

Modellering og analyse av Dolmsundbrua i NovaFrame

Jørn Lefstad Ola Storm Myrmæl

Bygg- og miljøteknikk (2 årig) Innlevert: Juni 2013 Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet Institutt for konstruksjonsteknikk



TILGJENGELIGHET

MASTEROPPGAVE 2013

| FAGOMRÅDE: | DATO: | ANTALL SIDER: |
|----------------------|--------------|-------------------|
| Konstruksjonsteknikk | 3. juni 2013 | 174 inkl. vedlegg |

TITTEL:

Modellering og analyse av Dolmsundbrua i NovaFrame

UTFØRT AV:

Jørn Lefstad og Ola Storm Myrmæl



Jørn Lefstad

Ola Storm Myrmæl

SAMMENDRAG:

Oppgaven omhandler modellering og analyse av Dolmsundbrua i rammeprogrammet NovaFrame. Dette er en 463,2 m lang fritt-frambyggbru med hovedspenn på 190 m.

Hovedfokuset er lagt på kontroll av moment- og skjærkapasitet i bruddgrensetilstanden. Dette fordrer en nøyaktig og realistisk modell i NovaFrame.

Den største utfordringen ved bruk av NovaFrame på fritt-frambyggbruer er modelleringen av kryp i byggefasene. NovaFrame mangler automatiske funksjoner for dette, og er således lite egnet til modellering av denne brutypen.

Det gjennomføres en studie av effekten av skrå gurter på skjærkraft i brukassesteget. To metoder benyttes til beregning av effektiv skjærkraft; Dilger & Langohrs metode og Helge Brås metode. Disse sammenlignes med beregninger etter den konvensjonelle metoden. Det framgår at effektiv skjærkraft kan underestimeres med den konvensjonelle metoden i visse områder på brua. Helge Brås metode viser seg å være godt egnet til bruk på frittframbyggbruer.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Håvard Johansen og Thomas Reed, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET, NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk

Masteroppgave i konstruksjonsteknikk våren 2013

for Stud. Techn. Jørn Lefstad og Ola Storm Myrmæl

Modellering og analyse av Dolmsundbrua i NovaFrame

Modelling and analysis of Dolmsundet Bridge in NovaFrame

Innledning

I denne oppgaven modelleres en fritt-frambyggbru i rammeprogrammet NovaFrame. Primært kontrolleres moment- og skjærkapasitet i bruddgrensetilstanden, på ulike tidspunkt. I tillegg gjennomføres et eget studie av effektiv skjærkraft på brukasser med skrå gurter.

Oppgaven gjennomføres ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU i vårsemesteret 2013. Intern veileder er professor Terje Kanstad. Ekstern samarbeidspartner er Bruseksjonen ved Vegdirektoratet i Trondheim. Veiledere her er Håvard Johansen og Thomas Reed. I tillegg innhentes det kompetanse gjennom samtaler og e-postkorrespondanse med personer i Aas-Jakobsen og Statens Vegvesen.

For forståelsen av oppgaven forutsettes det at leser er kjent med prinsippene for brukonstruksjon etter fritt-frambyggmetoden. For full forståelse av oppgaven forutsettes det også at leser har tilgang til tegningene fra prosjekteringsgrunnlaget (K100 - K430), datert 30.11.2012.



Oppgave

Oppgaven deles hovedsaklig i to deler:

- Opprette en modell av Dolmsundbrua i NovaFrame som representerer brua så godt som mulig. Herunder er det noen elementer som blir tillagt ekstra fokus:

- En mest mulig nøyaktig modellering av kryputviklingen

- En modellering som på best mulig måte ivaretar effektene av endring av statisk system underveis i utbyggingen

- En studie av effekten skrå gurter har på skjærkraften i brukassestegene. Herunder inngår et generelt litteraturstudie av arbeidet som har vært gjort på dette området.

Innenfor rammene til denne oppgaven er det ikke mulig å ivareta alle faktorene som det må tas hensyn til i en fullstendig prosjektering. Oppgavens rammer og begrensninger er beskrevet underveis under relevante kapitler.

Generelt

Veiledere: Håvard Johansen og Thomas Reed, begge Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Oppgaven skal være gjennomført innen 10. juni 2013.

Trondheim, 3. juni 2013

Kaus

Professor/Veileder

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet våren 2013 ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Masteroppgaven er skrevet som en samarbeidsoppgave mellom Jørn Lefstad og Ola Storm Myrmæl, med professor Terje Kanstad som intern veileder. Ekstern samarbeidspartner er Statens Vegvesen, med Håvard Johansen og Thomas Reed ved Vegdirektoratet i Trondheim, Bruseksjonen, som veiledere.

Gjennom denne masteroppgaven har vi fått forståelse for kompleksitet og utfordringer knyttet til modellering og analyser av fritt-frambyggbruer. Det personlige utbyttet har vært stort, og vi har opparbeidet oss kunnskap innenfor en rekke områder i forbindelse med modellering, analyse og dimensjonering av bruer i betong. En vesentlig del av oppgaven har vært å opprette en god og realistisk modell for analyse i rammeprogrammet NovaFrame. Gjennom dette har vi blitt godt kjent med programmet, og dets styrker og svakheter.

Det rettes en stor takk til alle som har bidratt med veiledning på denne masteroppgaven. Internt ved NTNU har vi hatt gode diskusjoner med professor Terje Kanstad og dratt stor nytte av hans kompetanse på betongbruer. Andre personer fra NTNU som også har bidratt og skal takkes er førsteamanuensis Jan Arve Øverli og professor Kjell Harald Holthe. Ved Vegdirektoratet i Trondheim har Håvard Johansen, Thomas Reed og Helge Brå bidratt med konstruktive tilbakemeldinger, gode faglige diskusjoner og kursing i NovaFrame. Alle har gitt gode svar på kort tid når vi har hatt behov for det. Ved Bru- og ferjekaiseksjonen i Statens Vegvesen Region Midt har Erik Aune vært behjelpelig gjennom møter og e-postkorrespondanse. Aas-Jakobsen ved Lars Narvestad, Sturla Rambjør og Jarle Rønvik takkes for hjelp med ulike spørsmål knyttet til NovaFrame, samt for å ha gitt oss studentlisens til programmet.



Sammendrag

Oppgaven omhandler modellering og analyse av Dolmsundbrua i rammeprogrammet NovaFrame. Dolmsundbrua er en 463,2 m lang fritt-frambyggbru med hovedspenn på 190 m. Brua har planlagt åpning sommeren 2015. Det er lagt stor vekt på å opprette en god og realistisk modell av brua, som ivaretar så mange effekter som mulig.

Hovedfokuset er lagt på kontroll av moment- og skjærkapasitet i bruddgrensetilstanden. Lastene som vurderes er egenvekt, spennkabler, kryp, svinn, trafikk, vind og temperatur. Brua kontrolleres like før sammenkobling i midtspenn, like etter sammenkobling, og etter 100 år. Kontrollen av brua like før sammenkobling i midtspenn skjer kun med permanente laster. Tabellen under viser største støtte- og feltmomenter, samt skjærkraft, i ULS.

| | Støtte (over hovedsøyler) | Midtfelt |
|--------------|---------------------------|----------|
| Moment [kNm] | -1 398 672 | 106 873 |
| Skjær [kN] | -50 696 | -2 779 |

Den største utfordringen mtp. modelleringen i NovaFrame er knyttet til kryputvikling i byggefasene. Ulike metoder er studert. Metoden som velges i denne oppgaven er basert på nøyaktige betraktninger rundt tidsaspektet og spenningstilstanden, dvs. på en framgangsmåte som kan forklares med bakgrunn i både teori og realitet. Metoden gir resultater som framstår som prinsipielt logiske, men dessverre viser det seg at krypeffektene overestimeres.

Det kan konkluderes med at NovaFrame har noe begrenset funksjonalitet på fritt-frambyggbruer grunnet vanskelighetene med krypmodelleringen, og således er lite egnet som beregningsprogram for denne brutypen. Programmet mangler en automatisk funksjon for beregning av tids- og lastavhengige effekter. I tillegg savnes en funksjon for dynamiske tap i spennkabelkraft.

Som det fremgår i tabellen under, er største utnyttelse av momentkapasitet lik 86,4 %, på element 60 over akse 3. Utnyttelser over akse 2 og akse 3 avviker lite fra hverandre.

| | Støtte (over hovedsøyler) | Midtfelt |
|------------------------------------|---------------------------|---------------------|
| Rett før sammenkobling i midtspenn | 62,9 % (element 24) | - |
| 100 år | 86,4 % (element 60) | 75,4 % (element 41) |

Gjennom studiet av effektiv skjærkraft dukket det opp to metoder for beregning som er relevante for Dolmsundbrua; Dilger & Langohrs metode og Helge Brås metode. Disse metodene er veldig like, med unntak av at Brå inkluderer effekten av helning på overgurt, som er en klar fordel. Disse metodene, sammen med den konvensjonelle metoden for beregning av effektiv skjærkraft, ble benyttet.

Det viser seg, som forventet, at Brås metode, uten helning på overgurt, og Dilger & Langohrs metode gir samsvarende resultater. Dette er med på å styrke reliabiliteten til både metodene og beregningene. Det viser seg også at effekten av å inkludere helningen på overgurten er betydelig i





mange områder på brua. Figuren under viser effektiv skjærkraft på brukassesteget beregnet med de ulike metodene.

Dilger & Langohr sitt arbeid tar utgangspunkt i at den konvensjonelle metoden kan underestimere effektiv skjærkraft, da den ikke tar hensyn til betongtrykkstavens bidrag til gurtkreftene. Dette viser seg å være riktig for visse områder på brua. På element 6 - 12 og 73 - 79 har undergurtens helning og påkjent skjærkraft samme fortegn, mens momentet er positivt. Dette medfører at effektiv skjærkraft øker i disse områdene, i motsetning til resten av brua, som figuren over viser. Dette skyldes sannsynligvis betongtrykkstavens bidrag, som i disse områdene er relativt store i forhold til gurtkreftene, og dermed vil ha større påvirkning.

I de fleste områder på brua gir den konvensjonelle metoden mest konservativ effektiv skjærkraft.

Det viser seg, som forventet, at det kreves en betydelig skjærarmeringsmengde i stegene. Ellers viser det seg at utnyttelsen på skjærtrykkbrudd ligger tett opp mot 100 % visse steder på brua, selv med minst konservative valg av betongstrykkstavens vinkel.

Abstract

In this thesis Dolmsundet Bridge is modeled and analyzed by use of the structural analysis software NovaFrame. Dolmsundet Bridge is a 463,2 m long free cantilever bridge, with a main span of 190 m. The scheduled opening is during the summer of 2015. One of the main goals in this thesis is to design a realistic model in NovaFrame, which takes into account as many effects as possible.

The main focus in this thesis is verification of moment- and shear capacity in the ultimate limit state. The loads that are taken into account are self-weight, tendons, creep, shrinkage, traffic, wind and temperature. The capacity is verified at three different points in time; just before connection at mid span, immediately after connection at mid span and after 100 years. In the verification right before connection at mid span, only permanent loads are taken into account. The table below summarizes the largest support- and field moments after 100 years.

| | At support (over main columns) | At mid span |
|--------------|--------------------------------|-------------|
| Moment [kNm] | -1 398 672 | 106 873 |
| Shear [kN] | -50 696 | -2 779 |

The biggest challenge considering the modeling in NovaFrame is related to the development of creep in the construction phase. Different approaches are investigated. The method that is chosen in this thesis is based on very precise considerations regarding the time variable of creep and stress state of the concrete, and can be explained based on both theory and reality. The chosen method in this thesis gives results that are principally logical, but it seems that the creep effect is somewhat overestimated.

It could be argued that NovaFrame has limited functionality when it comes to analysis of concrete cantilevered bridges, due to the difficulties with modeling of creep in the construction phase. NovaFrame lacks a function for automatic calculation of time- and load dependent effects. There is also no function for calculation of dynamic losses in prestressing cables.

The highest utilization of the moment capacity is 86,4 %, as given in the table below. This occurs on element 60, over the support in axis 3.

| | At support | At mid span |
|------------------------------------|---------------------|---------------------|
| Just before connection at mid span | 62,9 % (element 24) | - |
| 100 years | 86,4 % (element 60) | 75,4 % (element 41) |

Through the study of the effect of inclined girders on the effective shear force, two different methods suited for calculation of Dolmsundet Bridge were encountered; Dilger & Langohr's and Helge Brå's methods. These methods are similar, but Brå's incorporation of the inclined top girder is a big advantage. Both methods were used and compared to the conventional method for calculation of the effect of inclined girders.

As one would presume, Brå's method, without inclusion of the inclined top girder, gives the same results as Dilger & Langohr's method. This increases the reliability of both of the methods and the calculations that are done here. It is shown that the effect of including the top girder is substantial in many sections of the bridge



Dilger & Langohrs work is based on the assumption that the conventional method underestimates the effect of inclined girders on the effective shear force, because the method does not include the contribution from the compressive strut. This seems to apply for some sections of the bridge. On element 6 - 12 and 73 - 79 both the angle of the girder and the design shear force has the same sign, and the sign of the moment is positive. This leads to an increase of the effective shear force in these sections, unlike in the rest of the sections in the bridge, as the figure above illustrates. This is probably due to the contribution from the compressive strut, which is relatively high in comparison to the forces in the girders, and thus gives a high contribution.

In other sections of the bridge the conventional method is the one which is the most conservative.

As expected a substantial amount of shear reinforcement is needed in the webs. It should also be noted that the utilization considering shear compression failure is close to 100 % in some sections of the bridge, even with the least conservative choice of the angle of the compressive strut.



Innholdsfortegnelse

| 1 | F | igurliste | | 1 |
|---|-----|-----------|--|----|
| 2 | Т | abelliste | | 4 |
| 3 | V | 'edleggs | liste | 5 |
| 4 | S | ymbollis | ite | 6 |
| 5 | Ir | nnlednin | g | 10 |
| 6 | D | olmsun | dbrua | 11 |
| | 6.1 | Genere | əlt | 11 |
| | 6.2 | Statikk | og virkemåte | 13 |
| | 6.3 | Materi | aler | 13 |
| | 6.4 | Byggep | prosess | 14 |
| 7 | L | aster | | 17 |
| | 7.1 | Egenla | st | 17 |
| | 7.2 | Forspe | nningskraft | 19 |
| | 7.3 | Deform | nasjonslaster | 22 |
| | 7 | .3.1 | Кгур | 22 |
| | 7 | .3.2 | Svinn | 23 |
| | 7 | .3.3 | Andre deformasjonslaster | 24 |
| | 7.4 | Trafikk | last | 24 |
| | 7.5 | Tempe | raturlast | 28 |
| | 7 | .5.1 | Jevnt fordelt temperaturandel | 28 |
| | 7 | .5.2 | Vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse | 29 |
| | 7 | .5.3 | Horisontalt lineært varierende temperaturdifferanse | 29 |
| | 7 | .5.4 | Forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel | 30 |
| | 7 | .5.5 | Temperaturforskjeller mellom innersiden og yttersiden av kassetverrsnitt | 30 |
| | 7 | .5.6 | Kombinasjoner av temperaturpåvirkninger | 30 |
| | 7.6 | Vindlas | st | 31 |
| | 7.7 | Byggef | aselaster | 35 |
| | 7.8 | Neglisj | erte laster | 35 |
| | 7.9 | Lastko | mbinering | 35 |
| | 7 | .9.1 | Permanente laster | 36 |
| | 7 | .9.2 | Variable laster | 37 |



| 8 | Ν | ovaFrar | ne | 38 |
|----|------|-----------|--|----|
| 9 | N | 1odeller | ing i NovaFrame | 39 |
| | 9.1 | Materi | aler | 39 |
| | 9.2 | Refera | nselinjer | 39 |
| | 9.3 | Noder | og elementer | 40 |
| | 9.4 | Opplag | gerbetingelser | 40 |
| | 9.5 | Tverrs | nitt | 40 |
| | 9.6 | Model | lering av spennkabler | 42 |
| | 9.7 | Model | ler og analyser for byggefaser og ferdigtilstand | 42 |
| | 9.8 | Model | lering av egenlaster og støpevogner i byggefaser | 43 |
| | 9.9 | Krypm | odellering | 44 |
| | 9.10 |) Svinnn | nodellering | 44 |
| | 9.11 | L Verifik | asjon i StaadPro | 44 |
| 1(| D | Krypm | odellering i NovaFrame | 46 |
| | 10.1 | L Spenni | ngstilstand | 47 |
| | 10.2 | 2 Tid | | 49 |
| | 10.3 | B Delkry | p og delsvinn | 52 |
| | 10.4 | l Nedbø | yninger | 56 |
| | 10.5 | 5 Summ | asjon av kryp | 57 |
| 1 | 1 | Ulike s | tatiske systemer | 58 |
| 12 | 2 | Effekt | av skrå gurter på skjærkraft | 62 |
| | 12.1 | L Littera | tur og forskningsarbeid | 62 |
| | 12.2 | 2 Effekti | v skjærkraft på Dolmsundbrua | 73 |
| 13 | 3 | Brudd | grensetilstand | 82 |
| | 13.1 | L Mome | nt | 83 |
| | 13 | 3.1.1 | Momentkapasitet | 84 |
| | 13 | 3.1.2 | Dimensjonerende moment og utnyttelser | 86 |
| | 1 | 3.1.3 | Minimum slakkarmering | 90 |
| | 13.2 | 2 Skjærk | raft | 92 |
| | 1 | 3.2.1 | Skjærkapasitet | 92 |
| | 1 | 3.2.2 | Dimensjonerende skjærkraft og armeringsbehov | 95 |
| 14 | 4 | Resulta | ater og analyser | 98 |



| 14.1 Moi | menter | |
|-----------|--|-----|
| 14.1.1 | Egenlast og spennkabler | |
| 14.1.2 | Kryp | |
| 14.1.3 | Svinn | |
| 14.1.4 | Vind | |
| 14.1.5 | Trafikk | |
| 14.1.6 | Temperatur | |
| 14.2 Skja | erkraft | |
| 14.2.1 | Sammenligning av Dilger & Langohrs metode og Brås metode | |
| 14.2.2 | Effekt av å inkludere helning på overgurt | |
| 14.2.3 | Sammenligning av alle metodene | 115 |
| 14.2.4 | Utnyttelser og armeringsbehov | |
| 14.2.5 | Effekt av ulike $	heta$ | |
| 14.2.6 | Konklusjoner | |
| 15 Bru | ksgrensetilstand | 125 |
| 15.1 Spe | nningsbegrensning | 125 |
| 15.2 Ned | lbøyninger | |
| 16 Nov | /aFrames funksjonalitet på FFB-bruer | 130 |



1 Figurliste

| Figur 1 - Global geometri og mål | . 11 |
|---|------|
| Figur 2 - Tverrsnitt av bruoverbygningen | . 12 |
| Figur 3 - Elementinndeling ihht. prosjekteringsgrunnlaget, med tilpasninger til NovaFrame | . 13 |
| Figur 4 - Inndeling av faser i forhold til støpefremdrift | . 15 |
| Figur 5 - Faser og aktivitet (skjermdump fra Microsoft Excel) | . 16 |
| Figur 6 - Tidsbruk i fasene (skjermdump fra Microsoft Excel) | . 16 |
| Figur 7 - Linjelaster fra superegenvekt | . 18 |
| Figur 8 - Vilkårlig tverrsnitt med spennkabler | . 20 |
| Figur 9 - Inndeling i baner ihht. NS-EN 1991-2 | . 24 |
| Figur 10 - Laster på de ulike banene i LM1 | . 25 |
| Figur 11 - Kjørebaner og eksentrisiteter i NovaFrame | . 27 |
| Figur 12 - Referanselinjer | . 39 |
| Figur 13 - Brulager akse 1 | . 40 |
| Figur 14 - Tverrsnitt ved akse 1 | . 41 |
| Figur 15 - Søyletverrsnitt akse 2 og 3 | . 41 |
| Figur 16 - Modell 1, 12, 23 og 24 (ferdigtilstand) | . 42 |
| Figur 17 - Opplager ved hjelpesøyle | . 43 |
| Figur 18 - Modell i StaadPro | . 45 |
| Figur 19 - Momentdiagrammer fra NovaFrame og StaadPro for 10 kN/m langs hele brubjelken | . 46 |
| Figur 20 - Metode benyttet i krypkombinasjoner i NovaFrame tidligere | . 47 |
| Figur 21 - Testmodell | . 48 |
| Figur 22 - Utvikling av β_{t0} fra 0 - 365 døgn | . 51 |
| Figur 23 - Spenningstilstanden i en gitt fase med fire elementer | . 52 |
| Figur 24 - Beregning av $\beta_c(t,t_0)$ ihht. NS-EN 1992-1-1 | . 54 |
| Figur 25 - Kryptall med ulike t ₀ | . 55 |
| Figur 26 - Delsvinn | . 56 |
| Figur 27 - Superposisjon av momentdiagrammer ved innføring av nytt opplager | . 59 |
| Figur 28 - Feilaktig superposisjon av momentdiagrammer ved fjerning av opplager | . 60 |
| Figur 29 - Korrekt superposisjon av momentdiagrammer ved fjerning av opplager | . 60 |
| Figur 30 - Sikkerhetsfaktorer for skjær i betong med ulike fastheter (Nghiep, 2011) | . 63 |
| Figur 31 - Bidrag fra skrå gurter til skjærkraftkapasitet ihht. EC2 | . 63 |
| Figur 32 - Metode for å beregne skjærkapasitet i skrå bjelker etter tysk standard DIN 1045-01 | . 64 |
| Figur 33 - Ngiheps testbjelker | . 65 |
| Figur 34 - Bruddlast i Nghieps tester | . 66 |
| Figur 35 - Basis for likevektsberegninger av skrå bjelke ihht. Dilger & Langohr | . 67 |
| Figur 36 - Feilprosent som følge av redusert kraft i trykkgurt | . 68 |
| Figur 37 - Basis for utledning av Brås uttrykk for effektiv skjærkraft | . 68 |
| Figur 38 - Bjelkearrangement i testen til Tena-Colugna et al | . 70 |
| Figur 39 - Skjærkraft- og momentdiagram for egenlast | . 74 |
| Figur 59 - Skjærkraft- og momentulagraffi for egemast | . 74 |

| Figur 40 - Bjelkeelement med avtagende moment | 74 |
|--|------|
| Figur 41 - Konvensjonell fortegnsdefinisjon for skjærkraft | 75 |
| Figur 42 - Ulike situasjoner mtp. helning på gurtene langs brua | 75 |
| Figur 43 - Retninger på skjærkraft | 79 |
| Figur 44 - Brås formler benyttet på elementer med negativ skjærkraft | 80 |
| Figur 45 - Brås formler, tilpasset og benyttet på elementer med positiv skjærkraft | 80 |
| Figur 46 - Basis for Dilger & Langohrs utledning | 81 |
| Figur 47 - Tøynings-/spenningstilstand for beregning av momentkap. for underarmerte tverrsnitt | 85 |
| Figur 48 - Tverrsnitt midtspenn | 86 |
| Figur 49 - Arealinndeling ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101 | . 90 |
| Figur 50 - Skjærstrekkapasitet, uten skjærarmering | 94 |
| Figur 51 - Skjærtrykkapasitet | 94 |
| Figur 52 - Verste skjærkraft, lokalt aksesystem | 95 |
| Figur 53 - Tilhørende moment | 96 |
| Figur 54 - Tilhørende aksialkraft, lokalt aksesystem [kN] | 96 |
| Figur 55 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg | 97 |
| Figur 56 - Nødvendig skjærarmeringsmengde | 97 |
| Figur 57 - Momentdiagram fra spennkabler i fase 11 | . 99 |
| Figur 58 - Momentdiagram fra egenlast i fase 11 | . 99 |
| Figur 59 - Momentdiagram for lastinkrementet fra spennkabler i fase 12 | . 99 |
| Figur 60 - Momentdiagram for lastinkrementet fra egenlast og vognvekt i fase 12 | . 99 |
| Figur 61 - Momentdiagram for spennkabler i undergurt for sidespenn | 100 |
| Figur 62 - Momentdiagram fra spennkabler like før sammenkobling i midtspenn | 100 |
| Figur 63 - Momentdiagram fra egenlast like før sammenkobling i midtspenn | 100 |
| Figur 64 - Momentdiagram fra spennkabler i ferdigtilstand | 101 |
| Figur 65 - Momentdiagram fra egenlast og superegenvekt i ferdigtilstand | 101 |
| Figur 66 - Momentdiagram for kryp like før sammenkobling i midtspenn | 101 |
| Figur 67 - Endelig momentdiagram for kryp etter 100 år | 102 |
| Figur 68 - Momentdiagram for kryp for kragarmer på akse 3 i fase 20 | 103 |
| Figur 69 - Momentdiagram for kryp for kragarmer på akse 3 (og viadukt), i fase 21 og 22 | 103 |
| Figur 70 - Momentdiagram fra punktlast som ivaretar fjerning av hjelpesøyle i fase 23, | 104 |
| Figur 71 - Momentdiagram for kryp for kragarmer (og viadukt) i akse 3 i fase 23 | 104 |
| Figur 72 - Momentdiagram for kryp i fase 24. Her er endelig statisk system opprettet | 104 |
| Figur 73 - Momentdiagram for svinn i fase 11. Ingen momentutvikling | 105 |
| Figur 74 - Momentdiagram for svinn i fase 12 | 106 |
| Figur 75 - Momentdiagram for svinn i fase 21 | 106 |
| Figur 76 - Momentdiagram for svinn etter 100 år | 107 |
| Figur 77 - Momentdiagram for vind, om horisontal tverrakse | 107 |
| Figur 78 - Skjermdump, trafikklast akse 2 | 108 |
| Figur 79 - Trafikklastplassering LM1 UDL, akse 2 | 109 |
| Figur 80 - Trafikklastplassering LM1 TS, akse 2 | 109 |
| Figur 81 - Skjermdump, trafikklast midtfelt | 109 |
| Figur 82 - Trafikklastplassering LM1 UDL, midtfelt | 110 |



| Figur 83 - Trafikklastplassering LM1 TS, midtfelt | . 110 |
|---|-------|
| Figur 84 - Momentdiagram for temperaturlast | . 110 |
| Figur 85 - Avvik mellom Dilger & Langohrs metode og Brås metode, uten helning på overgurt | . 112 |
| Figur 86 - Beliggenhet av geometrisk midtpunkt og tyngdepunkt, fra bunn av tverrsnitt | . 113 |
| Figur 87 - Effekt av å inkludere helning på overgurt, Brås metode | . 114 |
| Figur 88 - Kraft i gurter, Brås metode med helning på overgurt | . 115 |
| Figur 89 - Gurtenes helning | . 115 |
| Figur 90 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg | . 116 |
| Figur 91 - Avvik i forhold til ukorrigert skjærkraft | . 117 |
| Figur 92 - Avvik i forhold til ukorrigert skjærkraft | . 118 |
| Figur 93 - Utnyttelse på skjærstrekkbrudd, uten armering | . 119 |
| Figur 94 - Utnyttelse på skjærtrykkbrudd | . 120 |
| Figur 95 - Nødvendig skjærarmeringsmengde | . 121 |
| Figur 96 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg, ulike θ | . 122 |
| Figur 97 - Skjærtrykkapasitet, ulike θ | . 123 |
| Figur 98 - Nødvendig skjærarmeringsmengde, ulike θ | . 123 |
| Figur 99 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, ved sammenkobling | . 125 |
| Figur 100 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, 1 år | . 126 |
| Figur 101 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, 100 år | . 126 |
| Figur 102 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, ved sammenkobling | . 127 |
| Figur 103 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, 1 år | . 128 |
| Figur 104 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, 100 år | . 128 |
| Figur 105 - Deformasjoner fra egenvekt og spennkraft | . 129 |



2 Tabelliste

| Tabell 1 - Betongens egenskaper | 13 |
|---|-----|
| Tabell 2 - Armeringens egenskaper | 14 |
| Tabell 3 - Punktlaster fra tverrskott | 17 |
| Tabell 4 - Linjelaster fra superegenvekt | 18 |
| Tabell 5 - Egenskaper for spennkabler, kabelrør og injiseringsmasse | 20 |
| Tabell 6 - Tapsparametre for spennkabler | 21 |
| Tabell 7 - Delsvinntøyninger for utvalgte elementer i noen faser | 24 |
| Tabell 8 - Baneinndeling | 25 |
| Tabell 9 - Endelige laster på de ulike banene i LM1 | 25 |
| Tabell 10 - Kombinasjoner av de ulike lastmodellene | 26 |
| Tabell 11 - Verdier av lastene i LM1 for de ulike banene | 27 |
| Tabell 12 - Trafikklast | 28 |
| Tabell 13 - Lastfaktorer for egenlast | 36 |
| Tabell 14 - Lastfaktorer for kryp og svinn | 37 |
| Tabell 15 - Lastfaktorer for trafikklast | 37 |
| Tabell 16 - Lastfaktorer for temperaturlast | 37 |
| Tabell 17 - Lastfaktorer for vindlast | 38 |
| Tabell 18 - Sammenligning elementkrefter med last over hele brubjelken | 45 |
| Tabell 19 - Resultater fra testmodellen | 49 |
| Tabell 20 - Eksemplifiserte kryptall for fire elementer i fire faser | 54 |
| Tabell 21 - Statiske systemer i de ulike fasene | 58 |
| Tabell 22 - Opplagerkraft i hjelpesøylene fra ulike laster | 61 |
| Tabell 23 - Basis for likevektsbetraktning for de ulike situasjonene | 77 |
| Tabell 24 - Uttrykk for kraft i over- og undergurt for de ulike situasjonene | 78 |
| Tabell 25 - Uttrykk for faktoren K og effektiv skjærkraft de ulike situasjonene | 78 |
| Tabell 26 - Kontrollsnitt og -tidspunkt for momentkapasitet | 83 |
| Tabell 27 - Utnyttelser ved akse 2, fase 23 | 87 |
| Tabell 28 - Utnyttelser ved akse 3, fase 23 | 87 |
| Tabell 29 - Utnyttelser ved akse 2, ferdig bru | 88 |
| Tabell 30 - Utnyttelser ved akse 3, ferdig bru | 88 |
| Tabell 31 - Utnyttelser i midtspenn, ferdig bru | 89 |
| Tabell 32 - Verste momenter i ULS for permanente laster | 89 |
| Tabell 33 - Verste momenter i ULS for variable laster | 90 |
| Tabell 34 - Krav til minimumsarmering | 92 |
| Tabell 35 - Momenter fra spennkabler | 98 |
| Tabell 36 - Momenter fra egenlast | 98 |
| Tabell 37 - Krypmoment på Dolmsundbrua for gitte tidspunkt | 101 |
| Tabell 38 - Krypmomenter som oppstår på ferdig bru | 105 |
| Tabell 39 - Momenter fra svinn | 105 |
| Tabell 40 - Momenter fra vindlast | 107 |



3 Vedleggsliste

- Vedlegg 1 Generell beregning av kryptall ihht. NS-EN 1992-1-1 tillegg B.1
- Vedlegg 2 Generell beregning av svinntøyning ihht. NS-EN 1992-1-1
- Vedlegg 3 Beregning av temperaturlast ihht. NS-EN 1991-1-5 og HB185
- Vedlegg 4 Beregning av vindlast ihht. NS-EN 1991-1-4 og HB185
- Vedlegg 5 Generell beregning av skjærkapasitet uten skjærarmering ihht. NS-EN 1992-2
- Vedlegg 6 Beregning av momentkapasitet for alle seksjoner
- Vedlegg 7 Beregning av effektiv skjærkraft for alle seksjoner
- Vedlegg 8 Beregning av skjærkapasitet for alle seksjoner
- Vedlegg 9 Beregning av minimumsarmering i midtfelt
- Vedlegg 10 Beregning av minimumsarmering over støtte

Elektronisk vedlegg består av regneark i MathCad eller Microsoft Excel. Utfyllende versjoner av alle ovennevnte vedlegg inngår i det elektroniske vedlegget. I tillegg kommer regneark for beregning av delkryptall, svinntøyning og delsvinntøyning for alle seksjoner i alle faser.

Inputfilen for NovaFrame finnes i det elektroniske tillegget.



4 Symbolliste

Store latinske bokstaver

| A _{ct} | areal av betong i strekksonen |
|---------------------|---|
| A _c | areal av betong |
| Ao | areal av overgurt |
| A _{o.gurt} | areal av overgurt |
| A _p | areal av spennarmering |
| A _{pb} | balansert spennarmeringsareal |
| A _{s,min} | minimum slakkarmering |
| A _{sl} | areal av lengdeslakkarmering |
| A _{sw} | skjærarmeringsareal |
| E _c | tangent E-modul |
| E _{cm} | sekant E-modul |
| F_{cd} | kraft i overgurt |
| F _{cr} | kritisk strekkraft i flens like før oppsprekking |
| F _{td} | kraft i undergurt |
| l _v | turbulensintensitet |
| M _{cr} | effektivt moment i kritisk snitt |
| M_{exp} | moment i betraktet snitt pga. skjærkraft som skaper hefttap |
| M_{Ed} | dimensjonerende moment |
| M _n | nominelt maksimalt moment |
| M _{Rd} | momentkapasitet |
| M _f | moment i betraktet snitt |
| N _{Ed} | dimensjonerende aksialkraft |
| N _f | aksialkraft fra ytre last og spennkabler |
| N _G | global aksialkraft |
| NL | lokal aksialkraft |
| P ₀ | forspenningskraft før låsing |
| P _{max} | maksimal oppspenningskraft |
| Q _{ik} | verdi for aksellast i lastmodell LM1 |
| S _p | kraft i spennarmering |
| T _c | kraft i betongtrykksone |
| T _{max} | maksimumstemperatur |
| T _{min} | minimumstemperatur |
| T _{e,max} | høyeste jevnt fordelte temperaturandel |
| T _{e,min} | laveste jevnt fordelte temperaturandel |
| $\Delta T_{N,con}$ | maksimalt temperaturkontraksjonsintervall |
| $\Delta T_{N,exp}$ | maksimalt temperaturekspansjonsintervall |
| $\Delta T_{M,heat}$ | vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse, oppvarming |
| $\Delta T_{M,cool}$ | vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse, nedkjøling |



| To | initialtemperatur |
|-------------------|---|
| V _c | effektiv skjærkraft på brukassesteg |
| V_{ccd} | skjærkraftbidrag fra skrå gurt i trykk |
| V_{Ed} | dimensjonerende skjærkraft |
| V_{Ed0} | skjærkraft grunnet ytre last |
| V _f | påført skjærkraft fra nytte- og egenlast |
| V _G | global skjærkraft, NovaFrame |
| VL | lokal skjærkraft, NovaFrame |
| V _p | vertikalkomponent fra kraften i spennkabler |
| V_{pc} | dimensjonerende skjærkraft |
| V_{pd} | skjærkraftbidrag fra spennkraft |
| V_{td} | skjærkraftbidrag fra armering i skrå gurt i strekk |
| V_{Rd} | skjærkraftkapasitet |
| V_{Rd}^{α} | skjærkraftkapasitet for bjelker med skrå gurter |
| $V_{Rd,s}$ | dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmeringen |
| V_{Steg} | effektiv skjærkraft på brukassesteg |
| V _w | effektiv skjærkraft på brukassesteg |

Små latinske bokstaver

| b _u | bredde av undergurt |
|-----------------------|--|
| b _w | minste bredde av tverrsnittet i strekksonen |
| C _{alt} | nivåfaktor |
| CD | kraftfaktor |
| C _{dir} | retningsfaktor |
| CL | kraftfaktor for horisontale løft |
| Cf | kraftfaktor |
| C _{f,0} | kraftfaktor for konstruksjoner eller bygningsdeler uten endeeffekt |
| C _M | kraftfaktor for vridningsmoment |
| C _{prob} | sannsynlighetsfaktor |
| Cr | ruhetsfaktor |
| C _{Rd,c} | faktor for beregning av skjærkraftkapasitet |
| C _{season} | årstidsfaktor |
| C ₀ | terrengfaktor |
| d | effektiv høyde av tverrsnitt |
| dv | indre momentarm |
| e _{min} | minste avstand fra senterlinje til kjørebane |
| e _{max} | største avstand fra senterlinje til kjørebane |
| f _{ck} | betongens karakteristiske sylinderfasthet etter 28 døgn |
| f _{cm} | middelverdi av betongtrykkfasthet |
| f _{ctm} | middelverdi av betongstrekkfasthet |
| $\mathbf{f}_{ct.eff}$ | effektiv betongstrekkfasthet |
| f _{pk} | karakteristisk strekkfasthet av spennarmering |
| f _{ywk} | skjærarmeringens karakteristiske flytgrense |
| | |



| f_{ywd} | skjærarmeringens dimensjonerende flytgrense |
|-------------------------|--|
| f _{p0,1k} | 0,1 % - strekkgrense for spennarmering |
| h' | avstand mellom trykk- og strekkarmeringens tyngdepunktslinjer |
| k | koeffisient som tar hensyn til effekten av reduksjon av fastholdingskrefter |
| k _c | koeffisient som tar hensyn til stressfordelinga i tverrsnittet like før oppsprekking |
| k _p | toppfaktor |
| k _r | terrengruhetsfaktor |
| k ₁ | koeffisient som reduserer f _{pk} |
| k ₂ | koeffisient som reduserer f _{p0,1k} |
| n _l | antall nominelle kjørebaner |
| q _D | horisontalkraft |
| q∟ | vertikalkraft |
| q _m | vridningsmoment |
| q _{ik} | verdi for jevnt fordelt last i lastmodell LM1 |
| q_p | topphastighetstrykk |
| S | sementtypefaktor |
| S | senteravstand mellom armeringsstenger |
| S _{I,max} | største tillatte senteravstand mellom skjærarmering |
| t | alder av betongen ved betraktningstidspunkt |
| ts | betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinnet |
| ts | tykkelse av steg |
| t _u | tykkelse av undergurt |
| t _o | alder av betongen ved pålastning |
| Vb | basisvindhastighet |
| V _{b,0} | referansevindhastighet |
| V _m | stedvindhastighet |
| Vp | vindhastighet |
| W | kjørebanens føringsavstand |
| Уc | avstand fra kant av tverrsnitt til nøytralakse |
| Z | høyde over terrengnivå |
| Z | indre momentarm |
| z ₀ | ruhetslengde |
| z _o | avstand fra tyngdepunkt til senter overgurt |
| Zu | avstand fra tyngdepunkt til senter undergurt |

Greske bokstaver

| α | trykksonehøydefaktor |
|---------------|--|
| α | skjærarmeringens vinkel med horisontalaksen |
| α_{b} | balansert trykksonehøydefaktor |
| α_{cw} | koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten |
| α_{qi} | korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last |
| α_{Qi} | korreksjonsfaktor for aksellast |



| β | trykkgurtens vinkel, Dilger & Langohr |
|-----------------------|---|
| β | overgurtens vinkel i forhold til horisontalaksen, Brå |
| β _c | faktor for beregning av kryptall |
| β_{cc} | justeringsfaktor for tidsavhengig betongtrykkfasthet |
| β _H | faktor avhengig av relativ fuktighet |
| γ | undergurtens vinkel i forhold til horisontalaksen, Brå |
| γ Gj,sup | partialfaktor for permanent påvirkning, ugunstig |
| $\gamma_{Gj,inf}$ | partialfaktor for permanent påvirkning, gunstig |
| γ _{Q,i} | partialfaktor for variabel påkjenning |
| γ _p | lastfaktor for forspenning |
| ξ | reduksjonsfaktor |
| ε _{cs} | svinntøyning |
| ε _{cu} | tøyningsgrense for trykk i betongen |
| ε _p | tøyning i spennstålet |
| ρ | luftens tetthet |
| ρι | armeringsforhold |
| $ ho_{w,min}$ | minste tillatte skjærarmeringsforhold |
| σ_{c} | aksialspenning i betongtverrsnittet |
| σ_{cr} | spenning i betongtverrsnittet ved kritisk oppspenningsmoment |
| σ_{cp} | aksialspenning i betongtverrsnittet grunnet forspenning |
| $\sigma_{p,max}$ | største spenning påført spennkabelen |
| σ_{s} | maksimalt tillatte spenning i armering like før oppsprekking |
| σ_{tot} | total strekkspenning i betongtverrsnittet |
| ω_N | kombinasjonsfaktor for temperatur |
| ω_{M} | kombinasjonsfaktor for temperatur |
| φ | kryptall |
| θ | betongtrykkstavens vinkel |
| η | høydeforhold |
| ψ _r | reduksjonsfaktor for sirkulære sylindre |
| ψ_{λ} | reduksjonsfaktor for kraftfaktoren for bygningsdeler med endeeffekter |
| ψ_0 | kombinasjonsverdi for variabel last |
| ψ_1 | kombinasjonsverdi for variabel last |
| ψ₂ | kombinasjonsverdi for variabel last |

5 Innledning

Den nye brua over Dolmsundet mellom Hitra og Dolmøya i Sør-Trøndelag fylke er prosjektert av Statens Vegvesen (SVV) og ble lagt ut på anbud i begynnelsen av mars 2013. Brua bygges etter frittframbyggmetoden (FFB-metoden) og har planlagt åpning sommeren 2015. Den nye brua vil redusere kjørelengden mellom Hitra og Frøya med nesten 6 km i forhold til eksisterende vei.

Fritt-frambyggbruer kan være en beregningsteknisk utfordring for den prosjekterende ingeniøren. Denne utbyggingsmetoden skiller seg på mange måter fra andre metoder hva angår kompleksitet og krav til nøyaktighet og kontroll. Den sekvensielle utbyggingen medfører utfordringer i forhold til deformasjonsberegninger, særlig mtp. krypdeformasjoner. I tillegg er det flere titalls spennkabler som spennes opp på ulike tidspunkt. De mange endringene av statisk system underveis i byggeprosessen byr også på utfordringer.

Ulike analyseprogrammer har ulik funksjonalitet, og alle har både positive og negative egenskaper. I denne analysen benyttes NovaFrame, som er et rammeprogram utviklet av det rådgivende ingeniørselskapet Aas-Jakobsen. Fordelene NovaFrame har når det kommer til nøyaktighet i den geometriske modelleringen, sammen med funksjonaliteten når det kommer til lastkombinering, gjør at det er hensiktsmessig å etablerere en modell av Dolmsundbrua i dette programmet. Den totale funksjonaliteten NovaFrame har ved modellering av fritt-frambyggbruer vil bli vurdert.

Hovedtyngden av arbeidet legges i å opprette en så god modell som mulig i NovaFrame. I tillegg gjennomføres en studie av skjærkraft på brukasser med skrå gurter. Det er en kjent sak at skrå gurter kan redusere skjærkraften i brukassesteget, men det finnes ulike metoder for dette som gir ulike resultater. En del relevante metoder blir studert og sammenlignet her.

Det gjennomføres en globalanalyse av brua med bruddgrenselaster. Brua kontrolleres på ulike tidspunkt; like før sammenkobling i midtspenn, like etter sammenkobling i midtspenn og etter 100 år. Momentkapasiteten kontrolleres over hovedsøylene og i midtfelt, mens skjærkapasiteten kontrolleres på hele brua, da det er mer usikkert hvor de kritiske snittene ligger for skjær enn for moment. I bruksgrense gjennomføres en kontroll av spenninger, og nedbøyninger for permanente laster beregnes.

Oppgaven har forhåpentligvis en nytteverdi for vår samarbeidspartner SVV. Selv om brua allerede er ferdig prosjektert, er det nyttig for SVV å kunne sammenligne sine egne modeller og beregninger med resultatene fra denne oppgaven. Dette skyldes først og fremst at SVV har benyttet andre beregningsprogrammer enn NovaFrame i prosjekteringsarbeidet.

6 Dolmsundbrua

Beskrivelsene av brua er basert på prosjekteringsgrunnlaget produsert av Vegdirektoratet, Bruseksjonen. Det vises til figur 1. Det tas forbehold om at endringer i prosjekteringsgrunnlaget er gjort samtidig med at denne oppgaven skrives. Alle opplysninger om Dolmsundbrua er hentet fra tegningsgrunnlaget mottatt fra SVV.

6.1 Generelt

Brua vil få en total lengde på 463,2 m. Hovedspennene bygges etter FFB-metoden, ut fra to hovedsøyler. Dette vil si at brua får fire kragarmer. 66,3 m av brua på nordsiden, mot Dolmøya, heretter kalt viadukten, bygges med forskaling på fast stillas. Dette gjelder også første seksjon ved landkar på sørsiden, samt søylehodene i akse 2 og 3. Totalt antall spenn er fem, hvor hovedspennet mellom akse 2 og 3 er 190 m. Se figur 1.





Hovedsøylene bygges med et rektangulært, hult tverrsnitt med ytre dimensjoner 4,8 x 6,4 m. Sterk akse legges vinkelrett på bruas lengdeakse. Lengden av søylene er omtrent 23 m over fundament. Søylene i viadukten bygges med et rektangulært, massivt tverrsnitt med dimensjoner 1,5 x 4,9 m og orienteres som hovedsøylene. Disse får en høyde på 13,8 og 16,3 m i hhv. akse 4 og 5.

Overbygningen bygges som et kassetverrsnitt med utstikkende flenser på oversiden. Total bredde på overbygningen blir 12 m, mens kassebredden blir 5,4 m. Tverrsnittshøyden varierer fra 2,75 m i midtspenn til 10 m over søylene. Se figur 2.





Figur 2 - Tverrsnitt av bruoverbygningen

Brua har ingen horisontalkurvatur. Vertikalkurvaturen er gitt med en radius på 2 400 m.

Største utkraging mot midtspenn vil være 95 m, mens den mot landkar/viadukt vil være 105 m. Dette medfører en ubalanse som kompenseres av hjelpesøyler 48 m ut fra hovedsøylene i byggefasen. Disse dimensjoneres av entreprenøren ut fra laster gitt i prosjekteringsgrunnlaget.

Landkar og fundamenter beskrives ikke i oppgaven, men tas hensyn til gjennom gitte opplagerbetingelser i beregningsprogrammet. Over alle søyler, inkludert hjelpesøylene, og ved opplager ved landkar, støpes det tverrskott i bruoverbygningen. Disse er ikke modellert som en del av geometrien.

