot} = 1,85m + 0,49m + 3 \cdot 0,3m = 3,24 m$$

Det horisontale vindtrykket på bruen blir

$$q_D = 1,22 \cdot 1,1 \frac{KN}{m^2} \cdot 3,24m = 4,3 KN/m$$

Vertikal vind

NA.8.3.3 gir kraftfaktoren i høyde retning $c_{f,z}$.

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

$$q_L = \pm 0,9 \cdot 1,1 \cdot 15 = \pm 14,9 KN/m$$

Eksentrisiteten av vertikal kraft i bredderetning settes lik $b/4$ etter NS EN 1991-1-4, 8.3.3 (5)

$$e = \frac{b}{4} = \frac{15m}{4} = 3,75m$$

D.2 *Vindlast på bru med trafikklast*

$$q_p = 0,7 \cdot 1,1 \frac{KN}{m^2} = 0,77 \frac{KN}{m^2}$$

Horisontal vind

Det skal ikke samtidig regnes med tillegg fra rekkverk. Den totale høyden blir

$$d_{tot} = 1,85 + 0,49 + 2 = 4,34 m$$

$$b/d = \frac{15}{4,34} = 3,46$$

$$c_{f,x} = 1,4$$

$$q_D = 1,4 \cdot 0,77 KN/m \cdot 4,34 m = 4,67852 KN/m$$

Vertikal vind

$$q_L = \pm 0,9 \cdot 0,77 \frac{KN}{m^2} \cdot 15m = \pm 10,395 KN/m$$

I statisk analyse regner jeg forenklet at vindlast fordeles på stålbjelkene som er stiv i tverretning.

Moment på grunn av eksentrisitet blir

$$M_L = 10,395KN/m \cdot 3,75m = 38,98 KNm/m$$

Det blir antatt et uendelig stivt betongdekke (ikke konservativt), og bruker Steiners teorem for å finne vertikal kraft fra eksentrisk vindlast. Den jevn fordelte lasten på den mest påkjente bjelken blir:

$$q_v = \frac{10,395}{4} + \frac{38,98 \cdot 1,845}{2(5,625^2 + 1,875^2)} = \mathbf{3,62 \text{ KN/m}}$$

Vedlegg D Tverrsnittsdata fra RmBridge

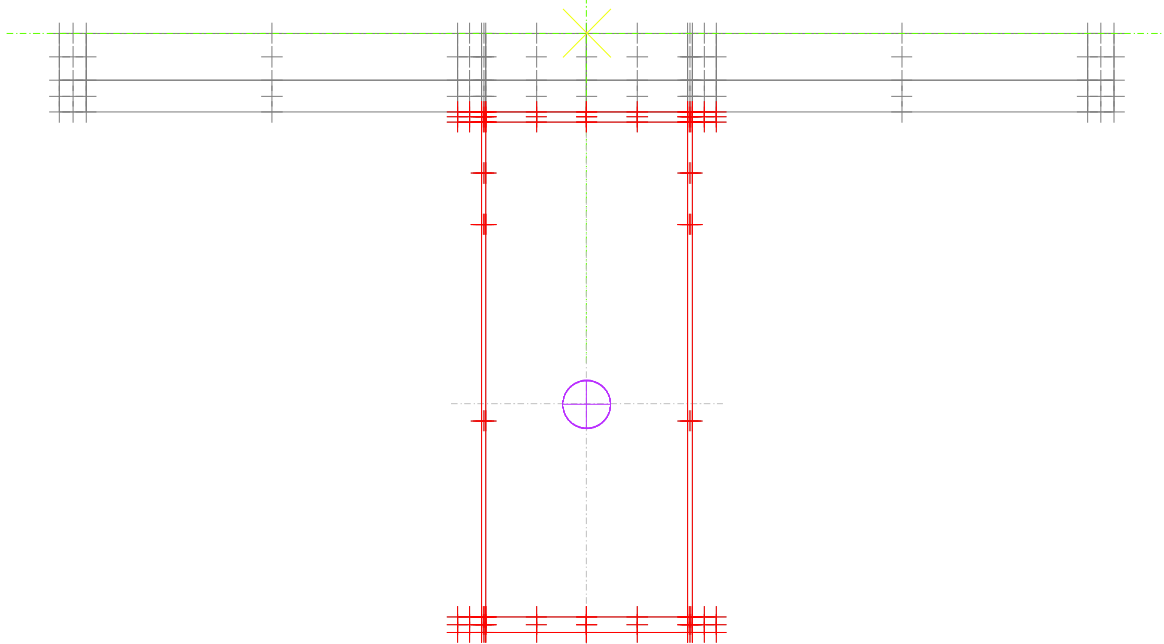
De følgende viser tverrsnittsdata beregnet av RmBridge.