Det legges inn et stort antall spennkabler i overgurt for å kompensere for egenvekt i byggefasene. Det legges også inn kabler i undergurt i utvalgte områder på brua.

Utførelsesklassen er 3 ihht. NS-EN 13670:2009, og nøyaktighetsklassen er A ihht. Statens Vegvesens prosesskode 2.

Vegklasse er H2, og årsdøgnstrafikk (ÅDT) er 1 800.

Inndelingen av elementer i NovaFrame er vist i figuren under. Elementinndelingen stemmer i all hovedsak overens med inndelingen i prosjekteringsgrunnlaget.



Figur 3 - Elementinndeling ihht. prosjekteringsgrunnlaget, med tilpasninger til NovaFrame

6.2 Statikk og virkemåte

Overbygningen støpes ut fra hovedsøylene, slik at man får en monolittisk virkemåte i akse 2 og 3. Over søyler i akse 4 og 5, samt ved opplager i akse 1 og 6, er brua frigjort for bevegelse i lengderetning. Overbygningen er opplagt på to punkter i hver akse, hvorav det ene er frigjort for bevegelse i bruas tverretning. Søylene antas innspente i bunn.

I byggetilstand vil brua være statisk bestemt helt til hjelpesøylene tilkobles. Fra og med dette tidspunktet kan tvangskrefter fra spennkraft, kryp og svinn utvikles.

6.3 Materialer

Hele bruoverbygningen bygges i armert betong. Det benyttes betongkvalitet B45 SV-40 i hele konstruksjonen, med unntak av bunnen av hovedsøylene, hvor det ihht. prosjekteringsgrunnlaget benyttes B45 SV-30. Eksponeringsklasse er ikke gitt av mottatt prosjekteringsgrunnlag, men settes konservativt til XS2 eller XS3 ihht. NS-EN 1992-1-1:2004 tabell 4.1. Da kreves bestandighetsklasse M40 ihht. samme standard, tabell NA.4.4N. Ved framstilling av betongkvalitet B45 med bestandighetsklasse M40 anbefales det benyttet Norcem Standardsement eller Norcem Standardsement FA (Maage, 2012). Begge disse tilfredsstiller kravene til CEM 42,5R etter EN 197-1 (Norcem, 2013), dvs. en sement med høy tidligfasthet (rapidbetong). Se tabell 1 for oppsummering av betongegenskapene.

| Betongkvalitet | B45 SV-40 (SV-30) | |
|--------------------------------|--------------------------|--|
| Karakteristisk sylinderfasthet | 45 MPa | |
| Karakteristisk kubefasthet | 55 MPa | |
| Middelverdi av sylinderfasthet | 53 MPa | |
| Eksponeringsklasse | XS2/XS3 | |
| Bestandighetsklasse | M40 | |
| Sementtype (antatt) | Norcem Standardsement FA | |
| Klassifisering ihht EN 197-1 | CEM2 42,5R | |

Tabell 1 - Betongens egenskaper

Slakkarmeringen består av kamstenger av teknisk klasse B500NC. Slakkarmering er ikke medtatt i modelleringen her. Ihht. SVVs Håndbok 185 (HB185) punkt 5.3.3.1.2 kan stivheten av overbygningen beregnes uten bidrag fra slakkarmeringen.

For hver seksjon som støpes legges det inn spennarmering i bruplata. Brua er prosjektert med to ulike kabelstørrelser av typen *BBR VT CONA CMI. CMI 1506* med 15 spenntau à 0,62" benyttes på gitte områder i overgurt over akse 2 og 3. Ellers i brua er det benyttet *CMI 1906* med 19 spenntau a 0,62". Disse benyttes sammen med korrugerte metallrør med en innvendig diameter på 90 mm for *CMI 1506* og 100 mm for *CMI 1906* (BBR Network, 2013). Disse injiseres med sementmørtel for å sikre korrosjonsbeskyttelse og heft mellom spennkabler og betong over hele spennkabelens lengde. Slakk- og spennarmeringens egenskaper er oppsummert i tabellen under.

| | Spennarmering | Slakkarmering |
|---------------------------------|-----------------------------|---------------|
| Туре | Spenntau à 0,62" | B500NC |
| Antall spenntau pr. kabel | 15/19 | |
| Tverrsnittsareal av én kabel | 2 250/2 850 mm ² | |
| Karakteristisk strekkfasthet | 1 860 MPa | 500 MPa |
| 0,1 %-strekkgrense | 1 640 MPa | |
| Max jekkekraft før låsing | 3 321/4 207 kN | |
| Max kraft i kabel etter låsetap | 3 137/3 973 kN | |

Tabell 2 - Armeringens egenskaper

6.4 Byggeprosess

En mest mulig korrekt modellering av byggehistorikken er avgjørende for å få gode resultater i beregningsprogrammet. Dette gjelder særlig mtp. deformasjoner. Årsaken til at byggehistorikken er av så stor betydning, er først og fremst kryputviklingen, se kapittel 10

FFB-bruer bygges som kjent seksjonsvis ut i fra hovedsøylene, så symmetrisk som mulig. Det bør aldri være større skjevheter enn én seksjon ved støping ut fra en søyle, da skjevbelastninger på søyla vil gi krypdeformasjoner av denne som ikke med letthet lar seg balansere senere (Rambjør, u.d.). Ofte kan det være nødvendig å støpe bunnplate og steg på én side, for så å gjøre det samme på andre siden, før man støper bruplata og spenner opp kabler. Dette gjelder selvfølgelig bare dersom man ikke alltid støper symmetrisk fra begge armer. Hvordan dette gjøres på Dolmsundbrua er opp til entreprenøren, og ikke kjent i skrivende stund. Det vil derfor bli antatt symmetrisk utstøping, og regelen gitt i HB185, 6.1.3.2.2, som sier at man skal ta hensyn til utilsiktet usymmetri, neglisjeres.

Det vil også bli antatt at byggingen ut fra akse 2 og 3 skjer samtidig. Dersom dette ikke skulle være tilfelle, dvs. at en akse støpes ferdig før ny akse påbegynnes, ville man bli nødt til å ta hensyn til den ekstra tiden den først støpte aksen står og kryper i beregningene av overhøyder. En slik utbygging vil

også medføre en økt risiko for store vindpåkjenninger på kragarmen som bli "hengende" mens den andre bygges.

Byggehistorikken deles inn i faser. Inndelingen må ta hensyn til reell byggeprosess mtp. utvikling av kryp og svinn, og inndelingen av modeller i NovaFrame må tilpasses dette. Det antas i utgangspunktet en støpeprosess som tar sju dager pr. seksjon. Her er fire dager satt av til forskalingsarbeid, og tre dager til utstøping. Se figur 4 og figur 5. Legg merke til tidspunkt for start av ny fase i forhold til den lokale tidsaksen for hver seksjon i figur 4. Nye faser starter alltid ved tidspunkt for start av utstøping. Det vil si at seksjonen som støpes i fase (i) vil ha en alder på 3 døgn når fase (i) avsluttes. Dette for å få samsvar i forhold til statiske system i NovaFrame.

Aktivering av en seksjon innebærer fjerning av forskaling (dvs. påføring av egenvekt), samt oppspenning. Det antas at denne aktiveringen skjer umiddelbart etter at utstøping/herding er ferdig, altså har den ingen tidsmessig utstrekning. Framkjøring av vogn skjer også i samme øyeblikk.





Entreprenøren bestemmer mye av utbyggingsrekkefølgen. Dette gjelder bla. når overbygning, landkar, viadukt og søyler støpes i forhold til hverandre. Da dette ikke er bestemt i skrivende stund, gjøres det noen antagelser. Det antas at både søyler, landkar og viadukt er ferdig støpt før frittframbyggdelen starter. Alle disse støpes i fase 1 som samsvarer med modell 1 i NovaFrame. Det antas at alle elementene i disse delene belastes med lastene i fase 2 når de har en alder på 7 døgn. Alle antagelsene rundt søyler, landkar og viadukt er omtrentlige og vil nok ikke samsvare med virkelig byggeprosess, men da det ikke foreligger noen tidsplan i skrivende stund, anses dette som brukbare tilnærminger.

Figur 5 viser faseoversikten for byggeprosessen. Figur 6 viser de ulike fasenes varighet og belastningsalder, samt start- og sluttidspunkt i et globalt tidsperspektiv. I forhold til samsvar med modeller i NovaFrame, nevnes det at modell (i) samsvarer med *slutten* av fase (i) hva angår tid og statisk system. Det vil f. eks. si at i modell 8 er elementene 15, 30, 54 og 69 *påført og aktivert*.

Det utarbeides et regneark i Microsoft Excel hvor hver enkelt seksjons alder i de ulike fasene beregnet. Disse benyttes i beregning av kryptall. Se elektronsk vedlegg.



| Fase | Aktivitet | Seksjoner |
|------|---|----------------------------------|
| 1 | Søyler og søylehoder akse 2 og akse 3, | 1, 200-209, 300-309, 2000-2001, |
| 1 | landkar, viadukt | 3000-3001, 22, 23, 61, 62, 83-97 |
| 2 | Seksjonsvis utstøping | 21, 24, 60, 63 |
| 3 | Seksjonsvis utstøping | 20, 25, 59, 64 |
| 4 | Seksjonsvis utstøping | 19, 26, 58, 65 |
| 5 | Seksjonsvis utstøping | 18, 27, 57, 66 |
| 6 | Seksjonsvis utstøping | 17, 28, 56, 67 |
| 7 | Seksjonsvis utstøping | 16, 29, 55, 68 |
| 8 | Seksjonsvis utstøping | 15, 30, 54, 69 |
| 9 | Seksjonsvis utstøping | 14, 31, 53, 70 |
| 10 | Seksjonsvis utstøping | 13, 32, 52, 71 |
| 11 | Seksjonsvis utstøping | 12, 33, 51, 72 |
| 12 | Tilkobling av hjelpesøyler. Utstøping av tverrskott over hjelpesøyler. | 11 73 |
| 12 | Utstøping av usymmetrisk seksjon forbi hjelpesøyler | 11,75 |
| 13 | Seksjonsvis utstøping | 10, 34, 50, 74 |
| 14 | Seksjonsvis utstøping | 9, 35, 49, 75 |
| 15 | Seksjonsvis utstøping | 8, 36, 48, 76 |
| 16 | Seksjonsvis utstøping | 7, 37, 47, 77 |
| 17 | Seksjonsvis utstøping | 6, 38, 46, 78 |
| 18 | Seksjonsvis utstøping | 5, 39, 45, 79 |
| 19 | Seksjonsvis utstøping | 4, 40, 44, 80 |
| 20 | Seksjonsvis utstøping | 3, 41, 43, 81 |
| 21 | Utstøping av koblingsseksjoner mot landkar akse 1 og viadukt | 2, 82 |
| 22 | Vogner på kragarmer akse 2 fjernes. Oppspenning av undergurtkabler i akse 1-2 og akse 3-4 | |
| 23 | Hjelpesøyler frakobles | |
| 24 | Ferdig bru. Utstøping av koblingsseksjon midtfelt. Vogner på kragarmer akse 3 fjernes. Oppspenning av undergurtkabler i midtfelt | 42 |

Figur 5 - Faser og aktivitet (skjermdump fra Microsoft Excel)

| Fase | Merknad | Forskaling | Herding | Annet | Varighet | Start | Slutt | Seksjonenes alder ved fasens slutt |
|------|-----------------------|------------|---------|-------|----------|-------|-------|------------------------------------|
| 1 | | | | | | | 0 | 7 |
| 2 | | 4 | 3 | | 7 | 0 | 7 | 3 |
| 3 | | 4 | 3 | | 7 | 7 | 14 | 3 |
| 4 | | 4 | 3 | | 7 | 14 | 21 | 3 |
| 5 | | 4 | 3 | | 7 | 21 | 28 | 3 |
| 6 | | 4 | 3 | | 7 | 28 | 35 | 3 |
| 7 | | 4 | 3 | | 7 | 35 | 42 | 3 |
| 8 | | 4 | 3 | | 7 | 42 | 49 | 3 |
| 9 | | 4 | 3 | | 7 | 49 | 56 | 3 |
| 10 | | 4 | 3 | | 7 | 56 | 63 | 3 |
| 11 | | 4 | 3 | | 7 | 63 | 70 | 3 |
| 12 | Endret statisk system | 4 | 3 | 7 | 14 | 70 | 84 | 3 |
| 13 | | 4 | 3 | | 7 | 84 | 91 | 3 |
| 14 | | 4 | 3 | | 7 | 91 | 98 | 3 |
| 15 | | 4 | 3 | | 7 | 98 | 105 | 3 |
| 16 | | 4 | 3 | | 7 | 105 | 112 | 3 |
| 17 | | 4 | 3 | | 7 | 112 | 119 | 3 |
| 18 | | 4 | 3 | | 7 | 119 | 126 | 3 |
| 19 | | 4 | 3 | | 7 | 126 | 133 | 3 |
| 20 | | 4 | 3 | | 7 | 133 | 140 | 3 |
| 21 | | 4 | 3 | | 7 | 140 | 147 | 3 |
| 22 | Endret statisk system | | | 5 | 5 | 147 | 152 | |
| 23 | Endret statisk system | | | 7 | 7 | 152 | 159 | |
| 24 | Endret statisk system | 4 | 3 | 7 | 14 | 159 | 173 | 10 |

Figur 6 - Tidsbruk i fasene (skjermdump fra Microsoft Excel)

7 Laster

Laster som skal inngå i prosjekteringen av Dolmsundbrua er alle beskrevet og gitt med karakteristiske verdier i Eurokodene, med nasjonale tillegg. HB185 gir tilleggsregler og veiledning til lastberegningene. Lastene som inngår i denne oppgaven er beskrevet under.

7.1 Egenlast

Egenvektene til de bærende betongtverrsnittene (brubjelken og søylene) behandles som den primære egenlasten. I tillegg kommer en superegenvekt fra kantdragere, rekkverk og belegning, samt tverrskott over søylene og ved endeopplager. Betongen tilskrives en tyngdetetthet på 25 kN/m³ ihht. NS-EN 1991-1-1 tabell A.1. Tyngden av rekkverk antas til 1 kN/m.

Belegningstykkelser og tilhørende flatelast tas fra HB185 tabell 2.3. Årsdøgntrafikk er 1 800 og største spennvidde er 190 m, som gir en flatelast på 2,0 kN/m² i kjørebanen. Gangbanen gis en flatelast fra belegning på 1,5 kN/m² ihht. HB185 pkt. 2.3.2.2.

Egenlastene deles inn i to deler (primær egenlast og superegenvekt) pga. at kantdragere, rekkverk og belegning påføres etter at brubjelken er ferdig støpt. For verifikasjon i byggetilstand vurderes derfor kun den primære egenvekten.

Egenvektene til betongtverrsnittene som inngår i analysemodellen, dvs. brubjelken og søylene, påføres som *dead weight* i NovaFrame med verdi 25 kN/m³. Tyngden av tverrskottene er oppsummert i tabell 3 under. Disse påføres som punktlaster etter hvert som de støpes.

| Tverrskott | Punktlast [kN] |
|-----------------------|----------------|
| Akse 1 (landkar sør) | 532,35 |
| Hjelpesøyle sør | 431,10 |
| Akse 2 sør | 457,75 |
| Akse 2 nord | 457,75 |
| Akse 3 sør | 457,75 |
| Akse 3 nord | 457,75 |
| Hjelpesøyle nord | 431,10 |
| Akse 4 | 172,86 |
| Akse 5 | 172,86 |
| Akse 6 (landkar nord) | 532,35 |

Tabell 3 - Punktlaster fra tverrskott

Kantdragerne og midtdrageren påføres som linjelaster beregnet ut i fra tilnærmet tverrsnittareal og tyngdetetthet 25 kN/m³, med eksentrisiteter som tilsvarer reell plassering på bruoverbygningen. Det samme gjelder for rekkverkene. Linjelastene er oppsummert i tabell 4 under. Se også figur 7.

Flatelastene fra belegningen multipliseres med gitte bredder på banene, hhv. 3,0 m for gangbane og 7,5 m for kjørebane. Angrepspunktet for linjelastene settes til senter av de respektive kjørebanene. Se tabell 4 og figur 7.

| | Linjelast [kN/m] |
|---------------------|------------------|
| Kantdrager venstre | 7,37 |
| Midtdrager | 2,94 |
| Kantdrager høyre | 7,75 |
| Rekkverk venstre | 1,00 |
| Rekkverk midt | 1,00 |
| Rekkverk høyre | 1,00 |
| Belegning gangbane | 4,50 |
| Belegning kjørebane | 15,0 |

Tabell 4 - Linjelaster fra superegenvekt







7.2 Forspenningskraft

Det spennes opp to eller fire kabler i overgurten for hver seksjon som støpes som fritt-frambygg. Overgurtkablene har ingen kurvatur i lengderetning, men i tverretning legges de med en knekk inn mot oppspenningspunktet ved steget, slik at mest mulig kraft føres til steget. Over hovedsøylene spenner det totalt 58 kabler med ulik lengde. De korteste spenner kun en seksjon ut til hver side, mens de lengste spenner fom. seksjon 3 tom. seksjon 41 over akse 2, og fom. seksjon 43 tom. seksjon 80 over akse 3, og har dermed en lengde på over 192 m. Antall kabler trappes gradvis ned utover kragarmene.

I undergurt i sidespenn sør etteroppspennes åtte kabler hvor de lengste løper over de 10 første seksjonene ut fra landkar i akse 1. Fra akse 4 spennes det også opp åtte kabler hvor de lengste løper over de sju første seksjonene mot akse 3. I midtspenn mellom akse 2 og 3 spennes det opp 16 kabler hvor de lengste løper over 15 seksjoner.

Det legges også inn kabler i både over- og undergurt av viadukten.

Prosjektert forspenningskraft for Dolmsundbrua er oppgitt på tegning K370 - K379. Maksimal oppspenningskraft er kontrollert etter NS-EN 1992-1-1 likning (5.41):

 $\mathsf{P}_{\mathsf{max}} = \mathsf{A}_{\mathsf{p}} \cdot \sigma_{\mathsf{p},\mathsf{max}}$

hvor $\sigma_{\text{p,max}}$ er gitt som minste av $k_1 \cdot f_{\text{pk}}$ og $k_2 \cdot f_{\text{p0,1k}}.$

0,1 %-strekkgrensen $f_{p0,1k}$ er for aktuelle kabler 1 640 MPa, og strekkfastheten f_{pk} er 1 860 MPa (se tabell 2). Faktorene k_1 og k_2 settes lik hhv. 0,8 og 0,9 ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. NA.5.10.2.1(1)P. Dette gir en forspenningskraft før låsing P₀ lik

- 3 321 kN for kabler med $A_p = 2 250 \text{ mm}^2$
- 4 207 kN for kabler med $A_p = 2850 \text{ mm}^2$

Disse verdiene samsvarer med prosjekteringsgrunnlaget.

I en FFB-bru er det et stort antall spennkabler, og det er viktig at disse blir plassert så korrekt som mulig i modellen i NovaFrame, med eksentrisiteter i samsvar med prosjektert løsning. Små feil på eksentrisiteter kan gi store utslag i og med at det er såpass mange kabler, store dimensjoner og store oppspenningskrefter.

Data for spennkabler hentes fra kabelleverandørens Europeiske Tekniske Godkjenning (ETA) og data gitt på tegningsgrunnlag fra SVV. Hver spennkabel modelleres individuelt ihht. geometri gitt på tegning K370 - K379. Det legges inn data for hver kabel på profilnumrene langs profillinja med eksentrisiteter i horisontal retning fra et gitt punkt på tilhørende tverrsnitt. Aktiv/passiv forankring og oppspenningsrekkefølge velges ihht. symboler på tegning K370 - K379. Kabelplassering er symmetrisk om senterlinje bru. Et vilkårlig tverrsnitt med kabelplasseringer er vist i figuren under.



Figur 8 - Vilkårlig tverrsnitt med spennkabler. Over hovedsøylene vil det være 58 kabler i overgurten, og ingen kabler i undergurten.

For hver enkelt kabel bestemmes kabelnummer, type oppspenning, flytspenning ($f_{p0.1k}$), størrelse på kabelkanaler og styrken på heftmassen som skal injiseres i kabelkanalene. Styrken til heftmassen settes til en verdi som er høyere enn betongtrykkfastheten for å sikre overføring av krefter langs hele kabelens lengde (Reed, 2013). Materialdata for spennkabler og kabelkanaler er hentet fra spennkablenes ETA og fra tegning K370 - K379. Kablene er prosjektert med en oppspenningskraft på 90 % av $f_{p0.1k}$ ihht. tegning K370-379. Se tabellen under for oppsummering av egenskaper for spennarmeringen.

| Kabelstørrelse | 2 250 mm ² | 2 850 mm ² |
|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Forspenningskraft før låsing [kN] | 3 321 | 4 207 |
| Duct diameter [mm] | 90 | 100 |
| Grouth strength [MPa] | 50 | 50 |

Tabell 5 - Egenskaper for spennkabler, kabelrør og injiseringsmasse

Det er viktig at spennkablene får korrekte tapsparametre for å ta hensyn til reduksjon i spennkraft. Verdier som brukes for friksjonstap og låsetap er det samme for begge kabelstørrelsene og hentes direkte fra tabeller i spennkablenes ETA, mens tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon må beregnes.

Relaksasjonstap i NovaFrame blir tatt hensyn til gjennom å definere en lineær kurve, hvor relaksasjonstapet etter 1 000 timer blir sett i sammenheng med prosent av flytspenning (Aas-Jakobsen, 2011). Det defineres en spenningsverdi for null relaksasjon og en verdi for en gitt prosentvis relaksasjon. I spennkablenes ETA er det gitt verdier for relaksasjonstap etter 1 000 t, hhv. 2,5 % for 0,7 \cdot f_{pk} og 4,5 % for 0,8 \cdot f_{pk}. Disse verdiene plottes og det tegnes en lineær graf gjennom punktene. Deretter kan spenningen i kabelen ved 0 % relaksasjon leses av.

Relaksasjonskurven i Nova Frame baserer seg på f $_{p0.1k}$, noe som fører til at verdiene må modifiseres (Aas-Jakobsen, 2011). Følgende verdier oppnås:

- Spenning ved null relaks asjon: S1 = 57,5 % av f_{pk} / 65,2 % av $f_{p0.1k}$
- Spenning ved 2.5 % relaksasjon: S2 = 70,0 % av f_{pk} / 79,4 % av $f_{p0.1k}$
- Relaksasjon ved S2: T2 = 2,50 %

Spennkabelkraften betraktes som en ytre last i NovaFrame (Aas-Jakobsen, 2011). Derfor må tap i spennkraft pga. deformasjoner fra kryp og svinn legges inn som en tøyning med en egen verdi for hver kabel. Hver kabel har ulikt tap knyttet til kryp, og disse varierer gjennom hele byggeprosessen. Det er derfor valgt å forenkle dette betraktelig. Kryptøyninga finnes gjennom å bruke kryptall for 100 år (2,0), redusert noe (til 1,5). Dette fordi det vil bli feil å bruke kryptallet for 100 år direkte, da brua ikke har hatt samme statisk system gjennom hele levetiden. Å påføre brua kryptall lik 2,0 direkte i ferdigtilstand vil overestimere krypet, da brua i store deler av byggeprosessen har vært statisk bestemt, dvs. at det ikke har oppstått spenninger grunnet kryp.

Kryptallet kombineres med en gjennomsnittlig spenning fra spennkabellast, egenvekt og superegenvekt. Dette vil overestimere tapet i spennkabelkraft noe for analyser på brua rett før sammenkobling og 1 år, men vil være korrekt for analyse etter 100 år. Det er valgt å gjøre det slik fordi det i analysen kombineres lastvirkninger fra byggefase med lastvirkninger fra 1 år og 100 år (se kapittel 11). Det korrekte hadde vært å ha kabler med forskjellig tap for hvert tidspunkt det analyseres på, men det faktum at hver kabel defineres med faste tapsverdier gjør at et helt nytt sett med kabler må defineres og plasseres med akkurat samme geometri som eksisterende. Dette ville økt arbeids- og inputmengden betraktelig.

Det kjøres en analyse på brua i ferdigtilstand, uten tap på kabler, og det beregnes en kryptøyning for annethvert element fom. 15 tom. 30 over akse 2. Disse utvalgte elementene er de elementene som er påvirket av størst krefter. Dette gir tilnærmet korrekte kryptøyninger for elementene knyttet til akse 2 og 3, mens beregningen er konservativ for elementer lengre ut på kragarmene, og for viadukten. Beregningene gir en gjennomsnittlig kryptøyning på ca. -0,65 ‰.

Verdien for svinntap er tatt ut fra en gjennomsnittlig verdi for svinntøyning etter 100 år. Se elektronisk vedlegg. Gjennomsnittsverdiene for kryp og svinn er brukt på alle kabler i brua. Tabellen under oppsummerer tapsverdiene for spennkablene.

| Kabelstørrelse | 2 250 mm ² | 2 850 mm ² |
|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Friction koeff. [1/rad] | 0,2 | 0,2 |
| Wobble koeff. [1/m] | 0,006 | 0,006 |
| Creep strain [‰] | -0,65 | -0,65 |
| Shrinkage [‰] | -0,387 | -0,387 |
| S1 [% av f _{p0.1k}] | 65,2 | 65,2 |
| S2 [% av f _{p0.1k}] | 79,4 | 79,4 |
| T2 [% tap] | 2,5 | 2,5 |

Tabell 6 - Tapsparametre for spennkabler
7.3 Deformasjonslaster

7.3.1 Kryp

Kryp av betongen vil gi krefter i systemet fra det tidspunktet hjelpesøylene tilkobles og ut hele bruas levetid. Momentene fra de permanente lastene vil endres (omlagres) grunnet krypet (Rambjør, u.d.). Å bestemme kryputviklingen så nøyaktig som mulig er avgjørende for å få vurdert disse effektene med tilfredsstillende presisjon.

Kryp er en deformasjon av betongen som foregår over hele bruas levetid. Intensiteten på krypet bestemmes av luftfuktighet, tverrsnittsdimensjoner, betongtype, samt lastens varighet og størrelse (European Comittee of Standardization, 2004). Krypet kan antas lineært forutsatt at betongtrykkspenningen ikke overskrider 45 % av betongens karakteristiske trykkfasthet f_{ck} ved belastningstidspunktet t_0 . Trykkfastheten beregnes ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2, med t = t_0 = 3 døgn. Middelverdien av betongtrykkfastheten f_{cm} for t = t_0 beregnes etter følgende uttrykk:

$$\mathbf{f}_{cm}(t) \coloneqq \boldsymbol{\beta}_{cc}(t) \cdot \mathbf{f}_{cm}$$

Justeringsfaktoren β_{cc} (t) beregnes etter følgende formel:

$$\beta_{cc}(t) := e^{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]}$$

Her er s en faktor som tar hensyn til sementtypen. Denne er lik 0,20 for rapidbetong (se NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2) Den endelige trykkfastheten etter t = t_0 = 3 døgn beregnes som følger:

$$\mathbf{f}_{Ck}(t) \coloneqq \mathbf{f}_{Cm}(t) - \mathbf{8}$$

Med middelverdi for 28-dagers betongtrykkfasthet f_{cm} lik 53 MPa, tilsvarende B45, blir $f_{ck}(t = t_0) = 27,13$ MPa.

Det vises til metoden i NS-EN 1992-1-1, tillegg B.1, for beregning av kryptallene. Korreksjonene i B.1(2) og B.1(3) er ikke benyttet. Relativ luftfuktighet RH settes lik 70 % for brubjelken og 80 % for søylene, i samsvar med HB185. Se vedlegg 1, samt elektronisk vedlegg, for beregning av kryptall.

Kryp er utfordrende å modellere for FFB-bruer. Hver støpeseksjon får ulike kryptall, da tverrsnittsgeometrien varierer. Den største utfordringen er allikevel knyttet til tidsperspektivet. Kryptallet beregnes ikke bare for en gitt tverrsnittsgeometri, men også for et gitt betraktningstidspunkt. NS-EN 1992-2, tillegg KK, angir prinsipielle metoder for beregning av tidsavhengige effekter i betongbruer. Punkt NA.113.2 i samme standard sier at dette tillegget kun er informativt. Informasjonen i dette tillegget er uansett veldig generell og lite håndfast og kan ikke benyttes direkte i sammenheng med NovaFrame.

Det vises til kapittel 10 for behandlingen av kryp i NovaFrame.

7.3.2 Svinn

Svinn er, som kryp, en deformasjon av betongen som skjer over hele bruas levetid, og som vil gi krefter i konstruksjonen fra det tidspunkt hjelpesøylene tilkobles. Svinn er avhengig av alle de samme faktorene som kryp, med unntak av last og lastvarighet (European Comittee of Standardization, 2004).

Svinn består av to komponenter, uttørkningssvinn og autogent svinn (European Comittee of Standardization, 2004). Når vann fjernes fra betongen, endres dens indre struktur. Dette vil føre til deformasjoner. Førstnevnte komponent oppstår pga. at denne fukttransporten gjennom betongen tar lang tid, og ikke fullføres før betongen er veldig gammel. Autogent svinn skyldes kjemiske reaksjoner i betongen som fortsetter å skje gjennom hele betongens levetid. Svinn beregnes som en tøyning av betongen, og vil derfor ikke gi krefter i en konstruksjon før denne er statisk ubestemt.

Svinn beregnes etter NS-EN 1992-1-1, pkt. 3.1.4(6), samt tillegg B2. Betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinnet t_s settes lik 3 døgn. Relativ luftfuktighet RH settes lik 70 % for brubjelken og 80 % for søylene, i samsvar med HB185.

NovaFrame har ingen funksjon for beregning av svinntøyning, og all denne inputen må derfor gis manuelt. Den generelle beregningsganen er vist i vedlegg 2.

Svinn legges inn som en tøyning ε_{cs} (i ‰) med negativt fortegn (kontraksjon). Hvert enkelt element får ulik svinntøyning da de har ulik geometri. I tillegg endres svinntøyningen for hver fase, etter hvert som elementene blir eldre. Dette resulterer i store mengder input. Alle beregningene er gjort i Microsoft Excel (se elektronisk vedlegg).

For å fordele korrekt andel svinntøyning på riktig statisk system, benyttes prinsippet om delsvinn (se kapittel 10.3):

Delsvinntøyning fase (i) = Svinntøyning fase (i) - Svinntøyning fase (i - 1)

Svinntøyningene i de ulike fasene er beregnet med en tid *t* som tilsvarer fasenes alder ved betraktningstidspunktet. Som for kryp er det viktig å huske at

Delsvinntøyning (t_i) = Svinntøyning (t_i) - Svinntøyning (t_{i-1}) \neq Svinntøyning (t_i - t_{i-1})

For hver fase lages det i NovaFrame en *loadcase* hvor hvert element som inngår i fasen gis delsvinntøyninger som beregnet. Delsvinntøyningene summeres opp i en lastkombinasjon. Delsvinntøyninger for utvalgte elementer er vist i tabellen under.

| Tislau uslat | Element | | | | | |
|------------------|-----------|------------|-------------|-----------|--|--|
| Παερυηκτ | 22/23 | 42 | Hovedsøyler | Viadukt | | |
| Fase 1 | -0,038354 | Ikke støpt | -0,038524 | -0,040056 | | |
| Fase 12 | -0,008390 | Ikke støpt | -0,008704 | -0,011151 | | |
| Fase 23 | -0,002750 | Ikke støpt | -0,002875 | -0,003466 | | |
| Fase 24 | -0,005351 | 0 | -0,005506 | -0,006580 | | |
| Fase 24 - 1 år | -0,082430 | -0,202855 | -0,083482 | -0,089727 | | |
| Fase 24 - 100 år | -0,220918 | -0,338357 | -0,217114 | -0,198184 | | |

Tabell 7 - Delsvinntøyninger for utvalgte elementer i noen faser

7.3.3 Andre deformasjonslaster

Støttesenkinger er ikke vurdert her. Deformasjoner av landkar og søyler kan sette opp betydelige krefter i konstruksjoner med mye tvang, men neglisjeres her.

Ved tilkobling til hjelpesøyler, ved sammenkobling til landkar, og ved kobling av kragarmene i midtspenn, vil det alltid benyttes jekker for å justere konstruksjonen til ønsket geometri (Rambjør, u.d.). Ofte jekkes hovedsøylene fra hverandre før støping av koblingsseksjon i midtspenn, for å kompensere for framtidig kontraksjon av brubjelken grunnet kryp og svinn. Her kan det være snakk om betydelige krefter. Ingen av disse jekkekreftene tas med i denne oppgaven.

7.4 Trafikklast

Trafikklast er den dominerende variable lasten på Dolmsundbrua. Denne beregnes etter NS-EN 1991-2, med støtte i HB185. Alle beregninger i dette kapittelet er ihht. denne standarden. For å beregne trafikklastvirkninger må brubredden deles inn i ulike kjørebaner (se figur 9), som ikke nødvendigvis samsvarer med de reelle banene. Kjørebanens føringsavstand w, definert i 4.2.3(1), er 7,5 m, se figur 9. Dermed blir antallet nominelle kjørebaner n_1 lik 2, hver med en bredde w_1 lik 3 m. ihht. tabell 4.1. Restbredden blir 1,5 m. Gangbanen inkluderes ikke her, men må modelleres som et eget felt i NovaFrame. Tabell 8 oppsummerer de ulike banenes bredder.



Figur 9 - Inndeling i baner ihht. NS-EN 1991-2

| Beskrivelse | Kjørebane nr. | Bredde <i>w</i> _l [m] |
|-------------|---------------|----------------------------------|
| Kjørebane 1 | 1 | 3,0 |
| Kjørebane 2 | 2 | 3,0 |
| Restbredde | 3 | 1,5 |
| Gangbane | 4 | 3,0 |

Tabell 8 - Baneinndeling

NS-EN 1991-2 opererer med fire ulike lastmodeller, LM1 - LM4, som er ment å dekke alle mulige trafikksituasjoner som kan oppstå på brua. Lastmodellene representerer ikke reelle laster, men effekten av lastmodellene representerer de ulike lastvirkningene som kan oppstå fra reell trafikk.

Den viktigste lastmodellen for globale effekter er LM1, som består av en jevnt fordelt last (UDL) med verdi q_{ik} samt to aksellaster (TS), hver med verdi Q_{ik}, hvor *i* er kjørebanes nummer. Hver kjørebane har ulik q_{ik} og Q_{ik}, og alle lastene skal påføres slik at de gir den ugunstigste virkningen på brua. Kun et sett av aksellaster påføres hver kjørebane. Akselavstanden er 1,2 m. NS-EN 1991-2 angir verdier for lastene, mens det nasjonale tillegget gir korreksjonsfaktorene α_{qi} og α_{Qi} , se tabell 9. Figur 10 og tabell 9tabell 8 oppsummerer trafikklastene i de ulike banene.



Figur 10 - Laster på de ulike banene i LM1

| | Q _{ik} [kN] | q _{ik} [kN/m²] | α_{Qi} | α_{qi} | $Q_{ik} * \alpha_{Qi}$ [kN] | $q_{ik} * \alpha_{qi} [kN/m^2]$ |
|-------------|----------------------|-------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|---------------------------------|
| Kjørebane 1 | 300 | 9 | 1,0 | 0,6 | 300 | 5,4 |
| Kjørebane 2 | 200 | 2,5 | 1,0 | 1,0 | 200 | 2,5 |
| Restbredde | 0 | 2,5 | - | 1,0 | - | 2,5 |

Tabell 9 - Endelige laster på de ulike banene i LM1

LM2 er en enkelt aksellast som påføres for å vurdere dynamiske effekter på korte konstruksjonsdeler, samt for lokal verifikasjon. Da det sees bort fra lokale effekter i denne oppgaven, neglisjeres LM2.

LM3 består av et sett med aksellaster som er ment å representere spesialkjøretøy. Dette er ikke vurdert her, etter avtale med Håvard Johansen.

LM4 er en jevnt fordelt last som skal representere en samlet folkemengde. Denne har en karakteristisk verdi på 5,0 kN/m².

Gangfeltet skal belastes med en jevnt fordelt karakteristisk last på 5,0 kN/m². Ved kombinasjoner med trafikklaster benyttes en kombinasjonsverdi på 2,5 kN/m², ihht. det nasjonale tillegget.

Tabell NA.4.4a angir kombinasjoner av de overnevnte trafikklastene. Kombinasjoner som er aktuelle for Dolmsundbrua i denne oppgaven er oppsummert i tabell 10.

| | | Kjør | Gangbane | | |
|--------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| Lastsystem | | LM1 | LM4 | Jevnt fordelt last | |
| Lastgruppe/- | Gr. 1a | Karakteristisk verdi | | Kombinasjonsverdi | |
| kombinasjon | Gr. 4 | | Karakteristisk verdi | Karakteristisk verdi | |

Tabell 10 - Kombinasjoner av de ulike lastmodellene

Følgende trafikklaster er ikke inkludert i oppgaven:

- Laster fra eventuelle spesialkjøretøy
- Horisontale krefter på brua
- Ulykkessituasjoner grunnet påkjøringlaster på kanter og rekkverk
- Ulykkessituasjoner grunnet kjøretøy i gangbanen
- Utmattingslaster

NovaFrame har god funksjonalitet hva angår trafikklast. Programmet benytter influenslinjer for å bestemme trafikklastens ugunstigste plassering både i tverr- og lengderetning, og har en funksjon for å visualisere lastens plassering for disse situasjonene.

Man starter med å definere en trafikklinje, som går over hele bruas lengde. Til denne tilordner man elementene langs brua, i den rekkefølgen trafikken passerer dem. Samtidig må man angi hvor mange såkalte *positions* man ønsker på hvert element. Dette er punkter hvor programmet beregner lastvirkninger for influenslinjen. Her er det valgt fire punkter pr. element, som tilsvarer en avstand på omtrent 1,2 m. mellom hvert punkt.



Ihht. NS-EN 1991-2 deles bruas bredde inn i flere baner, se figur 9. I NovaFrame gjør man dette gjennom å definere ulike *tracks* med en bredde som bestemmes av maksimum og minimum eksentrisitet fra bruas senterlinje, se figur 11 og tabell 11.



Figur 11 - Kjørebaner og eksentrisiteter i NovaFrame

| Beskrivelse | Bane nr. | e _{min} [m] | e _{max} [m] | Bredde [m] | Q _{ik} [kN] | q _{ik} [kN/m] |
|-------------|----------|----------------------|----------------------|------------|----------------------|------------------------|
| Kjørefelt 1 | 1 | 2,5 | 5,5 | 3,0 | 300 | 16,2 |
| Kjørefelt 2 | 2 | -0,5 | 2,5 | 3,0 | 200 | 7,5 |
| Restbredde | 3 | -2,0 | -0,5 | 1,5 | 0 | 3,75 |
| Gangbane | 4 | -5,5 | -2,5 | 3,0 | 0 | 15/7,5 |

Tabell 11 - Verdier av lastene i LM1 for de ulike banene

NovaFrame har innebygd LM1 og LM2 ihht. NS-EN 1991-2. For LM1 legges UDL og TS inn med verdier under fanen *Traffic loads*. Det er imidlertid noe usikkert hvordan plasseringen av disse to i forhold til hverandre vurderes, mtp. å oppnå mest mulig ugunstig effekt. I tillegg er det vanskelig å si om NovaFrame alltid tar med begge lastene, eller om de vurderes separat. For å være på den sikre siden splittes disse til to ulike lasttilfeller, som resulterer i 10 forskjellige lasttilfeller for trafikklast, se tabell 12 under. Disse lasttilfellene kombineres senere til verste Gruppe 1a-kombinasjon og verste Gruppe 4-kombinasjon av NovaFrame, med bakgrunn i tabell 10 over.

| Lastmodell | | Bane nr. | Lasttilfelle nr. | Verdi | Enhet | Kombineres i |
|------------|----------------------|----------|------------------|-------|-------|--------------|
| | | 1 | 1 | 16,2 | kN/m | Gruppe 1a |
| | UDL | 2 | 2 | 7,50 | kN/m | Gruppe 1a |
| LM1 | | 3 | 3 | 3,75 | kN/m | Gruppe 1a |
| | TS | 1 | 4 | 300 | kN | Gruppe 1a |
| | | 2 | 5 | 200 | kN | Gruppe 1a |
| | | 1 | 6 | 15,0 | kN/m | Gruppe 4 |
| LM4 | | 2 | 7 | 15,0 | kN/m | Gruppe 4 |
| | | 3 | 8 | 7,50 | kN/m | Gruppe 4 |
| Last i | Karakteristisk verdi | 4 | 9 | 15,0 | kN/m | Gruppe 4 |
| gangbane | Kombinasjonsverdi | 4 | 10 | 7,50 | kN/m | Gruppe 1a |

Tabell 12 - Trafikklast

Grunnen til at trafikklastene splittes opp i ulike lasttilfeller for hver bane er for å finne verste mulig kombinasjon mtp. torsjon av brubjelken.

7.5 Temperaturlast

Temperaturlast beregnes etter NS-EN 1991-1-5, med støtte i HB185. Alle beregningene i dette kapittelet gjøres etter denne standarden.

Dolmsundbrua faller innenfor brutype 3 ihht. 6.1.1(1).

Ihht. HB185 pkt. 2.5.6.1, består temperaturpåvirkningene på bruer av fem ulike bidrag, som alle beregnes ut i fra NS-EN 1991-1-5. Disse er forklart og beregnet under. Alle tall i grader celsius.

7.5.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Denne påvirkningen tilsvarer en jevn endring i lufttemperatur som gir alle konstruksjonsdeler en lik oppvarming eller avkjøling.

Det nasjonale tillegget definerer maksimal- og minimumstemperatur for Hitra kommune, samt en initialtemperatur:

| Maksimumstemperatur | T _{max} := 34 |
|---------------------|-------------------------|
| Minimumstemperatur | T _{min} := -25 |
| Initialtemperatur | T ₀ := 10 |

Deretter defineres maksimal- og minimumsverdier for jevnt fordelt temperaturandel:

Høyeste jevnt fordelte temperaturandel $T_{e.max} := T_{max} - 3 = 31$ Laveste jevnt fordelte temperaturandel $T_{e.min} := T_{min} + 8 = -17$

Fratrekket på 3°C og tillegget på 8°C gjelder for brutype 3 ihht figur NA.6.1.

Til slutt beregnes maksimalt temperaturkontraksjonsintervall og -ekspansjonsintervall:

Maksimalt temperaturkontraksjonsinterval $\Delta T_{N.con} \coloneqq T_0 - T_{e.min} = 27$ Maksimalt temperaturekspansjonsinterval $\Delta T_{N.exp} \coloneqq T_{e.max} - T_0 = 21$

7.5.2 Vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse

Denne påvirkningen skyldes at solstrålingen varmer opp oversiden av brua mer enn undersiden, og dermed skaper en temperaturdifferanse mellom topp og bunn som gir en global krumning. Alternativt kan en ikke-lineært varierende temperaturdifferanse benyttes, men det antas at en lineær variasjon er tilstrekkelig for Dolmsundbrua.

De vertikalt lineært varierende temperaturdifferanseandelene er definert i tabell NA.6.1 med følgende verdier:



7.5.3 Horisontalt lineært varierende temperaturdifferanse

Denne påvirkningen skyldes at solstrålingen varmer opp en side av brua mer enn den andre, og dermed skaper en temperaturdifferanse mellom sidene som gir en global krumning.

Det nasjonale tillegget sier at en temperaturdifferanse på 5°C mellom ytterpunktene på tverrsnittet kan benyttes.

7.5.4 Forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel

Dette innebærer at deler av konstruksjonen er skjermet for påvirkning fra lufttemperatur. Denne neglisjeres i beregningene for Dolmsundbrua.

7.5.5 Temperaturforskjeller mellom innersiden og yttersiden av kassetverrsnitt

Denne påvirkningen er mest relevant ved beregning av lokale effekter og neglisjeres her.

7.5.6 Kombinasjoner av temperaturpåvirkninger

NS-EN 1991-1-5 gir to likninger med kombinasjonsfaktorer til bruk ved kombinering av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel:

 $\Delta T_{M,heat} (eller \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (or \Delta T_{N,con})$ eller $\omega_M \Delta T_{M,heat} (or \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (or \Delta T_{N,con})$

der den ugunstigste virkningen bør velges.

Kombinasjonsfaktorene er gitt i nasjonalt tillegg:

| ω _N | = | 0,35 |
|----------------|---|-------|
| ω _M | = | 0,75. |

Kombinert med den horisontalt lineært varierende temperaturdifferansen gir dette 24 ulike lasttilfeller for temperatur når alle mulige kombinasjoner tas med.

Temperaturpåvirkninger på søylene neglisjeres i denne oppgaven. Dersom det oppstår store temperaturforskjeller mellom to sider i en av hovedsøylene, kan dette gi betydelige tvangskrefter i brua, og dette bør vurderes i prosjekteringen.

Den jevnt fordelte temperaturandelen kan legges rett inn i NovaFrame. Man må imidlertid lage to forskjellige lasttilfeller for jevnt fordelt temperatur, da både økning og reduksjon av denne må inkluderes.

Lineært varierende temperaturdifferanser, både vertikalt og horisontalt, må legges inn som en gradient. Dette medfører at man for hvert element i modellen må dividere temperaturdifferansen på gjennomsnittshøyden av seksjonen for å få den vertikale temperaturgradienten, og på bredden for å få den horisontale gradienten. Bredden som benyttes er 5,4 m, altså kassebredden. Dette gjøres i Microsoft Excel.

```
Temperaturutvidelseskoeffisienten for betong er 1,0 \cdot 10^{-5} °C<sup>-1</sup>, og ligger som default i NovaFrame.
```



De 24 ulike temperaturlastkombinasjonene legges inn som forskjellige lasttilfeller. Det store antallet kombinasjoner genererer mange linjer med input, da de ulike elementene alle får ulik gradient for hver av de 24 kombinasjonene. Funksjonen *sortcomb* benytter automatisk den av de 24 kombinasjonene som gir ugunstigst virkning i kombinasjon med andre påvirkninger.

7.6 Vindlast

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991-1-4, med støtte i HB185. Alle beregningene i dette kapittelet gjøres etter denne standarden og HB185.