TVERRSNITTSNAVN	BESKRIVELSE
Cross-Section: Cross1:001:01	Ståltverrsnitt - Cross 1
Cross-Section: Cross1:001:02	Betongtverrsnitt - Cross 1
Cross-Section: Cross1:001:03	Samvirketverrsnitt - Cross 1
Cross-Section: Cross2:001:01	Ståltverrsnitt - Cross 2
Cross-Section: Cross2:001:02	Betongtverrsnitt - Cross 2
Cross-Section: Cross2:001:03	Samvirketverrsnitt - Cross 2

Cross-section : Cross1:001:1

Part : 1 Variant : 1

Description : Cross1



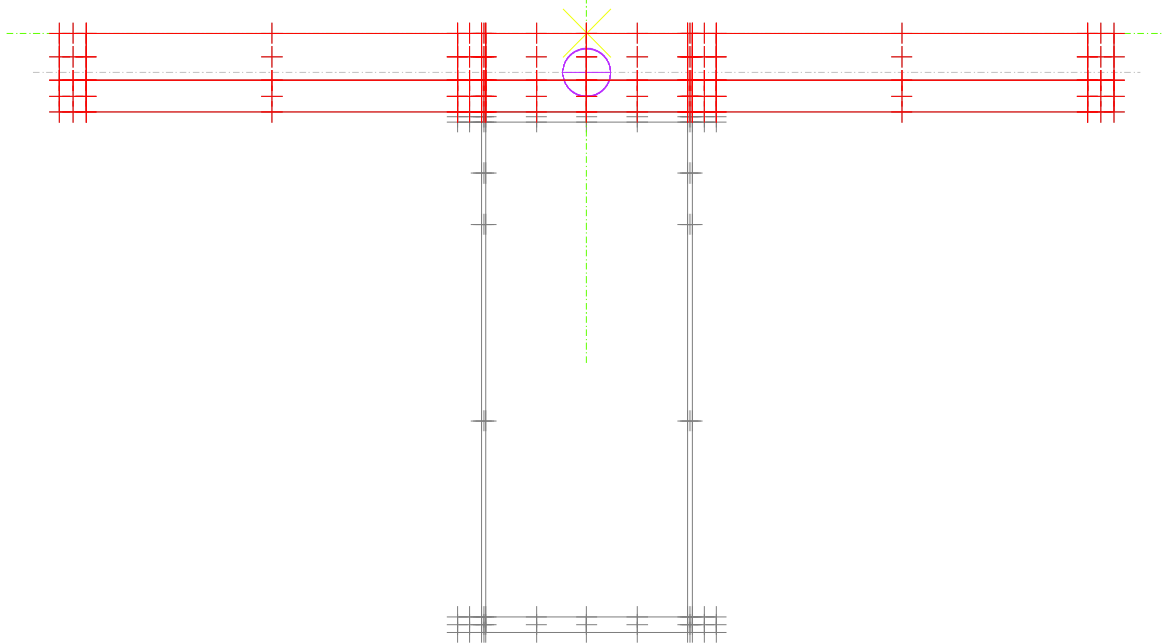
CROSS - SECTION DATA

Cross-section area	0.13912E+00	m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.56320E-01	m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.82800E-01	m2
Torsional moment of inertia I	0.27635E-01	m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.13427E-01	m4
Section moment about Y-axis - min	0.29189E-01	m3
Section moment about Y-axis - max	0.29189E-01	m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.13427E-01	m4
Moment of inertia about Z-axis	0.80081E-01	m4
Section moment about Z-axis - min	0.98542E-01	m3
Section moment about Z-axis - max	0.77199E-01	m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.80081E-01	m4
Warping moment of inertia	0.37617E-02	m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	-1.31734	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-1.31953	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.81266	m
Y-above : Gravity centre - maxY	1.03734	m
Z-left : Gravity centre - minZ	0.46000	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	0.46000	m
Perimeter exposed to drying (outside)	5.88000	m
Perimeter (inside)	4.95600	m