HB185 definerer tre vindlastklasser for bruer. Dolmsundbrua tilhører klasse 1 (fritt-frambyggbru i ferdigtilstand), og behøver ikke å beregnes for dynamiske virkninger grunnet vind. NS-EN 1991-1-4 og HB185 benytter det samme formelverket, men HB185 er mer oversiktlig og viser beregningsgangen for hver av de ulike vindlastklassene. De ulike verdiene og faktorene må likevel hentes fra standarden.

NovaFrame har en egen funksjon for påføring av vindlast. Denne er utarbeidet ihht. den gamle norske standarden for vindlast, NS3491-4, men formelverket er det samme som for NS-EN 1991-1-4, slik at funksjonen kan benyttes. For å verifisere dette gjennomgås prosedyren for å bestemme vindlast gitt av NS-EN 1991-1-4 og HB185 her.

Innledningsvis bestemmes en referansevindhastighet for Hitra kommune, ihht. det nasjonale tillegget:

$$v_{b,0} := 30 \frac{m}{s}$$

Referansevindhastigheten multipliseres med fire faktorer som tar hensyn til hhv. vindretning, årstidsvariasjoner, høyde over havet, og sannsynlighet for overskridelse. Dette gir basisvindhastigheten:

Alle faktorene kan ihht. nasjonalt tillegg settes til 1,0 for Dolmsundet. Det er verdt å merke seg at sannsynlighetsfaktoren c_{prob} har verdi 1,0 for en returperiode på 50 år. Dersom vindlast i byggefase skal beregnes, sier HB185 at returperioden kan reduseres til 1 år dersom sikre værvarsler foreligger. Dette vil gi en reduksjon i basisvindhastighet.

Deretter multipliseres basisvindhastigheten med to faktorer som tar hensyn til hhv. terrengform og terrengruhet. Dette gir stedsvindhastigheten, som uttrykker en tidsmiddelverdi av vindhastigheten på stedet:

 $v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$

Ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. 4.3.3(2) kan terrengformfaktoren $c_0(z)$ settes lik 1,0.

Ruhetsfaktoren c_r(z) bestemmes fra følgende uttrykk:

$$\mathbf{c}_{r}(z) := \mathbf{k}_{r} {\cdot} \text{ln}\!\left(\frac{z}{z_{0}}\right)$$

Ruhetsfaktoren er avhengig av terrengkategori og høyden over terrengnivå. Dolmsundet tilhører terrengkategori 1 ihht. tabell NA4.1. Dette gir en ruhetslengde z_0 på 0,01 m og en terrengruhetsfaktor k_r lik 0,17 ihht. samme tabell.

Det logaritmiske leddet inngår fordi vindprofilet varierer logaritmisk med høyden over terrenget.

For å bestemme vindkasthastighetstrykket benyttes følgende uttrykk:

$$\mathbf{q}_{\mathbf{p}}(z) := 0.5 \cdot \boldsymbol{\rho} \cdot \mathbf{v}_{\mathbf{m}}(z)^{2} \left(1 + 2 \cdot \mathbf{k}_{\mathbf{p}} \cdot \mathbf{I}_{\mathbf{v}}(z)\right)$$

Her er ρ luftens densitet på 1,25 kg/m³ og k_p en toppfaktor som settes lik 3,5. I_v(z) er turbulensintensiteten, som beskriver forholdet mellom standardavviket for momentanvindhastighet og tilhørende middelvind. Stedsvindhastigheten v_m(z) er beskrevet ut i fra middelvindhastigheten over 10 minutter, mens momentanvindhastigheten er basert på ett sekunds intervall. Toppfaktoren og turbulensintensiteten, sammen med luftens densitet, transformerer vindpåvirkningen fra en *gjennomsnittlig* vind*hastighet* til en *topp*verdi for et vind*trykk*.

Dette vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ danner grunnlaget for beregning av vindlasten. Multiplisert med relevante kraftfaktorer og høyder/bredder, gir dette vindpåvirkningen som en last pr. meter langs brua. NS-EN 1991-1-4 kapittel 8 angir kraftfaktorene for bruer. Samme kapittel gir også en forenklet metode for beregning av vindlast på bruer. Denne metoden gir en kraft (punktlast) som en resultant av all vindlast som virker på brua. Plassering og fordeling av denne kraften på bruas lengde beskrives ikke, dermed blir denne metoden unøyaktig og usikker for Dolmsundbrua, som har fem spenn og total lengde på over 450 m. Metoden beskrevet i HB185 kapittel 2.5.2.2 er lettere å forstå og mer presis, og samsvarer dessuten med metoden NovaFrame benytter.

I denne oppgaven beregnes vindlast kun på grunnlag av horisontal vind vinkelrett på brua. Denne vinden gir tre ulike lastpåvirkninger: horisontalkraft $q_D(z)$, vertikalkraft $q_L(z)$, samt vridningsmoment $q_M(z)$. Disse beregnes på grunnlag av vindkasthastighetstrykket ihht. HB185:

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix}_{tot} = q_p \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix}$$

Her er c_D kraftfaktor for *drag* i vindretningen (vinkelrett på brua), c_L kraftfaktor for horisontalt løft, og c_M kraftfaktor for vridningsmoment.



c_D tilsvarer c_{f,x} i likning (8.1) i NS-EN 1991-1-4, og kan beregnes på to forskjellige grunnlag: med og uten trafikklast på brua. Dersom trafikklast skal inkluderes, økes referansehøyden med 2 m for å ivareta effekten av kjøretøy på brua. HB185 sier at lengden av denne vindflaten skal settes slik at den gir ugunstigste virkning. På Dolmsundbrua, som har fem ulike spenn, vil det generere veldig mange ekstra lastkombinasjoner og beregninger dersom man skal anta at kun deler av brua har trafikklast når kraftfaktoren skal beregnes. Derfor beregnes kraftfaktoren kun for trafikklast på hele brua. Dette gir en vindlast med en konservativ verdi, men sannsynligvis ikke ugunstigste plassering.

c_D for brubjelken bestemmes ihht. NS-EN 1991-1-4 figur 8.3. Alle seksjoner i brubjelken får ulik kraftfaktor, da høyden varerier, og alle får 2 m tillegg i høyde pga. trafikklast. Størrelsen på kraftfaktoren varierer fra 1,70 til 2,11 langs brubjelken. Søylenes kraftfaktor beregnes etter NS-EN 1991-1-4 pkt. 7.6:

$$\boldsymbol{c}_{\mathrm{f}} = \boldsymbol{c}_{\mathrm{f},\mathrm{0}} \cdot \boldsymbol{\psi}_{\mathrm{f}} \cdot \boldsymbol{\psi}_{\lambda}$$

Justeringsfaktorene ψ_r og ψ_λ skal ivareta hjørne- og endeeffekter. ψ_λ er avhengig av søylens slankhet og settes til 1,0 for alle søylene ihht. pkt. 7.13. ψ_r er avhengig av Reynoldstallet, og settes til 0,95 for hovedsøylene og 0,75 for søylene i viadukten ihht. pkt 7.6.

c_L settes til 0,9, ihht. det nasjonale tillegget, pkt. NA.8.3.3(1). Bruas fulle bredde benyttes.

Beregning av c_M finnes ikke i HB185 eller i NS-EN 1991-1-4, og settes til 1,0 uten videre undersøkelser.

NS-EN 1991-1-4 sier i pkt. 8.1(4) at ved vurdering av samtidig trafikk og vind, skal vindlasten begrenses. Det er usikkert om denne regelen gjelder kun når den forenklede metoden benyttes. Det nasjonale tillegget sier i pkt. NA.8.1(4) at vindkasthastigheten skal begrenses til en verdi 35 m/s ved kjørebanens høyeste punkt. Vindkasthastigheten kan ihht. NA.4.4(1) beregnes etter følgende formel:

$$v_{p} = v_{s}(z)\sqrt{1 + 2k_{p}I_{v}}$$

Her må $v_s(z)$ tolkes til å tilsvare $v_m(z)$. Ved å sette v_p til 35 m/s, kan man regne seg tilbake til en ny verdi for $v_m(z)$, og dermed bestemme et nytt vindkasthastighetstrykk. Ved tilbakeregning bør det kontrolleres at ny verdi for $v_{b,0}$ ikke overstiger den opprinnelige verdien på 30 m/s.

Ved beregning av vindlast på bruas høyeste punkt, dvs. seksjon 42, settes høyde over terreng z lik 35 m. Dette resulterer i et vindkasthastighetstrykk $q_p(z)$ på 2 011 N/m². For seksjon 42 gir dette følgende vindlast:

$$q_{D}(z) = q_{p}(z) \cdot c_{D} \cdot h = 2011 \text{ N/m}^{2} \cdot 1,70 \cdot 4,75 \text{ m} = 16,24 \text{ kN/m}$$
$$q_{L}(z) = q_{p}(z) \cdot c_{L} \cdot b = 2110 \text{ N/m}^{2} \cdot 0,90 \cdot 12,0 \text{ m} = 21,72 \text{ kN/m}$$
$$q_{D}(z) = q_{p}(z) \cdot c_{M} \cdot b^{2} = 2100 \text{ N/m}^{2} \cdot 1,00 \cdot 12,0^{2} \text{ m} = 289,6 \text{ kNm/m}$$

Benyttes regelen for reduksjon ved samtidig trafikk og vind blir vindkasthastighetstrykket kun 765,6 N/m^2 , dvs. kun 1/3 av den opprinnelige verdien. Vindlastene blir da:

$$q_D(z) = q_p(z) \cdot c_D \cdot h = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 1,70 \cdot 4,75 \text{ m} = 6,182 \text{ kN/m}$$

 $q_L(z) = q_p(z) \cdot c_L \cdot b = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 0,90 \cdot 12,0 \text{ m} = 8,268 \text{ kN/m}$

 $q_D(z) = q_p(z) \cdot c_M \cdot b^2 = 765,6 \text{ N/m}^2 \cdot 1,00 \cdot 12,0^2 \text{ m} = 110,2 \text{ kNm/m}$

Selv om reduksjonen ser ut til å være veldig stor, benyttes disse reduserte verdiene videre. De opprinnelige verdiene er svært konservative da hele brua er belastet med trafikk som fanger vind. Det ses av verdiene at $q_L(z)$ blir fullstendig dominerende som tverrlast dersom denne benyttes, da den til sammenligning er større enn alle trafikklastene.

Se vedlegg 4 for detaljerte beregninger av vindlast.

HB185 sier at vindlasten kan reduseres med 50 % på deler av brua dersom dette er ugunstig. Denne regelen benyttes ikke her.

Vindlaster i byggefase inngår ikke i denne oppgaven.

Vindlast beregnes etter NS3491-4 i NovaFrame. *Gust*-modellen velges under *Loads*-fanen, da det er denne som neglisjerer de dynamiske virkningen (Aas-Jakobsen, 2011). Referansevindhastigheten bestemmes ut i fra valg av kommune, og faktorene som inngår i bestemmelsen av basisvindhastigheten bestemmes også av programmet gjennom enkle input-verdier. Basisvindhastigheten kan også bestemmes manuelt. Dette gjøres her, da basisvindhastigheten blir bestemt ut i fra tilbakeregning fra vindkasthastigheten. Basisvindhastigheten tilbakeregnes med basis i element 2 (z = 35 m), og blir 18,51 m/s, se vedlegg 4. Programmet beregner deretter stedsvindhastigheten med $c_0(z) = 1$, ihht. til standarden. $c_r(z)$ beregnes av programmet idet input om terrengkategori og høyde over terreng gis. Denne inputen benyttes også til å beregne turbulensintensiteten og deretter vindkasthastighetstrykket.

Den siste inputen som gis er vindens retning i forhold til brua. Denne har ingen betydning for stedsvindhastigheten, men forteller i hvilken vinkel man ønsker å *påføre* vindlasten på elementene. Inputen settes til 0 grader i denne oppgaven, som tilsvarer en vinkel på 90 grader på brua.

For å beregne vindlasten, kreves input om kraftfaktorer og høyde/bredde. Dette gjøres under *Wind factors*. Her angis drag-, løfte- og torsjonsfaktorer for de ulike elementene. Disse beregnes i regneark i Microsoft Excel, og multipliseres med høyde eller bredde før de limes inn som input. Kun vind i L-retning vurderes (vinkelrett på brua). Endringer i kraftfaktorer som følge av helningsvinkel (*d*(*CL*B*)/*dalfa* og *d*(*CM*B*B*)/*dalfa*) neglisjeres. Inputen under *Wind factors* danner sammen med vindkasthastighetstrykket endelig vindlast på brua pr. meter.

I NovaFrame blir stedsvindhastigheten for element 42 beregnet til 25,4 m/s. Dette stemmer bra med beregningene i vedlegg 4, som gir en stedsvindhastighet på 25,7 m/s.



7.7 Byggefaselaster

Støpevogna har en oppgitt vekt på 750 kN ihht. prosjekteringsgrunnlaget. Det antas at dette ikke innbefatter vekt av betongen for seksjonen som støpes, men at vekt av forskalingen er inkludert.

NS-EN 1991-1-6:2005 beskriver hvilke laster som skal vurderes i en byggefase. Blant andre skal vekt av utstyr og kjøretøy, som enten lagres permanent eller beveger seg på brua, vurderes. Kjøretøy skal også ha et dynamisk tillegg. Av ulykkeslaster skal nedfall av vogn vurderes som en oppadrettet punktlast hvor vogna sto.

Ingen av lastene i avsnittet over vurderes i denne oppgaven. På en FFB-bru vil det ikke være kjøretøy på brua før sammenkobling mot landkar. Utstyr på brua i byggetilstand, annet enn støpevogna, vurderes å være små i forhold til denne, og tas ikke med. Det vil ikke bli utført kontroller av brua i byggetilstand før i fase 23, derfor er det kun laster som gir kryp som er interessante i byggefasen.

Temperaturlaster i byggefase neglisjeres. Erik Aune viser i sin masteroppgave fra 2010 at det teoretisk kan oppstå tvangskrefter i den ferdige brua grunnet store temperaturdeformasjoner før sammenkobling i midtspenn (Aune, 2010). Dette er en effekt som bør vurderes i prosjekteringen, men som ikke er tatt med her.

Ingen ulykkeslaster vurderes i denne oppgaven.

7.8 Neglisjerte laster

Ingen av følgende laster inkluderes her:

- Friksjonskrefter i fuger og lagre
- Ulykkeslaster
- Snølaster
- Kabelbrudd
- Jekking/stempling i byggefase

7.9 Lastkombinering

Lastkombineringen skjer etter NS-EN 1990:2002 tillegg A2. Denne standarden angir hvilke laster som skal kombineres, og hvilke lastfaktorer (γ) og kombinasjonsfaktorer (ψ) som skal benyttes. ψ -faktorene tas fra tabell NA.A2.1. Supplerende regler i HB815 benyttes.

ULS-kombinasjonene tas fra tabell NA.A2.4 (B), dvs. at det dimensjoneres for "vedvarende og forbigående situasjoner".

SLS-kombinasjonene tas fra tabell NA.A2.6. Ihht. HB185, punkt 4.3.2.3.1, skal ψ_2 faktoren for dominerende variabel last settes til 0,2, mens den for øvrige variable laster settes til 0. Dette gjelder



for alle lastkombinasjoner i SLS *som ikke benyttes til rissviddekontroll*. Rissvissekontroll utføres ikke her. SLS-kombinasjonene benyttes til nedbøyningsberegninger, samt til kontroll av spenninger. Nedbøyningen beregnes med kun karakteristiske permanente laster, da det ikke er gitt hvilken lastkombinasjon som skal benyttes i hverken NS-EN 1990 eller NS-EN 1992. Til spenningsberegningene benyttes

- karakteristisk kombinasjon for trykkspenningsbegrensning mtp. lengderiss, ihht. NS-EN 1992-2, pkt. 7.2(2)

- tilnærmet permanent kombinasjon for trykkspenningsbegrensning mtp. antagelse om lineært kryp, ihht. NS-EN 1992-1-1, pkt 7.2(3)

Trafikk behandles alltid som den dominerende variable lasten i ULS.

7.9.1 Permanente laster

7.9.1.1 Egenvekt

Egenvekten vil i de fleste tilfeller virke ugunstig, men kan også virke gunstig, f. eks. vil egenvekt av elementer i spennet mellom akse 1 og 2 redusere momentet midt i spennet mellom akse 2 og 3. Egenvekten får dermed følgende lastfaktorer:

| | Ugunstig | | Gunstig | |
|------------|----------------------------------|------|-------------------|-----|
| ULS 6.10a | $\gamma_{Gj,sup}$ | 1,35 | γ Gj,inf | 1,0 |
| ULS 6.10b | $\xi\cdot\gamma_{\text{Gj,sup}}$ | 1,2 | $\gamma_{Gj,inf}$ | 1,0 |
| SLS (alle) | 1,0 | | 1, | ,0 |

Tabell 13 - Lastfaktorer for egenlast

7.9.1.2 Forspenning

Lastfaktor for forspenning γ_p skal ihht. NS-EN 1992-1-1:2004 pkt. NA.2.4.2.2(1) settes til den ugunstigste av 0,9 og 1,1 i begge ULS-kombinasjonene. I SLS er lastfaktoren 1,0.

7.9.1.3 Kryp og svinn

Kryp og svinn regnes som permanente, irreversible deformasjonslaster. Begge disse kan både virke gunstig og ugunstig. Lastfaktor for svinn settes til 1,0 dersom virkningen er ugunstig, ihht NS-EN 1992-1-1:2004 pkt. NA.2.4.2.1(1). Lastfaktoren for kryp er ikke gitt eksplisitt i denne standarden, men settes til 1,0 (hvis ugunstig) ihht. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A2.4 (B). Kryp og svinn får dermed følgende lastfaktorer:



| | Ugunstig | | Gunstig | |
|------------|----------------|-----|------------------|---|
| ULS 6.10a | γ G,sup | 1,0 | $\gamma_{G,inf}$ | 0 |
| ULS 6.10b | γ G,sup | 1,0 | $\gamma_{G,inf}$ | 0 |
| SLS (alle) | 1,0 | | 1,0 | |

Tabell 14 - Lastfaktorer for kryp og svinn

7.9.2 Variable laster

7.9.2.1 Trafikklast

Trafikklast regnes her som den dominerende variable lasten i ULS. Denne kan i likhet med de permanente lastene virke positivt i visse situasjoner, og det må deles mellom gunstig og ugunstig lastfaktor. Både ψ_0 og ψ_1 for trafikklast er 0,7 ihht. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A2.1. ψ_2 er 0,2, ihht. HB185 punkt 4.3.2.3.1. Dette gir følgende lastfaktorer:

| | | Ugunstig | | Gunstig | | |
|------------------|--|---------------------------|-------|----------------------------------|---|--|
| ULS 6.10a | | $\gamma_{Q,1}\cdot\psi_0$ | 0,945 | $\gamma_{\text{Q},1}\cdot\psi_0$ | 0 | |
| ULS 6.10b | | γ _{Q,1} | 1,35 | γ Q,1 | 0 | |
| | ν ν ν ν ν ν ν ν ν ν ν ν ν ν | | 0,7 | | | |
| SLS | | | 0,7 | | | |
| Ψ _{2,1} | Karakteristisk | 0,2 | | | | |
| | Ofte forekommende | 0,2 | | | | |

Tabell 15 - Lastfaktorer for trafikklast

7.9.2.2 Temperaturlast

Temperaturlast regnes som en øvrig variabel last i ULS, som kan virke både gunstig og ugunstig. ψ_0 for temperaturlast er 0,7 mens ψ_1 er 0,6 ihht. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A2.1. ψ_2 er 0 ihht. HB185 punkt 4.3.2.3.1. Dette gir følgende lastfaktorer for temperaturlast:

| | | Ugunstig | | Gunstig | | |
|-----------|--------------------------------------|----------------------------------|------|----------------------------------|---|--|
| ULS 6.10a | | $\gamma_{\text{Q},i}\cdot\psi_0$ | 0,84 | $\gamma_{\text{Q},1}\cdot\psi_0$ | 0 | |
| ULS 6.10b | | $\gamma_{Q,i}\cdot\psi_0$ | 0,84 | $\gamma_{Q,i}\cdot\psi_0$ | 0 | |
| | Ψ _{0,i} Ψ _{1,i} | | 0,7 | | | |
| \$15 | | | 0,6 | | | |
| 323 | | Karakteristisk | 0 | | | |
| | Ψ _{2,i} | Ofte forekommende | 0 | | | |

Tabell 16 - Lastfaktorer for temperaturlast

7.9.2.3 Vindlast

Vindlast regnes som en øvrig variabel last i ULS, som kan virke både gunstig og ugunstig. ψ_0 for vindlast er 0,7 for vedvarende situasjoner ihht. NS-EN 1990:2002 tabell NA.A2.1. Under utførelse er denne 0,8. ψ_1 er 0,6 ihht. samme tabell. ψ_2 er 0 ihht. HB185 punkt 4.3.2.3.1. Dette gir følgende lastfaktorer for vindlast:

| | | | Ugu | nstig | Gunstig | | |
|-----------|------------------|-------------------|---------------------------|-------|----------------------------------|---|--|
| ULS 6.10a | | | $\gamma_{Q,i}\cdot\psi_0$ | 1,12 | $\gamma_{\text{Q},1}\cdot\psi_0$ | 0 | |
| ULS 6.10b | | | $\gamma_{Q,i}\cdot\psi_0$ | 1,12 | $\gamma_{\text{Q},i}\cdot\psi_0$ | 0 | |
| SLS | Ψ _{0,i} | | 0,7 | | | | |
| | Ψ _{1,i} | | 0,6 | | | | |
| | Ψ _{2,i} | Karakteristisk | 0 | | | | |
| | | Ofte forekommende | 0 | | | | |

Tabell 17 - Lastfaktorer for vindlast

Vindlast skal regnes å kunne virke samtidig som både temperaturlast (ihht. NA.A2.2.2(6)) og trafikklast (ihht. HB185 punkt 2.5.2.5).

8 NovaFrame

NovaFrame er et rammeanalyseprogram basert på bjelketeori, utviklet og levert av rådgivende ingeniørfirma Aas-Jakobsen. Programmet er spesielt egnet for analyse av bruer, men kan også brukes til enklere rammeanalyser (Aas-Jakobsen, u.d.). NovaFrame kan håndtere tverrsnitt med avansert geometri, modellere virkning av spennkabler med korrekte tapsparametre, håndtere detaljert modellering av trafikklaster ihht. Eurokode, samt kryp- og svinnutvikling. Inndata kan skrives direkte i programmet eller ved hjelp av en tekstdatafil (inputfil). Ved store konstruksjoner er input gjennom tekstdatafil et stort fortrinn, da man kan benytte for eksempel Microsoft Excel til databeregning, og deretter kopiere dette direkte inn i inputfila.

9 Modellering i NovaFrame

Brumodellen i NovaFrame bygges opp for å imitere den virkelige brua på en best mulig måte. Geometri og elementinndeling er tatt direkte ut fra tegningene SVV har utarbeidet for Dolmsundbrua. Den generelle geometrien er vist i figuren under.

9.1 Materialer

Materialegenskapene for spennstål og betong defineres under *material properties*. Betongtrykkfastheten og sementklassen defineres ihht. prosjekteringsgrunnlaget. E-modulen til den aktuelle betongtypen defineres automatisk. Spennstålets flytegrense f_{p0.1k} defineres ihht prosjekteringsgrunnlaget og stålets E-modul defineres ihht. spennkablenes ETA. Det benyttes *default*-verdier under *Tendon steel class*.

9.2 Referanselinjer

Når det skal etableres en ny modell i NovaFrame må det først defineres referanselinjer. Disse knyttes opp mot data fra bruprosjekteringen. Disse referanselinjene brukes for å lettere kunne plassere ut elementer, spennkabler og tverrsnitt som senere skal inn i modellen. Det defineres en hovedreferanselinje i senter av overbygningen som har samme profilnummer, høyde, horisontalkurvatur og vertikalkurvatur som profillinja til brua. Deretter plasserer man ut referanselinjer for søyler og lager. Det defineres også akser som plasseres på gitte posisjoner langs profillinja. For Dolmsundbrua brukes data fra tegning K100 for å etablere referanselinjene. Referanselinjene er illustrert i figuren under.



Figur 12 - Referanselinjer



9.3 Noder og elementer

Noder plasseres ut på tidligere definerte referanselinjer hvor start- og sluttposisjon er gitt ved profilnummer. Det legges noder i start og slutt av hver støpeseksjon i brubjelken ihht. tegning K310 -K322 for å kunne modellere byggefaser og påføre laster på en realistisk måte. Deretter plasseres det noder ved lager, over søyler og ved tilkoblingspunkt for hjelpesøyler. Det velges en fin nodeinndeling på søyler for å sikre høy nok nøyaktighet mtp. eventuelle knekningsberegninger. Elementer som skal tilknyttes hjelpesøyler blir delt i to for å kunne plassere noder til koblingspunkt for hjelpesøyler.

9.4 Opplagerbetingelser

Alle søyler defineres som fastinnspent til fundament. Kobling av søyler til brubane utføres monolittisk i akse 2 og 3 ved å koble noder i overbygninga til noder i topp av søyler med en *master-slave*betingelse. I akse 1, 4, 5 og 6 er brulager på begge sider av brukassen modellert for å kunne oppnå korrekte opplagerbetingelser ihht. tegning K410. Dette gjøres ved å lage en stiv kobling ved hjelp av *master-slave*, hvor noder som er plassert i topp og bunn av lageret kobles med noder for brubjelke og fundament. Se figur 13. Lagerelementene frigjøres i korrekt ende og retning, og tildeles et betongtverrsnitt med veldig høy stivhet.



Figur 13 - Brulager akse 1

9.5 Tverrsnitt

Alle elementer i modellen defineres med tverrsnitt med gitte dimensjoner og materialegenskaper ihht. prosjekteringsgunnlaget. Først blir tverrsnittstype definert, deretter betongkvalitet, og for hvilket profilnummer langs en referanselinje tverrsnittet skal plasseres på. Deretter må de faktiske dimensjonene til tverrsnittet bestemmes. Det defineres punkter i et koordinatsystem for å angi dimensjonene til det aktuelle snittet. Det angis et punkt ved hver posisjon hvor det skjer en endring i geometri, både innvendig og utvendig. Koordinater plottes ihht. mål- og høydetabeller på tegning K310 - K322, hvor snitt ved start og slutt for hver støpeseksjon langs brubjelken er definert. Utvendige punkter defineres *mot* klokka, mens innvendige punkter defineres *med* klokka. Hvert snitt plasseres ut i start/slutt støpeseksjon (samme profilnummer som nodene) og varierer automatisk lineært mellom to tilgrensende snitt. Etter at alle tverrsnitt for brua er definert med korrekte dimensjoner og plassert ut på rett profilnummer, plasseres tverrsnittene med rett posisjon i forhold til profillinja. Dette gjøres ved å koble referanselinja for brubanen med et punkt på de ulike tverrsnittene. Profillinja legges midt på brubjelken, dvs. like over punkt 1 på tverrsnittene, se figur 14.



Figur 14 - Tverrsnitt ved akse 1

Søyletverrsnittene er definert etter mål gitt på tegning K222, K232, K241 og K251. Tverrsnitt plasseres ut i senter referanselinje for søyler. Søyletverrsnittene er illustrert i figur 15.



Figur 15 - Søyletverrsnitt akse 2 og 3

9.6 Modellering av spennkabler

Modellering av spennkabler er beskrevet i kapittel 7.2.

9.7 Modeller og analyser for byggefaser og ferdigtilstand

Det etableres delmodeller for hver støpeetappe, med tilhørende statisk system, slik at man kan finne lastvirkninger og deformasjoner underveis i byggefasen. Det er viktig at node- og elementinndeling er tilpasset slik at man kan lage en modell for hver byggefase, da hver modell etableres ved å velge hvilke elementer fra hovedmodellen (ferdigtilstanden) som skal inngå. Modellinndeling er utført ihht. tegning K101. Se figur 16.

- Modell 1: Søyler og søylehoder akse 2 og 3
- Modell 2 11: En modell for hver støpeetappe, symmetrisk fra søylehoder og utover
- Modell 12: Tilkobling av hjelpesøyler
- Modell 12 20: Videre symmetrisk utstøping
- Modell 21: Sammenkobling mot landkar og viadukt
- Modell 23: Fjerning av hjelpesøyler
- Modell 24: Kobling i midtspenn. Ferdigtilstand



Figur 16 - Modell 1, 12, 23 og 24 (ferdigtilstand)



Etter at hjelpesøyler blir tilkoblet i modell 12, endrer det statiske systemet seg fra å være statisk bestemt til statisk ubestemt. Dette gjør at tvangskrefter fra kryp, svinn og forspenning oppstår. Hjelpesøylene modelleres som et opplager med gitte frigjøringer, slik at modeller med hjelpesøyler tilkoblet får korrekte randbetingelser. Opplageret for hjelpesøyler kan rotere fritt om bruas tverrakse og bevege seg fritt i bruas lengderetning. Se figur 17.



Figur 17 - Opplager ved hjelpesøyle

Når brua i modell 21 blir tilkoblet landkar og viadukt endres systemet. Endringer skjer også når hjelpesøyler fjernes og når midtseksjonen støpes.

Analyser for hver modell etableres, og det bestemmes hvilke laster som skal påføres de ulike etappene i byggefasen. Dette er egenvekter, vognvekter, spennkabellaster og kryp- og svinnlaster som virker over aktuelle elementer. Alle laster som fører til kryp må analyseres før kryplaster kan påføres.

9.8 Modellering av egenlaster og støpevogner i byggefaser

Det antas at det skal brukes to sett støpevogner med en vekt på 750 kN ihht. tegning K101, og at det støpes fra akse 2 og 3 samtidig. I punktlasten for vognvekt inkluderes også halve vekten av den ferske betongen for neste element. Dette gjøres for å ta hensyn til den økte belastningen på foregående seksjoner fra den ferske betongen i forma. Det antas at det kun er i tre dager, av totalt sju, at dette er tilfelle. Derfor halveres lasten slik at kryplasten ikke skal bli for konservativ. Hver støpevogn modelleres som en punktlast som angriper 0,5 m inn på siste støpeseksjon. Det lages et nytt lasttilfelle med vognvekter for hver modell.

Tverrskott modelleres som punktlaster med angrepspunkt i senter av bruoverbygningen, med profilnummer tilsvarende senter av tverrskottet. Det modelleres tverrskott over alle søyler, hjelpesøyler og brukar. Betongvekt av hvert tverrskott beregnes individuelt med gitte dimensjoner ihht. prosjekteringsgrunnlaget. For hver støpeetappe inkluderes total egenvekt fra alle seksjoner som er ferdig støpt, vognvekt med økt vekt fra fersk betong, spennkabellast som virker på ferdig herdede elementer, samt laster fra tverrskott.

🖸 NTNU

Institutt for konstruksjonsteknikk

9.9 Krypmodellering

Laster fra kryp defineres ved hjelp av krypkombinasjoner og kryplaster (Aas-Jakobsen, 2011). Det defineres en krypkombinasjon og en kryplast for hver fase i byggetilstanden. Alle lasttilfeller som inngår i krypberegningene må først analyseres separat, slik at NovaFrame har oversikt over spenninger som skal brukes inn i krypanalysen.

Krypkombinasjoner:

Her angis det hvilke laster som skal inngå for å beregne spenninger til bruk i krypberegningene. Krypkombinasjonene skal brukes som input i kryplastene for hver fase. Det er viktig at laster som inngår i krypkombinasjonen er analysert på korrekte statiske system. Se kapittel 11 Laster som skaper kryp i konstruksjonen er spennkraft, egenvekt og vognvekt for hver enkelt støpeetappe. Det kan også velges lastfaktorer knyttet til hvert lasttilfelle.

Kryplaster:

Her defineres kryptall for de ulike seksjonene, samt hvilken krypkombinasjon som skal inngå for hver byggefase. Ettersom kryp er avhengig av alderen til betongen, endres kryptallet til alle seksjoner etter hvert som nye seksjoner blir støpt. Dette gjør at inputen til kryplastene for de ulike fasene etter hvert blir veldig omfattende.

I krypmodellering på ferdig bru inkluderes også permanente laster som påføres brua i ferdigtilstand. Dette er superegenvekt og laster fra spennkabler i undergurt og viadukt. Det kjøres en analyse for kryp etter ett år og en for kryp etter 100 år, med korrekt tilhørende statisk system (modell 24). Systemet for begge tidspunkt er påkjent av de samme lastene, men kryptallene er forskjellige.

9.10 Svinnmodellering

Det lages lasttilfeller for hver byggefase, for ett år og for 100 år. Svinntøyninger for alle elementer i alle faser beregnes (se elektronisk tillegg). Disse verdiene tilegnes elementene direkte i NovaFrame og analyseres med tilhørende statiske system.

9.11 Verifikasjon i StaadPro

StaadPro er et beregningsprogram som benyttes for analyse av 3D-rammer i betong, stål, aluminium og tre. Det er etablert en modell av Dolmsundbrua, og denne er kontrollert opp mot modellen i NovaFrame. Det er knyttet noen begrensninger opp mot bruken av StaadPro for kontroll av Dolmsundbrua. Det er bla. ikke mulig å definere tverrsnitt med samme geometri som i en FFB-bru, og man kan heller ikke modellere spennkabler, kryp- og svinnutvikling. Dette gjør at brua kun kan kontrolleres med enkle statiske laster. Brumodellene er analysert med en jevnt fordelt linjelast på 10 kN/m i alle felt. Moment- og skjærkraftdiagram er sammenlignet. Krefter på ulike kritiske elementer er kontrollert.





Figur 18 - Modell i StaadPro

Global geometri og elementinndeling er identisk med det som er modellert i NovaFrame. Alle elementer i både brubane og søyler har derfor samme lengde, plassering og nummerering i begge modellene, noe som gjør at det blir lettere å sammenligne resultater. Koblingen mellom søyler og brubane er utført med en *master/slave*-forbindelse. Avstanden mellom nodene i topp søyle og senter brubjelke er halve kassehøyden ved aktuelt snitt. Hvert element gis et arealtreghetsmoment som tilsvarer gjennomsnittet av arealtreghetsmomentet ved start og slutt av hver støpeseksjon. Disse er beregnet manuelt i Microsoft Excel (se elektronisk vedlegg). Dette gjør at kraftfordelingen i brua bør bli tilnærmet lik i begge programmene.

| | Element | Posisjon | Last [kN/m] | Aksialkraft [kN] | Skjærkraft [kN] | Moment [kNm] |
|-----------|---------|-------------------|----------------|---------------------|--------------------|-----------------|
| NovaFrame | 209 | Topp søyle akse 2 | 10 | -1 740 | 248 | 3 084 |
| StaadPro | 209 | Topp søyle akse 2 | 10 | -1 743 | 236 | 2 713 |
| NovaFrame | 2001 | Nord for akse 2 | 10 | -789 | 932 | 37 322 |
| StaadPro | 2001 | Nord for akse 2 | 10 | -750 | 932 | 39 828 |

Tabell 18 - Sammenligning elementkrefter med last over hele brubjelken

Man ser ut ifra tabell 18 og moment-/skjærkraftdiagram i figur 18 under at det ikke er vesentlige forskjeller på resultatene fra de to ulike beregningene. Det som kan bemerkes er at StaadPro stort sett gir noe høyere momenter enn NovaFrame. Dette kan skyldes at man kun har mulighet til å gi en gjennomsnittlig stivhet på elementene i Staad, i motsetning til i NovaFrame hvor tverrsnittene har reell utforming. Største prosentvise forskjell oppstår på element 209, i topp av søyle akse 2 (6,4 %). Den samme tendensen vises også på forskjellen i opplagerreaksjoner, hvor største forskjell i horisontalt og vertikalt rettede reaksjoner er kun 3,5 %, mens største forskjell i innspenningsmoment er 12,6 %.



Figur 19 - Momentdiagrammer fra NovaFrame og StaadPro for 10 kN/m langs hele brubjelken

10 Krypmodellering i NovaFrame

Kryp i NovaFrame er komplisert og uoversiktlig (Aune, 2010), særlig i forbindelse med FFB-bruer. FFBbruer er krevende mtp. kryp, da byggehistorien og tidsperspektivet er viktig. NovaFrame har ingen funksjoner som direkte tar hensyn til tiden, derfor kreves det at brukeren forstår hvordan programmet "tenker" dersom man ønsker å modellere kryputviklingen ihht. realiteten. Hvordan NovaFrame regner er veldig usikkert, og er ikke i det hele tatt forklart i instruksjonen. Programmet opererer med *kryplaster* og *krypkombinasjoner*, som forklart i kapittel 9.9. Under diskuteres det hvordan disse kan brukes best mulig for å modellere kryputviklingen ihht. realiteten.

Innledningsvis er det undersøkt hvordan NovaFrame benytter kryptallet i beregningene. Dette ble undersøkt med en testmodell i NovaFrame, og som forventet benyttes kryptallet til å korrigere stivheten til elementene. Dette bekreftes av nedbøyningsresultatene for en utkragerbjelke med to elementer à 3 m, som støpes med en ukes mellomrom. Nedbøyningen blir den samme for begge følgende tilfeller:

1) Krypberegning med samme inputstivhet (*default* E-modul) for begge elementene, og kryptall for 10 og 17 dager for hhv. ytterste og innerste element

2) Ingen krypberegning, kun korrigerte stivheter (E-moduler) som tilsvarer kryptallet, ihht. uttrykket

$$E_{\rm c,eff} = \frac{E_{\rm cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Det er to hovedmomenter man må passe på å ivareta i forbindelse med krypmodelleringen:

1) Man må tilskrive hvert element riktig kryptall i hver fase. NovaFrame beregner kryp for hver fase. I fase (i) har et gitt element et gitt kryptall, mens det i fase (i + 1) har et nytt kryptall.

2) Spenningsnivået i elementene på de gitte tidspunktene må være korrekt. Det ytterste elementet i en gitt fase har spenninger kun fra sin egenvekt, spennkabler oppspent på elementet, samt vognvekt. Disse lar seg enkelt ivareta gjennom en krypkombinasjon for gitt fase. Det som kompliserer situasjonen, er at de foregående elementene får en endret spenningstilstand, grunnet vekt fra nye elementer og nye spennkabler.

10.1 Spenningstilstand

I tidligere masteroppgaver som omhandler samme tema som denne oppgaven (Erik Aune og Aja Anta Magerøy, begge fra 2010), har problemene presentert over vært løst gjennom å programmere NovaFrame til å alltid å ta med kryp*last* fra fase (i - 1) inn i kryp*kombinasjonen* for fase (i) (Aune, 2010) (Magerøy, 2010). Det ser ut til at man da har tenkt at den korrekte spenningstilstanden imiteres gjennom at egen- og spennkraftlastene fra foregående elementer inkluderes indirekte, dvs. gjennom en kryplast, og ikke direkte som egen- og spennkraftlaster. Dette må tolkes slik fordi man i hver krypkombinasjon kun inkluderer egen- og spennkraftlasten på det *ytterste* elementet direkte, mens de andre egen- og spennkraftlastene inngår gjennom foregående kryplaster. Se figur 20 under.



Figur 20 - Metode benyttet i krypkombinasjoner i NovaFrame tidligere



Hos Aune benyttes denne metoden sammen med kryplaster som aktiverer alle elementene i en fase med samme kryptall (Aune, 2010). Alle elementer som inngår i en fase har altså samme kryptall. Hos Magerøy gis kun ytterste element i en fase et kryptall (Magerøy, 2010).

Prinsippet for begge metodene blir som følger:

Krypkombinasjon i = Egenlast i + spennkraft i + vognvekt i + kryplast (i - 1)

Det viser seg derimot at denne måten å programmere ikke er riktig. NovaFrame gir akkurat samme resultat med og uten denne foregående kryplasten inn i krypkombinasjonen. Dette er logisk når konstruksjonen er statisk bestemt; lastene som er med i krypkombinasjonen skal gi grunnlag for å beregne en spenningstilstand. En kryplast vil ikke gi spenninger i en statisk bestemt konstruksjon. Dermed vil ikke spenningsnivået øke i krypkombinasjonen om man tar med foregående kryplast. En plausibel forklaring kan også være at NovaFrame ikke behandler kryplaster som et ordinært lasttilfelle i denne sammenhengen, slik at krypkombinasjonen ikke tolker kryplasten riktig.

Dette ble verifisert i en testmodell. Fem elementer med lengde seks meter og tverrsnitt 1 000 x 500 mm støpes i fem faser. Si figuren under. Bjelken er innspent i en ende (ved element 1), og fritt opplagt i andre enden (ved element 5). I fase 3, når element 2 er ferdig støpt, påføres et opplager mellom element 2 og 3, for at det skal oppstå tvangskrefter i byggeprosessen. Kun egenvekt på 25 kN/m³ og en punktlast på 1 000 kN på ytterste element inkluderes.



Spenningstilstanden, dvs. krypkombinasjonen, defineres som nevnt over, med direkte egenlast kun på ytterste element, samtidig som kryplasten fra foregående fase inkluderes. Denne inkluderer igjen egenvekt av forrige element, da den er definert gjennom forrige krypkombinasjon, som igjen inkluderer foregående kryplast, osv. Både metoden til Aune og Magerøy undersøkes, dvs. med aktivering (tilskriving av kryplast) av *alle* elementene i en fase, og aktivering av kun *ytterste* element i en fase. Kryptallene er like for begge metodene. Resultatene er summert opp i tabell 19.

| | A | une | Magerøy | | |
|-----------------|-----------------------------|-------|----------------|---------------|--|
| | Største moment Minste momen | | Største moment | Minste moment | |
| Med foregående | 0,57 | -0,28 | -215,43 | 107,72 | |
| Uten foregående | 0,57 | -0,28 | -215,43 | 107,72 | |

Tabell 19 - Resultater fra testmodellen

Som man ser gir det ingen effekt på krypet å inkludere foregående kryplast inn i krypkombinasjonene. Det mest oppsiktsvekkende er allikevel å se den enorme forskjellen på å tilskrive alle elementer kryptall kontra å tilskrive kun ytterste element kryptall. Denne store forskjellen er vanskelig å forklare. En motsatt effekt ville vært å forvente, da det er nærliggende å tro at dersom man tilskriver *alle* elementer et kryptall, vil det regnes kryp på *alle* elementene, mens det kun vil regnes kryp på ytterste element dersom man tilskriver kun dette et kryptall. Det er med andre ord vanskelig å forstå hvordan NovaFrame "tenker" her, i og med at alle andre forutsetninger er identiske. Uansett kan man konkludere med at effekten av å ta med foregående kryplast inn i krypkombinasjonene ikke eksisterer.

10.2 Tid

Første betraktningstidspunkt t for et element er slutten av fasen hvor det støpes. Da modell (i) i NovaFrame tilsvarer det tidspunktet hvor elementene som støpes i fase (i) er *ferdig herdet*, vil elementene ha en alder på 3 døgn ved slutten av fasen de støpes i. Dette er også aktiveringstidspunktet t₀ for elementene. Dermed har elementene en effektiv alder på 0 døgn ved slutten av fasen de støpes i, og vil derfor ikke gi kryp før utover i neste fase. Neste betraktningstidspunkt t vil da være ved slutten av påfølgende fase, 7 dager senere. Elementer som er støpt i fase (i) vil ha en alder på 3 + 7 = 10 døgn ved slutten av fase (i + 1). Betraktningstidspunktet t vil øke med 7 døgn for hver fase så lengde byggeprosessen fortsetter med jevn seksjonsvis utstøping.

Hvert element vil etter hvert som byggeprosessen forløper belastes inkrementelt med vekten av nye elementer. Dette vil endre spenningstilstanden i elementene bakover på kragarmen, og en ny krypberegning kreves. Tidligere har dette, som nevnt tidligere, vært antatt løst ved å alltid inkludere kryplast (i - 1) inn i krypkombinasjon (i). Når det viser seg at denne metoden ikke fungerer i programmet, må det løses på en annen måte.

Det velges derfor her å modellere krypkombinasjonene etter det som utgjør det *reelle* grunnlaget for spenningstilstanden. Dvs. at i hver enkelt byggefase/modell inkluderes egenvekt av *alle støpte elementer, alle* oppspente spennkabler, samt vognvekt på ytterste element.

Denne metoden krever at man tilpasser kryptallene. Dersom man for element (i) benytter $\phi(t_k, t_0)$ i fase (k) og $\phi(t_{k+1}, t_0)$ i fase (k + 1), vil krypeffekten dupliseres og gi for store påvirkninger. Det er viktig å huske at belastningsalderen t_0 for element (i) er lik 3 døgn *kun for elementets egenvekt, spennkabler og tilhørende vognvekt*. Element (i) belastes med vekten av element (i + 1) ved alder lik 7 døgn:

| Herding av element (i) | 3 døgn |
|--|--------|
| Forskaling av element (i + 1) | 4 døgn |
| Alder av element (i) ved påføring av vekt av element (i + 1) | 7 døgn |

Vekten av element (i + 2) påføres element (i) ved en alder av 14 døgn:

| Herding av element (i) | 3 døgn |
|--|---------|
| Forskaling av element (i + 1) | 4 døgn |
| Herding av element (i + 1) | 3 døgn |
| Forskaling av element (i + 2) | 4 døgn |
| Alder av element (i) ved påføring av vekt av element (i + 2) | 14 døgn |

Deretter antas det at belastningsalder t_0 vil øke med 7 døgn for hver fase så lenge byggeprosessen fortsetter med jevn seksjonsvis utstøping.