Cross-section : Cross1.001.2

Part : 2 Variant : 1

Description : Cross1



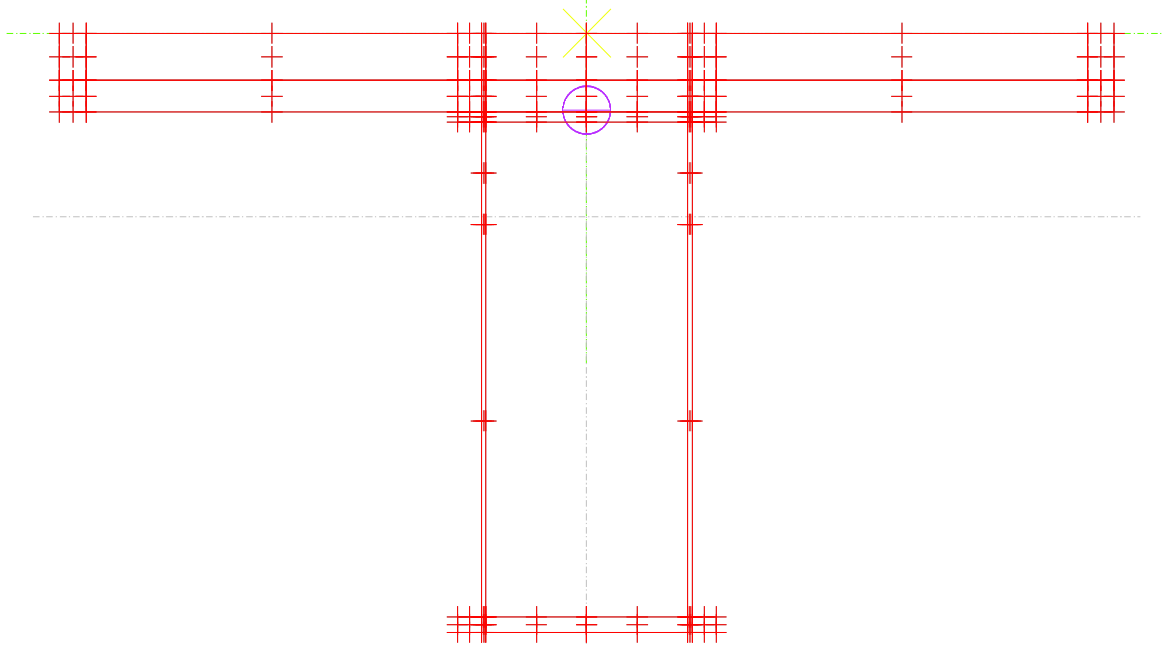
C R O S S - S E C T I O N D A T A

Cross-section area	0.10500E+01	m ²
Shear area - Bending about Z-axis	0.87640E+00	m ²
Shear area - Bending about Y-axis	0.18618E+01	m ²
Torsional moment of inertia I	0.26254E-01	m ⁴
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.12305E+01	m ⁴
Section moment about Y-axis - min	0.65625E+00	m ³
Section moment about Y-axis - max	0.65625E+00	m ³
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.12305E+01	m ⁴
Moment of inertia about Z-axis	0.68600E-02	m ⁴
Section moment about Z-axis - min	0.49000E-01	m ³
Section moment about Z-axis - max	0.49000E-01	m ³
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.68600E-02	m ⁴
Warping moment of inertia	0.78406E-02	m ⁶
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.14000	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-0.14000	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.14000	m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.14000	m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.87500	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.87500	m
Perimeter exposed to drying (outside)	8.06000	m
Perimeter (inside)	0.00000	m

Cross-section : Cross10013

Part : 3 Variant : 1

Description : Cross1



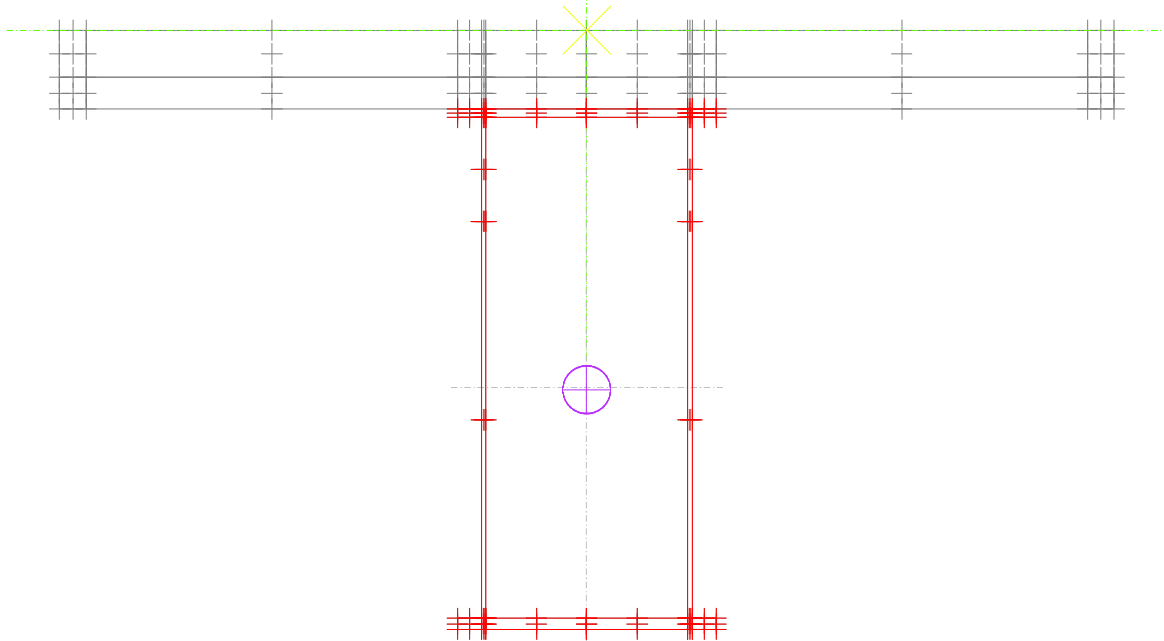
C R O S S - S E C T I O N D A T A

Cross-section area	0.31912E+00	m ²
Shear area - Bending about Z-axis	0.63860E-01	m ²
Shear area - Bending about Y-axis	0.44122E+00	m ²
Torsional moment of inertia I	0.38334E-01	m ⁴
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.22436E+00	m ⁴
Section moment about Y-axis - min	0.11966E+00	m ³
Section moment about Y-axis - max	0.11966E+00	m ³
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.22436E+00	m ⁴
Moment of inertia about Z-axis	0.19003E+00	m ⁴
Section moment about Z-axis - min	0.12868E+00	m ³
Section moment about Z-axis - max	0.29089E+00	m ³
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.19003E+00	m ⁴
Warping moment of inertia	0.18551E-01	m ⁶
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.65326	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-0.27381	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	1.47674	m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.65326	m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.87500	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.87500	m
Perimeter exposed to drying (outside)	12.10000	m
Perimeter (inside)	4.95600	m

Cross-section : Cross2001:1

Part : 1 Variant : 1

Description : Cross2



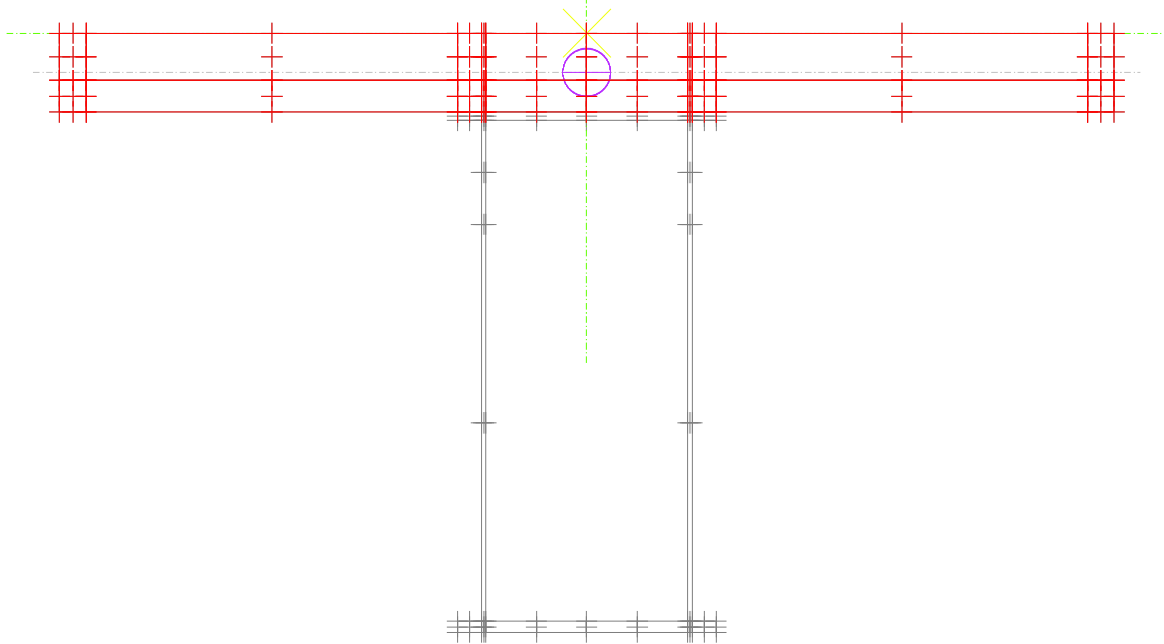
C R O S S - S E C T I O N D A T A

Cross-section area	0.12136E+00	m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.56960E-01	m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.64399E-01	m2
Torsional moment of inertia I	0.26786E-01	m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.12215E-01	m4
Section moment about Y-axis - min	0.26555E-01	m3
Section moment about Y-axis - max	0.26555E-01	m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.12215E-01	m4
Moment of inertia about Z-axis	0.67529E-01	m4
Section moment about Z-axis - min	0.78533E-01	m3
Section moment about Z-axis - max	0.68202E-01	m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.67529E-01	m4
Warping moment of inertia	0.28278E-02	m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	-1.27012	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-1.27792	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.85988	m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.99012	m
Z-left : Gravity centre - minZ	0.46000	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	0.46000	m
Perimeter exposed to drying (outside)	5.88000	m
Perimeter (inside)	4.99600	m

Cross-section : Cross2001:2

Part : 2 Variant : 1

Description : Cross2



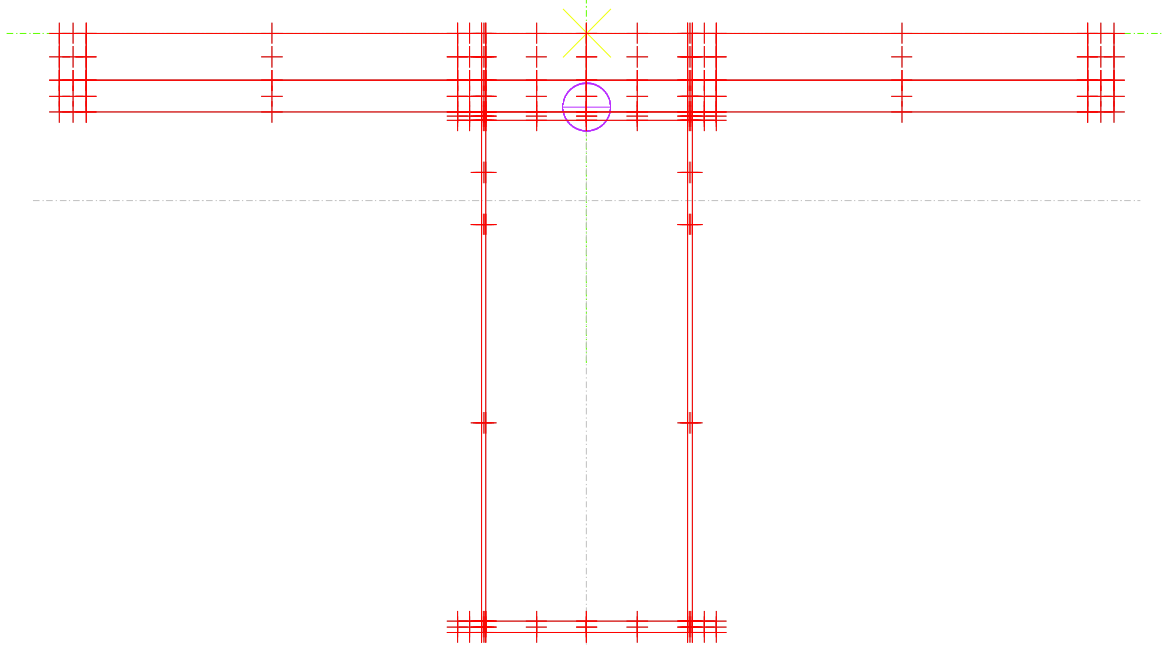
C R O S S - S E C T I O N D A T A

Cross-section area	0.10500E+01	m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.88952E+00	m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.18321E+01	m2
Torsional moment of inertia I	0.26254E-01	m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.12305E+01	m4
Section moment about Y-axis - min	0.65625E+00	m3
Section moment about Y-axis - max	0.65625E+00	m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.12305E+01	m4
Moment of inertia about Z-axis	0.68600E-02	m4
Section moment about Z-axis - min	0.49000E-01	m3
Section moment about Z-axis - max	0.49000E-01	m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.68600E-02	m4
Warping moment of inertia	0.78406E-02	m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.14000	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-0.14000	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.14000	m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.14000	m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.87500	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.87500	m
Perimeter exposed to drying (outside)	8.06000	m
Perimeter (inside)	0.00000	m