Det fremgår av beregningene over at varigheten av ett belastningsintervall t - t₀ kun vil være 3 døgn. Dette stemmer imidlertid ikke overens med virkeligheten. Varigheten av et belastningsintervall vil være 7 døgn: 4 døgn med forskalingsarbeider, dvs. last fra egenvekt, spennkabler og støpevogn, samt 3 døgn med herding av nytt element i påvente av aktivering av dette. Denne forskjellen i belastningsintervall skyldes manglende samsvar mellom reell støpeprosess og modellene/fasene i NovaFrame. I NovaFrame påføres nye elementer som ferdig herdet, mens vekten av disse i realiteten ble påført foregående elementer 3 døgn tidligere, når den våte betongen ble tømt i forma. Derfor justeres t - t₀ til 7 døgn for normal støpeprosess. For å ivareta det faktum at et element over intervallet t - t₀ = 7 døgn belastes 4 + 3 døgn med egenvekt, spennkabler og støpevogn og 3 døgn med vekt av våt betong for neste element, *legges halvparten av vekten av den våte betongen til punktlasten/støpevogna*. Egenvekt av belastet element, samt tilhørende spennkabler, beregnes av programmet, mens vekten av påfølgende element beregnes i Microsoft Excel og legges til vognvekten i en punktlast. Dette antas å være nærmere realiteten enn å kun belaste elementet med egenvekt, spennkabler og støpevogn i 7 døgn. Vekten av seksjonene varierer fra i underkant av 40 tonn til ca. 191 tonn.



Det kan være vanskelig å tolke hvordan man skal benytte belastningsalderen t₀ i forbindelse med inkrementelle spenningsøkninger som man har ved utbygging av FFB-bruer. Som det framgår over, vil et hvert element belastes med en spenning (egenvekt) etter tilstrekkelig herding, dvs. ca. tre døgn. Således er belastningsalderen t₀ lik tre døgn. Deretter belastes elementet med en ny spenning etter 7 døgn, når neste element er i støpeforma. Den nye spenningstilstanden har da en belastningsalder t₀ lik 7 døgn. Det er strengt tatt kun spenningsøkningen som da skal ha ny belastningsalder, siden den første spenningen (egenvekt) fremdeles vedvarer. Dermed vil et element ha forskjellige t₀ for forskjellige spenninger, som alle varierer fra fase til fase. Problemstillingen kan virke oppkonstruert, ettersom man inn i faktoren β_c kun vurderer varigheten av belastningen t - t₀, som her settes til 7 døgn (den reelle varigheten av de ulike spenningstilstandene). Det som kompliserer dette er faktoren β_{t0} , som ivaretar virkningen på kryptallet av betongens alder ved belastning. Utviklingen til denne faktoren fra 0 - 365 døgn er vist i figur 22 under. Som man ser halveres denne fra t₀ lik ca. 10 døgn til t₀ lik 365 døgn. Dermed halveres også kryptallet.



Figur 22 - Utvikling av β_{t0} fra 0 - 365 døgn

Det er opplagt at man ikke kan ta hensyn til dette i NovaFrame, da det kun kan tilskrives ett kryptall til hver seksjon i hver fase. I NovaFrame beregnes kryp i hver fase, og hver fase har kun én spenningstilstand, som ikke deles opp i ulike bidrag, rent tidsmessig. Riktig nok har elementene som inngår i hver fase justerte kryptall, men dette er basert på at *hele spenningen* som påføres et element i en fase har samme belastningsalder. For alle elementer har egenvekten i realiteten en belastningsalder t₀ på 3 døgn, mens vekten av neste element har 7 døgn, osv. Dette lar seg ikke ivareta i programmet. Dermed får alle spenningene som bidrar til en spenningstilstand samme belastningsalder t₀. Dette vil underestimere krypet, da t₀ for et gitt element økes for hver fase. Dermed vil β_{t0} avta, og man får et redusert kryptall. Allikevel er det slik at den spenningen som påføres grunnet utstøping av ytterste element, som er den spenningen som vil bidra mest til krypet, vil få den riktige belastningsalderen. Se figuren under.



Figur 23 - Spenningstilstanden i en gitt fase med fire elementer. Element 1 har fire ulike bidrag til den totale spenningstilstanden (i realiteten flere, da spennkabler og vognvekt ikke tas med i denne prinsipielle forklaringen). Alle disse belastes element 1 på ulike tidspunkt. Dette lar seg ikke ivareta i NovaFrame, hvor man ikke kan skille mellom de ulike spenningene. Dermed får element 1 i denne fasen en belastningsalder t₀ som tilsvarer tiden det har gått fra element 1 utstøpes til vekten av element 4 påføres, f. eks. 21 døgn som her.

Man kunne eventuelt studert hvordan en midling av de mange kryptallene basert på ulike belastningsaldre ville slått ut, men dette er ikke gjort her. Et annet alternativ kunne vært å benytte kortere tidsintervall i krypberegningene. Dette ville økt arbeids- og inputmengden i NovaFrame betraktelig, da langt flere delmodeller ville vært nødvendig.

10.3 Delkryp og delsvinn

I tidlige oppgaver har prinsippet om delkryp blitt benyttet. Dette går ut på å fordele krypet ut på tidsintervaller for å ivareta det faktum at det statiske systemet endrer seg (Aune, 2010). Riktig andel kryp må fordeles på riktig statisk system. Det samme gjelder for svinn.

For et gitt element som skal vurderes etter t døgn, vil effektiv alder bli t - t_0 . For elementene på en FFB-bru vil man da ha to muligheter:

1) La t_0 være 3 døgn for alle elementer i alle faser, og kun justere betraktingsalderen t etter hvert som elementene blir eldre. For å finne krypet i fase (k), tar man kryptallet beregnet for tiden som tilsvarer fase k minus kryptallet beregnes for tiden som tilsvarer fase (k - 1):

 $\varphi_k = \varphi(t_k, t_0) - \varphi(t_{k-1}, t_0)$

Det samme prinsippet gjelder om man vil bestemme kryptall for langtidskryp:

 $\varphi_{100\,\text{år}} = \varphi(t_{100\,\text{år}}, t_0) - \varphi(t_{\text{ferdig bru}}, t_0)$

Dette omtales som prinsippet om delkryp, og er en forholdsvis enkel metode å håndtere, mtp. både beregning av kryptall og input i NovaFrame, men krever at man alltid har kontroll på den globale tidsaksen i byggeprosessen. Benyttes metoden riktig, vil hver fase få tildelt et kryptall som tilsvarer den reelle varigheten på fasen (sju døgn her).

Metoden har en klar svakhet; den tar ikke hensyn til belastningsalder, og er således ikke helt riktig. Et gitt element vil få spenningsinkrementer på mange ulike tidspunkt i løpet av byggeprosessen, og faktoren β_{t0} vil variere.

I sin masteroppgave benytter Erik Aune en metode som delvis er basert på denne metoden. For langtidskrypet følger Aune fremgangsmåten beskrevet over. For korttidskrypet velger han å påføre kryptallet for ytterste element, beregnet for sammenkoblingstidspunktet, på *alle* elementer i gitt fase. Aune varierer altså ikke kryptallet for seksjonene fra fase til fase, men påfører alltid kryptall beregnet for sammenkoblingstidspunkt i alle fasene, kun justert for geometri. Dette blir en tilnærming, men som nok kan vise seg å gi fornuftige resultater.

2) Endre t_0 i hver fase, som forklart i kapittel 10.2, og alltid justere $t - t_0$ til å tilsvare den reelle varigheten på fasen. Slik ivaretar man belastningsalderen, om enn ikke helt riktig, bedre enn ved å kun endre betraktningstidspunktet gjennom byggefasen. Også denne metoden baserer seg på delkryp, og er like håndterlig som metoden beskrevet i 1). I tillegg slipper man unna subtraheringen av kryptall. For langtidskryp settes t_0 lik alderen elementene har ved ferdigstillelse av brua.

For å studere forskjellene på de to innfallsvinklene nevnt over, er kryptall for 100 år beregnet for element 24 (første FFB-element fra akse 2) på brua med begge metoder. Man antar da at element 24 har en alder på 365 døgn ved ferdigstillelse av brua. For metode 1) blir kryptallet

 $\phi_{100 \text{ ar}} = \phi(t_{100 \text{ ar}}, t_0) - \phi(t_{\text{ferdig bru}}, t_0) = \phi(36500, 3) - \phi(365, 3) = 0,651$

For metode 2) blir kryptallet

 $\phi_{100\,\text{ar}} = \phi(t_{100\,\text{ar}}, t_0) = \phi(36500, 365) = 0,803$

Forskjellen er altså på 19 %. Selv om metode 2) ikke er fullstendig riktig (se kapittel 10.2), er det åpenbart at den er riktigere enn å neglisjere endringene i belastningsalder, som i metode 1). Når man i tillegg ser at metode 2) er den mest konservative, er det denne som er mest logisk å benytte. I figur 25 under blir effekten av belastningsalder på kryptallet ytterligere understreket. Begge grafene gir kryptall ϕ for element 24 for 0 < t < 100 døgn. I figur til venstre er t₀ = 3 døgn. Kryptallet ϕ_1 etter t = 40 døgn, dvs. med et belastningsintervall på 40 - 3 = 37 døgn, er lik 0,739. I figur til høyre t_0 = 33 døgn (dvs. omtrentlig det tidspunktet hvor element 24 belastes med element 20). Et belastningsintervall t - t_0 på 37 døgn gir t = 70 døgn, som igjen gir et kryptall på 0,471. I klartekst vil altså kryptallet endres med 36 % for et belastningsintervall på 37 døgn dersom man endrer belastningsalderen fra 3 til 33 døgn.

Kryptall for fire tenkte elementer gjennom fire faser er eksemplifisert i tabellen under, hvor element 1 støpes først og element 4 støpes sist. Som det fremgår av tabellen vil kryptallet for et element være 0 i den fasen hvor det støpes, ihht. diskusjonen over.

| | Fase | | | | | | | |
|-------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Element nr. | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | |
| | lkke- iustert | Justert | lkke- iustert | Justert | lkke- iustert | Justert | Ikke- iustert | Justert |
| | $\varphi(t,t_0)$ | $\varphi(t-t_0)$ | $\varphi(t,t_0)$ | $\varphi(t-t_0)$ | $\varphi(t,t_0)$ | $\varphi(t-t_0)$ | $\varphi(t,t_0)$ | $\varphi(t-t_0)$ |
| 1 | ሐ(3 3) | 0 | Ikke | Ikke | Ikke | Ikke | Ikke | Ikke |
| | φ(3,3) | Ŭ | støpt | støpt | støpt | støpt | støpt | støpt |
| 2 | ф(10,7) | φ(7) | ф(3,3) | 0 | Ikke | Ikke | Ikke | Ikke |
| | | | | | støpt | støpt | støpt | støpt |
| 3 | ط(17 1 <i>1</i>) | d(7) | ሐ(10 7) | d(7) | <u> ተ(3.3)</u> | 0 | Ikke | Ikke |
| | ψ(17,14) Ψ(7) | Ψ(±0,7) | $\Psi(7)$ | Ψ(3,3) | 0 | støpt | støpt | |
| 4 | ф(24,21) | φ(7) | φ(17,14) | φ(7) | ф(10,7) | φ(7) | ф(3,3) | 0 |

Tabell 20 - Eksemplifiserte kryptall for fire elementer i fire faser

$$\beta_{c}(t,t_{0}) \qquad \text{er en faktor som skal beskrive kryputviklingen i forhold til tid etter belastning, og som kan beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:
$$\beta_{c}(t,t_{0}) = \left[\frac{(t-t_{0})}{(\beta_{H}+t-t_{0})}\right]^{0,3}$$
(B.7)

$$t \qquad \text{er betongens alder i døgn på det betraktede tidspunktet} \\ t_{0} \qquad \text{er betongens alder i døgn ved belastning} \\ t-t_{0} \qquad \text{er ikke-justert varighet av belastning i døgn}$$$$

Figur 24 - Beregning av $\beta_c(t,t_0)$ ihht. NS-EN 1992-1-1





Figur 25 - Kryptall med ulike t₀

Svinn og kryp har til felles at de baseres på en betraktningsalder (t) og en effektiv alder ved påføring av krypet/svinnet (t_0/t_s). Det er differansen mellom disse som i stor grad bestemmer størrelsen av effekten. Allikevel er det forskjeller på kryp og svinn som gjør at man må behandle disse ulikt. For en FFB-bru, vil t_0 endres undervis i byggeprosessen (se kapittel 10.2), mens t_s alltid antas til 3 døgn, da denne er avhengig av tidspunktet for avforskaling, og ikke last. Dette gjør at metoden forklart i 1) benyttes for svinn. I figur 26 under er svinntøyningen for element 24 på brua illustrert for 0 < t < 100 døgn. Dersom en tenkt fase varer fra t = 20 til t = 40 døgn, blir delsvinntøyningen:

$$\varepsilon_{\tt cs}(40)-\varepsilon_{\tt cs}(20)=2.229\times 10^{-5}$$

Denne tøyningen påføres da den gitte modellen/fasen i NovaFrame.

En fase med samme varighet som i eksemplet over, f. eks fra t = 5 til t = 25 døgn, vil gi en annen delsvinntøyning:

$$\varepsilon_{\rm cs}(25) - \varepsilon_{\rm cs}(5) = 3.568 \times 10^{-5}$$

Ikke-lineariteten til svinntøyningen vil altså ivaretas med denne metoden.





Figur 26 - Delsvinn

Når man i NovaFrame opererer med mange forskjellige modeller for å ivareta byggehistorikken, gir dette visse begrensninger i funksjonalitet. For det første er de ulike modellene helt uavhengige av hverandre, dvs. at de analyseres som selvstendige konstruksjoner. Skal man kombinere virkninger fra de ulike fasene, må dette skje gjennom lastkombinasjoner, dvs. summasjon/superposisjonering av resultater fra de separate analysene av de ulike modellene. Dette gir utfordringer mtp. krypeffekter.

10.4 Nedbøyninger

Man kan ikke uten videre summere virkninger fra ulike statiske system; f. eks. kan man ikke legge sammen nedbøyningen i en node for en modell *med* hjelpesøyle og en modell *uten* hjelpesøyle. Derimot kan man, i teorien, legge sammen nedbøyninger i nodene i fasene *før* tilkobling av hjelpesøyle. Dette krever selvfølgelig at noden som man ønsker å finne samlet nedbøyning i inngår i alle modellene som skal summeres. Dvs. at man for hver krypfase må inkludere alle elementer framover på kragarmen fram til hjelpesøylen, som *dummy-elementer*. Dette er forsøkt her. Dessverre lar ikke dette seg gjøre i praksis, da programmet i tillegg til å summere den vertikale nedbøyningen, også inkluderer *rotasjonen* av elementene. Dette vil gi urealistisk store nedbøyninger, siden hver seksjon støpes med (intensjon om) 100 % vertikal støpeskjøt. Det har her blitt forsøkt å finne en metode for å få programmet til å neglisjere denne rotasjonen, uten hell. Dermed har det ingen hensikt å inkludere flere elementer enn det som er realiteten i fasene.

Heller ikke når man kun inkluderer de reelle elementene i modellene kan man summere opp nedbøyninger automatisk, av den enkle årsak at alle nodene ikke eksisterer i alle modellene. Konklusjonen blir at det ikke lar seg gjøre å automatisk finne realistiske, fullstendige nedbøyninger i byggefasene i NovaFrame. Derimot kan resultatene som finnes med metoden brukt her benyttes til å bestemme *overhøydene* for hver fase. Disse blir i teorien riktige for hver av de enkelte fasene, da programmet for hver modell/fase ikke "husker" nedbøyningene fra forrige modell/fase.



10.5 Summasjon av kryp

Krypberegningene skal først og fremst brukes inn i ULS-verifikasjoner her. Det kreves derfor at effekten av kryp i de ulike fasene summeres opp inn i lastkombinasjoner til bruk i ULS.

Fram tom. fase 11 skaper ikke kryp spenninger i konstruksjonen, da den fremdeles er statisk bestemt. Derfor er kryp fra fase 12 den første lasten som inkluderes i de ordinære lastkombinasjonene som summerer opp krypvirkningene. Det defineres fire ulike ordinære lastkombinasjoner (*ordcomber*) til bruk inn i ULS:

1) Kryp rett før sammenkobling i midtspenn. Her er kryp fom. fase 12 tom. fase 21 summert.

2) Kryp ferdig bru. Her summeres kryp fom. fase 12 tom. fase 24.

3) Kryp 1 år. Ved beregning av kryp etter 1 år settes belastningsalder t₀ for 1-årskrypet lik den alderen de ulike elementene har i fase 23. Betraktningstidspunktet er seksjonenes alder i fase 24 pluss 365 døgn. Dette gir ett kryplasttilfelle med delkryptall for alle seksjonene etter 1 år. Dette tilfellet legges til krypet fra 2), slik at man får en ordinær lastkombinasjon til bruk i verifikasjon etter 1 år.

4) Kryp 100 år. Samme prosedyre som for kryp 1 år, men med betraktningstidspunkt 36 500 døgn.

Se kapittel 11 for mer utfyllende forklaring av summeringen mtp. forskjellige statiske system.
11 Ulike statiske systemer

Når man skal vurdere byggehistorikken i forbindelse med utbygging av FFB-bruer kreves det at man benytter flere forskjellige modeller. Når brukassen kobles til hjelpesøyler, landkar og viadukt, vil det statiske systemet endres. Det samme skjer ved kobling i midtfelt. I tabellen under er det gitt en oversikt over hvilke statiske system som er gjeldende i de ulike fasene av utbyggingen.

| Fase | Statisk system |
|---------------|----------------|
| 1 - 11 | |
| 12 - 20 | |
| 21 -22 | |
| 23 | |
| 24/ferdig bru | |

Tabell 21 - Statiske systemer i de ulike fasene

Problemet med endring av statiske system oppstår når man skal kombinere lasteffekter. Man kan ikke uten videre superposisjonere f. eks. momentdiagram for to ulike system. Dette er man avhengig av å kunne gjøre i NovaFrame, dersom man ønsker å vurdere byggehistorikken. F. eks. ønsker man å bestemme de endelige egenvektsmomentene langs brua. Da må man kombinere momentdiagrammene for alle de fem ulike statiske systemene vist i tabellen over, med alle lastinkrementene som påføres i de gitte fasene.

I forbindelse med *påføring* av nye opplagerbetingelser byr ikke dette på noen problemer. Man kan, i realiteten, for betongskonstruksjoner, kombinere momenter fra situasjonene vist i figuren under.



Figur 27 - Superposisjon av momentdiagrammer ved innføring av nytt opplager

Betong har den egenskapen at den deformeres "tregt". Derfor vil ikke omfordelingen av krefter skje *umiddelbart* etter at nye randbetingelser inntrer, men over lengre tid. Derfor kan man kombinere momentdiagrammene over, gitt at man inkluderer en krypanalyse for å ivareta langtidseffektene/omfordelingen. Slik sett er deformasjonstregheten en fordel ved modellering i regneprogram.

Det er viktig å huske at man kun skal påføre last*inkrementet* som skjer på det gitte statiske systemet. Dersom man alltid påfører *hele* lasten vil effektene dupliseres.

Problemet i forhold til ulike statiske systemer oppstår når man skal *fjerne* opplagerbetingelser, som f. eks. de midlertidige hjelpesøylene. Da vil NovaFrame "huske" momentdiagrammene som oppsto på de statiske systemene *med* hjelpesøyle, uten å endre disse mtp. at en opplagerbetingelse er fjernet. Dermed blir kombinasjonen feil. Se figuren under.





Figur 28 - Feilaktig superposisjon av momentdiagrammer ved fjerning av opplager

Dette kan heldigvis korrigeres manuelt i NovaFrame. Ved fjerning av hjelpesøyle legger man simpelthen til en ekstra lasteffekt: En punktlast med motsatt fortegn og samme verdi som opplagerkraften i hjelpesøylen påføres i hjelpesøylens posisjon (Kanstad, 2013) (Holthe, 2013). Resten av systemet er uendret, dvs. tilsvarer det endelige systemet. Se figuren under.



Figur 29 - Korrekt superposisjon av momentdiagrammer ved fjerning av opplager

Deretter kan man, for å finne endelige verdier for ferdig bru, kombinere momentdiagrammene for de fem statiske systemene i tabell 21, med momentdiagrammet fra fjerning av hjelpesøyle (punktlasten) (Holthe, 2013). Det gjøres oppmerksom på at reaksjonskraften/punktlasten fra statisk system 3 (fase 21 - 22) i figuren over neglisjeres, da denne er veldig liten (stammer kun fra lastinkrementene i fase 21 og 22). Det er altså kun reaksjonskraften fra statisk system 2 (fase 12 - 20), med lastinkrementene som påføres dette systemet, som danner grunnlag for effektene av fjerning av hjelpesøyle.

Fremgangsmåten forklart over benyttes separat på alle de ulike lastene i byggefasen: egenvekt, spennkraft, kryp og svinn. De summerte reaksjonskreftene som oppstår i hjelpsøylene (fra fase 12-20) for de ulike lastene er vist i tabell 22 under.

| | Hjelpesøyle sør [kN] | Hjelpesøyle nord [kN] |
|------------|----------------------|-----------------------|
| Egenvekt | 3 715 | 4 622 |
| Spennkraft | -2 452 | -1 291 |
| Svinn | 22 | 25 |
| Кгур | -1 291 | -1 792 |

Tabell 22 - Opplagerkraft i hjelpesøylene fra ulike laster

Denne kombineringen av egenlast- og spennkraftdiagrammer må også ivaretas inn i krypkombinasjonene; egenlastene og spennkraften må være analysert på riktig statisk system og kombinert riktig før de kan danne grunnlag for krypberegninger. Derfor må egenlast- og spennkraftdiagrammer fullføres før krypkombinasjonene kan defineres.

Det nevnes også at viadukten analyseres som et eget statisk system mtp. egenlast og spennkraft, og kombineres med resten av brua fra sammenkoblingstidspunktet i fase 21. Det regnes ikke kryp på viadukten før denne fasen.

Det nevnes at for kryp er denne fremgangsmåten ikke fullstendig riktig. Avlastingen vil også ha en langtids krypeffekt som ikke er ivaretatt her, og som heller ikke med letthet lar seg ivareta i NovaFrame (Kanstad, 2013). Allikevel antas det at tilnærmingen med å kun påføre punktlasten uten langtidseffekter vil være god. Det antas uansett at krypet som neglisjeres er relativt lite (Aune, 2013).

Vekten av støpevogner som påføres brukonstruksjonen like før statiske system endres, vil påvirke lagringen av momenter. Dette vil være tilfelle ved tilkobling av hjelpesøyler i fase 12. Her vil kragarmer ved hjelpesøyle blir fastholdt ved at det innføres et nytt opplager. Derfor er vognvektene ved hjelpesøyler for fase 11 tatt med inn i beregningen av endelig egenlastmoment som skal bli med videre fra dette statiske systemet. Momentene pga. støpevogner som er plassert på kragarmene mot midtseksjonen tas ikke med, da brubjelken ikke blir fastholdt i dette området, og momentene vil forsvinne hvis vogna fjernes. I fase 21 endres det statiske systemet nok en gang når brubjelken kobles mot landkar og viadukt. Også her vil kun momentene fra støpevogner på de kragarmene som skal kobles bli med videre. I fase 22, like før koblingsseksjonen i midtspenn skal støpes, er tre av støpevognene fjernet ihht. prosjekteringsgrunnlaget, og det står kun én støpevogn på kragarmen fra akse 3 mot midtspenn. Momentet fra denne tas med videre da deformasjonen låses ved å koble brubjelken i midtspenn.

12 Effekt av skrå gurter på skjærkraft

12.1 Litteratur og forskningsarbeid

På Dolmsundbrua har både over- og undergurt en vinkel i forhold til horisontalen. Dette vil ihht. NS-EN 1992-1-1 påvirke den effektive skjærkraften i steget i brukassen. *Hvordan* skjærkraften påvirkes er imidlertid ikke fullstendig avklart. Dette kapittelet tar sikte på å problematisere og diskutere dette temaet. Målet er å synliggjøre at det ikke foreligger sikre metoder, og at det kreves mer forskning på feltet. Samtidig tas det sikte på å bestemme en metode for bestemmelse av effektiv skjærkraft i brukassesteget på Dolmsundbrua.

I løpet av de siste tiårene har dimensjonering av betongtverrsnitt med tanke på skjærkraft vært gjenstand for mye forskning. Nghiep (2011) går langt i å antyde at man ikke forstår alle mekanismene bak overføring av skjærkraft i betong, og at bidragene til de kjente mekanismene til den samlede skjærkapasiteten ikke er kvantifisert. Det foreligger mange forslag til modeller, og de ulike regelverkene i forskjellige land er basert varianter av disse. Noen er basert på mekaniske modeller som det føres analytiske bevis for, mens andre er basert på empiri fra tester. Nghiep advarer sterkt mot å benytte rene empiriske modeller, da det vil kreve enormt mange tester hvor de mange variablene er tatt hensyn til. En sikker og troverdig metode må baseres på en mekanisk modell, og empiri må brukes til å verifisere denne.

Nye regelverk er mer konservative enn de eldre når det gjelder skjærkraftdimensjonering. Dette gjelder bla. både NS-EN 1992 (EC2) og den tyske standarden DIN 1045-01(Nghiep, 2011). Skjærkraftformlene i både EC2 og DIN 1045-01 er basert på CEB-FIP Model Code 1990, som igjen er basert på en ren empirisk modell. Bevisstheten om usikkerheten i empiriske modeller medfører at regelverket blir konservativt. Tester utført av Nghiep på 14 fritt opplagte bjelker (uten skjærarmering), viser en gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor på 1,94 når beregnet med DIN 1045-1. Til sammenligning hadde kanadisk standard og sveitsisk standard, som er basert på andre (semi-empiriske) modeller, gjennomsnittlige sikkerhetsfaktorer på hhv. 1,11 og 1,37. Den store spredningen i resultatene indikerer stor usikkerhet rundt modeller for skjærkraftdimensjonering.

Figur 30 illustrerer den store spredningen i skjærkapasitet basert på 878 tester og beregninger etter kanadisk standard CSA 2003. Det faktum at alle prøvene er på den sikre siden, dvs. har sikkerhet over 1,0, skyldes først og fremst at regelverket er veldig konservativt grunnet vissheten om at modellene er usikre. Særlig for betong med høy fasthet er spredningen stor. Dersom man forstår skjærkraftoverføring i betong bedre, vil man kunne lage modeller som ikke nødvendigvis er *sikrere*, men som er mer presise, og som vil gi bedre og mer økonomisk design.



Figur 30 - Sikkerhetsfaktorer for skjær i betong med ulike fastheter (Nghiep, 2011)

På tross av at bjelker eller kasser med skrå gurter er mye benyttet i brukonstruksjoner, finnes det lite forskning og ingen allment akseptert modell for skjærkraftdimensjonering av slike(Nghiep, 2011)(Pérez Caldentey, et al., 2012)(Tena-Colunga, et al., 2008). Alle de ulike regelverkene og kodene sier at det skal tas hensyn til effekten av skrå gurter, men ingen, med unntak av DIN 1045-01, inneholder noen form for prosedyre for å beregne denne effekten. EC2 sier i 6.2.1(2) at kapasiteten for skjærkraft for en konstruksjonsdel med skjærarmering er V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}, hvor de to siste bidragene kommer fra de skrå gurtene, se figur 31. Videre sier ikke EC2 hvordan disse kan beregnes. Heller ikke den gamle norske betongstandarden NS 3473 gav noen regler for dette.



Figur 31 - Bidrag fra skrå gurter til skjærkraftkapasitet ihht. EC2

Den konvensjonelle framgangsmåten for å bestemme V_{ccd} er å dividere momentet i det gitte snittet på armen mellom strekk- og trykksenter, for så å multiplisere med tangens til helningsvinkelen for å



få vertikalkomponenten av kraften i trykkgurten(Dilger & Langohr, 1997). Det er denne framgangsmåten som er gitt i DIN 1045-01. Se figuren under.

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{pd} \leq V_{Rd}^{\alpha}$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} \cdot \tan \alpha \approx \frac{M_{Ed}}{0,9d} \cdot \tan \alpha$$
Where:

$$V_{Ed0} : \text{Shear force due to dead loads and live loads,}$$

$$V_{ccd} : \text{Design shear resistance due to inclination of compression chord of beam,}$$

$$V_{d} : \text{Design shear resistance component of inclined longitudinal tension reinforcements,}}$$

$$V_{pd} : \text{Design shear resistance component of prestressed force,}$$

$$V_{Rd}^{\alpha} : \text{Design value of shear bearing capacity of haunched beams at design section.}$$

$$(1) - \text{Line of thrust}$$

$$(3) - \text{Axis of gravity}$$

$$(4) - \text{Axis of reinforcement}$$

Figur 32 - Metode for å beregne skjærkapasitet i skrå bjelker etter tysk standard DIN 1045-01

Også American Concrete Institute (ACI) beskriver denne fremgangsmåten, og sier at det skal tas hensyn til effekter av skrå bøyetrykkspenninger.

Det stillers store spørsmålstegn ved denne metoden (Nghiep, 2011) (Dilger & Langohr, 1997) (Tena-Colunga, et al., 2008). Nghiep antyder at effekten av V_{ccd} ikke kan bekreftes, da det har vært lite forskning på temaet. I sin avhandling testet Nghiep 18 bjelker (uten skjærarmering) med ulike vinkler på trykkgurten. Figur 34 a viser bruddlast som en funksjon av helningsvinkelen α på de bjelkene som feilet grunnet skjær, mens figur 34 b viser bruddlast som en funksjon av effektiv høyde i kritisk snitt. De ulike bjelketypene med egenskaper er vist i figur 33 under.



Figur 33 - Ngiheps testbjelker

Selv om dette eksperimentet har liten direkte relevans for en kontinuerlig brubjelke med kassetverrsnitt og skjærarmering, kan man gjøre noen interessante observasjoner. Figur 34 a viser tilsynelatende at

1) For lange bjelker, avtar kapasiteten med økende α .

2) For korte bjelker, øker kapasiteten noe med økende α .

Nghiep trekker selv disse konklusjonene i sin oppsummering, og hevder at funnene står i total kontrast til prinsippet i DIN 1045-01 om at V_{ccd} skal øke skjærkapasiteten. Det er mulig å hevde at dette er en noe søkt konklusjon i og med at det refereres til *maksimalhøyde* d_m av tverrsnittet når resultatene legges fram i figur 34 a. Nghieps egne testresultater viser at kritisk snitt for skjærkraft i en bjelke med betingelser som i dette forsøket ligger ved opplager. I testen økes α suksessivt, men

samtidig *reduseres tverrsnittshøyden i kritisk snitt*. Dermed er det ikke gitt at skjærkapasiteten øker med økende α , og figur 34 a sier dermed lite om effekten av α . Det samme kan sies om figur 34 b, hvor α endres etter hvert som d økes suksessivt.



Figur 34 - Bruddlast i Nghieps tester. (a) Bruddlast som funksjon av ulike helningsvinkler (b) Bruddlast som funksjon av ulike effektive høyder

Ut i fra resultatene fra testen er det dog mulig å argumentere for at V_{ccd} eksisterer. Sammenligner man resultatene fra bjelke 2K og 4K, ser man at disse har lik bruddlast. Beregningsmessig har 2K høyere kapasitet enn 4K, dersom man ser bort fra effekten av trykkgurten. Men, dersom denne effekten tas med ser vi at kapasiteten igjen blir den samme for de to bjelkene. Betrakter man det kritiske snittet ca 1,0 · d ut fra opplager, finner vi kun to signifikante forskjeller på de to bjelkene:

1) Tverrsnittshøyde. 2K er høyere enn 4K i kritisk snitt.

2) Vinkel på trykkgurt. 4K har betraktelig større helning enn 2K.

Ut i fra dette kan man langt på vei konkludere med at V_{ccd} eksisterer, og at effekten øker med økende vinkel, da forskjellen i kapasitet grunnet redusert tverrsnittsareal kompenseres av forskjellen i helningsvinkel. *Hvor stor* og *hvilke variable* som påvirker effekten er som Nghiep hevder uklart, og det vil kreves mer forskning og mer relevante tester for å kunne kartlegge dette.

Hvorvidt denne forskningen er relevant for bjelker *med* skjærarmering er også svært usikkert. Som kjent kreves det skjærarmering for å kunne opprette en indre fagverksmodell. Slik sett er Nghieps arbeid tilsynelatende irrelevant for Dolmsundbrua, som prosjekteres med skjærarmering beregnet ut

i fra en fagverksmodell. Allikevel er det interessant å se at effekten av skrå gurter sannsynligvis eksisterer også for bjelker uten skjærarmering.

Dilger & Langohr fører i sin publikasjon fra 1997 teoretiske bevis for effekten av V_{ccd}, i forbindelse med byggingen av Confederation Bridge over Northumberlandstredet i Canada. Arbeidet ble brukt i dimensjoneringen av brua. Denne brua har et buet kassetverrsnitt som Dolmsundbrua. Det bevises at effekten av V_{ccd} er mye mindre enn man antar gjennom den konvensjonelle beregningsmåten nevnt over, slik at effekten i verste fall overestimeres med over 20 %. Dette er basert på at horisontalkomponenten av skjærtrykkfeltet, idet det oppstår skjærriss, vil påvirke gurtkreftene. Kraften i trykkgurten reduseres med V/2tanθ, mens kraften i strekkgurten øker tilsvarende. Dermed reduseres også V_{ccd}, og den konvensjonelle metoden med moment dividert på momentarm blir på den usikre siden. Gjennom likevektsbetraktninger (se figur 35) kommer Dilger & Langohr fram til følgende uttrykk for kraft som skal tas opp i veggene i kassetverrsnittet:

 $V_{\rm w} = \frac{V_{\rm f} + V_{\rm p} + (M_{\rm f} + N_{\rm f} y_{\rm o})(\tan\beta)/d_{\rm v}}{1 - (\tan\beta)/(2\tan\theta)}$

hvor

- V_f: Påført skjærkraft fra egen- og nyttelast
- V_p: Vertikalkomponenten fra kraften i spennkabler
- M_f: Moment i betraktet snitt
- N_f: Aksialkraft fra ytre laster og spennkabler
- $\boldsymbol{y}_0:$ Avstand fra tyngdepunktet til toppen av tverrsnittet
- β: Trykkgurtens vinkel
- d_v: Indre momentarm
- θ: Betongtrykkstavens vinkel



Figur 35 - Basis for likevektsberegninger av skrå bjelke ihht. Dilger & Langohr

Utrykket er gjenkjennbart og har samme form som $V_{Rd} = V_{Rd,s} + M_{Ed} \cdot \tan\beta/d_v$. Forskjellen fra det konvensjonelle uttrykket er leddet under brøkstreken, som for $\beta = 12$ grader og $\theta = 40$ grader, vil gi en reduksjon på 13 %. Feilprosenten som funksjon av θ for ulike β er illustrert i figur 36.

Dilger & Langohr argumenterer også for at vinkelen på trykkraften i gurten β kan være forskjellig fra den geometriske vinkelen til gurten, og at det i spesielle tilfeller kan være nødvendig å beregne denne nærmere. I tillegg bør man være klar over at det i forbindelse med tverrskott, som over søyler, kan oppstå variasjoner i kraftfordelingen i tverrsnittet.

Svakheten med denne modellen er naturligvis at den mangler empirisk verifikasjon.



Figur 36 - Feilprosent som følge av redusert kraft i trykkgurt for ulike β og α

Helge Brå har utført liknende analyse av effekt av skrå gurter som Dilger & Langohr gjorde. Brå har utvidet uttrykket for effektiv skjærkraft på steget til også å inkludere effekt av skrå overgurt, som er en klar fordel dersom uttrykket skal benyttes på FFB-bruer. I tillegg tar Brå med effekten av en eventuell vinkel på skjærarmeringen i forhold til horisontalen. Brå kommenterer at horisontalkomponenten av trykkfeltet antas å virke i tyngdepunktet, og dermed ikke gir noe bidrag til momentkapasitet. Dilger & Langohr antar at denne komponenten treffer det geometriske midtpunktet i tverrsnittet, dvs. d_v/2, og at den dermed vil bidra til momentopptak. Denne effekten eksisterer på papiret, men beregninger viser at den er svært liten, og kan neglisjeres, som Brå kommenterer. Basisen for Brås utledninger er vist i figuren under.



Figur 37 - Basis for utledning av Brås uttrykk for effektiv skjærkraft

Brå kommer fram til følgende uttrykk for effektiv skjærkraft:

 $V_{\text{Steg}} = V_{\text{Ed}} + F_{\text{cd}} \cdot \sin\beta + F_{\text{td}} \cdot \sin\gamma$

hvor

$$\begin{split} F_{td} &= \eta \cdot (F_{cd} \cdot \cos\beta + M_{Ed}/z_o)/\cos\gamma \\ F_{cd} &= (N_{Ed} + V_{Ed} \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) - \eta \cdot M/z_o \cdot (1 \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \tan\gamma))/K \\ K &= \cos\beta \cdot (1 + \eta) - \sin\beta \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) - \eta \cdot \tan\gamma \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \cos\beta \\ \eta &= z_o/z_u \end{split}$$

Brås utledning er basert på samme prinsipp som hos Dilger & Langohr; at fagverksmodellen, som aktiveres når det oppstår diagonale skjærriss, vil medføre endrede krefter i gurtene. Det lille avviket kommer av at Brå neglisjerer trykkfeltets horisontalkomponent ved å summere moment om tyngdepunktet. Det er verdt å nevne at Brås og Dilger & Langohrs uttrykk er utarbeidet helt uavhengig av hverandre. Dette, kombinert med det faktum at begge gir like resultat, er med å styrke reliabiliteten til metoden. Svakheten er som nevnt at det ikke foreligger særlig empirisk verifikasjon.

Som nevnt finnes det lite eksperimentelt arbeid på dette området. En god del analytisk og eksperimentelt arbeid er lagt ned for å beregne *stivhet* av ikke-prismatiske bjelker, men mtp. på skjærkraft foreligger det svært få arbeider (Tena-Colunga, et al., 2008). I tillegg til testene utført av Nghiep, og det analytiske arbeidet til Dilger & Langohr og Brå, finnes det bare et fåtall andre (eksperimentelle) arbeider:

- Debaiky & El-Niema (1982)
- Stefanou (1983)
- El-Niema (1988)
- MacLeold & Houmsi (1994)
- Tena-Colunga et al. (2008)

Blant disse finner man variasjoner hva angår prosedyre og oppsett av tester. MacLeold & Houmsi testet doble utkragende bjelker uten skjærarmering, mens bla. Tena-Colunga et al. testet bjelker hvor den skrå gurten var i strekk. De fleste av disse benyttet fritt opplagte bjelker med lengde ca 1,5 - 3,0 m. Ved sammenligning av arbeidene viser det seg at det enda ikke foreligger en metode/modell som er generell nok. Dette fordi ulike oppsett, med tanke på opplagerbetingelser, armering og strekk/trykk i den skrå gurten, gir sprikende resultater som ikke lar seg anvende med tilfredsstillende

resultater på andre oppsett (Tena-Colunga, et al., 2008). Derfor kreves det flere og mer presise eksperimenter.

MacLeold & Houmsi foreslo en modifikasjon av den konvensjonelle metoden, hvor man i tillegg til å legge til en empirisk faktor F i uttrykket for V_{ccd} , benyttet en annen momentarm. Denne var basert på et kritisk snitt i en gitt avstand fra momentnullpunkt, uttrykt ved horisontalprojeksjonen av hovedskjærrisset. Denne metoden er som nevnt basert på empiri fra testing av bjelker uten skjærarmering, og overestimerer kapasiteten i de fleste tilfeller (Tena-Colunga, et al., 2008).

Debaiky & El-Niema foreslår en formel for V_{Rd,s}, dvs. betongens eget bidrag til skjærkapasiteten, som er modifisert for å passe til bjelker med skrå gurt gjennom å innføre effektiv dybde i kritisk snitt i formelen. Formelen tar ikke hensyn til endring i betongtrykkstavens vinkel θ , selv om resultatene fra deres eget eksperiment viste at denne endret seg med ulik helningsvinkel α . Hva angår bidraget fra skrå gurter, velger Debaiky & El-Niema å innføre et bidrag som varierer kun med α , og ikke momentet. Dette, sammen med den konstante vinkelen θ , gjør at kapasiteten overestimeres i de fleste tilfeller(Tena-Colunga, et al., 2008). Modellen er strengt empirisk og baserer seg på testing av bjelker med skrå lengdearmering. Dermed blir relevansen liten og usikkerheten stor i forhold til kontinuerlige kassetverrsnitt med trykk i den skrå gurten, som på Dolmsundbrua.

Tena-Colunga et al. utførte sine tester på fritt opplagte bjelker med strekk i den skrå undergurten. I tillegg var bjelkene skrå bare fra opplager og til 1/3 av den totale lengden, slik at man fikk en del med prismatisk tverrsnitt i midten, se figur 38.



Figur 38 - Bjelkearrangement i testen til Tena-Colugna et al.

Selv om dette oppsettet avviker fra Dolmsundbrua, har Tena-Colunga et al. noen interessante observasjoner og forslag i sin artikkel som kan være relevante og anvendbare. Tena-Colunga et al. tar utgangspunkt i prinsippet til Dilger & Langohr om at kraften i trykkgurten reduseres når det oppstår riss, og at man får tap av heft mellom lengdearmering og betong. Forholdet M_{exp}/M_n beregnes, hvor M_{exp} er momentet i det betraktede snittet pga. av skjærkraften som skaper hefttap, og M_n er det nominelle maksimale momentet tverrsnittet kan ta. Ut i fra dette kommer Tena-Colunga et al. fram til en formel for effektivt moment i kritisk snitt, M_{cr} , som benyttes i den konvensjonelle formelen

$$V_c = V_{pc} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha$$

hvor

 $M_{cr} = 0.5 M_n (1-1.6 \tan \alpha)$

 $d_{cr} = d_{min}(1+1.35\tan\alpha)$

 d_{min} : effektiv høyde av prismatisk del

I tillegg foreslår Tena-Colunga et al., basert på observasjoner av rissvinkler i sin egen test, samt MacLeold og Houmsi sine tester, et utrykk for betongtrykkstavens vinkel θ :

I følge Tena-Colunga et al. vil altså θ avta for økende α. Da dette eksperimentet er basert på en utforming av bjelkene som i figur 38, er det usikkert om dette uttrykket også gjelder for kontinuerlige bjelker med kontinuerlig inklinasjon på gurten.

Formelen for M_{cr} må også sies å være usikker, da den er basert på et plot av forholdet M_{exp}/M_n for kun få bjelker, med stor spredning. Allikevel er den praktisk og anvendbar samtidig som den tar hensyn til effekten påpekt av Dilger & Langohr. Tena-Colunga et al. sine egne testresultater viser at kapasiteten bergenes mer presist med disse formlene enn med formlene foreslått gjennom de andre overnevnte arbeidene. Dette kan være en konsekvens av at alle de ulike formlene ble benyttet på Tena-Colunga et al. sine testbjelker, selv om de var utarbeidet gjennom testing av andre typer bjelker. Tena-Colunga et al. påpeker selv det faktum at man bør være forsiktige med å generalisere, da ulike oppsett har vist seg å gi ulike resultater.

Det er også verdt å nevne at for store helningsvinkler α *overestimerer* Tena-Colunga et al. kapasitetene. I så måte ser Dilger & Langohr ut til å være mer konservative enn andre. Bakgrunnen for dette kan være den rene analytiske tilnærmingen til problemet, som fører til at man ikke inkluderer eventuelle korreksjonsfaktorer som oppstår i virkeligheten, og som avdekkes ved testing.

Både Tena-Colunga et al. og MacLeold & Houmsi påpeker at bjelker med skrå gurter har større deformasjonskapasitet/duktilitet enn prismatiske bjelker, dersom referansen er maksimalhøyden i den skrå bjelken. Dette skyldes evnen til omfordeling av riss i den skrå delen. Dermed vil skrå bjelker få mindre sprø brudd enn prismatiske bjelker.

Som det framgår av diskusjonene over, har man ikke nok forskningsgrunnlag til å utarbeide en metode/modell som omfavner alle typer skrå bjelker. Mye tyder på at dette heller ikke er mulig, da det finnes veldig mange variasjoner av denne typen bjelker. Noe overraskende er det å se at man tester bjelker *uten* skjærarmering, samt fritt opplagte bjelker hvor den skrå undergurten er i *trykk*. Selv om man tilsynelatende, og rent prinsipielt, kan benytte like modeller for bjelker med skrå strekkgurt (og skrå lengdearmering) og bjelker med skrå trykkgurt (og rett lengdearmering), kan man ikke stole på at resultatene fra tester med førstnevnte er anvendbare for sistnevnte bjelketype. Mer



målrettet og spesifikk forskning er nødvendig. Et forslag til testoppsett for å bestemme effekten av V_{ccd} , kan være å teste bjelker med ulik α hvor effektiv høyde i kritisk snitt holdes så konstant som mulig. Slik får man en test hvor man kun har en variabel å forholde seg til, i motsetning til i testene utført av Nghiep og Tena-Colunga et al.

Dersom man har konstruksjoner hvor man er svært usikker på effekten av skrå gurter, vil man med meget stor presisjon kunne anslå kapasiteten gjennom en ikke-lineær elementanalyse (Nghiep, 2011). I sin avhandling gjennomførte Nghiep slike analyser av sine testbjelker, og resultatene samsvarte svært godt med testresultatene. Dessverre er slike analyser tidkrevende og kostbare, og dermed lite praktisk å benytte i prosjektering av f. eks. store bruer. Allikevel kan ikke-lineær elementanalyse benyttes i forskningsarbeidet, for å utarbeide sikre empiriske utrykk for kapasitet i ulike bjelker med skrå gurter.

Dersom man skal anbefale en metode for bruk i skjærberegning av Dolmsundbrua, er det naturlig å trekke fram Dilger & Langohrs ellers Brås arbeid som det mest relevante. Dilger & Langohrs arbeid ble brukt i prosjekteringen av Confederation Bridge, som har lignende geometri som Dolmsundbrua, og som ikke har rapporterte feil eller mangler etter å ha stått i over 10 år. På tross av at metoden mangler empirisk verifikasjon, er den basert på gode antagelser, og det er ingenting som tyder på at det analytiske arbeidet ikke er riktig (Tena-Colunga, et al., 2008). Tena-Colunga et al. sine tester viser også at Dilger & Langohrs metode er den mest konservative av metodene vurdert. De andre metodene presentert i dette kapittelet er basert på testoppsett med for store avvik i forhold til Dolmsundbrua, og kan dermed ikke benyttes med stor nok sikkerhet. Nærmest kommer nok Tena-Colunga et al. sitt forslag, som i stor grad baserer seg på Dilger & Langohrs arbeid. Dette er praktisk og anvendbart, men ikke pålitelig, da det ikke foreligger nok eksperimenter, samt at det viste seg å overestimere noen kapasiteter. Nghieps forslag er anvendbart i praksis, gjennomarbeidet, og gir gode resultater i Nghieps egne tester, men hverken dette eller MacLeold & Houmsis forslag kan benyttes da de er basert på tester uten skjærarmering.