Cross-section : Cross2001:3

Part : 3 Variant : 1

Description : Cross2



C R O S S - S E C T I O N D A T A

Cross-section area	0.30136E+00	m ²
Shear area - Bending about Z-axis	0.64474E-01	m ²
Shear area - Bending about Y-axis	0.42277E+00	m ²
Torsional moment of inertia I	0.37582E-01	m ⁴
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis	0.22315E+00	m ⁴
Section moment about Y-axis - min	0.11901E+00	m ³
Section moment about Y-axis - max	0.11901E+00	m ³
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Y	0.10000E+01	
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.22315E+00	m ⁴
Moment of inertia about Z-axis	0.16128E+00	m ⁴
Section moment about Z-axis - min	0.10508E+00	m ³
Section moment about Z-axis - max	0.27102E+00	m ³
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00	m
Shear lag factor Z	0.10000E+01	
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.16128E+00	m ⁴
Warping moment of inertia	0.14996E-01	m ⁶
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.59511	m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle	0.00000	Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-0.26278	m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000	m
Main axis angle - Shear	0.00000	Deg
Y-below : Gravity centre - minY	1.53489	m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.59511	m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.87500	m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.87500	m
Perimeter exposed to drying (outside)	12.10000	m
Perimeter (inside)	4.99600	m

Vedlegg E Tverrsnittskapasitet

Lokal knekking av ståltverrsnitt for positivt moment (Cross 1)

Tabell 11-1 – Kontroll for tverrsnittsklassen av steget for positivt moment

Del av tverrsnittet	f_y [N/mm ²]	ε	e_z [mm]	t [mm]	c [mm]	ψ	c/t	Krav for klasse 3	Tverrsnittsklasse
Steg	420	0,75	812,7	16	1760	-0,756	110	74,90	Klasse 4

Tabell 11-2 – Kontroll for tverrsnittsklassen av utstikkende og innvendig del av overflens for positivt moment

Del av tverrsnittet	f_y [N/mm ²]	ε	t [mm]	c [mm]	c/t	krav for klasse 1	tverrsnittsklasse
Overflens, utstikkende flens	420	0,75	35	85	2,42	6,75	Klasse 1
Overflens, innvendig flens	420	0,75	35	718	20,51	24,75	Klasse 1

Underflensen er tykkere enn overflensen. Når overflensen er i tverrsnittsklasse 1, er underflensen også i tverrsnittsklasse 1.

Kapasitet av steget sjekkes etter NS-EN 1993-1-5, 4.4. Områder i steget under trykkspenning vil ha en redusert bredde " b_{eff} ". Dette minker det totale dimensjonerbare arealet til tverrsnittet, som igjen flytter nøytralaksen nedover. Resultatet blir at annet arealmomentet til tverrsnittet minker.

Tabell 11-3 – Effektivt annet arealmoment til stegene

$k\sigma$	18,15	Knekkingsfaktor
λ_p	1,21	Plateslankhet
ρ	0,82	Reduksjonsfaktor
b_{eff}	819,28	Effektiv bredde
be_1	327,71	
be_2	491,57	
I	8,01E+10	Andre arealmoment
A	139120	Areal
ΔA	5856,64	Endring i areal på grunn av plateknekking

Ae	133263,36	Effektivt areal
Δe	-25,63	Forskyving i nøytralaksen
ez,eff	787,07	Den nye nøytralasken (fra bunnen)
Ieff	7,80E+10	Effektiv andre arealmoment

Den reduserte momentkapasiteten blir:

$$M_{z+} = \frac{f_y \cdot I_{eff}}{\gamma_{M0} \cdot (h - e_{z,eff})} = \frac{420 \text{ MPa} \cdot 7,8 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1,1 \cdot (1850 - 787,07) \text{ mm}} = 28011,86 \text{ kNm}$$

Positivt moment på samvirketverrsnittet (Cross 1)

Det antas at flensene i samvirke fortsatt er under konstante spenninger, og blir dermed i klasse 1, som vist for ståltverrsnitt. Stegene i samvirketverrsnittet for positivt moment er i klasse 1, som vist i tabellen nedenfor.

Tabell 11-4 – Sjekk for tverrsnittsklassen til steget i samvirkebru for positiv moment

Del av tverrsnittet	f_y [N/mm ²]	ϵ	t [mm]	c [mm]	Trykkpåkjent del av steget [mm]	c/t	α	Krav for klasse 1	Tverrsnittsklasse
Steg	420	0,75	16	1760	71,80	110	0,041	660,11	Klasse 1

Den plastiske momentkapasiteten er gitt i tabellen under:

Plastisk moment [kNm]	58111,99
Z_{pl}/h	0,21
β	0,96
M_{z+,red} [kNm]	56052,05

Negativt moment på samvirketverrsnittet (Cross 1)

Flensene er fortsatt i tverrsnittsklasse 1, steget er i tverrsnittsklasse 3, som vist i tabellen under.