Hva angår koder og regelverk diskutert her, er det som nevnt bare tysk standard DIN 1045-01 som gir retningslinjer for å bestemme kapasiteten av skrå bjelker. Allikevel er det nærliggende å anta at det er den konvensjonelle metoden gitt i denne standarden som benyttes av de fleste prosjekterende i alle land, da den er mest kjent og framstår som logisk. Det er nok mer uvisst om de prosjekterende benytter dette tillegget i kapasitet med stor nok forsiktighet. Det er sannsynlig at usikkerheten og mangelen på verifikasjon er grunnen til at de fleste regelverk ikke inkluderer en metode for å beregne tilegget. NS-EN 1992-1-1 sier som nevnt at tillegget kan tas med, både for skjærstrekk- og skjærtrykkbrudd, *men kun for tverrsnitt med skjærarmering.* Dette er et konservativt grep som er tatt i standarden, for å unngå at man overestimerer kapasiteten i tverrsnitt uten skjærarmering, og fordi effekten av skrå gurter ikke kan bekreftes analytisk uten at det opprettes en fagverksmodell. Det er verdt å merke seg at DIN 1045-01 tillater tillegget for både armerte og uarmerte tverrsnitt. På den annen side tillater DIN 1045-01 20 % lavere skjærkapasitetsbidrag fra betongen selv.

Det er også verdt å notere seg at NS-EN 1992-1-1 i kapittel 6.2.3(7) ivaretar tilleggskraften i gurtene grunnet komponenten til betongtrykkstaven (likning (6.18)). Slik sett kan man si at *forutsetningene* for beregning av V_{ccd} er gitt i EC2.

12.2 Effektiv skjærkraft på Dolmsundbrua

Det tillates, som nevnt over, en reduksjon av skjærkraft kun dersom det legges skjærarmering i tverrsnittet (European Comittee of Standardization, 2004). Det antas her at det legges skjærbøyler i stegene over hele brua selv om det beregningsmessig ikke er behov for det.

Effektiv skjærkraft i brukassestegene beregnes med både Dilger & Langohrs og Brås metode, jfr. kapittel 12.1. I tillegg gjøres noen overslag med den konvensjonelle metoden å redusere skjærkraften på, uten hensyn til betongtrykkstavens påvirkning på aksialkrafta i gurtene. Brås metode benyttes både med og uten helning på overgurten, for å kunne sammenligne med Dilger & Langohrs metode. Totalt benyttes altså fire forskjellige verdier:

- Brå, med helning på overgurt
- Brå, uten helning på overgurt
- Dilger & Langohr
- Konvensjonell metode

Som det fremgår av uttrykkene for effektiv skjærkraft, er det mange variable som påvirker den effektive skjærkraften. Dermed er det vanskelig å si hvilke snitt av brua som har den største påkjenningen. Vanligvis kontrollerer man noen snitt i en gitt avstand fra søylene, fordi man her vet at skjærpåkjenningen fra lasten er størst. Det faktum at det også er i dette området at negative momentet, dvs. trykket i undergurten, er størst, gjør at man kan få store reduksjoner på den effektive skjærkrafta. Derfor velges det her å kontrollere hele brua for skjærkapasitet. Dette gjøres i Microsoft Excel, med programmerte regneark for både påkjenning og kapasitet. Se vedlegg 7 og 8.

Det nevnes at lokale effekter som kan påvirke skjærarmeringsbehovet i stegene ikke er tatt hensyn til. Dette kan være lokale lastvirkninger som overføres fra over- og undergurtplatene (Rambjør, u.d.).

Alle seksjoner kontrolleres for skjærstrekkbrudd uten skjærarmering, og for skjærtrykkbrudd. Nødvendig armeringsmengde beregnes der hvor kapasiteten overskrides. Det forventes at dette er nødvendig i de fleste snitt, da stegene i brukassen har relativt liten bredde i forhold til de store påkjenningene.

Største skjærkraft i hver seksjon hentes ut manuelt fra NovaFrame. Programmet opererer med lokalt aksesystem for hvert element, og tverrsnittskreftene som avleses er relatert til disse aksene (Aas-Jakobsen, 2011). Det lokale aksesystemet følger elementets tyngdepunktsakse. Med basis i tabell for kotehøyder, benyttes Microsoft Excel til å beregne tyngdepunksaksens vinkel φ i forhold til horisontalen. Aksial- og skjærkraft relatert til globalt aksesystem finnes gjennom følgende uttrykk:

 $N_{G} = N_{L} \cdot \cos \phi - V_{L} \cdot \sin \phi$ $V_{G} = N_{L} \cdot \sin \phi + V_{L} \cdot \cos \phi$

Over- og undergurtens helning i forhold til horisontalen beregnes også for hvert element.

Indre momentarm (d_v hos Dilger & Langohr, z hos Brå) settes til avstanden mellom senter av over- og undergurt. Beliggenheten av tverrsnittets tyngdepunkt er beregnet manuelt og sammenlignet med verdiene NovaFrame gir. Avviket ligger rundt 0,3 %, så verdiene antas å være gode.

Figur 39 under viser skjærkraft (øverst) og moment (nederst) for egenlast fra NovaFrame. Som kjent bestemmes skjærkrafta av endringen i, eller den deriverte av, momentet langs bjelken. Som det framgår av figuren, gir NovaFrame positiv skjærkraft ved økende moment, og negativ skjærkraft ved avtagende moment (programmet plotter positiv skjærkraft på undersiden av bjelken).



Figur 39 - Skjærkraft- og momentdiagram for egenlast

Dette vil si at NovaFrame ikke benytter den konvensjonelle fortegnsdefinisjonen for skjærkraft. Figur 40 under viser et bjelkeelement med avtagende moment ($M_1 > M_2$). Endringen i moment må balanseres av en skjærkraft V_2 , som da er nedadrettet. En vertikal likevekt gir da en oppadrettet skjærkraft V_1 på andre siden av elementet.



Figur 40 - Bjelkeelement med avtagende moment

Etter den konvensjonelle fortegnsdefinisjonen på skjærkraft, vist i figur 41 under, vil dette da gi positiv skjærkraft. NovaFrame gir altså positiv skjærkraft for økende moment, mens den konvensjonelle definisjonen gir positiv skjærkraft for avtagende moment, ihht. figur 40 over. Dermed må fortegnet på skjærkrafta tilpasses før de kan benyttes i de ulike uttrykkene som inngår i beregning av effektiv skjærkraft. I et høyresnitt av brubjelken, vil positiv skjærkraft være en oppadrettet kraft.



Figur 41 - Konvensjonell fortegnsdefinisjon for skjærkraft

Brås uttrykk forutsetter at skjærkraftpåvirkningen alltid settes inn med positivt fortegn. Momentet er definert slik at positivt moment gir trykk i toppen av tverrsnittet. Aksialkraften er positiv som strekk. Utledningen er basert på forutsetningene gitt i figur 37, mtp. retning på vinklene og snittet. Dersom snittet snus må retningen på snittkreftene også snus, men det er kontrollert at begge gir samme uttrykk for gurt- og stegkrefter. I forhold til fortegn på vinklene på over- og undergurt, finnes det seks ulike situasjoner på bruoverbygningen, se figur 42 under.



Figur 42 - Ulike situasjoner mtp. helning på gurtene langs brua

For å undersøke om uttrykkene til Brå gir korrekte verdier for ulike kombinasjoner av fortegn på vinklene, er det utført en likevektsbetraktning av alle disse situasjonene. Forutsetningene er de samme som Brå benytter, med unntak av at alle vinkler settes inn med positivt fortegn i alle situasjonene. Dette er gjort som en ren verifikasjon. Mtp. at det er fire forskjellige uttrykk som påvirkes av fortegnsskifter (K, F_{cd}, F_{td}, V_{steg}), og som alle benyttes inn i hverandre, er det hensiktsmessig å kontrollere dette. Tabell 23 viser de ulike situasjonene med forutsetninger for likevekt (1 og 3, samt 4 og 6 er identiske).









Tabell 23 - Basis for likevektsbetraktning for de ulike situasjonene

| Tabell 24 og tabell 25 under vise | r uttrykk for F_{cd} , F_{td} , | K og V_{steg} for de u | ulike situasjonene ihht. figur 42. |
|-----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
|-----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|

| Situasjon ihht. figur 43 | F _{cd} | F _{td} |
|--------------------------|--|---|
| 1/3 | $\frac{\mathrm{N}_{Ed} + \mathrm{V}_{Ed} \cdot cot(\theta) - \eta \cdot \frac{\mathrm{M}_{Ed}}{z_{o}} \cdot (1 - cot(\theta) \cdot tan(\gamma))}{K}$ | $\eta \cdot \frac{F_{cd} \cdot \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_o}}{\cos(\gamma)}$ |
| 2 | $\frac{N_{\text{Ed}} + V_{\text{Ed}} \cdot \cot(\theta) - \eta \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{z_{0}} \cdot (1 + \cot(\theta) \cdot \tan(\gamma))}{K}$ | $\eta \cdot \frac{F_{cd} \cdot \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_o}}{\cos(\gamma)}$ |
| 4/6 | $\frac{\mathrm{N}_{Ed} + \mathrm{V}_{Ed} \cdot cot(\theta) - \eta \cdot \frac{\mathrm{M}_{Ed}}{z_o} \cdot (1 + cot(\theta) \cdot tan(\gamma))}{K}$ | $\eta \cdot \frac{F_{cd} \cdot \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_o}}{\cos(\gamma)}$ |
| 5 | $\frac{N_{Ed} + V_{Ed} \cdot cot(\theta) - \eta \cdot \frac{M_{Ed}}{z_0} \cdot (1 - cot(\theta) \cdot tan(\gamma))}{K}$ | $\frac{F_{cd} \cdot \cos(\beta) + \frac{M_{Ed}}{z_o}}{\eta \cdot \frac{1}{\cos(\gamma)}}$ |

Tabell 24 - Uttrykk for kraft i over- og undergurt for de ulike situasjonene

| Situasjon ihht. figur 43 | V _{steg} | К |
|--------------------------|---|--|
| 1/3 | $V_{Ed} + F_{cd} \cdot sin(\beta) + F_{td} \cdot sin(\gamma)$ | $\cos(\beta) \cdot (1 + \eta) - \sin(\beta) \cdot \cot(\theta) - \eta \cdot \tan(\gamma) \cdot \cot(\theta) \cdot \cos(\beta)$ |
| 2 | $V_{Ed} + F_{cd} \cdot sin(\beta) - F_{td} \cdot sin(\gamma)$ | $\cos(\beta) \cdot (1 + \eta) - \sin(\beta) \cdot \cot(\theta) + \eta \cdot \tan(\gamma) \cdot \cot(\theta) \cdot \cos(\beta)$ |
| 4/6 | $V_{Ed} = F_{cd} \cdot sin(\beta) - F_{td} \cdot sin(\gamma)$ | $\cos(\beta) \cdot (1 + \eta) + \sin(\beta) \cdot \cot(\theta) + \eta \cdot \tan(\gamma) \cdot \cot(\theta) \cdot \cos(\beta)$ |
| 5 | $V_{Ed} - F_{cd} \cdot sin(\beta) + F_{td} \cdot sin(\gamma)$ | $\cos(\beta) \cdot (1 + \eta) + \sin(\beta) \cdot \cot(\theta) - \eta \cdot \tan(\gamma) \cdot \cot(\theta) \cdot \cos(\beta)$ |

Tabell 25 - Uttrykk for faktoren K og effektiv skjærkraft de ulike situasjonene

Det viser seg at man ved innsetting av verdier får nøyaktig samme verdi for både K, F_{cd} , F_{td} , V_{steg} for alle situasjonene. Dermed ser det ut til at Brå sine formler kan benyttes uansett situasjon, med fortegnskonvensjonen gitt i figur 37.

Allikevel må det gjøres noen tilpasninger, da det viser seg at bruken av formlene ikke gir symmetriske verdier. For samme type påvirkning skal man få like verdier for to tilsvarende elementer på brua. For eksempel skal element 37, som tilhører type 3 ihht. figur 42, og element 47, som tilhører type 4 ihht. samme figur, få samme K, F_{cd} , F_{td} , og V_{steg} for samme påvirkning, da de har lik geometri. Med samme type påvirkning menes da *symmetrisk* påvirkning. En positiv skjærkraft på søndre halvdel av brua vil gi samme effekt som en negativ skjærkraft på nordre halvdel av brua. Figur 43 under illustrerer dette. Figuren til venstre viser en del av den søndre halvdelen av brua, mens den høyre viser tilsvarende del på nordre halvdel. Disse to elementene skal få samme effektive skjærkraft, gitt at de har lik, men speilet, geometri. Det fremgår at, for et negativt moment, vil trykk i undergurten øke den effektive skjærkrafta for begge elementene. Dette ville ikke vært tilfelle dersom V_{Ed} var en kraft som virket samme vei i begge snittene. Dermed må man skille mellom elementene på søndre og nordre halvdel, dvs. mellom elementene med ulik helning på overgurten.



Figur 43 - Retninger på skjærkraft

For Brå sine uttrykk gir dette seg utslag i at noen fortegn må endres, i og med at disse krever V_{Ed} innsatt med positivt fortegn uavhengig av skjærkraftas retning. Situasjonen til høyre i figur 43 over tilsvarer basisen for Brå sine utledning (momentet og aksialkrafta er snudd, men dette betyr ingenting da disse settes inn med fortegn). Dermed benyttes Brå sine formler direkte for elementene *med negativ skjærkraft i NovaFrame*, da nedadrettet kraft i et høyresnitt tilsvarer negativ skjærkraft, jfr. avsnittene over. Se figur 44 under.
$$\begin{split} &\mathsf{K} = \cos\beta \cdot (1+\eta) - \sin\beta \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) - \eta \cdot \tan\gamma \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \cos\beta \\ &\mathsf{F}_{cd} = (\mathsf{N}_{Ed} + \mathsf{V}_{Ed} \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) - \eta \cdot \mathsf{M}/\mathsf{z}_o \cdot (1-(\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \tan\gamma))/\mathsf{K} \\ &\mathsf{F}_{td} = \eta \cdot (\mathsf{F}_{cd} \cdot \cos\beta + \mathsf{M}_{Ed}/\mathsf{z}_o)/\cos\gamma \\ &\mathsf{V}_{Steg} = \mathsf{V}_{Ed} + \mathsf{F}_{cd} \cdot \sin\beta + \mathsf{F}_{td} \cdot \sin\gamma \end{split}$$

Figur 44 - Brås formler benyttet på elementer med negativ skjærkraft

Formlene benyttet for elementer som har positiv skjærkraft i NovaFrame er vist i figuren under.

$$\begin{split} &\mathsf{K} = \cos\beta \cdot (1 + \eta) + \sin\beta \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) + \eta \cdot \tan\gamma \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \cos\beta \\ &\mathsf{F}_{cd} = (\mathsf{N}_{Ed} + \mathsf{V}_{Ed} \cdot (\cot\theta \cdot \cot\alpha) - \eta \cdot \mathsf{M}/\mathsf{z}_o \cdot (1 + (\cot\theta \cdot \cot\alpha) \cdot \tan\gamma))/\mathsf{K} \\ &\mathsf{F}_{td} = \eta \cdot (\mathsf{F}_{cd} \cdot \cos\beta + \mathsf{M}_{Ed}/\mathsf{z}_o)/\cos\gamma \\ &\mathsf{V}_{Steg} = \mathsf{V}_{Ed} - \mathsf{F}_{cd} \cdot \sin\beta - \mathsf{F}_{td} \cdot \sin\gamma \end{split}$$

Figur 45 - Brås formler, tilpasset og benyttet på elementer med positiv skjærkraft

Ved kontroll gir disse uttrykkene symmetriske resultater langs brua, gitt symmetrisk påvirkning. I regnearket i Microsoft Excel legges begge settene med uttrykk inn i en *hvis-kommando*.

Ihht. verifikasjonen over, settes alltid både over- og undergurtvinkel inn med det reelle fortegnet beregnes ut i fra kotehøydene. Dette gir korrekte resultater sammen med forutsetningene i avsnittene over.

Betongtrykkstavens vinkel θ settes alltid inn med positivt fortegn. Skjærarmeringens vinkel α antas alltid til 90 grader i forhold til horisontalen, og neglisjeres i uttrykkene.

Det kan tenkes at man for andre geometrier enn på Dolmsundbrua får andre betingelser som må ivaretas, slik at uttrykkene må tilpasses på en annen måte. Man må med andre ord benytte Brås uttrykk kritisk, og kontrollere at man får sannsynlige resultater.

I motsetning til Brå, opererer Dilger & Langohr med fortegn på skjærkrafta, samt at fortegnskonvensjonen for undergurt- og betongstrykkstavvinkel er noe ulik (snittet er snudd) (Dilger & Langohr, 1997). Se figur 46 under. Dette medfører at undergurtvinkelen (β hos Diger & Langohr, må ikke forveksles med overgurtvinkelen hos Brå, som også benevnes med β) settes inn med motsatt fortegn av den reelle vinkelen beregnet i regnearket. Betongtrykkstavens vinkel settes inn med negativt fortegn på søndre halvdel av brua, og positivt fortegn på nordre halvdel.



Ihht. figuren under representeres positiv skjærkraft som en nedadrettet kraft i et venstresnitt. Dette samsvarer med NovaFrame sin definisjon, og skjærkrafta fra programmet kan dermed benyttes direkte inn i uttrykkene.



Figur 46 - Basis for Dilger & Langohrs utledning

Hva angår fortegnsbruk på den konvensjonelle metoden, benyttes samme regler som for Dilger & Langohrs metode. Dette gir symmetriske verdier.

13 Bruddgrensetilstand

Verdiene for påkjenninger - bøyemoment, skjærkraft og aksialkraft - hentes ut i fra analysemodellen i NovaFrame. Momenter og aksialkrefter kan hentes direkte ut, mens skjærkraften må tilpasses slik at effekten av skrå gurter ivaretas. Det presiseres at riktigheten av verdiene hentet fra NovaFrame kun er kontrollert imot en omtrentlig modell fra StaadPro. Det er derimot lagt stor vekt på å kontrollere riktigheten av inputen, samt å vurdere verdiene i forhold til om de er logiske og troverdige i mtp. størrelsesorden og fortegn.

For å bestemme verste lastvirkning benyttes sorterte kombinasjoner (*sortcomb*) i NovaFrame. Denne funksjonen kombinerer de ulike lastene med faktorene beskrevet i kapittel 7.9. Ved hjelp av funksjonen *combination tracer* kan man studere verste lastvirkning for et gitt element i brua. Her får man oppgitt hvilken sortert kombinasjon som er verst for dette elementet, for ønsket tverrsnittskraft.

Det vil ikke bli utført kontroller av søylene og viadukten her. En del andre verifikasjoner som bør utføres i en fullstendig prosjektering er også utelatt her (Rambjør, u.d.). Blant disse nevnes

- kontroll av torsjonskapasitet
- knekningskontroll av søyler
- kontroll av undergurt som krum bjelke
- kontroll av betongspenninger i forbindelse med oppspenning av kabler
- kontroll av skjærkapasitet i støpeskjøter
- lokale verifikasjoner, som
 - kontroll av flenser og steg som plater
 - kontroll av knekking av steg
 - kontroll av knusing og spalting av betong i forbindelse med oppspenning av kabler

Påkjenningen på brua vil endres over tid, pga. langtidseffektene av kryp og svinn. Momentene vil endres når det statiske systemet endres, og krypomlagring vil endre egenvektsmomentene over tid (Rambjør, u.d.). Derfor må brua kontrolleres på flere tidspunkt. Det påpekes at NovaFrame tar hensyn til omlagring igjennom kryplasten, slik at det ikke er nødvendig å ta spesielle grep for å ivareta dette. Detaljerte analyser av krypomlagringen blir ikke utført.

Brua vil bli kontrollert på følgende fire tidspunkt:



1) Like før sammenkobling i midtspenn, dvs. fase 23. Her er koblingsseksjonene mot landkar støpt og ferdig herdet, og hjelpesøylene er fjernet. Undergurtkablene i akse 1-2 og 3-4 er oppspent, og vognene på kragarmene fra akse 2 er fjernet. Lastene som vurderes er

- Egenvekt
- Spennkabler
- Kryp
- Svinn
- Vognvekt

2) Like etter sammenkobling i midtspenn. Her er alle vogner fjernet og alle undergurtkabler oppspent. Lastene som vurderes er de samme som i 1), men i tillegg kommer

- Superegenvekt fra kantdragere
- Trafikklast
- Temperaturlast
- Vindlast
- 3) Etter 1 år. Lastene er de samme som i 2)
- 4) Etter 100 år. Lastene er de samme som i 2)

13.1 Moment

Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden (ULS) er gitt i kapittel 7.9. I ULS kontrolleres kapasitet for bøyemoment og skjærkraft. Momentkapasiteten er avhengig av retningen på momentet i betraktet snitt, og det presiseres at det i begge tilfeller er benyttet tapsverdier på forspenning tilsvarende 100 år. Hvilke snitt som vurderes er vist i tabell 26.

| Tidspunkt | Snitt kontrollert for momentkapasitet |
|-------------------|---------------------------------------|
| Fase 23 | Over akse 2 og akse 3 |
| Ved sammenkobling | Over akse 2 og akse 3, samt midtspenn |
| 1 år | Over akse 2 og akse 3, samt midtspenn |
| 100 år | Over akse 2 og akse 3, samt midtspenn |

Tabell 26 - Kontrollsnitt og -tidspunkt for momentkapasitet

13.1.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten for strekk i både over- og underkant av brutverrsnittet er beregnet for alle snitt i brubjelken i vedlegg 6, ihht. (Sørensen, 2010).

Ved beregning av momentkapasiteter er det gjort ulike tilpasninger på brutverrsnittet for å forenkle arbeidet:

- Avrundinger i hjørnene er ikke tatt med
- Tyngdepunktet til armering i overgurt er antatt å ligge midt i overgurt, i senter av brutverrsnittet
- Slakkarmering er neglisjert
- Areal av kabelrør trekkes ikke fra totalt betongareal

Ved beregning av momentkapasiteter blir forspenningskraften sett på som indre motstand. Effekten av *shear lag* neglisjeres, og det antas at de utstikkende flensene er 100 % effektive.

13.1.1.1 Tverrsnitt med strekk i overkant

Først beregnes balansert trykksonehøydefaktoren α_b for et betongtverrsnitt vha. det kjente uttrykket:

$$\alpha_{\mathbf{b}} \coloneqq \frac{\varepsilon_{\mathbf{cu}}}{\Delta \varepsilon_{\mathbf{p}} + \varepsilon_{\mathbf{cu}}}$$

Deretter beregnes balansert spennarmeringsareal A_{pb} slik at det kan bestemmes om det aktuelle snittet er over- eller underarmert:

$$\mathbf{A}_{\mathbf{pb}} := \left(\frac{\mathbf{f}_{\mathbf{cd}}}{\mathbf{f}_{\mathbf{pd}}}\right) \cdot \left(0.8 \cdot \mathbf{a}_{\mathbf{b}} \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{t}_{\mathbf{s}} + \mathbf{b}_{\mathbf{u}} \cdot \mathbf{t}_{\mathbf{u}}\right)$$

Dersom tverrsnittet er underarmert beregnes trykksonens momentkapasitet ut fra likevekt i tøyningstilstanden gitt i figur 47.

Dersom strekkapasiteten til spennkablene er mindre enn trykkapasiteten til betongen i undergurten, benyttes ligningen under, hvor kraften i spennarmeringen S_p multipliseres med indre momentarm, tilnærmet til 0,9 · d, for å finne momentkapasiteten til tverrsnittet:

$$M_{Rd.1} := S_p \cdot 0.9 \cdot d$$

Dersom strekkapasiteten til spennkablene er større enn betongtrykkapasiteten til undergurten, legges bidragene til momentkapasiteten fra S_p, T_{c1} og T_{c2} sammen og multipliseres med korrekte avstander fra tyngdepunktsaksen. I dette tilfellet benyttes α gitt i ligningen under for å finne trykksonehøyden:



$$\alpha \coloneqq \frac{\mathbf{f}_{pd} \cdot \mathbf{A}_p - \mathbf{f}_{cd} \cdot \mathbf{b}_u \cdot \mathbf{t}_u}{0.8 \cdot \mathbf{f}_{cd} \cdot \mathbf{t}_s \cdot \mathbf{d}}$$

Uttrykket for momentkapasitet er da:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{Rd},\mathbf{2}} \coloneqq \mathbf{T}_{\mathbf{c}1} \cdot \left(\mathbf{y}_{\mathbf{c}} - \frac{\mathbf{t}_{\mathbf{u}}}{2} \right) + \mathbf{T}_{\mathbf{c}2} \cdot \left(\mathbf{y}_{\mathbf{c}} - \mathbf{0.4} \mathbf{\alpha} \cdot \mathbf{d} \right) + \mathbf{S}_{\mathbf{p}} \cdot \left(\mathbf{d} - \mathbf{y}_{\mathbf{c}} \right)$$



Figur 47 - Tøynings-/spenningstilstand for beregning av momentkap. for underarmerte tverrsnitt

Dersom tverrsnittet er overarmert vil bruddtøyningen i betongen ϵ_{cu} begrense største trykksonehøyde $\alpha \cdot d$. For denne situasjonen benyttes ligningen under til å finne α :

$$(\mathbf{f_{cd}} \cdot \mathbf{t_s} \cdot \mathbf{0.8} \cdot \mathbf{d}) \cdot \alpha^2 + (\mathbf{f_{cd}} \cdot \mathbf{b_u} \cdot \mathbf{t_u} + \mathbf{E_p} \cdot \mathbf{A_p} \cdot \mathbf{\varepsilon_{cu}}) \cdot \alpha - (\mathbf{E_p} \cdot \mathbf{A_p} \cdot \mathbf{\varepsilon_{cu}}) = \mathbf{0}$$

Momentkapasiteten for overarmerte tverrsnitt bestemmes på samme måte som for underarmerte tverrsnitt. Bidragene S_p, T_{c1} og T_{c2} multipliseres med tilhørende avstand fra tyngdepunktsaksen funnet ved hjelp av α fra ligningen over.

13.1.1.2 Tverrsnitt med strekk i underkant



Figur 48 - Tverrsnitt midtspenn

Beregning av trykksonehøydefaktor α for tverrsnitt med strekk i underkant viser at alle tverrsnittene er underarmerte (se vedlegg 6). Betongtrykkapasiteten T til overgurten beregnes ut fra ligningen under:

$$T := A_0 \cdot f_{cd}$$

I alle snitt med spennarmering i underkant av tverrsnittet er betongtrykkapasiteten T betraktelig større enn spennarmeringens strekkapasitet S_p. Dette gjør at det er kraften i spennarmeringen S_p som begrenser momentkapasiteten til det aktuelle tverrsnittet. Ved å anta en indre momentarm z lik 0.9 · d kan tverrsnittets momentkapasitet beregnes ut fra ligningen:

$$\mathbf{M}_{Rd.1} \coloneqq \mathbf{S}_{p}^{\cdot 0.9 \cdot d}$$

13.1.2 Dimensjonerende moment og utnyttelser

I NovaFrame kan man hente ut tverrsnittskrefter for tre ulike snitt på et element: X/L = 0, X/L = 0.5, og X/L = 1. Kapasiteter er beregnet for snittene mellom elementene, dvs. for X/L = 0 og X/L = 1. Det verst påkjente av disse to kontrolleres for hvert element. For elementer over søyler vil verst påkjente snitt være snittet som er nærmest senter av søylen, fordi momentverdiene på elementene ved søyle øker mot akse 2/akse 3. På elementer i midtspenn vil verst påkjente snitt være det snittet på elementet som ligger nærmest senter av midtspennet (element 42).

Det er valgt å analysere brua på tre ulike tidspunkt. Det ene tilfellet er ved største utkraging i byggefase (fase 23), mens de andre er for ferdig bru. Største påkjenning i ferdigtilstand tas som den verste av påkjenning ved sammenkobling i midtspenn og påkjenning etter 100 år.

13.1.2.1 Like før sammenkobling i midtspenn (fase 23)

Største momenter i fase 23 er funnet ut fra *sortcomb* 208, som gir verste ULS-kombinasjon for fase 23.

| Elementnummer | Kapasitet [kNm] | Påkjenning [kNm] | Utnyttelse [%] |
|---------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| 20 | -1 517 539 | -851 008 | 56,1 |
| 21 | -1 708 345 | -945 974 | 62,3 |
| 22 | -1 895 998 | -1 018 054 | 59,6 |
| 2000 | -1 895 998 | -1 014 913 | 53,5 |
| 2001 | -1 895 998 | -1 002 298 | 52,9 |
| 23 | -1 895 998 | -1 008 302 | 59,0 |
| 24 | -1 708 345 | -955 152 | 62,9 |
| 25 | -1 517 539 | -869 516 | 57,3 |

Tabell 27 - Utnyttelser ved akse 2, fase 23

Man ser i tabell 27 at element 24, som ligger like nord for akse 2, er størst utnyttet, med 62,9 %. Her er det fire lasttilfeller som bidrar til krefter på elementet. Dette er all egenlast og spennkabellast i fase 11, analysert på modell 11 (rett før hjelpesøyler kobles til), og lastinkrementet av egenlaster og spennkabler i fase 20, dvs. all ekstra last som påføres konstruksjonen fom. tilkobling av hjelpesøyler fram til kobling mot viadukt og landkar. Egenlaster og spennkabellaster som påføres konstruksjonen etter fase 20 og fram til aktuelle fase 23 gir ikke bidrag på verst utnyttede element. Dette fordi støpevogna på akse 2 sør er fjernet, og fordi egenlasten som aktiveres i denne fasen (landkar og koblingsseksjoner mot landkar og viadukt) vil gå rett ned i brulager på sørsiden, og ned i søyle akse 4 på nordsiden. Alle spennkabler i overgurt er ferdig oppspent i fase 20. Oppspenningen av kablene i undergurt i sidespennene vil ikke gi bidrag til momenter på elementer på akse 2 nord. Kryp vil heller ikke bidra til krefter på element 24, fordi det ikke oppstår tvangskrefter på elementer nord for akse 2 før brua er koblet i midtspenn.

| Elementnummer | Kapasitet [kNm] | Påkjenning [kNm] | Utnyttelse [%] |
|---------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| 59 | -1 516 594 | -900 283 | 59,4 |
| 60 | -1 707 359 | -978 348 | 64,5 |
| 61 | -1 895 998 | -1 036 854 | 60,7 |
| 3000 | -1 895 998 | -981 373 | 51,8 |
| 3001 | -1 895 998 | -954 673 | 50,4 |
| 62 | -1 895 998 | -1 008 289 | 59,1 |
| 63 | -1 707 359 | -944 084 | 62,3 |
| 64 | -1 516 594 | -856 415 | 56,5 |

Tabell 28 - Utnyttelser ved akse 3, fase 23

For akse 3 ser man at det er element 60, som ligger like sør for akse 3, som er høyest utnyttet, med 64,5 % (se tabell 28). Belastningen er dominert av de samme lasttilfellene som for akse 2, dvs. egenlast og spennkabellast. Den eneste forskjellen, som fører til en høyere utnyttelse på dette elementet (som er symmetrisk plassert med element 24) er det økte momentet fra støpevogna på element 43, som skal brukes til å støpe koblingsseksjonen i midtspenn.

13.1.2.2 Ferdigtilstand

Her er brua påkjent av superegenvekt, trafikklast, vindlast, temperaturlast, økte laster grunnet mer tvang og et lengre tidsperspektiv for kryp og svinn, i tillegg til egenlaster og spennkabellaster.

Påkjenningen på ferdig bru finnes vha. *sortcomb* 211. Denne består av *sortcomb* 209 og 210, som gir verste ULS-kombinasjon for hhv. ferdig bru og 100 år. *Sortcomb* 211 gir den verste av disse to. Det er valgt å ikke analysere brua i ULS etter 1 år, da dette uansett vil gi mellomliggende verdier i forhold til sammenkoblingstidspunkt og 100 år.

| Elementnummer | Kapasitet [kNm] | Påkjenning [kNm] | Utnyttelse [%] |
|---------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| 20 | -1 517 539 | -1 078 802 | 71,1 |
| 21 | -1 708 345 | -1 201 216 | 79,2 |
| 22 | -1 895 998 | -1 296 837 | 75,9 |
| 2000 | -1 895 998 | -1 310 168 | 69,1 |
| 2001 | -1 895 998 | -1 398 672 | 73,8 |
| 23 | -1 895 998 | -1 380 673 | 80,8 |
| 24 | -1 708 345 | -1 294 093 | 85,3 |
| 25 | -1 517 539 | -1 164 790 | 76,8 |

Tabell 29 - Utnyttelser ved akse 2, ferdig bru

For akse 3 ser man at det er element 24 som er høyest utnyttet, med 85,3 % (se tabell 29). Laster som inngår i tillegg til spennkabellast og egenlast er nå svinn 100 år og trafikklast. Kryp inngår ikke da dette vil redusere momentet på det aktuelle elementet. De sorterte lastkombinasjonene er programmert til å kun ta med momenter fra kryp når det bidrar til en høyere utnyttelse, ihht. NS-EN 1990:2002 tillegg A2, tabell NA.A2.4 (B).

| Elementnummer | Kapasitet [kNm] | Påkjenning [kNm] | Utnyttelse [%] |
|---------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| 59 | -1 516 594 | -1 192 614 | 78,6 |
| 60 | -1 707 359 | -1 310 662 | 86,4 |
| 61 | -1 895 998 | -1 402 198 | 82,1 |
| 3000 | -1 895 998 | -1 370 566 | 72,3 |
| 3001 | -1 895 998 | -1 257 531 | 66,3 |
| 62 | -1 895 998 | -1 293 388 | 75,8 |
| 63 | -1 707 359 | -1 203 773 | 79,4 |
| 64 | -1 516 594 | -1 086 391 | 71,6 |

Tabell 30 - Utnyttelser ved akse 3, ferdig bru

Ved akse 3 er det element 60 som er høyest utnyttet, med 86,4 % (se tabell 30). Høyest utnyttet element er symmetrisk plassert med elementet som er høyest utnyttet ved akse 2, men har en noe høyere utnyttelse.

| Elementnummer | Kapasitet [kNm] | Påkjenning [kNm] | Utnyttelse [%] |
|---------------|--------------------|---------------------|-------------------|
| 39 | 156 079 | 94 782 | 60,7 |
| 40 | 153 238 | 108 544 | 70,8 |
| 41 | 152 169 | 114 782 | 75,4 |
| 42 | 152 169 | 106 584 | 70,0 |
| 43 | 152 169 | 114 388 | 75,2 |
| 44 | 153 238 | 104 902 | 68,5 |
| 45 | 156 079 | 91 070 | 58,3 |

Tabell 31 - Utnyttelser i midtspenn, ferdig bru

I midtfeltet er det element 41 som er høyest utnyttet, med 75,4 % (se tabell 31). Dette elementet ligger like sør for koblingsseksjonen (element 42). Her bidrar krypmomentet til å øke utnyttelsen, da dette er et positivt moment. Spennkabellasten bidrar både negativt (kabler overgurt i nærheten av midtspenn) og positivt (kabler i undergurt i midtspenn).

Som vist over er det ingen snitt på brua som har behov for annet enn minimumsarmering.

De verste momentpåkjenningene for hhv. permanente og variable laster i ULS er summert opp i tabell 32 og tabell 33 under.

| | | Like før sammenkobling i midtspenn [kNm] | Etter sammenkobling i midtspenn [kNm] | 100 år [kNm] |
|----------------|----------|---|--|--------------|
| | Akse 2 | - 1 189 222 | - 1 377 244 | - 1 377 244 |
| Egenlast | Midtfelt | - | 22 556 | 22 556 |
| | Akse 3 | - 1 221 710 | - 1 379 052 | - 1 379 052 |
| | Akse 2 | 706 349 | 740 739 | 740 739 |
| Spennkabellast | Midtfelt | - | - 24 683 | - 24 683 |
| | Akse 3 | 754 429 | 791 356 | 791 356 |
| | Akse 2 | 33 780 | 64 198 | 134 175 |
| Kryp | Midtfelt | - | 10 430 | 33 801 |
| | Akse 3 | 39 782 | 86 391 | 194 234 |
| | Akse 2 | 1 004 | - 900 | - 47 453 |
| Svinn | Midtfelt | - | 367 | 9 560 |
| | Akse 3 | 1 025 | - 1 368 | - 60 735 |

Tabell 32 - Verste momenter i ULS for permanente laster

| | Akse 2 [kNm] | Midtfelt [kNm] |
|---|--------------|----------------|
| Trafikk | - 269 958 | 39 707 |
| Temperatur | 112 039 | 19 317 |
| Vind | 51 361 | - 7 088 |
| Table 11.000 Months are senten 11.11.0 for some dable daster. | | |

Tabell 33 - Verste momenter i ULS for variable laster

Se kapittel 14 for nærmere analyser og kommentarer angående moment fra ulike laster.

13.1.3 Minimum slakkarmering

13.1.3.1 Snitt ved akse 2 og 3

Det vises til vedlegg 10 for detaljerte beregninger.

Minimum slakkarmering beregnes etter NS-EN 1992-2 punkt 7.3.2, ihht. formel (7.1):

$$\mathbf{A}_{\mathsf{s.min}} \coloneqq \frac{\mathbf{k}_{\mathsf{c}} \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{f}_{\mathsf{ct}} \, \mathsf{eff}^{\cdot \mathbf{A}}_{\mathsf{ct}}}{\sigma_{\mathsf{s}}}$$

Minimumsarmering for overgurt i strekk:

Arealet A_{ct} trekkes fra den delen av stegarealet som beveger seg opp i overflens/underflens ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101.



Figur 49 - Arealinndeling ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101



Ved beregning av betongstrekkfastheten $f_{ct.eff}$ benyttes en tid t = 3 døgn, da det er forventet at tverrsnittet risser opp idet spennkabellasten påføres. Derfor reduseres f_{ctm} ihht 3.1.2(5) og (6) i NS-EN 1992-1-1. Brua støpes med rapidbetong, som gjør at sementtypekoeffisienten s er lik 0,2.

$$f_{\rm ctm}(t) = (\beta_{\rm cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{\rm ctm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}$$

Når aksialspenningen σ_c beregnes tas kun aksialkraftbidraget fra spennkabler etter låsetap med. I de aktuelle snittene ved akse 2 og 3 er det 12 spennkabler med tverrsnittsareal 2 250 mm² og 46 kabler med tverrsnittsareal 2 850 mm², med en spennkraft etter låsetap på hhv. 3 137 kN og 3 973 kN. Dette gir σ_c = -12 MPa.

Koeffisienten k_c som tar hensyn til spenningsfordelingen i tverrsnittet like før oppsprekking beregnes etter likning (7.3) i NS-EN 1992-2:

$$k_{\rm c} = 0.9 \frac{F_{\rm cr}}{A_{\rm ct} f_{\rm ct,eff}} \ge 0.5$$

For å beregne verdien av kritisk strekkraft i F_{cr} mtp. kritisk oppsprekkingsmoment M_{cr} , er den totale strekkspenningen σ_{tot} beregnet ved å legge sammen spenningen fra spennkabelkrafta σ_c og spenningen for kritisk oppsprekkingsmoment σ_{cr} . Denne er igjen multiplisert med arealet $A_{o.gurt}$.

Deretter beregnes minimum armeringsareal etter likning (7.1), og dette dobles for å tilfredsstille krav gitt i HB185. Totalt areal av minimumsarmering i overgurt ved søyler akse 2 og 3 blir da 28 060 mm².

Minimum lengdearmering i steg:

Det er her valgt å finne minimumsarmering for steg i snitt ved akse 2 og 3, og deretter benytte dette over hele brua. Arealet av strekksonen i steget $A_{ct.2}$ finnes ved å ta spenningslikevekt mellom strekkspenningen fra kritisk oppsprekkingsmoment M_{cr} og trykkspenningen σ_c fra spennkabelkrafta.

$$k_{\rm c} = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_{\rm c}}{k_1 (h/h^*) f_{\rm ct, eff}} \right] \le 1$$

Her er h satt til høyden av hele tverrsnittet, da stegarealet skal antas å gå inn i begge flensene ihht. figur 49. Faktoren k_1 som tar hensyn til effekten aksialkrafta har på spenningsfordelingen er satt til 1,5, da spennkabelkrafta gir trykk. Videre er beregningsgangen lik det som er gitt over for flens i strekk. Totalt areal av lengdearmering i steg blir 8 551 mm².

13.1.3.2 Minimum slakkarmering i midtspenn

Det vises til vedlegg 9 for detaljerte beregninger.

Minimumsarmering for undergurt i strekk

Fremgangsmåten ovenfor benyttes, men med endret geometridata og endret spenning fra spennkabler. Over midtsnitt er det totalt 20 spennkabler med tverrsnittsareal 2 850 mm², med spennkraft etter låsetap på 3 973 kN per kabel, ihht. prosjekteringsgrunnlaget. Dette gir en total spennkraft på 79 460 kN, som igjen gir en betongspenning $\sigma_c = -10,5$ MPa. Dette gir en minimumsarmering på 6 918 mm² for strekk i undergurt. Tabellen under oppsummerer krav til minimumsarmering.

| Posisjon | Krav til minimumsarmering [mm ²] | | |
|---|--|-------------|--|
| | Ved akse 2/akse 3 | l midtspenn | |
| Overgurt | 28 060 | - | |
| Undergurt | - | 6 918 | |
| Steg | 8 551 | - | |
| Table II. O.A Manual Manual Annual A | | | |

Tabell 34 - Krav til minimumsarmering

13.2 Skjærkraft

13.2.1 Skjærkapasitet

Det vises til vedlegg 5 for detaljert beskrivelse av generell beregning av skjærkapasitet.

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet for bruer beregnes etter NS-EN 1992-2. Skjærkraftkapasitet beregnes for alle tverrsnitt i brubjelken. Det antas kun bidrag fra steget.

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering beregnes etter likning (6.2.a) i NS-EN 1992-2:

$$\mathbf{V}_{\mathbf{Rdc}} := \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{\mathbf{Rdc}} \mathbf{k} \cdot \left(100 \cdot \rho_{\mathbf{1}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} + \mathbf{k}_{\mathbf{1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{cp}} \end{bmatrix} \cdot \mathbf{b}_{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{d}$$

med en minsteverdi knyttet til hovedstrekkbrudd ihht. likning (6.2.b) (Sørensen, 2010):

$$\mathbf{V}_{Rd.c} \coloneqq \left(\mathbf{v}_{min} + \mathbf{k}_1 {\cdot} \boldsymbol{\sigma}_{cp}\right) {\cdot} \mathbf{b}_w {\cdot} \mathbf{d}$$

I aksialkraftens bidrag til økt skjærkraftkapasitet k₁ · σ_{cp} tas kun bidraget fra spennarmeringen med. Spennarmeringskraften er konstant for hvert element som kontrolleres. Dette gjør at økningen i skjærkapasitet pga. aksialkraft blir konstant for alle snitt, som igjen gjør at det lettere å utarbeide regneark for kapasitetene til de ulike snittene i brubjelken. Betongarealet A_c som inngår i samme formel er antatt til totalt betongareal uten fratrekk av kabelkanaler.

I armeringsforholdet $\rho_I = (A_{sI} + A_p)/(b_w \cdot d)$ inkluderes konservativt kun bidraget fra spennarmeringen.

Skjærtrykkapasitet beregnes etter ligning (6.9) i NS-EN 1992-2:

$$v_{Rd.max} \coloneqq \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

For beregning av α_{cw} benyttes utrykk (NA.6.11.aN) til (NA.6.11.cN) i NS-EN 1992-1-1. Her antas det også at det kun er aksialkrafta fra spennkabler som inngår i midlere trykkspenning σ_{cp} . Det benyttes en maksimalverdi på σ_{cp} gitt i 6.2.2(1) i NS-EN 1992-1, som fører til at α_{cw} = 1,2 for alle snitt. Den totale tykkelsen på steget b_w varierer mellom 600 og 800 mm. Indre momentarm z antas også her til 0,9 · d, og siden spenningen i skjærarmeringen er antatt til under 80 % av flytspenningen benyttes v₁ = 0,6 ihht. likning (6.10.aN). Betongtrykkstavens vinkel er satt til 45 grader.

Nødvendig skjærarmering beregnes etter ligning (6.8) i NS-EN 1992-2:

$$V_{Rd.s} := \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot \left(z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)\right)$$

I beregninger av nødvendig skjærarmering velges indre momentarm $z = 0,9 \cdot d$, ihht. 6.2.3 NS-EN 1992-1-1 figur 6.5. Det antas at spenningen i skjærarmeringen er mindre enn 80 % av karakteristisk flytespenning. Dermed benyttes formel (6.10.aN) for beregning av v₁ inn i ligning (6.9), som igjen fører til at f_{ywd} reduseres til 0,8 · f_{ywk} ihht. NOTE 1 under punkt 6.2.3. Betongtrykkstavens vinkel θ velges til 45 grader. Senteravstand mellom skjærarmeringsbøyler velges til 200 mm. Et overslag ihht. likning (NA.9.6N) viser at største tillatte senteravstand er mye større enn valgte senteravstand.

Skjærstrekk- og skjærtrykkapasitet for alle seksjoner på brua er beregnet i det elektroniske vedlegget, ihht. framgangsmåtene beskrevet over. Figurene under viser hvordan kapasitetene varierer langs brua.




Figur 50 - Skjærstrekkapasitet, uten skjærarmering



Figur 51 - Skjærtrykkapasitet

13.2.2 Dimensjonerende skjærkraft og armeringsbehov

Som nevnt i kapittel 12 er det en rekke faktorer som vil påvirke effektiv skjærkraft. Momentets retning, skjærkraftens retning, samt helning på gurtene er av betydning. Det er derfor vanskelig å forutse hvor på brua reduksjonen eller økningen er størst. Derfor er seksjonene på brubjelken, med unntak av viadukten, kontrollert. Lastvirkningene hentes fra NovaFrame. Det benyttes en sortert kombinasjonslinje som gir verste skjærkraft på alle elementene, både positiv og negativ. Denne er basert på sorterte lastkombinasjoner med ULS-faktorer, som beskrevet i kapittel 7.9.

For hvert element benyttes den skjærkrafta med størst absoluttverdi av største og minste skjærkraft, da NovaFrame ikke benytter absoluttverdi i sine *max-* og *min-*krefter. Korrekt tilhørende moment og aksialkraft hentes ut.

Grafene i figurene under viser tverrsnittskreftene hentet fra NovaFrame. Disse er *ikke* korrigert til å gjelde for globalt aksesystem.



Figur 52 - Verste skjærkraft, lokalt aksesystem





Figur 53 - Tilhørende moment









Grafen i figur 55 under viser effektiv skjærkraft på brukassesteget beregnet med de ulike metodene nevnt i kapittel 12. Verdiene er analysert og kommentert nærmere i kapittel 14.2.

Figur 55 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg

Sammenligning av figur 50 og figur 55 viser at det kreves skjærarmering for å oppfylle kravene i ULS. Nødvendig armeringsmengde langs brua er vist i figur 56 under.



Figur 56 - Nødvendig skjærarmeringsmengde

14 Resultater og analyser

I dette kapittelet analyseres resultatene fra NovaFrame grundigere. I kapittel 14.1 drøftes bidragene fra de ulike lastene til momentet langs brubjelken. Det tas sikte på å verifisere og sannsynliggjøre at modelleringen og metodene som er valgt er riktige. Resultatene og konkusjonene fra studiet av effekten av skrå gurter er presentert i kapittel 14.2

14.1 Momenter

14.1.1 Egenlast og spennkabler

Momenter på utvalgte elementer fra spennkabler og egenlast med lastfaktorer 0,9 på spennkabler og 1,35 på egenlast er gitt i tabell 35 og tabell 36.

| T C | Akse 2 Akse 3 | | Midtfelt | |
|------------------------------|----------------------|--------------------|------------------|--|
| lidspunkt | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] | |
| Like før kobling i midtspenn | 606 969 | 628 504 | - | |
| Ved ferdig bru | 635 951 | 635 928 | -22 215 | |
| | Taball 25 Mamantar f | ra spappkablar | | |

| Tabell 35 | - Momenter | ^r fra spennkable |
|-----------|------------|-----------------------------|
|-----------|------------|-----------------------------|

| Tiden unlet | Akse 2 | Akse 3 | Midtfelt | |
|------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|--|
| Haspunkt | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] | |
| Like før kobling i midtspenn | -1 605 450 | -1 583 178 | - | |
| Ved ferdig bru | -1 746 449 | -1 707 066 | 30 450 | |

Tabell 36 - Momenter fra egenlast

I byggefase 1 til 11, før hjelpesøyler tilkobles, spennes det opp kabler kun i overgurt over akse 2 og akse 3. Figur 57 viser momentdiagrammet fra spennkabler som er spent opp fra fase 1 til 11, uten lastfaktorer. I disse fasene er brua symmetrisk og kablene er plassert symmetrisk over begge akser, noe som også framgår av momentdiagrammet i figur 57. Egenlastmomentene i samme fase er vist på figur 58. Disse er motsatt rettet med strekk i overkant og har tilnærmet samme form som momentene fra spennkablene, speilet om bruaksen.





Figur 58 - Momentdiagram fra egenlast i fase 11

Fra fase 12 til 20 spennes det ihht. prosjekteringsgrunnlaget opp nye kabler i overgurt for hver støpeetappe. Hjelpesøyler er tilkoblet i fase 12, og det vil oppstå tvangskrefter fra spennarmeringen, da systemet er statisk ubestemt. Egenlastmomenter øker etter hvert som nye seksjoner blir støpt. I lasttilfeller for fase 12 til 20 er det kun last*inkrementet* etter fase 11 som blir påført. Dvs. at momentdiagrammet for lasttilfelle 12 inneholder kun laster fra spennkabler som spennes opp i fase 12, fase 13 inneholder spennkabler spent opp i fase 12 *og* 13, osv. Se figur 59 og figur 60 under. Det totale momentet fra spennkabler i fasene 12 til 20 finnes ved å kombinere lasttilfellet for gitt fase med lasttilfelle 11. Det samme er tilfelle for egenlastmomentet. Se kapittel 11.



Figur 60 - Momentdiagram for lastinkrementet fra egenlast og vognvekt i fase 12



Spennkabler i undergurt i sidespenn blir aktive i fase 22. Figur 61 viser både plassering av spennkabler og momentdiagrammet grunnet spennkabler i undergurt i sidespenn. Både største positive og største negative moment oppstår mellom akse 1 og 2, fordi spennkablene i undergurt mellom akse 2 og 3 spenner over flere elementer enn spennkablene mellom akse 3 og 4. Største positive og største negative moment fra spennkabler i sidespenn er på hhv. 36 631 kNm og -36 447 kNm.

I figur 61 visualiseres det godt at man ved å velge *full* på spennkabellasten i NovaFrame utsetter konstruksjonen for både tvangskrefter og primærmomenter, da spennkablene i undergurt i sidespenn skaper strekk i overkant der de er plassert, og strekk i underkant ved hjelpesøyler og over søyle akse 4.



Figur 61 - Momentdiagram for spennkabler i undergurt for sidespenn.

Like før sammenkobling i midtspenn er kabler i viadukt også aktive. Av tabell 35 framgår det at det er forskjell på momentet fra spennkabler på element 2000 og 3001, som er symmetriske elementer. Dette skyldes at landkaret på sørenden av brua gir andre opplagerbetingelser enn viadukten på nordsiden. Man ser også her, som forventet, at momentet fra spennkabler og egenlast har tilnærmet samme form, bare at de er speilet.

Momentverdiene som vises i figur 62 og figur 63 er brukt inn i lastkombinasjoner for brua like før sammenkobling av midtspenn. Begge er plottet med maksimalverdi og minimumsverdi.



Figur 63 - Momentdiagram fra egenlast like før sammenkobling i midtspenn

Etter at brua er koblet i midtspenn og kabler i midtspenn er spent opp, se figur 64 og figur 65, blir brua påført superegenvekt og last fra koblingsseksjon, som fører til at største egenlastmoment øker med 141 000 kNm. Formen på momentdiagrammene for egenlast og spennkabler endrer seg lite etter koblinga i midtspenn, da disse fortsatt er klart dominert av støttemomentene.

Spennkabelkrafta er beregnet med 100-årstap for alle tidspunkt (se kapittel 7.2). Derfor benyttes momentdiagrammet fra spennkabler ved ferdig bru (figur 64) også i lastkombinasjoner etter 1 år og 100 år.



14.1.2 Kryp

De endelige summerte krypmomentene fra analysen er oppsummert i tabell 37. Figur 66 og figur 67 under viser momentdiagrammer fra kryp ved ulike tidspunkt.

| ⊤ idens und t | Akse 2 | Akse 2 Akse 3 | |
|------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|
| Haspunkt | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] |
| Like før kobling i midtspenn | 33 780 | 39 781 | - |
| Ved ferdig bru | 64 198 | 86 391 | 10 430 |
| 1 år | 120 436 | 172 934 | 29 507 |
| 100 år | 134 175 | 194 234 | 33 801 |

 Tabell 37 - Krypmoment på Dolmsundbrua for gitte tidspunkt



Figur 66 - Momentdiagram for kryp like før sammenkobling i midtspenn



Figur 67 - Endelig momentdiagram for kryp etter 100 år. Momentdiagram for tidspunkt ferdig bru og 1 år har samme form

Disse momentene er med stor sannsynlighet for store i forhold til realiteten. Valgt metode i NovaFrame overestimerer med andre ord krypvirkningene. Dette har ingen annen forklaring enn at NovaFrame "tenker" annerledes enn hva oppgaveforfatterne gjør. Det vil alltid være muligheter for feil i inputen til programmet, men dette er kontrollert flerfoldige ganger, og prinsippene som ønskes fulgt er programmert. Hver fase varer i utgangspunktet i sju døgn, og t - t₀ er justert etter dette.

I tillegg er kryptallet justert for å ta hensyn til den reelle t₀ så langt det lar seg gjøre i NovaFrame. Hva angår spenningstilstanden er den modellert etter *realiteten*, dvs. at de reelle spenningene i konstruksjonen i de ulike fasene er inkludert i krypkombinasjonene. Delkrypet i hver fase er summert opp, og det er tatt hensyn til endringen av statiske system underveis i prosessen, så langt det lar seg gjøre.

Testmodellen, hvor det undersøkes effekten av ulike måter i gi krypinput på, understreker hvor vanskelig der er å forstå hvordan NovaFrame beregner kryp. Dette er kanskje den største overraskelsen i forbindelse med krypmodelleringen i NovaFrame; den voldsomme forskjellen mellom de to metodene som er benyttet tidligere. Hvorfor begge disse tidligere har gitt gode resultater lar seg ikke med letthet forklare.

Man kunne i denne oppgaven etterstrebet mer logiske resultater ved å prøve å feile med krypinputen i NovaFrame. Dette er også gjort, *innenfor rammene av hva som lar seg forklare*. Med dette menes at noen måter å gi input på gir mer logiske resultater, men disse metodene kan ikke forklares. Man kan med andre ord ikke verifisere om, og eventuelt hvorfor, disse metodene gir riktigere eller bedre resultater. Derfor er det i denne oppgaven valgt å stå ved den metoden som framstår som logisk, og som man kan forklare at skal gi riktige resultater. Metodene som er benyttet tidligere (se kapittel 10) er grundig studert, men hvorfor disse gir logiske resultater, er ikke utfyllende forklart i oppgavene.

Ut i fra resultatene av krypanalysen i programmet, virker det fasevise krypet logisk. Kryp gir ingen momenter i konstruksjonen før i fase 12, hvor hjelpesøylen tilkobles.

Fra fase 12-20, har momentdiagrammene en form som vist i figur 68.



Figur 68 - Momentdiagram for kryp for kragarmer på akse 3 i fase 20. Her er det ikke opprettet kobling til landkar eller i midtfelt

Formen på dette diagrammet er logisk: Det er ingen momenter på den frie armen, mens det blir strekk på undersiden av brubjelken i spennet mellom hjelpesøyle og hovedpilar. Krypet vil gå inn som en reduksjon av stivhet, som vil redusere det drivende momentet (som gir strekk i overkant). Dermed vil krypmomentet plottes i underkant.

I fase 12 er krypmomentet ved søylen i akse 3 lik 501 kNm. Fra fase 13 tom. fase 20 øker det fasevise krypmomentet med omtrent 100 kNm for hver fase, dvs. at det i fase 20 er i underkant av 1 100 kNm. Det kuliminerer i et moment like i underkant av 7 100 kNm, summert fra fase 12-20, dvs. over et tidsintervall på omtrent 63 døgn. Dette er et relativt lite moment mtp. den lange varigheten. Dette skyldes liten grad av tvang i systemet, da hjelpesøylen kun hindrer vertikal translasjon.

I fase 21 og 22 er det større grad av tvang i konstruksjonen, da koblingsseksjonen til landkar/viadukt er støpt. Krypmomentdiagrammene i fase 21 og 22 har form som vist i figur 69.



Figur 69 - Momentdiagram for kryp for kragarmer på akse 3 (og viadukt), i fase 21 og 22. Her er det opprettet kobling mot viadukt

Momentet over hjelpesøylen er 21 678 kNm og 19 666 kNm i hhv. fase 21 og 22. Det kuliminerte momentet over hjelpesøylen fra kryp for fase 21 og 22 er dermed 41 344 kNm. Dette skjer over et tidsrom på 12 døgn.

I fase 23 fjernes hjelpesøylen, og momentet over denne vil frigjøres. Dette gjøres som nevnt gjennom påføring av en punktlast, og summasjon av momentdiagrammene for fasene. Punktlasten fjerner "knekken" i momentdiagrammet, slik at det endelige momentdiagrammet er tilnærmet lineært. Se



figur 70. Som nevnt vurderes ikke krypeffekten av denne avlastningen. Punktlasten gir et moment på -8 031 kNm over hjelpesøylens posisjon, og 25 012 kNm ved søylen i akse 3.



Figur 70 - Momentdiagram fra punktlast som ivaretar fjerning av hjelpesøyle i fase 23, for kragarmer (og viadukt) i akse 3

Etter fjerningen av hjelpesøylen vil konstruksjonen etter forutsetningene her krype i sju døgn før koblingsseksjon i midtspenn støpes. Dette gir et moment på 10 756 kNm ved søylen i akse 3. Se figur 71 under. Størrelsen på dette momentet er som forventet mindre enn for momentene i fase 21 og 22, da det i fase 23 er fjernet en randbetingelse som gir tvang. I tillegg er varigheten kortere.



Figur 71 - Momentdiagram for kryp for kragarmer (og viadukt) i akse 3 i fase 23. Her er hjelpesøylen fjernet

Fra fase 24 får man kryp også i midtspennet. Se figur 72. Dette krypet vil gi strekk i underkant, og således øke feltmomentet, som forventet ihht. erfaring med omlagringsanalyser (Rambjør, u.d.). Fase 24 har en forutsatt varighet på 14 døgn.



Krypmomentene som oppstår på ferdig bru er oppsummert i tabell 38.

| Tislauruslat | Akse 2 | Akse 3 | Midtfelt |
|------------------|--------------------|--------------------|------------------|
| Haspunkt | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] |
| Fase 24 | 30 418 | 46 609 | 10 430 |
| Fase 24 - 1 år | 56 239 | 86 542 | 19 077 |
| Fase 24 - 100 år | 69 977 | 107 843 | 23 371 |
| 1 år - 100 år | 13 738 | 21 301 | 4 294 |

Tabell 38 - Krypmomenter som oppstår på ferdig bru

Man bør, ihht. erfaring med omlagringsanalyser, forvente at krypet øker støttemomentene noe (Rambjør, u.d.). Dette er ikke tilfelle her (se figur 72), og må sies å være en svakhet med modellen. Som det framgår av diagrammene gir krypet strekk i underkant av brubjelken langs hele brua.

En årsak til at krypet overestimeres kan være at det benyttes tapsverdier for spennkraft som tilsvarer 100 år. Dette vil være veldig konservativt for byggefasene og for 1-årskrypet, da spennkrafttapet for 100 år er omtrent 25 %. Ihht. tabell 38 er krypbidraget fra tidsintervallet 1 år - 100 år relativt lite, dvs. at de desidert største bidragene skjer i byggefasene og fram til ett år.

14.1.3 Svinn

Det vises til tabellen under for oppsummering av momenter fra svinn på utvalgte elementer ved ulike tidspunkt.

| | Akse 2 | Akse 3 | Midtfelt |
|------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|
| | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] |
| Like før kobling i midtspenn | 1 004 | 1 025 | - |
| Ved ferdig bru | -905 | -1368 | 368 |
| 1 år | -23 063 | -29 344 | 4 706 |
| 100 år | -47 453 | -60 735 | 9 560 |

Tabell 39 - Momenter fra svinn

Krefter fra svinn oppstår ikke før konstruksjonen er statisk ubestemt. Figur 73 nedenfor viser at det ikke oppstår momenter fra svinn i fase 11, dvs. like før hjelpesøyler kobles til. Dette er tilfeller for alle faser fra 1 ti 11. Svinn fører kun til deformasjoner av brua, uten at det oppstår krefter.



Figur 73 - Momentdiagram for svinn i fase 11. Ingen momentutvikling



Etter at hjelpesøyler er tilkoblet vil momenter fra svinn oppstå. I figur 74 er momentdiagrammet for svinnutvikling i fase 12, like etter tilkobling av hjelpesøyler, vist. Momentet som oppstår i fase 12, i løpet av en tidsperiode på 14 dager, er 205 kNm. Dette momentet oppstår kun i området fra søyle og ut til hjelpesøyle, da det ikke vil oppstå tvang på den utkragende delen.



Figur 74 - Momentdiagram for svinn i fase 12

Momentdiagrammene for fase 12-20 er alle like med strekk i underkant av brubjelken. Når det statiske systemet endrer seg i fase 21, endres også formen på momentdiagrammet for svinn (se figur 75). Det har da blitt introdusert mer tvang i brua, både ved at viadukt er koblet til og ved at brua er koblet mot landkar på sørsiden. Momentutviklingen pga. svinn er høyere på element 3001 like nord for akse 3 enn på element 2000 like sør for akse 2, fordi viadukten gir andre opplagerbetingelser enn landkaret. Fra fase 21 og utover oppstår det i tillegg tvangskrefter fra hjelpesøyler og inn imot landkar og viadukt.



Figur 75 - Momentdiagram for svinn i fase 21

Når hjelpesøyler fjernes i fase 23, skal fjerningen av opplagerbetingelsen kompenseres for ved å påføre en punktlast med samme verdi og motsatt fortegn som opplagerreaksjonen i hjelpesøyla. For svinn er disse så små at de ansees som neglisjerbare.

All utvikling av svinn fra byggestart til ferdig bru kuliminerer i et moment på 1 368 kNm på element 3001. Momentet fra svinn er størst ved bunn av hovedsøylene, men ettersom søyler ikke skal vurderes i denne oppgaven er det valgt å fokusere på brubjelken, og verst utnyttede element i denne.



Etter at brua er koblet i midtspenn øker graden av tvang i brua, og krefter fra svinn øker betraktelig fram til 100 år. Fra kobling av bru i midtspenn fram til 1 år er økningen i moment fra svinn på element 3001 lik 27 976 kNm. Fra 1 år til siste betraktningspunkt på 100 år er økningen lik 31 391 kNm. Dette resulterer i et totalt støttemoment fra svinn etter 100 år på 60 735 kNm, med strekk i overkant av brubjelken. Det totale momentet fra svinn etter 100 år i midtspenn er på 9 560 kNm, med strekk i underkant. I figur 76 vises momentdiagrammet etter 100 år.



Figur 76 - Momentdiagram for svinn etter 100 år

14.1.4 Vind

Man ser ut fra tabell 40 at vind skaper større momenter om bruas horisontale tverrakse enn om vertikal akse. Det vi si at det blir større krefter i brua av *drag* enn av det direkte vindtrykket vinkelrett på brua. Det framgår også at statiske krefter fra vind ikke er av stor betydning for den totale momentbelastningen på brua (om tverraksen). Vind gir strekk på oversiden av brubjelken i midtspenn, og strekk på undersiden over støtte. Dette gjør at vind stort sett ikke tas med i kritiske lastkombinasjoner, da virkningen er gunstig. Det ses kun på vindbelastning på ferdig bru i denne oppgaven. Figur 77 viser momentdiagram for bøyning om tre ulike akser pga. vind.

| | | Akse 2 | Akse 3 | Midtfelt |
|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| Tidspunkt | Akse | Element 2000 [kNm] | Element 3001 [kNm] | Element 42 [kNm] |
| Ved ferdig bru | Horisontal tverrakse | 51 361 | 34 477 | -7 088 |
| Ved ferdig bru | Vertikal akse | -33 372 | -23 460 | 19 989 |
| Ved ferdig bru | Horisontal lengdeakse | -9 409 | 7 615 | -2 709 |

Tabell 40 - Momenter fra vindlast



Figur 77 - Momentdiagram for vind, om horisontal tverrakse

14.1.5 Trafikk

Lastvirkningene fra trafikklast blir analysert over søylen i akse 2 (element 2001), samt i midtspenn (element 42). Kun bøyemoment i ULS er vurdert.

14.1.5.1 Akse 2

| Sorted combination line: | | | | |
|---|---|---|---|---|
| No · 8 | | | | |
| No Uonato trafilir III S atatto | | | | |
| Name : Verste traiikk OLS Støtte | | | | |
| Element : 2001 | | | | |
| (X/L) : 0.000 | | | | |
| Comp : Min-ML | | | | |
| Governing sort. comb. no. : 147 | | | | |
| Governing sort. comb. name : TRAFIKK | VERST ULS 6.10 E | 3 SUM | | |
| | | | | |
| | | | | |
| This listing splits the combination into l | Loadcases! | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| No.: Name: fac fa | ac*PL fac*PM | fac*PN fac*ML | fac*MM | fac*MN |
| No.: Name: fac fa | ac*PL fac*PM | fac*PN fac*ML | fac*MM | fac*MN |
| No.: Name: fac fa | ac*PL fac*PM | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. | fac*MM 6 5357.7 | fac*MN 410.7 |
| No.: Name: fac fa 709 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 729 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 | ac*PL fac*PM | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 | fac*MN 410.7 -11.2 |
| No.: Name: fac fac fac 709 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 729 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 749 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 | -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 |
| No.: Name: fac fac <thfac< <="" td=""><td>ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6</td><td>fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884</td><td>fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6</td><td>fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2</td></thfac<> | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 |
| No.: Name: fac fac fac 709 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 729 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 749 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 769 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 769 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17823 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 |
| No.: Name: fac fac <thfac< <="" td=""><td>ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 4.3 -2327</td><td>fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. -1942.8 -705</td><td>fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 6 0 -9784</td><td>fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 7 -693 7</td></thfac<> | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 4.3 -2327 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. -1942.8 -705 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 6 0 -9784 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 7 -693 7 |
| No.: Name: fac fac fac 709 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 729 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 749 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 769 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 789 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 869 ML-Min GANGBANE 1.350 | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 |
| No.: Name: fac fac <thfac< <="" td=""><td>ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 1.3 -8422.1</td><td>fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 -6399.8 -269985.1</td><td>fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 -4408.7</td><td>fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 -334.5</td></thfac<> | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 1.3 -8422.1 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 -6399.8 -269985.1 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 -4408.7 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 -334.5 |
| No.: Name: fac fac fac 709 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 729 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 749 ML-Min LM1 UDL BANE 1.350 769 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 769 ML-Min LM1 TS BANE 1.350 869 ML-Min GANGBANE 1.350 Calc. sum : | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 1.3 -8422.1 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 -6399.8 -269985.1 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 -4408.7 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 -334.5 |
| No.: Name: fac fac <thfac< <="" td=""><td>ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 1.3 -8422.1</td><td>fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 -6399.8 -269985.1</td><td>fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 -4408.7</td><td>fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 -334.5 -334.5</td></thfac<> | ac*PL fac*PM -2.9 -2535.7 -0.0 -1173.9 0.3 -587.0 -0.4 -1066.6 -0.0 -711.0 0 4.3 -2347 1.3 -8422.1 | fac*PN fac*ML -2098.2 -85932. -971.4 -39783. -485.7 -19892. -541.1 -26884. -360.7 -17923. 7.9 -1942.8 -795 -6399.8 -269985.1 | fac*MM 6 5357.7 9 -284.4 0 -876.4 4 1357.6 1 -178.5 69.0 -9784 -4408.7 | fac*MN 410.7 -11.2 -61.7 25.2 -3.8 .7 -693.7 -334.5 -334.5 |

Figur 78 - Skjermdump, trafikklast akse 2

Som det framgår av skjermdumpen over (se figur 78) er største bøyemoment over akse 2 lik -269 985 kNm. Den dominerende lastmodellen er LM1 (se kapittel 7.4). Ikke overraskende er det likning 6.10b som er dominerende, da lastfaktoren $\gamma_{0,1}$ her er 1,35, mens den for likning 6.10a er 0,945 (kapittel 7.9). De desidert største bidragene til det totale momentet kommer fra jevnt fordelt last i bane 1 og i gangbanen (til sammen over 60 %). Tandemsystemene utgjør bare i underkant av 17 % av det totale momentet.

NovaFrame har en funksjon for visualisering av trafikklastens plassering for maksimum- og minimumsverdier av de ulike tverrsnittskreftene. For største støttemoment i akse 2 har den jevnt fordelte lasten (LM1 UDL) plassering som vist i figur 79 under. Dette gjelder for alle banene. Tandemsystemene (LM1 TS) har plassering som vist i figur 80.





Figur 80 - Trafikklastplassering LM1 TS, akse 2

14.1.5.2 Midtfelt

| Sorted combination line: | | | | | |
|--|---|---|--|--|---|
| No. : 2 | | | | | |
| Name : ULS trafikk hele brua | | | | | |
| Element : 42 | | | | | |
| (X/L) : 0.500 | | | | | |
| Comp : Max-ML | | | | | |
| Governing sort. comb. no. : 147 | | | | | |
| Governing sort. comb. name : TRAFIKK | VERST ULS 6.10 | B SUM | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| This listing splits the combination int | to loadcases! | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| No.: Name: fac | fac*PL fac*F | M fac*PN | fac*ML | fac*MM | fac*MN |
| No.: Name: fac | fac*PL fac*F | M fac*PN | fac*ML | fac*MM | fac*MN |
| No.: Name: fac | fac*PL fac*F | M fac*PN | fac*ML 9433.6 | fac*MM 57.8 | fac*MN 128.1 |
| No.: Name: fac | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 | fac*ML 9433.6 4367.4 | fac*MM 57.8 -3.6 | fac*MN 128.1 31.4 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 | M fac*PN | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 | fac*MN 128.1 31.4 0.0 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 0 0.1 -7 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 87.2 -0.5 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 5995.0 | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 4.8 | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 8.4 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 863 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 0 0.1 -7 350 -1.0 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 87.2 -0.5 -1419.2 -1 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 5995.0 4.8 8734. | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 4.8 .8 -108. | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 8.4 4 -30.3 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 863 ML-Max GANGBANE 1. | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 0 0.1 -7 350 -1.0 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 87.2 -0.5 -1419.2 -1 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 5995.0 4.8 8734. | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 4.8 .8 -108. | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 8.4 4 -30.3 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 863 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 Calc. sum : | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 0 0.1 -7 350 -1.0 0.1 -5984. | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 87.2 -0.5 -1419.2 -1 4 -43.3 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 5995.0 4.8 8734. 39707.0 | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 4.8 .8 -108. -43.3 | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 8.4 4 -30.3 163.0 |
| No.: Name: fac 703 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 723 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 743 ML-Max LM1 UDL BANE 1.350 763 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 783 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 863 ML-Max LM1 TS BANE 1.350 Calc. sum : | fac*PL fac*F 0 0.8 -15 0 0.1 -7 0 -0.1 -3 0 0.2 -11 0 0.1 -7 350 -1.0 0.1 -5984 | M fac*PN 32.7 -16.0 09.6 -7.4 54.8 -3.7 80.8 -0.8 87.2 -0.5 -1419.2 -1 4 -43.3 -4 -43.3 | fac*ML 9433.6 4367.4 2183.7 8992.6 5995.0 4.8 8734. 39707.0 | fac*MM 57.8 -3.6 -9.7 15.7 4.8 -108. -43.3 | fac*MN 128.1 31.4 0.0 25.4 8.4 4 -30.3 163.0 |

Figur 81 - Skjermdump, trafikklast midtfelt

Største bøyemoment i midtfelt er 39 707 kNm (se figur 81). Den dominerende lastmodellen er også her LM1, og den dominerende likningen er 6.10b.

Også her er den jevnt fordelte lasten (LM1 UDL) i bane 1 og i gangbanen dominerende i forhold til de andre banene, men ikke i så stor grad som for støttemomentet. I tillegg utgjør tandemsystemene en mye større prosentandel av det totale momentet her (38 %).

Plasseringene av de ulike lastene er visualisert i figur 82 og figur 83 under. Det fremgår av disse at lastene har en mer usymmetrisk plassering her enn for støttemomentet. Plasseringen er lik for alle banene.



Figur 83 - Trafikklastplassering LM1 TS, midtfelt

14.1.6 Temperatur

Temperaturlast gir et momentdiagram med maksimums- og minimumskurver som vist i figur 84 under. Element 2000, som ligger mot venstre over søylen i akse 2, og element 42 i midtfelt vil bli sett nærmere på.



Figur 84 - Momentdiagram for temperaturlast

14.1.6.1 Akse 2

Største moment i ULS her er 112 039 kNm. For temperaturlast er lastfaktorene like i både likning 6.10a og 6.10b. I følge *combination tracer* er temperaturlasttilfelle nr. 21 gjeldende. Dette tilfellet består av

- Gradient for oppvarming av oversiden av brua, dvs. den vertikalt lineært varierende temperaturdifferansen, med faktor 0,75

- En kontraksjon av brua grunnet temperaturfall, dvs. den jevnt fordelte temperaturandelen, med faktor 1,0

- Horisontalt lineært varierende temperaturdifferanse, dvs. en gradient på tvers av brua, med faktor 1,0

14.1.6.2 Midtfelt

Største moment i ULS her er 19 317 kNm. Temperaturlasttilfelle nr. 3 er gjeldende. Dette består av kun en gradient for oppvarming av oversiden av brua, dvs. den vertikalt lineært varierende temperaturdifferansen, med faktor 1,0.

14.2 Skjærkraft

Innledningsvis er det verdt å nevne at man bør tolke beregnet effektiv skjærkraft uten hensyn til fortegn. Både den konvensjonelle metoden og Dilger & Langohrs metode gir effektiv skjærkraft med samme fortegn som V_{Ed} , og det er absoluttverdien som det skal armeres for. Dersom V_{Ed} er -10 000 kN og V_{steg} er -9 500 kN, har effektiv skjærkraft blitt redusert med 500 kN.

Brås metode gir alltid positiv skjærkraft, og er således lett å tolke, med unntak av for noen seksjoner hvor V_{steg} kommer ut som en negativ verdi. Dette må ikke tolkes som at skjærkraften endrer retning eller snus i forhold til skjærkraften man setter inn i ligningssystemet. Dette gir tilsynelatende en horisontal strekkraft i steget, som ikke er reelt (Brå, 2013). Det er mer nærliggende å tolke dette som at vertikalkomponenten av gurtkrafta er større en skjærpåkjenningen på steget, slik at gurtene i teorien bærer hele skjærkrafta alene, og at det således ikke er noe behov for skjærarmering. Dette danner nok et bilde av situasjonen som er noe forenklet, og som kanskje ikke samsvarer helt med realiteten. Derfor bør ikke disse resultatene tolkes som at det ikke eksisterer skjærarmeringsbehov. Som Brå påpeker, er dette en svakhet ved ligningssystemet. Når V_{Ed} alltid settes inn med positivt fortegn, burde likningssystemet vært løst med absoluttverdien av V_{steg} for å sikre at denne alltid kommer ut som et positivt tall.

Også de andre metodene gir effektiv skjærkraft som avviker fra fortegnet på V_{Ed} på visse seksjoner. Dette må tolkes på samme måte som hos Brå. De andre metodene har dermed den samme svakheten.

14.2.1 Sammenligning av Dilger & Langohrs metode og Brås metode

Disse to metodene er basert på de samme forutsetningene, og skal gi samsvarende resultater, forutsatt at helningen av overgurt neglisjeres i Brås uttrykk. Unntaket er at Dilger & Langohr lar horisontalkomponenten av betongtrykkstaven angripe i tverrsnittets geometriske midtpunkt, mens Brå antar at denne angriper i tyngdepunktet. Grafen i figur 85 under viser hvordan Dilger & Langohrs metode avviker fra Brås metode. Som det framgår av grafen, er avvikene godt under 5 %, med unntak av i sidespennene, inn mot hovedsøylene, hvor avviket overstiger 10 %. Dilger & Langohrs metode reduserer altså effektiv skjærkraft med 10-12 % på disse elementene, i forhold til Brås metode uten helning på overgurt. Det er nærliggende å tro at årsaken til avviket er at geometrisk midtpunkt og tyngdepunkt fjerner seg fra hverandre i disse seksjonene, og at Brås metode dermed vil avvike noe her. Allikevel ser ikke dette ut til å være tilfelle, da grafen i figur 86 viser at geometrisk midtpunkt og tyngdepunkt ikke avviker betydelig mer her enn i andre seksjoner.



Figur 85 - Avvik mellom Dilger & Langohrs metode og Brås metode, uten helning på overgurt





Figur 86 - Beliggenhet av geometrisk midtpunkt og tyngdepunkt, fra bunn av tverrsnitt

14.2.2 Effekt av å inkludere helning på overgurt

Grafen i figur 87 under viser effekten av å inkludere helningen på overgurt i beregningene av effektiv skjærkraft med Brås metode. Ytterst på brubjelken, mot landkar akse 1, vil overgurten redusere effektiv skjærkraft med opp mot 40 %. Tilsvarende reduksjon på motsatts side, mot viadukt, er ca. 25 %. Videre innover, rundt element 6 og 78, blir avviket veldig stort. På element 6 (toppen til venstre) fremgår det at overgurten vil øke V_{steg} med over 400 %. Dette er ikke reelt, og skyldes at V_{steg} endrer fortegn i beregningene. Toppen på høyre side i diagrammet er nok derimot reell. Grunnen til at prosentavviket er så stort, er at verdien i utgangspunktet er svært liten, og økningen er derfor ikke så stor i kN. Skjærkraftpåkjenningen V_{Ed} er kun -1 064 kN her.



Figur 87 - Effekt av å inkludere helning på overgurt, Brås metode

Videre innover på bjelken, fra det punktet hvor undergurtens helning skifter retning (se figur 89), og inn til hovedsøylene, vil overgurten redusere V_{steg} med opp mot 20 %. Som det framgår av figur 88, øker kraften i overgurt betraktelig i dette området. På innsiden av hovedsøylene har overgurten en motsatt virkning. Her øker V_{steg} opp mot 40 %, før effekten igjen avtar og reduserer V_{steg} med noen få prosent inn mot sentrum av midtspennet. I senter av midtspennet har begge gurtene, ihht. Brås metode, trykkraft (se figur 88). Trykk vil redusere effektiv skjærkraft i de aller fleste områdene på brua, se kapittel 12.





Figur 88 - Kraft i gurter, Brås metode med helning på overgurt



Figur 89 - Gurtenes helning

14.2.3 Sammenligning av alle metodene

Grafen i figur 90 under viser den effektive skjærkrafta på brukassesteget beregnet med de ulike metodene, mens figur 91 viser avviket i forhold til ukorrigert skjærkraft. θ er satt til 45 grader. Det framgår at den konvensjonelle metoden er mest konservativ nesten over hele brua, da denne reduserer den effektive skjærkrafta minst. Unntaket er for elementene hvor *skjærkraft og vinkelen på undergurten har samme fortegn, og momentet er positivt*. Dette er i området mellom elementene



6 og 12 og mellom 73 og 78. Dette er de eneste områdene på brua hvor dette skjer. Det er tydelig at betongstrykkstaven endrer krafta i undergurten i disse områdene. Dette framgår også av figur 88, hvor det vises at trykkrafta i undergurten i dette området beregnet med Brås metode øker i forhold til tilsvarende beregnet med konvensjonell metode. Avstanden mellom disse kurvene øker mer videre innover mot hovedsøylene, men her har ikke dette samme effekt, da retningen på undergurtens helning har snudd.



Figur 90 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg

Grunnen til at grafen i figur 91 (se også figur 92, som er zoomet ut i forholdt til figur 91) gjør et voldsomt sprang rundt element 6 og 78 er at skjærkrafta i disse områdene er svært liten. Dette framgår av figur 90. Dermed utgjør betongtrykkstaven en betydelig prosentvis økning av effektiv skjærkraft. Det framgår også av samme graf at helningen på overgurten utgjør mye her. Grunnen til dette er at krafta i overgurten, akkurat som betongtrykkstaven, utgjør en stor prosentvis endring i forhold til den relativt lave skjærkrafta i disse områdene. Som det framgår av figur 88, endres ikke krafta i overgurten betydelig i disse områdene. Den prosentvise effekten av kraft i overgurt og av betongtrykkstav blir altså veldig stor for små skjærpåvirkninger.

Fra element 12 og 73 og videre inn mot hovedsøylene, reduseres effektiv skjærkraft sammenlignet med ukorrigert skjærkraft. Dette er som forventet, i og med at momentet er stort over søylene, og at helningen på undergurten er stor her. Dette gir store vertikalkomponenter av undergurtkraften, som motvirker V_{Ed} . Årsaken til at reduksjonen avtar over søylene, er at det er antatt null helning på undergurten her.

Inne ved søylen vil den konvensjonelle metoden redusere skjærkrafta med ca. 40 %, mens de andre metodene reduserer med ca. 60 %. Dette er endringer som kan være av betydning for dimensjoneringen.

I midtspenn får man som forventet ingen endring i skjærkraft, da begge gurtene har tilnærmet null helning her.



Figur 91 - Avvik i forhold til ukorrigert skjærkraft





Figur 92 - Avvik i forhold til ukorrigert skjærkraft

En av konklusjonene som Dilger & Langohr trekker i sin publikasjon om skjærkraft på skrå gurter, er at den konvensjonelle metoden kan underestimere den effektive skjærkraften på steget med opp til 20 % for $\theta \ge 30$ grader (Dilger & Langohr, 1997). Selv om det viser seg at den konvensjonelle metoden er mest konservativ på store deler av Dolmsundbrua, kan man ikke si at resultatene for Dolmsundbrua avviker fra konklusjonen til Dilger & Langohr. Dette fordi det viser seg at den konvensjonelle metoden underestimerer effektiv skjærkraft kraftig i visse områder på brua, akkurat som Dilger & Langohr advarer mot.

14.2.4 Utnyttelser og armeringsbehov

Figur 93 under viser utnyttelsen på skjærstrekkbrudd i ULS langs brubjelken. Som forventet kreves det skjærarmering i stort sett alle seksjoner. En tommelfingerregel er at største utnyttelse på skjær ligger i området mellom hovedsøyle og midtspenn, omtrent 2/3 av lengden mellom søyle og midtspenn ut fra søyle (Johansen, 2013). Dette ser ut til å stemme bra her. Allikevel er det viktig å legge merke til at utnyttelsen er like høy og høyere ved landkar akse 1 og viadukt. Dette skyldes ikke stor skjærpåkjenning, men lav skjærkapasitet, grunnet et lavt tverrsnitt.

Toppverdiene for utnyttelse over hovedsøylene er også store, men ikke så kritiske, da skjærkrafta her vil gå rett ned i søylene.

Det er også verdt å legge merke til at Brås metode, med helning på overgurt, gir større utnyttelse enn de andre metodene i områdene mellom element 4 og 12, og mellom 73 og 79. Det framgår av figur 90 at denne metoden gir noe større effektiv skjærkraft her. Figuren viser at grafen for Brås metode med helning på overgurt er noe glattere enn de andre i dette området. Dette er troverdig, siden



kraften i overgurten åpenbart har en effekt, og vil i de fleste tilfeller virke motsatt av kraften i undergurten, og således glatte ut grafen.



Figur 93 - Utnyttelse på skjærstrekkbrudd, uten armering

Ihht. figur 94 vil utnyttelsene på skjærtrykkbrudd ha samme tendenser som skjærstrekkbrudd. Det er verdt å merke seg at med ULS-verdiene for skjærkraft beregnet her får man utnyttelser som ligger nær 100 % på skjærtrykkbrudd. Det er allikevel grunn til å tro at disse ikke vil overstige 100 % da kreftene fra kryp er overestimert.





Figur 94 - Utnyttelse på skjærtrykkbrudd

Nødvendig skjærarmeringsmengde gjenspeiler utnyttelsene for skjærstrekkbrudd, se figur 95. For bøyler B500NC krevers det i overkant 12 000 mm²/m i de verste områdene, dersom man benytter den konvensjonelle metoden til å beregne effektiv skjærkraft. Dersom det legges inn én bøyle i hvert steg, med senteravstand 200 mm, vil nødvendig stangdiameter være 22 mm.





Figur 95 - Nødvendig skjærarmeringsmengde

14.2.5 Effekt av ulike θ

Betongtrykkstavens vinkel er vanskelig å fastslå nøyaktig, og vil variere langs brua. HB185, punkt 5.3.4.2.6, krever $\theta \ge 26$ grader, mens NS-EN 1992-1-1 likning (NA.6.7.aN) begrenser verdien oppad til 45 grader. Grafene i figur 96 viser effektiv skjærkraft på brukassesteget, beregnet med θ = 26 grader og θ = 45 grader. Brås metode, med helning på overgurt, samt Dilger & Langohrs metode er benyttet. Som man kan se har endringen i θ liten effekt på effektiv skjærkraft. Differansen er størst inn mot søylene fra midtspenn, hvor tverrsnittet er høyest, og undergurten har størst vinkel. En interessant observasjon er at endring av θ har motsatt effekt hos Brå som hos Dilger & Langohr. Hos Brå vil redusert θ øke effektiv skjærkraft, mens effekten er motsatt hos Dilger & Langohr.





Figur 96 - Effektiv skjærkraft på brukassesteg, ulike θ

Skjærtrykkapasiteten for elementene langs brua er vist i figur 97 under, for θ = 26 grader og θ = 45 grader. Som forventet reduseres kapasiteten dersom θ reduseres. θ = 26 grader er den mest konservative.





Figur 97 - Skjærtrykkapasitet, ulike θ

Endringen av θ gir størst utslag på nødvendig skjærarmeringsmengde, se figur 98 under. Nødvendig armering dobles over hele brua. Det presiseres at det her også er benyttet verdier for effektiv skjærkraft beregnet med θ = 26 grader.



Figur 98 - Nødvendig skjærarmeringsmengde, ulike θ

14.2.6 Konklusjoner

Ut i fra diskusjonene over er det verdt å ta med seg at for positivt moment og likt fortegn på skjærkraft og undergurtens helning, kan man få en økning av effektiv skjærkraft. Dette skjer i områdene mellom element 6 og 12 og mellom 73 og 78. Ofte er det nærliggende å anta at trykk i undergurtene vil redusere skjærkrafta på steget, men det er altså ikke alltid tilfelle.

Det viser seg også, selv om det ikke framgår tydelig av figur 90, at den konvensjonelle metoden å beregne effektiv skjærkraft på, kan underestimere effektiv skjærkraft i disse områdene ganske betraktelig. Dette illustreres best igjennom figur 91, hvor man tydelig ser avviket den konvensjonelle metoden har fra de andre metodene. Allikevel er ikke dette kritisk for Dolmsundbrua, da påkjenningen i dette området er relativt lav. Det viser seg derimot, ihht. figur 95, at nødvendig skjærarmeringsmengde er lavere i dette området enn andre steder. Dette trenger ikke nødvendigvis å være tilfelle for andre konstruksjoner og geometrier. Derfor anbefales det å kontrollere flere snitt enn der hvor man vet at man tradisjonelt har størst skjærpåkjenning.

Det er nærliggende å tro at Brås metode, med helning på overgurten, er den beste metoden. Denne tar hensyn til begge gurtenes helning, og gir derfor den mest realistiske effektive skjærkraften. Den gir dermed en glattere kurve for effektiv skjærkraft (se figur 90), som oftest legger seg mellom kurvene for de andre metodene, og svært sjelden under. Dermed kan man anta at denne hverken over- eller underestimerer. Skal man være på den sikre siden, bør den konvensjonelle metoden benyttes, da denne er mest konservativ, *unntatt i områdene nevnt i avsnittene over*. En god metode, som vil være konservativ, kan være å beregne effektiv skjærkraft med både Brås metode og den konvensjonelle metoden. Ved å alltid dimensjonere ut i fra den ugunstigste av disse vil man med stor sannsynlighet være på den sikre siden i alle områder på brua.

Effekten av å variere θ er svært liten når det kommer til effektiv skjærkraft. Denne kan trygt antas til alle mulige verdier innenfor begrensningene gitt i HB185 og NS-EN 1992-1-1 dersom man ikke ligger svært nær utnyttelsesgrensene. Effekten av θ på nødvendig armeringsmengde er derimot, som kjent, relativt stor. Her bør man anta vinkler som man med stor sikkerhet kan si at gir konservative armeringsmengder.

Som nevnt tidligere er krypeffektene høyst sannsynlig overestimerte. Kryp inngår i ULSkombinasjonen som bestemmer verste skjærpåkjenning, med lastfaktor 0 eller 1,0, etter hva som er ugunstigst (European Comittee of Standardization, 2005). Dette vil i alle tilfeller føre til en svært konservativ verdi av skjærpåkjenningen. Det er også verdt å nevne at selv om påkjent skjærkraft ikke er korrekt, vil tendensene nevnt i dette kapittelet være riktige, da skjærpåkjenningen vil variere likt for alle metodene benyttet her.

15 Bruksgrensetilstand

15.1 Spenningsbegrensning

Diagrammene i figur 99 - figur 104 under viser betongspenninger for SLS-kombinasjonene "karakteristisk" og "tilnærmet permanent" for tidspunktene 100 år, 1 år og ved sammenkobling i midtspenn. Den karakteristiske kombinasjonen skal benyttes for spenningskontroll mtp. langsgående riss, mens den tilnærmet permanente benyttes for kontroll av antagelse om lineært kryp (European Comittee of Standardization, 2004).

Grenseverdien for trykkspenninger ved kontroll av langsgående riss er 0,6 \cdot f_{ck} ihht. NS-EN 1992-2 pkt NA.7.2(102). Verdien kan økes til 0,66 \cdot f_{ck} dersom man har omsluttende tverrarmering. Det er ikke opplyst om dette er tilfelle eller ikke for Dolmsundbrua, derfor benyttes verdien 0,6 \cdot f_{ck}, som tilsvarer en spenning på 27 MPa. Som det framgår av figur 99 - figur 101 overskrides denne verdien i midtspennet og i sidespennene. I midtspennet kan største trykkspenning være opp mot 40 MPa dersom brua vurderes rett etter sammenkobling i midtspenn. I sidespennene ligger spenningen i underkant av 30 MPa ved sammenkobling, og øker bare marginalt i løpet av 100 år. I midtspennet avtar største spenning til like i overkant av 30 MPa i løpet av 100 år. Tar man i betraktning at disse spenningene høyst sannsynlig er overestimert grunnet for stort kryp kan man anta at den ligger innenfor grenseverdien på de aller fleste delene av brua.