Del av tverrsnittet	f_y [N/mm ²]	ϵ	ez [mm]	t [mm]	c [mm]	ψ	c/t	Krav for klasse 3	α	Krav for klasse 2	Tverrsnittsklasse
Steg	420	0,75	812,7	16	1760	-1,32	110	126,24	0,34	92,45	Klasse 3

Lokal knekking av tverrsnitt under trykk (Cross 1)

Som vist i

Tabell 11-2, er under og overflensen i tverrsnittsklasse 1 under trykk. Steget er i tverrsnittsklasse 4 når den utsettes for trykk, som vist i tabellen nedenfor:

Tabell 11-5 – Sjekk for tverrsnittsklasse av steget under trykk

del av tverrsnittet	f_y [N/mm ²]	ϵ	t [mm]	c [mm]	c/t	krav for klasse 3	tverrsnittsklasse
Steg	420	0,75	16	1760	110	31,5	Klasse 4

Det effektive arealet av tverrsnittet er gitt i tabellen under:

k σ	λ_p	ρ	beff [mm]	be1[mm]	be2 [mm]	A [mm]	A _{eff} [mm ²]
4	2,58	0,38	676,32	338,16	338,16	139120	104442,26

Den aksiale kraften blir:

$$N = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{420 \text{MPa}}{1,1} \cdot 139120 \text{mm} = 53118,55 \text{ kNm}$$

Den reduserte aksial trykkapasitet som tar hensyn til lokal knekking blir:

$$N_{red} = \frac{f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{420 \text{MPa}}{1,1} \cdot 104442,26 \text{mm} = \mathbf{39877,95 \text{ kNm}}$$

Skjærkapasitet

Steget i ståltverrsnittet (og samvirketverrsnittet) oppfyller ikke kravet for skjærknekkapasitet og vil være utsatt for skjærbulking som vist i tabellen nedenfor:

h_w [mm]	t [mm]	h_w/t	krav
1760	16	110	45

Det dimensjoneres med at stålbjelken har transvers stiver bare ved opplagrene. Skjærkapasiteten av bjelken blir som vist i tabellen under:

τ_{cr}	$\bar{\lambda}_w$	χ_w	$V_{bw,Rd}$ [kN]	$V_{bf,Rd,overflens}$ [kN]	$V_{bf,Rd,underflens}$ [kN]	$V_{b,Rd}$ [kN]
83,93	1,70	0,489	6061	29,46	61,31	6151,81

Resultater fra RmBridge

Det skal legges merke til at programmet ikke tar hensyn til materialfaktor når den finner den elastiske eller reduserte momentkapasiteten.

CS-Name	CS-Class	NPl,t,Rd	My+Pl,Rd	My+El,Rd	Mz+Pl,Rd	Mz+El,Rd	Nt,Rd	My+,Rd	Mz+,Rd
		NPl,c,Rd	My-Pl,Rd	My-El,Rd	Mz-Pl,Rd	Mz-El,Rd	Nc,Rd	My-,Rd	Mz-,Rd
			VyPl,Rd		VzPl,Rd			Vy,Rd	Vz,Rd
Cross2:001:1	4,000	46337,455	13637,140	11153,191	31748,926	28645,011	46337,455	6988,921	27816,593
		-46337,455	-13637,140	-11153,191	-31748,926	-28645,011	-32197,089	-6988,921	-28293,610
			6054,311		14196,299			12556,355	14196,299
Cross1:001:1	4,000	53118,545	15163,313	12259,435	37019,105	32423,360	53118,545	8223,079	31437,566
		-53118,545	-15163,313	-12259,435	-37019,105	-32423,360	-39214,613	-8218,897	-37019,105
			6054,363		18252,752			12415,380	18252,752
Cross2:001:3	4,000	46337,455	24709,033	101874,248	49355,872	44132,906	46337,455	99792,113	49355,872
		-73112,455	-24709,033	-101874,248	-31748,926	-28645,011	-58972,089	-99792,113	-27675,167
			6054,311		14196,299			12556,355	14196,299
Cross1:001:3	4,000	53118,545	26532,919	102427,370	58295,817	54045,880	53118,545	100409,192	58295,817
		-79893,545	-26532,919	-102427,370	-37019,105	-32423,360	-65989,613	-100407,100	-32423,360
			6054,363		18252,752			12415,380	18252,752

De forskjellige forkortelsene i tabellen ovenfor har følgende betydning:

CS	"Cross Section". For beskrivelse av de forskjellige tverrsnittene, se Vedlegg D
NPl,t,Rd	Dimensjonerende aksial strekkapasitet
NPl,c,Rd	Dimensjonerende aksial trykkapasitet
My+Pl,Rd	Dimensjonerende positiv plastisk momentkapasitet og y-aksen
My-Pl,Rd	Dimensjonerende negativ plastisk momentkapasitet og y-aksen
VyPl,Rd	Dimensjonerende skjærkapasitet av tverrsnittet (med lokal knekking) langs y-aksen
My+El,Rd	Positiv elastisk momentkapasitet og y-aksen
My-El,Rd	Negativ elastisk momentkapasitet og y-aksen
Mz+Pl,Rd	Dimensjonerende positiv plastisk momentkapasitet og z-aksen
Mz-Pl,Rd	Dimensjonerende negativ plastisk momentkapasitet og z-aksen
VzPl,Rd	Dimensjonerende skjærkapasitet av tverrsnittet (med lokal knekking) langs z-aksen
Mz+El,Rd	Positiv elastisk momentkapasitet og z-aksen
Mz-El,Rd	Negativ elastisk momentkapasitet og z-aksen

Kolonne H-J i regnearket gir kapasiteten av tverrsnittet. Her er klassen til tverrsnittet tatt hensyn til.