Figur 99 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, ved sammenkobling





Figur 100 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, 1 år



Figur 101 - Betongspenninger, karakteristisk kombinasjon, 100 år



Grenseverdien for å kunne benytte lineært kryp er $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$ ihht. NS-EN 1992-1-1 punkt NA.7.2(3), som tilsvarer en spenning på 12,2 MPa, da $f_{ck}(t_0 = 3) = 27,1$ MPa. Ihht. tegningsgrunnlaget kreves det en fasthet på 32 MPa før oppspenning, som gir en grenseverdi på 14,4 MPa. Denne grensen overskrides betraktelig, ihht. figur 102 - figur 104. Ved tidspunkt for sammenkobling i midtspenn er største trykkspenning i midtspenn ca. 33 MPa, mens den i sidespennene er ca. 24 MPa. I sidespennene vil ikke maksimalspenningen øke nevneverdig i løpet av 100 år. I midtspennet vil den derimot avta til like i overkant av 25 MPa. Tar man i betraktning det overestimerte krypet, vil man, dersom man vurderer en gjennomsnittspenning over 100 år, ligge nærmere grenseverdien. Allikevel overskrides denne ganske mye. Dersom man benytter 28-dagersfasthet i stedet for 3-dagersfasthet, som standarden sier, er grenseverdien 20,3 MPa. NS-EN 1992-1-1 pkt 5.10.2.2(5) sier, til forskjell fra punkt 3.1.4(2), at betongspenningen ikke skal overskride $0,45 \cdot f_{ck}(t)$ på *permanent* basis. Dette kan tolkes på ulike måter, men det er grunn til å anta at man kan benytte høyere betongfasthet enn $f_{ck}(t_0=3)$, samt spenningsverdier for lang tid, dersom man benytter denne regelen. Den tilnærmet permanente lastkombinasjonen må også sies å være konservativ, ettersom en stor del av trafikklasten inngår i denne. En mer nøyaktig kontroll av antagelsen om lineært kryp, med mindre konservative verdier for krypspenninger, bør uansett gjennomføres.



Figur 102 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, ved sammenkobling





Figur 103 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, 1 år



Figur 104 - Betongspenninger, tilnærmet permanent kombinasjon, 100 år



15.2 Nedbøyninger

I figur 105 under er deformasjonsdiagrammet for egen- og spennkabellast i SLS (lastfaktor 1,0) plottet. Det presiseres at spennkrafttapene er beregnet for 100 år i alle kombinasjonene. Størrelsen på nedbøyningene er ikke vurdert mot kravene i NS-EN 1992 her, da disse er lite konkrete. HB185, punkt 5.1.2.1, sier at største nedbøyning grunnet trafikklast skal være < L/350. Nedbøyning fra variable laster er ikke vurdert her, da NovaFrame ikke gir nedbøyningsverdier for sorterte lastkombinasjoner eller -linjer. Dette gjør det mer arbeidsomt å ta hensyn til endrede lastfaktorer i SLS.

Man ser ut i fra figur 105 under at egenvekt og spennkraft gir deformasjonsdiagrammer som har lik form og motsatt fortegn. Forskjellen er at egenvekten gir større negative deformasjoner enn det spennkraften gir av positive deformasjoner. I utgangspunktet skal *momentene* fra disse belastningene eliminere hverandre, om enn ikke 100 %, så i hvert fall i stor grad. Dette skal også gjenspeile seg i nedbøyningene. En mulig feilkilde er tapene på spennkraften, som kan være overestimerte. Den summerte nedbøyningen i midtspenn er i underkant av 500 mm, mens den i sidespennene er 300 mm. Nedbøyningene på viadukten er svært små sammenlignet med resten av brua, da spennlengdene og dimensjonene, samt antall spennkabler, er mye mindre her.



Figur 105 - Deformasjoner fra egenvekt og spennkraft
16 NovaFrames funksjonalitet på FFB-bruer

NovaFrame er et meget godt egnet program for analyse av FFB-bruer dersom man ser bort fra noen ankepunkter. Det viktigste av disse er håndteringen av kryputvikling i byggefaser. Endring av last, statisk system og tidspunkt for belastning gjør dette komplisert og fører til at mengden med inndata etter hvert blir så stor at den er på grensen til uhåndterlig. Det statiske systemet i en FFB-bru endres flere ganger i løpet av byggetiden, som gjør at man må summere virkning av laster på ulike statiske system (se kapittel 11). En funksjon for å automatisk summere opp denne virkningen hadde vært meget gunstig mtp. analyse av FFB-bruer. Summasjon av nedbøyninger i byggefase er heller ikke mulig i NovaFrame. Nedbøyningen fra hver byggefase må derfor summeres manuelt.

Reduksjon av spennkraft grunnet tap i spennkabler kunne med fordel vært løst noe annerledes, da spesielt med tanke på kryp, svinn og relaksasjon. Ettersom spennkabellasta blir sett på som en ytre last, vil ikke kryp eller svinn beregnet for brua ha noen direkte påvirkning på spennkabelkrafta. Det må beregnes egne verdier for hver kabel separat, noe som fører til at man i praksis må forenkle kraftig for å begrense tidsbruk, da FFB-bruer inneholder en stor mengde spennkabler. Det hadde vært gunstig om programmet automatisk kunne tatt hensyn til tap grunnet kryp og svinn gjennom de definerte lasttilfeller for disse. Forklaringen på hvordan relaksasjonsparametrene skal beregnes er også noe ufullstendig.

Det er også flere positive sider ved NovaFrame som gjør det egnet for FFB-bruer. Oppbygning av geometri er meget smidig gjennom bruk av referanselinjer og profilnummer fra prosjekteringsgrunnlaget. Bruk av inputfil sammen med Microsoft Excel gjør at man raskt kan oppnå en nøyaktig oppbygging av f. eks. tverrsnitt med korrekt spennkabelplassering og stivhet. Gjennom bruk av Microsoft Excel er det også mulig å gjøre store endringer i modellen, uten at det nødvendigvis vil være tidkrevende.

Ved modellering av en FFB-bru er det gunstig å ha muligheten til å etablere delmodeller av brua for beregning av lastvirkninger i byggefase. Dette kan løses relativt enkelt i NovaFrame. Man kan etablere ulike analyser på ulike modeller, slik at laster analyseres på korrekt statisk system. Dette er blant annet viktig for å vurdere lagring av momenter inn i den ferdige konstruksjonen.

NovaFrame har også en innebygd funksjon for automatisk påføring av trafikklast. Den største fordelen er allikevel NovaFrames håndtering av laster, og kombineringen av disse, med lastfaktorer gjennom funksjonen *sortcomb*. Her kan et stort antall laster reduseres til noen utvalgte kombinasjoner med automatisk beregning av verste totale lastvirkninger.

VEDLEGG

Generell beregning av kryptall ihht. NS EN 1992-1-1 tillegg B.1

Beregning for element 21, 24, 60 og 63 for slutten av fase 2

Karakteristisk betongtrykkfasthet
$$f_{ck} := 45$$
Belastningsalder $t_0 := 3$ Betraktningstidspunkt $t := 10$ Midlere betongtrykkfasthet $f_{cm} := 53$ Relativ luftfuktighetRH := 70Effektiv tverrsnittstykkelse $h_0 := 520.81$ ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.6)

$$\alpha_1 \coloneqq \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \qquad \alpha_2 \coloneqq \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \qquad \alpha_3 \coloneqq \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \text{ iht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.8c)}$$

$$\beta_{H} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_{0} + 250\alpha_{3}, 1500\alpha_{3} \right]$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.8b)

$$\begin{split} \varphi_{RH} &\coloneqq \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 & \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.3b)} \\ \beta_{fcm} &\coloneqq \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} & \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.4)} \\ \beta_{t0} &\coloneqq \frac{1}{0.1 + t_0^{-0.20}} & \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.5)} \\ \varphi_0 &\coloneqq \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} & \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.2)} \\ \beta_c &\coloneqq \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} & \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.7)} \end{split}$$

Normert delkryptall

φ

$$= \phi_0 \cdot \beta_c = 0.452$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.1)

Generell beregning av svinntøyning ihht. NS EN 1992-1-1

Beregning for element 21, 24, 60 og 63 for slutten av fase 2

| Karakteristisk betongstrykkfasthet | f _{ck} := 45 | |
|--|--------------------------|----------------------------------|
| Betongens alder ved start av uttørking | t _s := 3 | |
| Betraktningstidspunkt | t := 10 | |
| Midlere betongtrykkfasthet | f _{cm} ≔ 53 | ihht. NS-EN 1992-1-1 tabell 3.1 |
| | f _{cmo} := 10 | ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1) |
| Relativ luftfuktighet | RH := 70 | ihht. HB185 pkt. 5.3.3.2.2 |
| | RH ₀ := 100 | ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1) |
| Effektiv tverrsnittstykkelse | h ₀ := 520.81 | |
| | k _h := 0.7 | ihht. NS-EN 1992-1-1 tabell 3.3 |

 $\alpha_{ds1} \coloneqq 6$ $\alpha_{ds2} \coloneqq 0.11$

ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. B.2(1)

$$\beta_{\text{RH}} \coloneqq 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{\text{RH}_0} \right)^3 \right]$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.12)
$$\varepsilon_{\text{cd},0} \coloneqq 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds}1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{\text{ds}2} \cdot \frac{f_{\text{cm}}}{f_{\text{cmo}}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{\text{RH}}$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.11)

$$= 0.85 \cdot \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{\left[-\alpha_{ds2} \cdot \frac{1}{f_{cmo}} \right]} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad \text{ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (B.11)}$$

$$\beta_{ds} \coloneqq \frac{\left(t - t_s\right)}{\left(t - t_s\right) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^{-3}}}$$
$$\beta_{as} \coloneqq 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t^{0.5}\right)}$$

$$\varepsilon_{\text{ca.uendelig}} \coloneqq 2.5 \cdot (f_{\text{ck}} - 10) \cdot 10^{-6}$$

ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.10)

ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.13)

ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.12)

| Autogent svinn | |
|--|-------------------------------------|
| $\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca.uendelig}$ | ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.11) |
| Uttørkingssvinn | |
| $\boldsymbol{\varepsilon}_{cd} \coloneqq \boldsymbol{\beta}_{ds} \cdot \boldsymbol{k}_{h} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{cd.0}$ | ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.9) |
| Total svinntøyning | |
| $\varepsilon_{\rm cs} \coloneqq \varepsilon_{\rm cd} + \varepsilon_{\rm ca} = 4.533 \times 10^{-5}$ | ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.8) |

For å få delsvinntøyning for gitte fase må den totale svinntøyningen for fasen beregnet over fratrekkes den totale svinntøyningen for foregående fase.

Side 1 av 1

Beregning av temperaturlast ihht. NS-EN 1991-1-5:2003 og HB185

| Maksimumstemperatur | $T_{max} = 34$ | ihht NS-EN 1991-1-5:2003 fig NA.A1 |
|---------------------|-------------------------|------------------------------------|
| Minimumstemperatur | T _{min} := -25 | ihht NS-EN 1991-1-5:2003 fig NA.A2 |
| Initialtemperatur | $T_0 := 10$ | ihht NS-EN 1991-1-5:2003 NA.A.1(3) |

Høyeste jevnt fordelte temperaturandel

 $T_{e,max} = T_{max} - 3 = 31$ ihht NS-EN 1991-1-5:2003 fig NA.6.1

Laveste jevnt fordelte temperaturandel

 $T_{e,min} := T_{min} + 8 = -17$ ihht NS-EN 1991-1-5:2003 fig NA.6.1

Maksimalt temperaturkontraksjonsinterval

 $\Delta T_{N.con} \coloneqq T_0 - T_{e.min} = 27$ ihht NS-EN 1991-1-5:2003 likn (6.1)

Maksimalt temperaturekspansjonsinterval

 $\Delta T_{\text{N.exp}} \coloneqq T_{\text{e.max}} - T_0 = 21$

 $\Delta T_N := T_{e.max} - T_{e.min} = 48$

ihht NS-EN 1991-1-5:2003 likn (6.2)

Totalinterval for jevnt fordelt brutemperaturandel

ihht NS-EN 1991-1-5:2003 6.1.3.3(3)

Lineært varierende temperaturdifferanseandeler

| Overside varmere enn underside | $\Delta T_{M,heat} \coloneqq 10$ | ihht NS-EN 1991-1-5:2003 tab NA.6.1 |
|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Overside kaldere enn underside | $\Delta T_{M,cool} \coloneqq 5$ | ihht NS-EN 1991-1-5:2003 tab NA.6.1 |

Beregning av vindlast ihht. NS-EN 1991-1-4 og HB185

| Høyde over terreng | z := 35 | (Element 42, høyeste punl | kt) |
|---|--------------------------|----------------------------|-------------|
| Referansevindhastighet | v _{b.0} := 30 | ihht. NS-EN 1991-1-4 tab. | NA.4(901.1) |
| Retningsfaktor | $c_{dir} := 1$ | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | NA.4.2(2)P |
| Årstidsfaktor | c _{season} := 1 | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | NA.4.2(2)P |
| Nivåfaktor | c _{alt} := 1 | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | NA.4.2(2)P |
| Sannsynlighetsfaktor | c _{prob} := 1 | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | NA.4.2(2)P |
| Basisvindhastighet | | | |
| $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b}$ | $w_{b.0} = 30$ | ihht. NS-EN 1991-1-4 likn. | (NA.4.1) |
| Terrengformfaktor | c ₀ := 1 | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | 4.3.3(2) |
| Ruhetslengde | z ₀ := 0.01 | ihht. NS-EN 1991-1-4 tab. | NA.4.1 |
| Terrengsruhetsfaktor | k _r := 0.17 | ihht. NS-EN 1991-1-4 tab. | NA.4.1 |
| Ruhetsfaktor | | | |
| $c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.387$ | | ihht. NS-EN 1991-1-4 likn. | (4.4) |
| Stedsvindhastighet | | | |
| $\mathbf{v}_{\mathbf{m}} \coloneqq \mathbf{c}_{\mathbf{r}} \cdot \mathbf{c}_{0} \cdot \mathbf{v}_{\mathbf{b}} = 41.619$ | | ihht. NS-EN 1991-1-4 likn. | (4.3) |
| Turbulensfaktor | k ₁ := 1 | ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. | NA.4.4(1) |
| | 1 I | | |

Turbulensintensitet

$$I_{v} := \frac{k_{1}}{c_{0} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0}}\right)} = 0.123$$
 ihht. NS-EN 1991-1-4 likn. (4.7)

Beregning av vindlast

Luftens densitet

$$\rho := 1.25$$
 ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. N.4.5(1)

 Toppfaktor
 $k_p := 3.5$
 ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. NA.4.5(1)

Vindkasthastighetstrykk

$$q_{p} \coloneqq 0.5 \cdot \rho \cdot v_{m}^{2} \left(1 + 2 \cdot k_{p} \cdot I_{v} \right) = 2.011 \times 10^{3}$$
 ihht. NS-EN 1991-1-4 likn. (NA.4.8)

Tilbakeregning for bestemmelse av vindlast med samtidig trafikk

Given

$$\mathbf{v}_{\mathbf{p}} \coloneqq \mathbf{v}_{\mathbf{m.ny}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \mathbf{k}_{\mathbf{p}} \cdot \mathbf{I}_{\mathbf{v}}}$$
 ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. NA.4.4(1)

Definerer ny vindkasthastighet

Ny stedsvindhastighet

 $v_{m.ny} \coloneqq \mathsf{Find}(v_{m.ny}) \rightarrow 25.678514175011725964$

Ny basisvindhastighet

$$v_{b.ny} := \frac{v_{m.ny}}{c_0 \cdot c_r} = 18.51$$

Ny referansevindhastighet

$$v_{b.0.ny} := \frac{v_{b.ny}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.51$$

KONTROLL :=
$$|"OK" \text{ if } v_{b.0.ny} < v_{b.0} = "OK" \text{ ihht. NS-EN 1991-1-4 pkt. NA.4.4(1)}$$

"IKKE OK" otherwise

Nytt vindkasthastighetstrykk

$$q_{p.ny} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{m.ny}^{2} (1 + 2 \cdot k_{p} \cdot I_{v}) = 765.625$$

Skjærkapasitet uten skjærarmering ihht. NS EN 1992-2 NA.6.2.2/NA.6.2.3

Beregninger for element 21 og 60.

 $\gamma_c := 1.5$ Materialfaktor ihht. NS-EN 1992-1-1 tabell 2.1N $\alpha_{cc} \coloneqq 0.85$ Sikkerhetsfaktor ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.6 $f_{ck} := 45$ Karakteristisk betongtrykkfasthet $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5$ ihht. NS-EN 1992-1-1 likn. (3.15) Dimensjonerende betongtrykkfasthet Effektiv dybde d := 8413Total stegbredde $b_{w} := 800$ Areal av slakkarmering $A_{sl} := 0$ A_p := 153600 Areal av spennarmering $A_c := 16668045$ **Betongareal**

Dimensjonerende aksislkraft $N_{Ed} := 116573340$

Skjærstrekkbrudd

Normalspenning i betongen

/

$$\sigma_{cp} := \min\left(0.2 \cdot f_{cd}, \frac{N_{Ed}}{A_c}\right) = 5.1$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.2(1)

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$
 ihht NS-EN 1992-1-1 pkt. NA.6.2.2(1)

k := min
$$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) = 1.154$$
 ihht NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.2(1)

Slakkarmeringsforhold

$$\rho_{l} := \min\left(0.02, \frac{A_{p} + A_{sl}}{b_{w} \cdot d}\right) = 0.02$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.2(1)

k₁ := 0.15 for trykk
v_{min} :=
$$0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.291$$

ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. NA.6.2.2(1)/likn.
(6.3N), samt BH 185

Kapasitet for skjærstrekkbrudd

$$V_{Rd.c} := \max \left[\left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{l} \cdot f_{ck})^{\left(\frac{1}{3}\right)} + k_{1} \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{w} \cdot d, (v_{min} + k_{1} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w} \cdot d \right] \cdot 10^{-3} = 9.326 \times 10^{3}$$

ihht. NS-EN 1992-1-1 likn. (6.2.a) og (6.2.b)

Skjærtrykkbrudd

ihht NS-EN 1992-1-1 likn. (NA.6.11.aN) - (NA.6.11.cN)

Indre momentarm $z := 0.9 \cdot d$ ihht NS-EN 1992-1-1 fig. 6.5

Betongtrykkstavens vinkel $\theta := 40 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.698$

ihht NS-EN 1992-1-1 likn. (NA.6.7.aN)

Kapasitet for skjærtrykkbrudd (forutsatt skjærarmering)

 $v_1 := 0.6$

$$v_{Rd.max} \coloneqq \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\tan(\theta) + \cot(\theta)} = 5.476 \times 10^7$$
 ihht NS-EN 1992-1-1 likn. (6.9)

Alle verdiene samsvarer med tilsvarende beregning i Microsoft Excel. Se vedlegg.



| ° | *p | ¢ | *R | s* | т* | т | s | R | Q | p | 0 | z | - ۲ | - ; | ~ ' | | - : | ΓC | - ה | n r | | , c | n œ | - × | Akse 2 | A' | B | C <u></u> | D | m | Ţ | ۵ <u></u> | Ę | ' | -;; | κ, i | . 3 | <u>z</u> z | <u> </u> | , P | Q | R | S | Ţ | Ċ. | < | Akse 1 | | | Snitt | |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---------------------------|---|--|----------|
| 51300 | 39900 | 34200 | 22800 | 17100 | 11400 | 11400 | 11400 | 17100 | 22800 | 34200 | 39900 | 51300 | 57000 | 68400 | 91200 | 00696 | 108300 | 114000 | 125400 | 131100 | 140100 | 123000 | 158100 | 158100 | 158100 | 158100 | 158100 | 153600 | 144600 | 140100 | 131100 | 125400 | 114000 | 108300 | 00696 | 91200 | 79800 | 74100 | 57000 | 51300 | 39900 | 34200 | 22800 | 17100 | 11400 | | | A _{p,overgurt} | • | Spenn | |
| 17100 | 28500 | 39900 | 45600 | 45600 | 45600 | 45600 | 45600 | 45600 | 39900 | 28500 | 17100 | 5700 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 00/0 | 11400 | 17100 | 22800 | 22800 | 22800 | 22800 | 17100 | 17100 | 17100 | A _p ,undergurt | | armeringsareal | |
| 68400 | 68400 | 74100 | 68400 | 62700 | 57000 | 57000 | 57000 | 62700 | 62700 | 62700 | 57000 | 57000 | 57000 | 68400 | 91200 | 00696 | 108300 | 114000 | 125400 | 131100 | 140100 | 111000 | 153500 | 158100 | 158100 | 158100 | 158100 | 153600 | 144600 | 140100 | 131100 | 125400 | 114000 | 108300 | 00696 | 91200 | 79800 | 74100 | 54400 | 68400 | 62700 | 57000 | 45600 | 39900 | 28500 | 17100 | 17100 | $A_{p,total}$ | | l [mm²] | |
| 18 | 14 | 12 | 80 | 6 | 4 | 4 | 6 | 8 | 12 | 14 | 18 | 20 | 24 | 28 | 3.7 | 34 | 35 | 45 İ | 44 | 46 | 20 22 | 20 | 50 | 56 | 58 | 56 | 56 | 56 | 52 | 50 | 46 | 44 | 40 | 38 | 34 | 25 22 | 28 | 24 | 20 | 18 | 14 | 12 | 8 | 6 | 4 | | | Overgurt | | Antall | Rungalad |
| 6 | 10 | 14 | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 | 14 | 10 | 6 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | ~ | 4 c | 6 | 00 | 8 | 8 | 8 | 6 | 6 | 6 | Undergurt | | kabler | |
| 73158261 | 56900870 | 48772174 | 32514783 | 24386087 | 16257391 | 16257391 | 16257391 | 24386087 | 32514783 | 48772174 | 56900870 | 73158261 | 81286957 | 97544348 | 130059130 | 138187826 | 154445217 | 162523013 | 178831304 | 186960000 | 2002121/4 | 706040427 | 225464348 | 225464348 | 225464348 | 225464348 | 225464348 | 219046957 | 206212174 | 199794783 | 186960000 | 178831304 | 162573913 | 154445217 | 138187826 | 130059130 | 113801739 | 105673043 | 81286957 | 73158261 | 56900870 | 48772174 | 32514783 | 24386087 | 16257391 | | | S _{p,overgurt} | 5 | Spennkr | pasitet |
| 24386087 | 40643478 | 56900870 | 65029565 | 65029565 | 65029565 | 65029565 | 65029565 | 65029565 | 56900870 | 40643478 | 24386087 | 8128696 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0400710 | 16257391 | 24386087 | 32514783 | 32514783 | 32514783 | 32514783 | 24386087 | 24386087 | 24386087 | S _{p,undergurt} | 5 | aft [N] | |
| 49440 | 45034 | 40848 | 40388 | 40121 | 40020 | 40020 | 40121 | 40388 | 40848 | 45034 | 49525 | 54159 | 59029 | 64229 | 77377 | 77594 | 20205 | 00202 | 97219 | 104358 | 111026 CT86TT | 13017 | 13/100 | 162001 | 162001 | 162001 | 142581 | 134190 | 119815 | 111926 | 104368 | 97219 | 90392 | 83796 | 77594 | 77377 | 64229 | 59079 | 49525 | 45034 | 40848 | 40388 | 40121 | 40020 | 40020 | | | A _{p,bal} | | Balansert armeringsmengde [mm ²] | |

| 51498 | 16257391 | | 4 | | 34200 | 11400 | | "V" |
|--------|----------|-----------|----|----|--------|-------|--------|----------------|
| 65870 | 32514783 | 16257391 | 00 | 4 | 34200 | 22800 | 11400 | , č |
| 40020 | 32514783 | 24386087 | 00 | 6 | 39900 | 22800 | 17100 | *T |
| 40121 | 32514783 | 24386087 | 00 | 00 | 00665 | 22800 | 17100 | S* |
| 40388 | 32514783 | 48772174 | 00 | 12 | 57000 | 22800 | 34200 | *R' |
| 40848 | 24386087 | 48772174 | 6 | 14 | 51300 | 17100 | 34200 | * <u>q</u> |
| 45034 | 16257391 | 73158261 | 4 | 18 | 62700 | 11400 | 51300 | , 'p |
| 49440 | 8128696 | 81286957 | 2 | 20 | 62700 | 5700 | 57000 | ° ⁰ |
| 54159 | | 81286957 | | 24 | 57000 | | 57000 | * <u>v</u> |
| 59029 | | 105673043 | | 26 | 74100 | | 74100 | *M' |
| 64143 | | 105673043 | | 28 | 74100 | | 74100 | *Ľ |
| 72288 | | 130059130 | | 32 | 91200 | | 91200 | *K' |
| 77510 | | 138187826 | | 34 | 00696 | | 00696 | -ر* |
| 83711 | | 154445217 | | 38 | 108300 | | 108300 | -1* |
| 90223 | | 162573913 | | 40 | 114000 | | 114000 | Ť. |
| 97051 | | 178831304 | | 44 | 125400 | | 125400 | *G |
| 104284 | | 186960000 | | 46 | 131100 | | 131100 | *F |
| 111758 | | 199794783 | | 50 | 140100 | | 140100 | *E |
| 119647 | | 206212174 | | 52 | 144600 | | 144600 | *D |
| 133943 | | 219046957 | | 56 | 153600 | | 153600 | * <u>C</u> |
| 142334 | | 225464348 | | 56 | 158100 | | 158100 | *Bj |
| 162001 | | 225464348 | | 56 | 158100 | | 158100 | *A' |
| 162001 | | 225464348 | | 58 | 158100 | | 158100 | Akse 3 |
| 162001 | | 225464348 | | 56 | 158100 | | 158100 | A* |
| 142334 | | 225464348 | | 56 | 158100 | | 158100 | *в |
| 133943 | | 219046957 | | 56 | 153600 | | 153600 | *C |
| 119647 | | 206212174 | | 52 | 144600 | | 144600 | d, |
| 111758 | | 199794783 | | 50 | 140100 | | 140100 | |
| 104284 | | 186960000 | | 46 | 131100 | | 131100 | *F |
| 97051 | | 178831304 | | 44 | 125400 | | 125400 | °* |
| 90223 | | 162573913 | | 40 | 114000 | | 114000 | Ŧ, |
| 83711 | | 154445217 | | 38 | 108300 | | 108300 | - |
| 77510 | | 138187826 | | 34 | 00696 | | 00696 | ť. |
| 72288 | | 130059130 | | 32 | 91200 | | 91200 | У.* |
| 64143 | | 113801739 | | 28 | 79800 | | 79800 | ŕ |
| 59029 | | 97544348 | | 24 | 68400 | | 68400 | ×* |
| 54159 | 8128696 | 81286957 | 2 | 20 | 62700 | 5700 | 57000 | *z |

| | | | | | Beregning | av momentkapasitet | | | | | |
|----------------|----------------------------|---------------------|----------------------|--------------------------|----------------------|----------------------|--|--|--|-------------------------|-----------------------|
| | | | | | | Strekk i overkant | | Jan and for an even with the second s | | | |
| Snitt | Over-/underarmert | Effektiv dybde [mm] | Indre momentarm [mm] | Trykkraft underflens [N] | Trykkraft steg [N] | Trykksonehøydefaktor | ຍ | | c | Trykksonehøydefaktor | Momentkapasitet [kNm] |
| | | p | z | Td | T_{c2} | Q underarmert | f _{cd} ⋅ b _u ⋅ 0.8 ⋅ d | $f_{cd} \cdot b_u \cdot h_u + E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{p0} \cdot E_p \cdot A_p$ | E _p ·A _p ·ε _α | α _{overarment} | M _{Rd} |
| Akse 1 | | | - | 36720000 | | | | | | | |
| ٧ [.] | | | | 36720000 | | | | | | | |
| Ċ. | Underarmert | 2590 | 2331 | 36720000 | -20462609 | 0.06 | 31701600 | 32581800 | -7780500 | 0.20 | 37896 |
| Τ | Underarmert | 2590 | 2331 | 36720000 | -12333913 | 0.09 | 31701600 | 30512700 | -11670750 | 0.29 | 56844 |
| S | Underarmert | 2608 | 2347 | 36720000 | -4205217 | 0.11 | 31925112 | 28443600 | -15561000 | 0.38 | 76326 |
| R | Underarmert | 2657 | 2391 | 36720000 | 12052174 | 0.37 | 32519385 | 24305400 | -23341500 | 0.55 | 119324 |
| <u>p</u> | Underarmert | 2740 | 2466 | 36720000 | 20180870 | 0.60 | 33540885 | 22236300 | -27231750 | 0.63 | 137106 |
| ΣŢ | Overarmert | 2022 | 2575 | 41/38400 | 31419861 34407757 | 0.90 | 36991964 | 23116500 | -35012250 | 0.72 | 206284 |
| z (| Overarmert | 3224 | 2902 | 51897600 | 45646748 | 1.16 | 39466974 | 27068400 | -46683000 | 0.80 | 256574 |
| M' | Overarmert | 3470 | 3123 | 56916000 | 48757043 | 1.15 | 42468176 | 30017700 | -50573250 | 0.79 | 299708 |
| Ľ. | Overarmert | 3759 | 3383 | 62056800 | 51744939 | 1.12 | 46010764 | 33089400 | -54463500 | 0.79 | 350878 |
| : 7 | Overarmert | 4094 | 3684 | 65677800 | 64381330 | 1.10 | 58460443 | 32572200 | -62244000 | 0.79 | 431139 |
| | Overarment | 4370 | 2222 1319 | 75505500 | 0/10/2020 | 1 15 | 68536981 | 36192600 | -73914750 | 0.70 | 595005 |
| Ŧ, | Overarmert | 5276 | 4748 | 80539200 | 82034713 | 1.09 | 75338229 | 39157200 | -77805000 | 0.79 | 694042 |
| ۵ <u>.</u> | Overarmert | 5802 | 5222 | 85453050 | 93378254 | 1.13 | 82851109 | 39932850 | -85585500 | 0.80 | 832960 |
| 1 71 | Overarmert | 5378 7005 | 5740 | 90366900 | 96593100 | 1.06 | 91076734 | 42777600 | -89475750 | 0.78 | 965207 |
| ם ר | Overarmert | 7683 | 6914 | 100434300 | 105777874 | 1:04 0.96 | 109707482 | 47944500 | -98689500 | 0.75 | 1296811 |
| Ū | Overarmert | 8413 | 7571 | 103224000 | 115822957 | 0.84 | 137293567 | 47467200 | -104832000 | 0.72 | 1517539 |
| B | Overarmert | 9129 | 8216 | 107681400 | 117782948 | 0.79 | 148990829 | 50291100 | -107903250 | 0.70 | 1708345 |
| A | Underarmert | 9735 | 8762 | 129030000 | 96434348 | 0.61 | 158875200 | 71639700 | -107903250 | 0.63 | 1895998 |
| Akse 2 | Underarmert | 9735 | 8762 | 129030000 | 96434348 96434348 | 0.61 | 158875200 | 71639700 | -107903250 | 0.63 | 1895998 |
| В | Overarmert | 9129 | 8216 | 107681400 | 117782948 | 0.79 | 148990829 | 50291100 | -107903250 | 0.70 | 1708345 |
| C | Overarmert | 8413 | 7571 | 103224000 | 115822957 | 0.84 | 137293567 | 47467200 | -104832000 | 0.72 | 1517539 |
| - D | Overarmert | 7683 | 6914 6304 | 100434300 95/00600 | 105777874 | 1.04 | 109707482 | 47944500 | -98689500 | 0.75 | 1296811 |
| т, | Overarmert | 6378 | 5740 | 90366900 | 96593100 | 1.06 | 91076734 | 42777600 | -89475750 | 0.78 | 965207 |
| G | Overarmert | 5802 | 5222 | 85453050 | 93378254 | 1.13 | 82851109 | 39932850 | -85585500 | 0.80 | 832960 |
| Ξ | Overarmert | 5276 | 4748 | 80539200 | 82034713 | 1.09 | 75338229 | 39157200 | -77805000 | 0.79 | 694042 |
| - - | Overarmert | 4370 | 3933 | 70591650 | 67596176 | 1.08 | 62405500 | 35416950 | -66134250 | 0.61 | 490463 |
| × | Overarmert | 4094 | 3684 | 65677800 | 64381330 | 1.10 | 58460443 | 32572200 | -62244000 | 0.79 | 431139 |
| L | Overarmert | 3759 | 3383 | 62056800 | 35487548 | 0.77 | 46010764 | 37227600 | -46683000 | 0.68 | 314608 |
| z≧ | Underarmert Underarmert | 3470 3224 | 3123 2902 | 56916000 51897600 | 24370957 21260661 | 0.57 | 42468176 39466974 | 36225000 33275700 | -38902500 -35012250 | 0.62 0.61 | 249392 210119 |
| 0 | Underarmert | 3022 | 2720 | 46879200 | 10021670 | 0.27 | 36991264 | 32395500 | -27231750 | 0.53 | 159704 |
| ק ו | Underarmert | 2861 | 2575 | 41738400 | 7033774 | 0.20 | 35022950 | 29323800 | -23341500 | 0.50 | 130821 |
| , p | Underarmert | 2740 | 2466 | 36720000 | -4205217 | 0.11 | 33540885 | 28443600 | -15561000 | 0.38 | 80189 |
| ο π | Underarment | 2608 | 2391 | 36720000 | -12333913 | 0.08 | 31075117 | 30512700 | -116/0/50 | 0.29 | 58310 38163 |
| т | Underarmert | 2590 | 2331 | 36720000 | -20462609 | 0.06 | 31701600 | 32581800 | -7780500 | 0.20 | 37896 |
| Т. | Underarmert | 2590 | 2331 | 36720000 | -20462609 | 0.06 | 31701600 | 32581800 | -7780500 | 0.20 | 37896 |
| ** *S | Underarmert | 2608 | 2347 | 36720000 | -12333913 | 0.08 | 31925112 | 30512700 | -11670750 | 0.29 | 57245 |
| * 7 | Underarmert | 2057 2740 | 2391 2466 | 36720000 | -4205217 12052174 | 0.36 | 33540885 | 28443600 | -23341500 | 0.55 | 123394 |
| *p | Underarmert | 2861 | 2575 | 41738400 | 15162470 | 0.43 | 35022950 | 27254700 | -27231750 | 0.57 | 148184 |
| ° | Overarmert | 3022 | 2720 | 46756800 | 26401461 | 0.71 | 36991264 | 28134900 | -35012250 | 0.66 | 190965 |

| 'V* | "U | т* | 'S* | *R' | * <u>0</u> | *p' | *o | *N. | *M | *C | *K' | <u>ا</u> ر* | * | *H, | <u>و</u> | т. т | ۳. ۳ | *D | *C | *B' | *A' | Akse 3 | *A | *в | °. | *D | *m | * | ۵* | Ť. | * | * | У* | * F | *M | N* |
|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Overarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Overarmert |
| | 2608 | 2590 | 2608 | 2657 | 2740 | 2861 | 3022 | 3224 | 3470 | 3759 | 4094 | 4370 | 4799 | 5276 | 5802 | 6378 | 7005 | 7683 | 8413 | 9129 | 9735 | 9735 | 9735 | 9129 | 8413 | 7683 | 7005 | 6378 | 5802 | 5276 | 4799 | 4370 | 4094 | 3759 | 3470 | 3224 |
| | 2347 | 2331 | 2347 | 2391 | 2466 | 2575 | 2720 | 2902 | 3123 | 3383 | 3684 | 3933 | 4319 | 4748 | 5222 | 5740 | 6304 | 6914 | 7571 | 8216 | 8762 | 8762 | 8762 | 8216 | 7571 | 6914 | 6304 | 5740 | 5222 | 4748 | 4319 | 3933 | 3684 | 3383 | 3123 | 2902 |
| 73440000 | 73440000 | 36720000 | 36720000 | 36720000 | 36720000 | 41738400 | 46756800 | 51897600 | 56916000 | 61934400 | 65557950 | 70471800 | 75385650 | 80299500 | 85213350 | 90247050 | 95160900 | 100194600 | 102872100 | 107329500 | 129030000 | 129030000 | 129030000 | 107329500 | 102872100 | 100194600 | 95160900 | 90247050 | 85213350 | 80299500 | 75385650 | 70471800 | 65557950 | 61934400 | 56916000 | 51897600 |
| | -57182609 | -12333913 | -12333913 | 12052174 | 12052174 | 31419861 | 34530157 | 29389357 | 48757043 | 43738643 | 64501180 | 67716026 | 79059567 | 82274413 | 93617954 | 96712950 | 104633883 | 106017574 | 116174857 | 118134848 | 96434348 | 96434348 | 96434348 | 118134848 | 116174857 | 106017574 | 104633883 | 96712950 | 93617954 | 82274413 | 79059567 | 67716026 | 64501180 | 51867339 | 40628348 | 29389357 |
| | 0.06 | 0.09 | 0.08 | 0.37 | 0.36 | 0.90 | 0.93 | 0.74 | 1.15 | 0.95 | 1.10 | 1.09 | 1.15 | 1.09 | 1.13 | 1.06 | 1.05 | 0.97 | 0.85 | 0.79 | 0.61 | 0.61 | 0.61 | 0.79 | 0.85 | 0.97 | 1.05 | 1.06 | 1.13 | 1.09 | 1.15 | 1.09 | 1.10 | 1.13 | 0.96 | 0.74 |
| | 31925112 | 31701600 | 31925112 | 32519385 | 33540885 | 35022950 | 36991264 | 39466974 | 42468176 | 46010764 | 58460443 | 62405500 | 68526981 | 75338229 | 82851109 | 91076734 | 100025563 | 109707482 | 137293567 | 148990829 | 158875200 | 158875200 | 158875200 | 148990829 | 137293567 | 109707482 | 100025563 | 91076734 | 82851109 | 75338229 | 68526981 | 62405500 | 58460443 | 46010764 | 42468176 | 39466974 |
| | 69301800 | 30512700 | 30512700 | 24305400 | 24305400 | 23116500 | 26065800 | 31206600 | 30017700 | 35036100 | 32452350 | 35297100 | 36072750 | 38917500 | 39693150 | 42657750 | 44304600 | 47704800 | 47115300 | 49939200 | 71639700 | 71639700 | 71639700 | 49939200 | 47115300 | 47704800 | 44304600 | 42657750 | 39693150 | 38917500 | 36072750 | 35297100 | 32452350 | 32967000 | 32086800 | 31206600 |
| | -7780500 | -11670750 | -11670750 | -23341500 | -23341500 | -35012250 | -38902500 | -38902500 | -50573250 | -50573250 | -62244000 | -66134250 | -73914750 | -77805000 | -85585500 | -89475750 | -95618250 | -98689500 | -104832000 | -107903250 | -107903250 | -107903250 | -107903250 | -107903250 | -104832000 | -98689500 | -95618250 | -89475750 | -85585500 | -77805000 | -73914750 | -66134250 | -62244000 | -54463500 | -46683000 | -38902500 |
| | 0.11 | 0.29 | 0.29 | 0.55 | 0.55 | 0.72 | 0.73 | 0.67 | 0.79 | 0.73 | 0.79 | 0.78 | 0.81 | 0.79 | 0.80 | 0.78 | 0.78 | 0.76 | 0.72 | 0.70 | 0.63 | 0.63 | 0.63 | 0.70 | 0.72 | 0.76 | 0.78 | 0.78 | 0.80 | 0.79 | 0.81 | 0.78 | 0.79 | 0.79 | 0.74 | 0.67 |
| | 38163 | 56844 | 57245 | 119324 | 123394 | 176219 | 206176 | 225580 | 299708 | 333245 | 430969 | 490286 | 594795 | 693596 | 832441 | 964933 | 1132732 | 1296179 | 1516594 | 1707359 | 1895998 | 1895998 | 1895998 | 1707359 | 1516594 | 1296179 | 1132732 | 964933 | 832441 | 693596 | 594795 | 490286 | 430969 | 350724 | 283672 | 225580 |

| ° | *р | ,* , | * u | * * | - | S | R | ρ | ף (| о <u>г</u> | zΞ | : - | - ; | < - | т | 6 | Ŧ | · | n (| 0 | C | ω) | A LINE | Akse 2 | Þα | ē C | ī uī | Ţ | ۵ | H, | - | J | ĸ | <u> </u> | <u>z</u> z | <u>0</u> | P | Q | R | Ň | Ţ | Ċ | < | Akse 1 | | Shift | | | |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----|-----|-----|-------|---|---|---|-----|---|---|-----|--------|--------|----|-----|------|---|---|----|---|---|---|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------------|--|---|----------------|--------------------------|
| 304917 | 290613 | 280360 | 271853 | 265042 | 265042 | 266903 | 271853 | 280360 | 290613 | 304866 | 302504 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | +65575 | 304866 | 290613 | 280360 | 271853 | 266903 | 265042 | 265042 | 265042 | 265042 | Ap,bal | Balansert armeringsmengde [mm ⁻] | - · · · · · · · · · · · · · · · · · · · | | |
| Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarment | Underarment | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Underarmert | | Over-/underarmert | | | |
| 2991 | 2851 | 2750 | 2667 | 2600 | 2600 | 2618 | 2667 | 2750 | 2851 | 2991 | 3172 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2/10 | 2991 | 2851 | 2750 | 2667 | 2618 | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 | d | епекти аурае [mm] | | | Berej |
| 2692 | 2566 | 2475 | 2400 | 2340 | 2340 | 2356 | 2400 | 2475 | 2566 | 2692 | 2822 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | CC07 | 2692 | 2566 | 2475 | 2400 | 2356 | 2340 | 2340 | 2340 | 2340 | z | Indre momentarm [mm] | | Strekk i under | gning av momentkapasitet |
| 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 11461/3/3 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | T _{c1} | Irykkratt undertiens [N] | | ant | |
| -90431488 | -74174097 | -57916705 | -49788010 | -49788010 | -49788010 | -49788010 | -49788010 | -57916705 | -74174097 | -90431488 | -106688879 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | - 10000019 | -98560184 | -90431488 | -82302792 | -82302792 | -82302792 | -82302792 | -90431488 | -90431488 | -90431488 | Τa | Irykkratt steg [N] | | | |
| 0.036 | 0.063 | 0.091 | 0.108 | 0.110 | 0.110 | 0.110 | 0.108 | 0.091 | 0.063 | 0.036 | 0.011 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.011 | 0.024 | 0.038 | 0.052 | 0.054 | 0.055 | 0.055 | 0.041 | 0.041 | 0.041 | Qunderarmert | l rykksonenøydetaktor | | | |
| 65648 | 104282 | 140843 | 156079 | 152169 | 152169 | 153238 | 156079 | 140843 | 104282 | -55637 | 90626 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 607.07 | 43758 | 62569 | 80482 | 78040 | 76619 | 76085 | 57063 | 57063 | 57063 | M _{Rd} | Momentkapasitet [kNm] | | | |

| *V' | *u | *т | S, | *R' | *Q | *P | *0' | *Z | *M' | *L | ,×K, | 'ر* | -'- | * <u>+</u> | <u>*م</u> | *T | * <u>m</u> | * <u>D</u> | , c | <u>t</u> d | ÷ 1 | *^' | Akse 3 | *A | *В | *C | *D | *E | *F | ھ* | ¥. | <u>*</u> | Ľ* | У* | *r | * * ž |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----|-----|----|------|-----|-----|------------|-----------|----|------------|------------|-----|------------|-----|-----|--------|----|----|----|----|----|----|----|----|----------|----|----|----|-------------|
| 249751 | 251612 | 265042 | 266903 | 271853 | 280360 | 290613 | 304917 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 323394 |
| Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | Underarmert | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Underarmert |
| 2450 | 2468 | 2600 | 2618 | 2667 | 2750 | 2851 | 2991 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 3172 |
| 2205 | 2221 | 2340 | 2356 | 2400 | 2475 | 2566 | 2692 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2855 |
| 148689544 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | 114817575 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 114817575 |
| -132432152 | -82302792 | -82302792 | -82302792 | -82302792 | -90431488 | -98560184 | -106688879 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | -106688879 |
| 0.029 | 0.058 | 0.055 | 0.055 | 0.054 | 0.039 | 0.025 | 0.012 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.011 |
| 35848 | 72229 | 76085 | 76619 | 78040 | 60361 | 41713 | 21883 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 23209 |

| | | Grader | Radianer | | |
|----------|------------------------|--------------------------------|---------------------|------------------------|-----------------------|
| | θ | 45 | 0.78540 | | [|
| | | Lokale krefter (fra NovaFrame) | | Globale | krefter |
| Seksjon | Total aksialkraft [kN] | Total skjærkraft [kN] | Totalt moment [kNm] | Total aksialkraft [kN] | Total skjærkraft [kN] |
| 1 | -16755 | -9668 | -26522 | -15984 | -10896 |
| 2 | -17029 | -8141 | 10505 | -16373 | -9392 |
| ω | -32728 | -7423 | 23769 | -32093 | -9814 |
| 4 | -38629 | -4554 | 46757 | -38181 | -7426 |
| л | -53409 | 3354 | -10103 | -53512 | -468 |
| 6 | -64803 | 4816 | -14859 | -64981 | 410 |
| 7 | -57343 | 5863 | -27921 | -57579 | 2694 |
| 00 | -61320 | 7189 | -24567 | -61602 | 4138 |
| 9 | -60338 | 8695 | -44552 | -60663 | 6020 |
| 10 | -64552 | 10013 | -66206 | -64887 | 7542 |
| 11 | -63877 | 11465 | -100099 | -64209 | 9434 |
| 12 | -68100 | 12805 | -150049 | -68377 | 11231 |
| 13 | -80280 | 19023 | -229325 | -80964 | 15866 |
| 14 | -79974 | 18509 | -290812 | -80202 | 17495 |
| 15 | -89068- | 19984 | -366164 | -89167 | 19544 |
| 15 17 | -0802 770116- | 21843 | -462113 | -99603 | 22081 |
| 18 | -102086 | 25214 | -663489 | -101531 | 27363 |
| 19 | -108323 | 26901 | -772870 | -107555 | 29826 |
| 20 | -110211 | 28751 | -903125 | -109071 | 32811 |
| 17 | 160031 | 30803 | 1015161 | 163805 | 53047 |
| 2000 | -168021 | -50696 | -11015161 | -152667 | -57639 |
| 2001 | -121133 | 27455 | -1159945 | -122113 | 22704 |
| 23 | -122597 | -31952 | -1335572 | -115301 | -52503 |
| 24 | -115329 | -35839 | -1256709 | -110128 | -49569 |
| 25 | -106200 | -33861 | -1136423 | -101574 | -45911 |
| 25 | -05/08 -105/10 | - 301 91 | -863600 TS6566- | -97047 | -42556 |
| 28 | -90596 | -28288 | -737697 | -87705 | -36271 |
| 29 | -84341 | -26505 | -622480 | -81893 | -3 33 09 |
| 30 | -80352 | -24633 | -509919 | -78307 | -30515 |
| 31 | -80076 | -22913 | -387358 | -78373 | -28194 |
| 32 | -76116 | -22576 | -290803 | -75158 | -25586 |
| 33 | -1212 | -15201 | -130541 | -23221 | - 192 85 |
| 35 4 | -59534 | -13974 | -86636 | -58907 | -16415 |
| 36 | -66570 | -12580 | -52778 | -66090 | -14899 |
| 37 | -66323 | -11167 | -27596 | -65961 | -13136 |
| 38 | -74191 | -9593 | 1746 | -73937 | -11389 |
| 39 | -82 707 | -8711 | 17555 | -82602 | -9654 |
| 40 | - 7/011 | - /00/2 | 44112 41549 | - /6962 | -2273 |
| ۲۲ ۲۲ | -68368 | -2779 | 47178 | -68370 | -2722 |