Nt,Rd	Dimensjonerende strekkraftkapasitet av tverrsnittet
Nc,Rd	Dimensjonerende trykkraftkapasitet av tverrsnittet
My+,Rd	Dimensjonerende positiv momentkapasitet av tverrsnittet om y-aksen
My-,Rd	Dimensjonerende negativ momentkapasitet av tverrsnittet om y-aksen
Vy, Rd	Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet langs y-aksen
Mz+,Rd	Dimensjonerende positiv momentkapasitet av tverrsnittet om z-aksen
Mz-,Rd	Dimensjonerende negativ momentkapasitet av tverrsnittet om z-aksen
Vz, Rd	Dimensjonerende plastisk skjærkapasitet langs z-aksen

Det skal merkes at i regnearket er plassen av den plastiske skjærkapasiteten "VyPl,VzPl" og skjærkapasiteten av tverrsnittet "Vy,Vz" byttet om. Men andre plasser i regnearket/programmet er det brukt riktig tallverdi for skjærkapasiteten av tverrsnittet.

Vedlegg F Lastkombinasjoner

I følgende sider er det bilder av regnearket brukt for å beregne maksimal last etter bruddgrensetilstand og spenning i verste påkjente fiber i ståltverrsnittet midt i bruen (element 116).

Last kombinasjoner	Grensetilstand	fy/ym0 [underflers]	fy/ym0 [overflers]	Ix	Mz	Qy	A	Aeff	eN	l	leff	ez	ezeff	Weff	spenning [Mpa]		n1 (NS EN 1993-1-5, 4.6)
															Neders	Øverst	
1.1	B1	354,5	381,8	13030,1275	23277,935	7379,505	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	330	-208	1,01447113
1.2	B1	354,5	381,8	105352275	26225,435	7379505	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	342	-264	1,03099625
1.3	B1	354,5	381,8	112543675	25338,287	7379505	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	338	-247	1,02516417
1.4	B1	354,5	381,8	87594675	28285,787	7379505	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	350	-303	1,04168929
2.1	B2	354,5	381,8	15367795	23772,738	1054215	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	352	-197	1,09168416
2.2	B2	354,5	381,8	12872895	26720,258	1054215	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	364	-254	1,10820927
2.3	B2	354,5	381,8	13592085	25833,11	1054215	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	360	-237	1,1023772
2.4	B2	354,5	381,8	11097,135	28780,61	1054215	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	371,8	-293	1,11890231
2.5	B2	354,5	381,8	5755,3	15440,624	0	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	198	-159	0,59493077
2.6	B2	354,5	381,8	3260,4	18388,124	0	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	210	-215	0,61145588
2.7	B2	354,5	381,8	3979,54	17500,976	0	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	206	-198	0,60562381
2.8	B2	354,5	381,8	1484,64	20448,476	0	139120	104442,3	-25,6	8,01E+10	7798548903	812,6595745	787,03	99088626,2	218	-254	0,62214892

Vedlegg G Modellen i RmBridge

I denne vedlegget antas det at leseren er kjent med RmBridge og at leseren har RmBridge filen jeg har brukt.

RM Modeler

Akse

Rett akse med lengde på 51 meter



Cross section

To tverrsnitt: Cross 1 og Cross 2



Parts

For hvert tverrsnitt, ble det lagd tre "parts".

Part 1: stål – Profile: Box welded special

Part 1: betong

Part 3: Part 1 og par 2 ble kombinert

Stål ble tegnet med Part 1 og betong ble tegnet med Part 2 i bade Cross 1 og Cross 2



Referanse point

Det ble lagd 7 referanse punktsystem

- | | |
|-----------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. Temp-pos (temperature point):
på "Part 3"
normal prosedyre i | Det ble definert temperaturendring i 4 punkter for positive ikke-lineær temperatur etter Eurokoden |
| 2. Temp-neg (temperature point):
på "Part 3"
normal | Det ble definert temperaturendring i 5 punkter for negativ ikke-lineær temperaturendring etter prosedyre i Eurokoden |
| 3. ssig (stress point):
finne i disse | Det ble satt fem punkter i ståltverrsnittet for å punktene |
| 4. csig (stress point):
spenning i | Det ble satt 3 punkter i betongen for å finne disse punktene |
| 5. tsig (stress point):
finne | Disse referansepunkter ble definert i stål for å spenninger fra den ikke-lineære |

6. tcsig (stress point):

temperaturendringen. Her ble RM bedt om å lagre spenninger i disse punktene.

7. buckling (slender parts):

Samme type referanse punkt som tsig. Disse ble satt på betongverrsnittet

Disse ble brukt på ståltverrsnittet. De ble tegnet som en linje i stegne og flensene til ståltverrsnittet. Deretter ble de gitt en tykkelse og definert enten som steg, utstikkende flens eller innvendig flens. Det ble også satt "stress points" i stegets topp og bunnpunkt



Segment point

Bruen ble delt i 30 elementer i lengderetning, hvor hvert element ble 1,7 meter.

Elementer 101-107 og 124-130 ble satt som Cross 2

Elementer 108-123 ble satt som Cross 1

Stålelementer ble definert som S420

Betong elementer ble definert som C45/55

Samvirkeelementer ble definert som S420

Opplagrene på bruene blir definert.



Modellen ble eksportert til RM Analysis

RM Analysis

Elements groups

Her ble dybler definert som fjærer (uten stivhet) mellom elementene. Dyblene fikk element nummer fra 10101-10130.



Schedule

Load manager

Det ble definert 5 lastgrupper:

- G1sb:** Egenvekten til stål blir lagret her (LC101_G-bjelke)
- G1bd:** Egenvekten til betong blir lagret her (LC_103A_G-dekke_A, LC_103B_G-dekke_B og LC_103C_G-dekke_C)
- G2f:** Krefter fra forskaling blir lagret her (LC_102_G-forsk_på og LC_104_G-forsk_av)
- G3s:** Krefter fra superegenvekt blir lagret her (LC201_G-super)
- CS:** Spenninger fra kryp og svinn blir lagret her (LC301_CS, LC302_CS, LC303_CS, LC304_CS, LC305_CS og LC306_CS)



Load Case Definition

Det ble definert 18 lasttilfeller

LC101_G-bjelke	Egenvekten av stålbejelken (80 kN/m ³)
LC_102_G-forsk_på	Linjelast fra når forskaling blir satt på (-4 kN/m)
LC_103A_G-dekke_A	Egenvekten til betongen i venstre delen av bruene (elementer 101-109) som en linjelast (-25,91 kN/m)
LC_103B_G-dekke_B	Egenvekten til betongen i midtre delen av bruene (elementer 110-121) som en linjelast (-25,91 kN/m)
LC_103C_G-dekke_C	Egenvekten til betongen i høyre delen av bruene (elementer 122-130) som en linjelast (-25,91 kN/m)
LC_104_G-forsk_av	Linjelast når forskaling blir tatt av (4 kN/m)
LC201_G-super	Last fra superegenvekt (-16,2 kN/m)
LC301_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 7 dager
LC302_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 28 dager
LC303_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 35 dager
LC304_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 90 dager
LC305_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 365 dager
LC306_CS	Resultat fra kryp og svinn etter 36500 dager
LC401:Tgrad_pos	Positiv temperaturlast på betongen "forenklet prosedyre" (15 °C)
LC402:Tgrad_neg	Negativ temperaturlast på betongen "forenklet prosedyre" (-15 °C)
Ikkelin-temp-neg	Negativ ikke-lineær termisk last etter normal metoden
Ikkelin-temp-pos	Negativ ikke-lineær termisk last etter normal metoden
LC501_Vind	Vertikal vindlast (-2,6 kN/m)



Trafikk lane

Det ble definert en trafikkfelt. Feltet virker sentrisk på alle samvirkeelementene.



Load Trains

Trafikklast etter Eurokoden ble definert, med en jevnt fordelt last på 18,4 kN/m og to punktlaster med intensitet 360 kN. Den jevnt fordelte lasten ble påført på hele bruens og punktlastene ble definert med en avstand på 1,2 meter i forhold til hverandre, men ellers fri til å virke hvor som helst i bruens lengde.



Load set definition

To "load set" (temp-neg og temp-pos) ble definert for å inneholde spenninger fra ikke-lineær termisk last



Activation og Schedule Actions

Elementer og laster ble aktivert på følgende sekvens

Dekkestøp_B	Her blir stålbjelken + opplagrene aktivert. Egenvekten av stålet blir satt på. Forskaling blir satt på (LC_102_G-forsk_på) og den midtre delen av betong blir støpt (LC_103B_G-dekke_B)
Dekkestøp A	Det blir aktivert samvirke mellom betongen og stålet i midtre delen (element 310-321). Det blir satt at betongen i midtre delen blir aktivert 7 dager etter at det blir støpt (forskaling blir fjernet) og betongen sviner etter 7 dager. Deretter blir venstre delen av betongen støpt (LC_103A_G-dekke_A).
Dekkestøp C	Det blir aktivert samvirke mellom betongen og stålet i venstre delen (element 301-309). Det blir satt at betongen i venstre delen blir aktivert 7 dager etter at det blir støpt (forskaling blir fjernet) og betongen sviner etter 7 dager. Deretter blir høyre delen av betongen støpt (LC_103C_G-dekke_C).
Svinn og kryp_1	Det blir aktivert samvirke mellom betongen og stålet i høyre delen (element 322-330). Det blir satt at betongen i høyre delen blir aktivert 7 dager etter at det blir støpt (forskaling blir fjernet) og at betongen sviner etter 7 dager. Det blir regnet på kryp og svinn etter 7 dager (LC301_CS). 7 dager etter at betongen (betongens egen tidslinje) blir støpt, blir forskalingen fjernet (LC104_G-forsk_av). Svinn og kryp etter 28 dager blir regnet
Superegenvekt	Superegenvekt blir satt på (LC201_G-super)
Svinn og kryp_1	Svinn og kryp etter 35,90,365 og 36500 dager blir regnet
Trafikklast	Trafikklasten blir satt på
Temperatur	Den positive og negative termiske lasten for både den normale prosedyre og forenklet metode blir satt på

(LC401:Tgrad_pos, LC402:Tgrad_neg, Ikkelin-temp-neg og Ikkelin-temp-pos)

Vindlast

Vindlasten blir påført

Lastkombinasjon

Her blir lastene kombinert etter bruddgrensetilstand, hvor lastkombinasjoner B1 og B2 blir funnet. For termisk last blir bare den forenklet metode tatt hensyn til, ikke den normale prosedyren.

Kapasitet

Det blir kontrollert kapasitet av stålet og samvirke.

Før analysen blir kjørt, blir det valgt at programmet skal ta hensyn til ikke-lineær last "Include Primary TempVar effects".