| 82 | 81 | 80 | 79 | 78 | 77 | 76 | 75 | 74 | 73 | 72 | 71 | 70 | 69 | 68 | 67 | 66 | 65 | 64 | 63 | 62 | 3001 | 3000 | 61 | 60 | 59 | 58 | 57 | 56 | 55 | 54 | 53 | 52 | 51 | 50 | 49 | 48 | 47 | 46 | 45 | 44 | 43 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---------|----------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| -665 | -11203 | -38115 | -51406 | -63114 | -61190 | -53794 | -51922 | -55636 | -58871 | -61853 | -86183 | -73666 | -82691 | -83427 | -92 708 | -94163 | -101031 | -102557 | -110348 | -116293 | -173174 | -183431 | -118049 | -111931 | -102738 | -99170 | -92363 | -85266 | -81617 | - 75 395 | -72043 | -68601 | -62016 | -57868 | -52541 | -61477 | -61990 | -64868 | -79821 | -70801 | -65771 |
| 9307 | 6470 | 4861 | -4758 | -6185 | -7139 | -8592 | -10115 | -11539 | -13130 | -16420 | -19801 | -20652 | -22301 | -24281 | -25870 | -27977 | -29751 | -32007 | -33839 | -30337 | -48232 | 47565 | 28971 | 32473 | 30537 | 28894 | 27179 | 25503 | 23658 | 21964 | 20151 | 19912 | 15723 | 14319 | 13059 | 11604 | 10284 | 8732 | 7732 | 6021 | 2525 |
| -29274 | 12036 | 4433 | -29959 | -48516 | -58383 | -68035 | -94816 | -121282 | -172083 | -236753 | -283329 | -396426 | -479034 | -587046 | -683598 | -807430 | -924370 | -1066940 | -1183136 | -1271219 | -1092806 | -1032902 | -1248757 | -1124758 | -1002907 | -883270 | - 765079 | -654480 | -543529 | -445782 | -351333 | -244679 | -173826 | -109175 | -69341 | -36150 | -17568 | -21 | 27387 | 48216 | 56321 |
| -426 | -10332 | -37655 | -51614 | -63388 | -61489 | -54155 | -52316 | -56035 | -59256 | -62214 | -86887 | -73924 | -82803 | -83361 | -92421 | -93616 | -100185 | -101308 | -108791 | -112853 | -174967 | -181424 | -111266 | -107155 | -98532 | -95548 | -89267 | -82635 | -79408 | -73565 | -70540 | -67753 | -61032 | -57123 | -51958 | -61031 | -61658 | -64637 | -79728 | -70759 | -65765 |
| 9321 | 7785 | 7648 | -1064 | -1890 | -3776 | -5897 | -7826 | -9414 | -11264 | -14995 | -16437 | -19710 | -21884 | -24507 | -26875 | -29755 | -32486 | -35763 | -38552 | -41335 | -41257 | 54723 | 48936 | 45833 | 42181 | 39243 | 36071 | 33047 | 30257 | 27478 | 24908 | 22629 | 19190 | 17052 | 15215 | 13760 | 12113 | 10303 | 8642 | 6500 | 2687 |

| 9 6440 2.522 1.104 .014 1.014 .014 11 9570 3.15 1.104 .014 1.044 1.044 12 10949 3.663 1.505 1.044 1.044 1.333 2.038 12 10744 3.971 1.333 9710 1.333 2.038 13 1.547 4.280 1.722 1.473 1.648 2.299 15 1.667 4.712 1.955 1.476 2.209 2.577 15 1.668 7.618 3.533 1.4750 2.483 3.502 200 52440 9.185 4.613 3.532 1.449 3.533 4.085 217 217560 9.185 4.613 4.9971 4.613 4.572 200 -27660 9.185 4.613 4.9971 4.613 4.572 2185 -18152 6.934 3.534 -19951 3.554 4.983 4.592 21 | Seksjon 5 4 3 2 2 4 3 50 n | Konvensjonell V _{41%E} [kN] -10080 -9715 -10534 -8808 -204 740 3192 4465 | d, [m] 2.440 2.440 2.449 2.449 2.449 2.483 2.549 2.641 2.761 | Dilger & Lany N ₀ [m] 0.777 0.777 0.777 0.780 0.792 0.814 0.868 0.868 | pohr V _w [KN] -10076 -9687 -10154 -8225 935 1971 1971 4183 5550 | z ₆ [m] 0.777 0.777 0.777 0.777 0.770 0.770 0.780 0.792 0.814 0.868 0.958 | Eff z _u [m] 1.663 1.663 1.663 1.663 1.691 1.735 1.772 1.772 1.783 | ekti | v skjærkra n 0.47 0.47 0.47 0.47 0.47 0.47 0.47 0.47 | n Med heln n K 0.47 1.353 0.47 1.354 0.47 1.355 0.47 1.354 0.47 1.355 0.47 1.356 0.47 1.359 0.47 1.565 0.47 1.581 0.53 1.617 | n Ked helning på ovegut 0.47 1.353 7141 0.47 1.354 -91741 0.47 1.354 -91741 0.47 1.354 -9121 0.47 1.355 -26204 0.47 1.359 -34912 0.47 1.359 -34922 0.47 1.565 -24285 0.53 1.517 -26608 | wijzerkraft på stegene Brå (t Med helning på ovegurt Brå (t n k F _{al} (kN) F _{al} (kN) 0.47 1.353 7141 -1.2658 0.47 1.355 -26204 2083 0.47 1.359 -34922 -22322 0.47 1.359 -34922 -22322 0.47 1.565 -35479 -25196 0.47 1.581 -24285 -27652 0.43 1.617 -26608 -27854 | Index lengther Brå (tilpasset) Brå (tilpasset) Med helning på ovegurt Ved helling på ovegurt Ved helling på ovegurt Ved helling på ovegurt <th colspan="2" nelling"på="" ovegutt<="" th=""><th>Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Med helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut N de helning på ovegut</th><th>Brå (Eljasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Med helning på ovegut Uten helning m K Uten helning m n k F_{rd} (kV) F_{rd} (kV) Vare (kV) K r_{rd} (kV) 0.47 1.354 -9474 1907 882.6 1.432 -893.3 0.47 1.355 -2604 2083 8037 1.433 -24786 0.47 1.359 -3492.2 -2232.2 -3588 1.434 -39578 0.47 1.565 -35479 -25196 4442 1495 -37127 0.47 1.581 -24285 -27652 5735 1.513 -25372 0.48 1.511 -25397 -25196 4442 1.515 -25342 0.53 1.617 -2608 -27652 5735 1.513 -25372 0.53 1.617 -2608 -27654 7023 -2534 -2534</th><th>Brå (sigasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Verker kiljasset) Verker kiljasset)</th></th> | <th>Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Med helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut N de helning på ovegut</th> <th>Brå (Eljasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Med helning på ovegut Uten helning m K Uten helning m n k F_{rd} (kV) F_{rd} (kV) Vare (kV) K r_{rd} (kV) 0.47 1.354 -9474 1907 882.6 1.432 -893.3 0.47 1.355 -2604 2083 8037 1.433 -24786 0.47 1.359 -3492.2 -2232.2 -3588 1.434 -39578 0.47 1.565 -35479 -25196 4442 1495 -37127 0.47 1.581 -24285 -27652 5735 1.513 -25372 0.48 1.511 -25397 -25196 4442 1.515 -25342 0.53 1.617 -2608 -27652 5735 1.513 -25372 0.53 1.617 -2608 -27654 7023 -2534 -2534</th> <th>Brå (sigasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Verker kiljasset) Verker kiljasset)</th> | | Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Brå (silpasset) Med helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut Value Value N de helning på ovegut | Brå (Eljasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Med helning på ovegut Uten helning m K Uten helning m n k F _{rd} (kV) F _{rd} (kV) Vare (kV) K r _{rd} (kV) 0.47 1.354 -9474 1907 882.6 1.432 -893.3 0.47 1.355 -2604 2083 8037 1.433 -24786 0.47 1.359 -3492.2 -2232.2 -3588 1.434 -39578 0.47 1.565 -35479 -25196 4442 1495 -37127 0.47 1.581 -24285 -27652 5735 1.513 -25372 0.48 1.511 -25397 -25196 4442 1.515 -25342 0.53 1.617 -2608 -27652 5735 1.513 -25372 0.53 1.617 -2608 -27654 7023 -2534 -2534 | Brå (sigasset) Brå (kiljasset) Brå (kiljasset) Verker kiljasset) Verker kiljasset) |
|---|---|---|---|---|--|--|---|--|--|--|--|---|---|--|--|--|---|--|
| 20 2046 7.618 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1449 3.533 1.005 1.818 6.7017 212 47497 8.928 4.613 4.9971 4.613 4.957 4.51 0.96 1.818 67017 000 2.7680 9.185 4.613 4.9971 4.613 4.572 1.01 2.96 70109 001 2.7630 8.928 4.363 4.572 1.01 2.96 70109 214 -3.085 3.211 3.929 4.393 0.89 1.682 90021 214 -3.833 1.515 -1.0533 1.515 3.534 4.933 0.89 1.627 98021 2176 -1.7397 4.712 1.936 1.218 2.996 0.70 1.6 | 9 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 | 6,700 6420 9570 10949 14784 15447 15266 15277 15276 15247 15247 15247 15247 15247 15247 15247 15247 15247 15259 | 2.922 3.125 3.371 3.663 3.948 4.280 4.712 5.193 5.723 5.723 6.304 | 1.064 1.188 1.333 1.505 1.648 1.702 1.935 2.495 2.495 2.495 2.495 2.495 | 7094 7094 8316 9710 10718 14024 14220 14250 14750 14750 14599 | 1.064 1.188 1.333 1.505 1.648 1.702 1.935 2.195 2.195 2.483 2.801 3.150 | 1.858 1.937 2.038 2.157 2.299 2.578 2.578 2.578 2.578 2.578 3.240 3.502 3.785 | 0.57 0.61 0.65 0.70 0.72 0.72 0.72 0.73 0.73 0.77 0.80 | 1.651 1.685 1.717 1.751 1.760 1.760 1.750 1.720 1.743 1.768 1.780 1.780 | -1 8185 -1 3436 -3168 6810 18627 27555 32955 32955 47509 56140 59858 | | -34383 -34383 -51177 -64810 -64810 -86417 -86417 -94691 -120023 -122070 -134259 -134259 -134259 -134259 | -3483 -3483 -42408 9077 -51177 10366 -86417 13156 -96691 13064 -109023 13145 -109023 13145 -132070 13139 -13129 13052 -134256 13026 -132568 12920 | -34383 8148 1.583 -42408 9077 1.623 -51177 9871 1.623 -54180 10366 1.693 -86410 13366 1.703 -86417 13156 1.703 -94691 13064 1.640 -109023 13145 1.667 -102070 13139 1.667 -142056 13026 1.735 -145056 13026 1.756 | -34383 8148 1.588 -18916 -34483 8148 1.623 -13949 -42408 9077 1.623 -13949 -51177 9871 1.657 -3283 -64810 10366 1.693 7044 -86417 13156 1.703 19241 -94691 13064 1.640 28472 -109023 13145 1.667 33996 -102070 13139 1.693 32945 -142090 13062 1.717 48913 -142505 13026 1.755 57595 -145056 12920 1.756 61396 | 3-34383 8148 1.582 -18910 -34383 8148 1.523 -13949 -42740 -42408 9077 1.623 -13949 -42740 -51177 9871 1.657 -383 -51257 -64810 10366 1.693 7044 -64638 -86417 13156 1.703 19241 -85954 -94691 13064 1.640 28472 -94056 -108023 13145 1.667 33996 -108262 -102070 13139 1.693 45433 -131054 -132070 13139 1.756 57595 -143839 -142070 13062 1.775 57595 -143839 -143259 13026 1.775 57595 -143839 -145056 12920 1.756 61396 -153726 | | |
| 24 -20045 8.321 3.929 -10951 3.929 4.393 0.89 1.682 100821 25 -18137 7618 3.534 -10393 3.514 4.094 0.87 108265 26 -17646 6.304 2.803 -11557 3.151 4.094 0.87 16.62 10265 28 -17646 5.733 2.803 -12138 2.803 3.501 0.80 1.643 94220 29 -17544 5.733 2.485 -12138 2.803 3.501 0.80 1.643 94220 29 -17397 4.722 1.936 -1233 2.485 3.28 0.77 1.687 88021 31 -13397 4.280 1.703 -14576 1.703 2.976 0.70 1.589 7153 32 -13397 4.280 1.703 1.545 -16761 1.597 2.156 | 22 22 2000 2001 23 | -11220 -52440 -71683 | 9.185 9.185 9.185 8.928 | 4.367 4.613 4.613 4.368 | 14574 35159 -49971 30652 -11218 | 4.367 4.613 4.613 4.368 | 4.555 4.561 4.572 4.572 4.560 | 0.96 1.01 1.01 0.96 | 1.032 1.876 2.086 1.722 | 49782 70109 78729 98607 | | -176369 -190037 -174465 -202677 | -176369 37668 -190037 52835 -174465 26450 -202677 15330 | -176369 3768 1.836 -176369 3768 1.836 -19037 52835 1.969 -17465 26450 2.048 -202677 15330 1.761 | 17.20 37.56 1.8.36 50861 -17.369 37.68 1.8.36 50863 -19037 52.855 1.969 68630 -17.4063 26.850 2.048 8013 -202677 15330 1.761 96423 | 17.720 37.68 1.835 50801 -17.227 -17.6369 37.68 1.835 50861 -17.227 -17.6369 37.68 1.959 50861 -17.227 -17.4455 2.2835 1.969 68630 -17.1247 -17.4465 2.648 80173 -17.1474 -202677 15330 1.761 96423 -204745 | | |
| $ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$ | 24 25 27 | -20045 -18572 -18133 -17646 | 8.321 7.618 6.935 5.304 | 3.929 3.534 3.151 2.805 | -10951 -10939 -11557 -12138 | 3.929 3.534 3.151 2.803 | 4.393 4.084 3.784 3.501 | 0.89 0.87 0.83 0.77 | 1.682 1.672 1.658 1.643 | 100821 102665 98204 94320 | | -199687 -192629 -183541 -173323 | -199687 14905 -192629 14705 -183541 14868 -173323 15086 16072 15075 | -199687 14905 1.720 -192629 14705 1.707 -183541 14868 1.691 -17323 15086 1.674 14705 1.674 1.626 | -199687 14905 1.720 98633 -192629 14705 1.707 100544 -133541 14868 1.691 98293 -173233 15086 1.691 92276 14705 1.691 92276 14668 | -199687 14905 1.720 98633 -201622 -192629 14705 1.707 100544 -194443 -183541 14868 1.691 98293 -185112 -173323 15086 1.674 92576 -174702 1657 1656 96593 -167170 | | |
| 33 -1855 3.63 1.507 -16761 1.507 2.156 0.70 1.620 22217 34 -15390 3.127 1.334 -14070 1.334 2.037 0.65 1.501 2.217 35 -14643 3.125 1.189 -13647 1.189 1.936 0.61 1.561 -384 36 -13943 2.922 1.065 -13013 1.065 1.887 0.57 1.531 -1580 37 -12710 2.761 0.959 -13043 0.055 1.887 0.57 1.531 -15850 38 -11410 2.761 0.959 -11989 0.959 1.802 0.53 1.499 -25455 39 -9811 2.549 0.869 1.775 0.49 1.453 -57020 40 -7761 2.449 0.781 -5508 0.781 1.668 0.47 1.454 -69240 | 29 30 31 | -17306 -17397 -18281 -18397 | 5.193 4.712 4.280 3.948 | 2.196 1.936 1.703 1.545 | -13589 -14367 -15726 -16323 | 2.196 1.936 1.703 1.545 | 2.996 2.776 2.576 2.403 | 0.73 0.70 0.66 0.64 | 1.609 1.589 1.566 1.560 | 81714 71538 53439 38226 | | -149189 -134804 -115713 -96905 | -149189 15703 -134804 16001 -115713 16773 -96905 16929 | -1.49189 15703 1.635 -1.3860 16001 1.513 -13860 16733 1.589 -96905 16929 1.580 | -149189 15703 1.635 80382 -134804 16001 1.613 70459 -115713 1673 1.589 52685 -96905 16929 1.580 37740 | -149189 15703 1.635 80382 -150154 -13800 16001 1.613 70459 -135548 -115713 1673 1.589 52685 -1162568 -96905 16925 1.580 37740 -97215 | | |
| 37 -12710 2.761 0.959 11989 0.959 1.802 0.53 1.499 -25455 38 -11410 2.541 0.869 -10800 0.814 1.735 0.47 1.453 -57020 39 -9811 2.549 0.814 -9317 0.814 1.735 0.47 1.453 -57020 40 -7761 2.483 0.792 -7483 0.792 1.691 0.47 1.459 -6524 41 -5634 2.449 0.781 -5508 0.781 1.668 0.47 1.464 -69340 | 33 33 33 36 5 4 33 | -18555 -15390 -14643 -13943 | 3.663 3.371 3.125 2.922 | 1.507 1.334 1.189 1.065 | -16761 -14070 -13647 -13013 | 1.507 1.334 1.189 1.065 | 2.156 2.037 1.936 1.857 | 0.70 0.65 0.61 0.57 | 1.620 1.590 1.561 1.531 | 22217 9573 -384 -15850 | | -76376 -57975 -45081 -37564 | -76376 17042 -57975 14112 -45081 13534 -37564 12730 | -76376 17042 1.638 -57975 14112 1.606 -45081 13534 1.575 -37564 12730 1.543 | -76376 17042 1.68 21970 -57975 14112 1.666 94197 -45081 13534 1.575 -381 -37564 12730 1.543 -15730 | -76376 17042 1.638 21970 -7647 -57975 14112 1.666 9478 -5805 -45081 13534 1.575 -381 -45079 -37564 12730 1.543 -15730 -37995 | | |
| 40 -//61 2.483 0./92 -/483 0./92 1.691 0.47 1.459 -5254 41 -5634 2.449 0.781 -5508 0.781 1.668 0.47 1.464 -69340 | 39 39 | -12710 -11410 -9811 | 2.761 2.641 2.549 | 0.959 0.869 0.814 | -11989 -10800 -9317 | 0.959 0.869 0.814 | 1.802 1.772 1.735 | 0.53 0.49 | 1.499 1.467 1.453 | -25455 -43289 | | -28877 -20250 -16637 | -28877 11657 -20250 10409 -16637 8950 | -28877 11657 1.509 -20250 10409 1.475 -16637 8850 1.459 | -20250 11657 1.509 -25288 -20250 10409 1.475 -43066 -16637 8850 1.459 -56796 | -28277 11657 1.509 -22288 -28789 -28277 11657 1.509 -22288 -28789 -20250 10409 1.475 -43066 -20141 -16637 8850 1.459 -56796 -16533 | | |
| 42 -2705 2.440 0.778 -2725 0.778 1.662 0.47 1.469 -64021 | 40 41 42 | -7761 -5634 -2705 | 2.483 2.449 2.440 | 0.792 0.781 0.778 | -/483 -5508 -2725 | 0.792 0.781 0.778 | 1.691 1.668 1.662 | 0.47 0.47 | 1.459 1.464 1.469 | -65254 -69340 -64021 | | -4472 -7546 -1573 | -4472 7237 -7546 5389 -1573 2776 | -4472 7237 1.462 -7546 5389 1.465 -1573 2776 1.468 | -44/2 /23/ 1.462 -69263 -7546 5389 1.465 -69263 -1573 2776 1.468 -64057 | -44/2 /23/ 1.462 -65059 -7546 5389 1.465 -65263 -7510 -1573 2776 1.468 -64057 -1590 | | |

| 82 | 81 | 80 | 79 | 78 | 77 | 76 | 75 | 74 | 73 | 72 | 71 | 70 | 69 | 68 | 67 | 66 | 65 | 64 | 63 | 62 | 3001 | 3000 | 61 | 60 | 59 | 58 | 57 | 56 | 55 | 54 | 53 | 52 | 51 | 50 | 49 | 48 | 47 | 46 | 45 | 44 | 43 |
|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 8534 | 8173 | 7776 | -1851 | -2968 | -4814 | -6808 | -8678 | -10014 | -11488 | -14549 | -15086 | -16937 | -17611 | -18391 | -18953 | -19649 | -20328 | -21217 | -22038 | -23274 | -46016 | 50319 | 20122 | 19414 | 18085 | 17517 | 16885 | 16409 | 16287 | 16011 | 15918 | 16581 | 15095 | 14630 | 13797 | 13105 | 11842 | 10303 | 8886 | 6760 | 1082 |
| 2.449 | 2.449 | 2.449 | 2.483 | 2.549 | 2.641 | 2.761 | 2.922 | 3.125 | 3.372 | 3.663 | 3.948 | 4.280 | 4.713 | 5.194 | 5.724 | 6.305 | 6.936 | 7.619 | 8.323 | 8.928 | 9.185 | 9.185 | 8.928 | 8.323 | 7.619 | 6.936 | 6.305 | 5.724 | 5.194 | 4.713 | 4.280 | 3.948 | 3.663 | 3.372 | 3.125 | 2.922 | 2.761 | 2.641 | 2.549 | 2.483 | 2.449 |
| 0.962 | 0.895 | 0.781 | 0.792 | 0.814 | 0.869 | 0.959 | 1.066 | 1.191 | 1.336 | 1.508 | 1.547 | 1.705 | 1.938 | 2.199 | 2.488 | 2.806 | 3.155 | 3.538 | 3.932 | 4.374 | 4.621 | 4.621 | 4.373 | 3.931 | 3.537 | 3.154 | 2.805 | 2.486 | 2.197 | 1.937 | 1.704 | 1.650 | 1.507 | 1.335 | 1.189 | 1.065 | 0.958 | 0.869 | 0.814 | 0.792 | 0.781 |
| 8813 | 8198 | 7177 | -3024 | -4235 | -5902 | -7645 | -9302 | -10425 | -11617 | -14322 | -14311 | -15819 | -15846 | -16048 | -15765 | -15739 | -15466 | -15524 | -15185 | -15291 | -50549 | 47677 | 9915 | 10549 | 10692 | 11048 | 11517 | 12063 | 12646 | 13143 | 13586 | 14526 | 13512 | 13442 | 12946 | 12253 | 11168 | 9774 | 8403 | 6501 | 2704 |
| 0.962 | 0.895 | 0.781 | 0.792 | 0.814 | 0.869 | 0.959 | 1.066 | 1.191 | 1.336 | 1.508 | 1.547 | 1.705 | 1.938 | 2.199 | 2.488 | 2.806 | 3.155 | 3.538 | 3.932 | 4.374 | 4.621 | 4.621 | 4.373 | 3.931 | 3.537 | 3.154 | 2.805 | 2.486 | 2.197 | 1.937 | 1.704 | 1.650 | 1.507 | 1.335 | 1.189 | 1.065 | 0.958 | 0.869 | 0.814 | 0.792 | 0.781 |
| 1.487 | 1.554 | 1.668 | 1.690 | 1.734 | 1.771 | 1.802 | 1.856 | 1.934 | 2.036 | 2.155 | 2.402 | 2.575 | 2.774 | 2.995 | 3.236 | 3.498 | 3.781 | 4.082 | 4.391 | 4.555 | 4.564 | 4.564 | 4.555 | 4.391 | 4.083 | 3.783 | 3.500 | 3.238 | 2.997 | 2.776 | 2.576 | 2.298 | 2.156 | 2.037 | 1.935 | 1.857 | 1.803 | 1.772 | 1.735 | 1.691 | 1.668 |
| 0.65 | 0.58 | 0.47 | 0.47 | 0.47 | 0.49 | 0.53 | 0.57 | 0.62 | 0.66 | 0.70 | 0.64 | 0.66 | 0.70 | 0.73 | 0.77 | 0.80 | 0.83 | 0.87 | 0.90 | 0.96 | 1.01 | 1.01 | 0.96 | 0.90 | 0.87 | 0.83 | 0.80 | 0.77 | 0.73 | 0.70 | 0.66 | 0.72 | 0.70 | 0.66 | 0.61 | 0.57 | 0.53 | 0.49 | 0.47 | 0.47 | 0.47 |
| 1.525 | 1.451 | 1.356 | 1.570 | 1.566 | 1.581 | 1.618 | 1.653 | 1.687 | 1.719 | 1.753 | 1.688 | 1.697 | 1.722 | 1.745 | 1.767 | 1.786 | 1.803 | 1.820 | 1.833 | 1.878 | 2.091 | 1.932 | 1.723 | 1.683 | 1.673 | 1.658 | 1.644 | 1.628 | 1.609 | 1.589 | 1.567 | 1.628 | 1.620 | 1.590 | 1.561 | 1.531 | 1.499 | 1.467 | 1.453 | 1.459 | 1.464 |
| 17892 | -6671 | -23944 | -20172 | -20399 | -14673 | -5629 | 4798 | 10108 | 21471 | 35297 | 26837 | 56056 | 60682 | 72514 | 74537 | 83292 | 85651 | 92695 | 91613 | 91671 | 55142 | 46970 | 90138 | 86000 | 86289 | 82833 | 79607 | 75661 | 67151 | 59820 | 48391 | 31302 | 19633 | 5984 | -2052 | -18833 | -26826 | -37029 | -59549 | -63343 | -66010 |
| -8163 | 3926 | -8547 | -27211 | -37589 | -40190 | -40772 | -48347 | -56501 | -70470 | -85204 | -100735 | -116949 | -130454 | -143061 | -154353 | -164585 | -173797 | -182114 | -188754 | -192681 | -183812 | -178937 | -191605 | -182574 | -173784 | -166866 | -156767 | -145587 | -133341 | -119741 | -105000 | -84397 | -67140 | -49814 | -37166 | -30302 | -24028 | -18181 | -12158 | -1151 | 2865 |
| 10123 | 7594 | 5252 | 4345 | 5515 | 6708 | 7796 | 8772 | 9627 | 10214 | 12242 | 12961 | 12990 | 13054 | 12921 | 12845 | 12733 | 12663 | 12770 | 12825 | 13297 | 46400 | 49558 | 13677 | 13916 | 13827 | 13849 | 13994 | 14197 | 14367 | 14497 | 14542 | 15050 | 13770 | 13431 | 12816 | 11940 | 10828 | 9437 | 8025 | 6265 | 2620 |
| 1.604 | 1.530 | 1.435 | 1.499 | 1.496 | 1.514 | 1.552 | 1.589 | 1.625 | 1.659 | 1.695 | 1.632 | 1.643 | 1.669 | 1.694 | 1.718 | 1.739 | 1.758 | 1.777 | 1.792 | 1.838 | 2.053 | 1.973 | 1.762 | 1.720 | 1.708 | 1.691 | 1.675 | 1.656 | 1.635 | 1.613 | 1.589 | 1.648 | 1.638 | 1.606 | 1.575 | 1.543 | 1.509 | 1.475 | 1.459 | 1.462 | 1.466 |
| 17008 | -6326 | -22631 | -21123 | -21346 | -15328 | -5868 | 4991 | 10493 | 22247 | 36507 | 27759 | 57924 | 62597 | 74688 | 76659 | 85535 | 87850 | 94952 | 93730 | 93654 | 56171 | 46002 | 88143 | 84133 | 84518 | 81212 | 78136 | 74355 | 66055 | 58918 | 47708 | 30920 | 19415 | 5925 | -2034 | -18689 | -26650 | -36839 | -59315 | -63193 | -65955 |
| -8703 | 4115 | -7962 | -27685 | -38060 | -40530 | -40907 | -48230 | -56251 | -69933 | -84311 | -100111 | -115650 | -129050 | -141387 | -152643 | -162700 | -171875 | -180066 | -186769 | -190685 | -182724 | -179881 | -193498 | -184225 | -175300 | -168201 | -157931 | -146577 | -134134 | -120364 | -105447 | -84668 | -67291 | -49853 | -37155 | -30221 | -23935 | -18088 | -12048 | -1081 | 2891 |
| 8749 | 8109 | 7082 | 2865 | 4042 | 5676 | 7409 | 9092 | 10284 | 11571 | 14413 | 14553 | 16249 | 16464 | 16868 | 16772 | 16956 | 16871 | 17158 | 17000 | 17339 | 48560 | 47683 | 2686 | 10487 | 10615 | 10955 | 11409 | 11940 | 12509 | 12994 | 13428 | 14404 | 13405 | 13334 | 12845 | 12163 | 11094 | 9720 | 8368 | 6485 | 2701 |

| ↓ + | 1 | | | | | Skjærkapasite | |
|-------------------|-------------|-----|----------|------------|--|---|---|
| Input | data 1 5 | | Seksjon | þ" [mш] | A _{p,overgurt} [mm ²] | A _{p,undergurt} [mm ²] | A _c (snitt) [mm ²] |
| acc | 0.85 | | 1 | 600 | | 17100 | 7680711 |
| C _{Rd,c} | 0.12 | | 2 | 600 | | 17100 | 7680761 |
| f _{ck} | 45 | MPa | ω | 600 | 11400 | 17100 | 7680811 |
| (trykk) | 0.15 | | 4 | 600 | 17100 | 22800 | 7686340 |
| strekk) | 0.3 | | ъ | 600 | 22800 | 22800 | 7706433 |
| V ₁ | 0.6 | | 6 | 600 | 34200 | 22800 | 7746086 |
| f _{cd} | 25.5 | MPa | 7 | 600 | 39900 | 22800 | 7906041 |
| | | | 8 | 600 | 51300 | 17100 | 8190191 |
| S | 1000 | mm | 9 | 600 | 57000 | 11400 | 8498778 |
| ٧s | 1.15 | | 10 | 600 | 68400 | 5700 | 8830359 |
| Tywk | 500 | MPa | 11 | 600 | 74100 | | 9190576 |
| fywd | 400 | MPa | 12 | 600 | 79800 | | 9746324 |
| | | | 13 | 700 | 91200 | | 11600064 |
| | | | 15 | 700 | 108300 | | 12121854 |
| | | | 16 | 700 | 114000 | | 12669030 |
| | | | 10 | 700 | 125400 | | 13248597 |
| | | | 19 | 700 | 140100 | | 14521137 |
| | | | 20 | 700 | 144600 | | 15575522 |
| | | | 21 | 800 | 153600 | | 16668045 |
| | | | 2000 | 800 | 158100 | | 18369681 |
| | | | 2001 | 800 | 158100 | | 18370531 |
| | | | 23 | 800 | 158100 | | 17708242 |
| | | | 24 | 800 800 | 153600 144600 | | 16671271 15579764 |
| | | | 26 | 700 | 140100 | | 14526219 |
| | | | 27 | 700 | 131100 | | 13871553 |
| | | | 28 79 | 700 | 114000 | | 13254862 |
| | | | 30 | 700 | 108300 | | 12128650 |
| | | | 31 | 700 | 00696 | | 11615674 |
| | | | 32 | 700 | 91200 | | 10744731 |
| | | | 34 | 600 | 57000 | | 9196455 |
| | | | 35 | 600 | 51300 | 5700 | 8835590 |
| | | | 36 | 600 | 39900 | 17100 | 8503209 |
| | | | 37 | 600 | 34200 | 28500 | 8193642 |
| | | | 39 | 600 | 17100 | 45600 | 7747836 |
| | | | 40 | 600 | 11400 | 45600 | 7708283 |
| | | | 41 | 600 | 11400 | 45600 | 7688290 |
| | | | 42 | 600 | | 45600 | 1987891 |

Beregning av skjærkapasiteter

σ_{cp} [MPa]

å

| 1.20 | 5.10 | 8423140 | | 11400 | 600 | 18 |
|------|------|----------|-------|--------|-----|------|
| 1.20 | 5.10 | 7690340 | 22800 | 17100 | 600 | 80 |
| 1.20 | 5.10 | 7710333 | 22800 | 17100 | 600 | 79 |
| 1.20 | 5.10 | 7749886 | 22800 | 34200 | 600 | 78 |
| 1.20 | 5.10 | 7911237 | 22800 | 34200 | 600 | 77 |
| 1.20 | 5.10 | 8195795 | 17100 | 51300 | 600 | 76 |
| 1.20 | 5.10 | 8507063 | 11400 | 57000 | 600 | 75 |
| 1.20 | 5.10 | 8843564 | 5700 | 57000 | 600 | 74 |
| 1.20 | 5.10 | 9203693 | | 74100 | 600 | 73 |
| 1.20 | 5.10 | 9759238 | | 74100 | 700 | 72 |
| 1.20 | 5.10 | 10753015 | | 91200 | 700 | 71 |
| 1.20 | 5.10 | 11625640 | | 00696 | 700 | 70 |
| 1.20 | 5.10 | 12137933 | | 108300 | 700 | 69 |
| 1.20 | 5.10 | 12684246 | | 114000 | 700 | 68 |
| 1.20 | 5.10 | 13267529 | | 125400 | 700 | 67 |
| 1.20 | 5.10 | 13885924 | | 131100 | 700 | 66 |
| 1.20 | 5.10 | 14539929 | | 140100 | 700 | 65 |
| 1.20 | 5.10 | 15592965 | | 144600 | 800 | 64 |
| 1.20 | 5.10 | 16683880 | | 153600 | 800 | 63 |
| 1.20 | 5.10 | 17732362 | | 158100 | 800 | 62 |
| 1.20 | 5.10 | 18405381 | | 158100 | 800 | 3001 |
| 1.20 | 5.10 | 18404531 | | 158100 | 800 | 3000 |
| 1.20 | 5.10 | 17730182 | | 158100 | 800 | 61 |
| 1.20 | 5.10 | 16680669 | | 153600 | 800 | 60 |
| 1.20 | 5.10 | 15588740 | | 144600 | 700 | 59 |
| 1.20 | 5.10 | 14534865 | | 140100 | 700 | 58 |
| 1.20 | 5.10 | 13880186 | | 131100 | 700 | 57 |
| 1.20 | 5.10 | 13261284 | | 125400 | 700 | 56 |
| 1.20 | 5.10 | 12677659 | | 114000 | 700 | 55 |
| 1.20 | 5.10 | 12131162 | | 108300 | 700 | 54 |
| 1.20 | 5.10 | 11618849 | | 00696 | 700 | 53 |
| 1.20 | 5.10 | 10746368 | | 91200 | 700 | 52 |
| 1.20 | 5.10 | 9752899 | | 79800 | 600 | 51 |
| 1.20 | 5.10 | 9197826 | | 68400 | 600 | 50 |
| 1.20 | 5.10 | 8838333 | 5700 | 57000 | 600 | 49 |
| 1.20 | 5.10 | 8502647 | 17100 | 51300 | 600 | 48 |
| 1.20 | 5.10 | 8192359 | 28500 | 39900 | 600 | 47 |
| 1.20 | 5.10 | 7908931 | 39900 | 34200 | 600 | 46 |
| 1.20 | 5.10 | 7748136 | 45600 | 22800 | 600 | 45 |
| 1.20 | 5.10 | 7708483 | 45600 | 17100 | 600 | 44 |
| 1.20 | 5.10 | 7688390 | 45600 | 11400 | 009 | 43 |

E.

| 81 | 80 | 79 | 78 | 77 | 76 | 75 | 74 | 73 | 72 | 71 | 70 | 69 | 68 | 67 | 66 | 65 | 64 | 63 | 62 | 3001 | 3000 | 61 | 60 | 59 | 58 | 57 | 56 | 55 | 54 | 53 | 52 | 51 | 50 | 49 | 48 | 47 | 46 | 45 | 44 | 43 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2600 | 2618 | 2667 | 2750 | 2851 | 2991 | 3172 | 3397 | | | _ | | | | | | | | | | | | _ | | | | | | | | | | | | 3172 | 2991 | 2851 | 2750 | 2667 | 2618 | 2600 |
| 2340 | 2356 | 2400 | 2475 | 2566 | 2692 | 2855 | 3057 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2855 | 2692 | 2566 | 2475 | 2400 | 2356 | 2340 |
| 1.28 | 1.28 | 1.27 | 1.27 | 1.26 | 1.26 | 1.25 | 1.24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.25 | 1.26 | 1.26 | 1.27 | 1.27 | 1.28 | 1.28 |
| 0.339 | 0.339 | 0.338 | 0.336 | 0.334 | 0.332 | 0.329 | 0.325 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.329 | 0.332 | 0.334 | 0.336 | 0.338 | 0.339 | 0.339 |
| 0.000 | 0.015 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 0.010 | 0.006 | 0.003 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.003 | 0.010 | 0.017 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 |
| 1722 | 2171 | 2203 | 2258 | 2325 | 2322 | 2313 | 2266 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2136 | 2322 | 2403 | 2389 | 2320 | 2280 | 2265 |
| 12889 | 12979 | 13220 | 13634 | 14132 | 14828 | 15726 | 16840 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15726 | 14828 | 14132 | 13634 | 13220 | 12979 | 12889 |
| 2590 | 2608 | 2657 | 2740 | 2861 | 3022 | 3224 | 3470 | 3759 | 4094 | 4370 | 4799 | 5276 | 5802 | 6378 | 7005 | 7683 | 8413 | 9129 | 9735 | 9735 | 9735 | 9129 | 8413 | 7683 | 7005 | 6378 | 5802 | 5276 | 4799 | 4370 | 4094 | 3759 | 3470 | 3224 | 3022 | 2861 | 2740 | 2657 | 2608 | 2590 |
| 2331 | 2347 | 2391 | 2466 | 2575 | 2720 | 2902 | 3123 | 3383 | 3684 | 3933 | 4319 | 4748 | 5222 | 5740 | 6304 | 6914 | 7571 | 8216 | 8762 | 8762 | 8762 | 8216 | 7571 | 6914 | 6304 | 5740 | 5222 | 4748 | 4319 | 3933 | 3684 | 3383 | 3123 | 2902 | 2720 | 2575 | 2466 | 2391 | 2347 | 2331 |
| 1.28 | 1.28 | 1.27 | 1.27 | 1.26 | 1.26 | 1.25 | 1.24 | 1.23 | 1.22 | 1.21 | 1.20 | 1.19 | 1.19 | 1.18 | 1.17 | 1.16 | 1.15 | 1.15 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.19 | 1.19 | 1.20 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.24 | 1.25 | 1.26 | 1.26 | 1.27 | 1.27 | 1.28 | 1.28 |
| 0.339 | 0.339 | 0.338 | 0.336 | 0.334 | 0.331 | 0.328 | 0.324 | 0.321 | 0.317 | 0.314 | 0.310 | 0.307 | 0.303 | 0.300 | 0.297 | 0.294 | 0.291 | 0.289 | 0.287 | 0.287 | 0.287 | 0.289 | 0.291 | 0.294 | 0.297 | 0.300 | 0.303 | 0.307 | 0.310 | 0.314 | 0.317 | 0.321 | 0.324 | 0.328 | 0.331 | 0.334 | 0.336 | 0.338 | 0.339 | 0.339 |
| 0.007 | 0.011 | 0.011 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.014 | 0.011 | 0.007 |
| 1953 | 2076 | 2107 | 2381 | 2479 | 2613 | 2780 | 2981 | 3218 | 4074 | 4337 | 4745 | 5198 | 5696 | 6241 | 6833 | 7473 | 9326 | 10096 | 10746 | 10746 | 10746 | 10096 | 9326 | 7473 | 6833 | 6241 | 5696 | 5198 | 4745 | 4337 | 4074 | 3218 | 2981 | 2780 | 2613 | 2481 | 2381 | 2196 | 2076 | 1953 |
| 12839 | 12930 | 13170 | 13584 | 14184 | 14981 | 15984 | 17200 | 18634 | 23676 | 25274 | 27753 | 30512 | 33555 | 36886 | 40510 | 44432 | 55604 | 60341 | 64344 | 64344 | 64344 | 60341 | 55604 | 44432 | 40510 | 36886 | 33555 | 30512 | 27753 | 25274 | 23676 | 18634 | 17200 | 15984 | 14981 | 14184 | 13584 | 13170 | 12930 | 12839 |

Beregning av minimumsarmering i midtspenn ihht. NS-EN 1992-2 pkt. 7.3.2

Tverrsninttsdata

| Bredde av undergurt | $b_{u.gurt} \coloneqq 5400$ |
|------------------------|--|
| Tykkelse av undergurt | $t_{u.gurt} := 300$ |
| Areal av undergurt | $A_{u.gurt} := b_{u.gurt} \cdot t_{u.gurt} = 1.62 \times 10^6$ |
| Tykkelse av overgurt | $t_{o.gurt} := 530$ |
| Tykkelse av steg | t _{steg} := 300 |
| Total tverrsnittshøyde | $H_{tot} := 2750$ |
| Høyde av steg | $h_{steg} := H_{tot} - t_{o.gurt} - t_{u.gurt} = 1.92 \times 10^3$ |
| Totalt areal | $A_{tot} := 7.617.10^6$ |
| | |

Arealtreghetsmoment (fra NovaFrame) $I := 7.595 \, 10^{12}$

| Avstand fra tyngdepunkt til bunn undergurt (fra NovaFrame | e) z ₁ := 1860 |
|---|--|
| Avstand fra tyngdepunkt til senter undergurt | $z_2 := z_1 - \frac{t_{u.gurt}}{2} = 1.71 \times 10^3$ |

Materialdata

Betongens alder

| Karakteristisk betongfashet | $f_{ck} := 45$ | |
|---|-------------------------|---------------------------------|
| Midlere betongstrekkfasthet | f _{ctm} := 3.8 | ihht. NS-EN 1992-1-1 tabell 3.1 |
| Karakteristisk strekkfasthet for armering | $f_{yk} := 500$ | |

t := 3

$$s_{\text{MM}} = 0.20$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2(6)

$$\alpha := 1$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2(9)

$$\beta_{\text{cc}} := e^{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} = 0.663$$
 ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.2)

Middelverdi av betongstrekkfastheten på tidspunkt hvor opprissing forventes

$$f_{ct.eff} := max \left(\beta_{cc}^{\alpha} f_{ctm}, 2.9 \right) = 2.9$$
 ihht. NS-EN 1992-1 pkt. 7.3.2(102)/(105)

Lastdata

Beregner aksialkraften fra spennkabler i det aktuelle snittet hvor det er 20 kabler med spennkraft, etter låsetap, på 3 973 kN. Dette gir en total spennkraft på 79 460 kN.

Aksialkraft

 $N_{Ed} := -79460 \cdot 10^3$

Normalspenning

$$\sigma_{c} := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} = -10.432$$

ihht. NS-EN 1992-2 likning (7.4)

Minimumsarmering ved underflens i strekk

Effektivt betongareal

$$A_{ct.1} := A_{u.gurt} - 2 \cdot t_{steg} \cdot t_{u.gurt} = 1.44 \times 10^6$$

Trekker ifra den delen av steget som beveger seg ned i undergurt, ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101

Kritsik moment for oppsprekking

$$M_{cr} := \left(f_{ct.eff} - \sigma_c\right) \cdot \frac{I}{z_1} = 5.444 \times 10^{10}$$

Spenning i flens pga. kritisk moment

$$\sigma_{\mathrm{M}} \coloneqq \frac{\mathrm{M}_{\mathrm{cr}} \cdot \mathrm{z}_2}{\mathrm{I}} = 12.257$$

Total spenning

$$\sigma_{\text{tot}} \coloneqq \sigma_{\text{M}} + \sigma_{\text{c}} = 1.825$$

Strekkraft i flens rett etter opprissing

$$F_{cr} \coloneqq \sigma_{tot} \cdot A_{u.gurt} = 2.956 \times 10^{6}$$

$$k_{c.1} := \max\left(0.5, 0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct.1} \cdot f_{ct.eff}}\right) = 0.637$$

k := 0.65

ihht. NS-EN 1992-2 likning (7.3)

ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

$$\boldsymbol{\sigma}_s\coloneqq \mathbf{f}_{yk}$$

ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

$$A_{s.min.1} := \frac{k_{c.1} \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.1}}{\sigma_s} = 3.459 \times 10^3$$

ihht. NS-EN 1992-2- likning (7.1)

Ihht. HB185 velges minimumsarmering på 2 x $\rm A_{s.min}$

Minimunsarmering i underflens

 $A_{sl.1} := 2 \cdot A_{s.min.1} = 6.918 \times 10^3$

Beregning av minimumsarmering i snitt ved hovedsøyler ihht. NS-EN 1992-2 pkt. 7.3.2

| <u>Tverrsninttsdata</u> | |
|--|--|
| Areal av overgurt | A _{o.gurt} := 5729550 |
| Tykkelse av overgurt | t _{o.gurt} := 530 |
| Tykkelse av steg | $t_{steg} := 400$ |
| Total tverrsnittshøyde | $H_{tot} \coloneqq 10000$ |
| Tykkelse av undergurt | $t_{u.gurt} := 950$ |
| Høyde av steg | $h_{steg} := H_{tot} - t_{o.gurt} - t_{u.gurt} = 8.52 \times 10^3$ |
| Totalt areal | A _{tot} := 18370106 |
| Arealtreghetsmoment (fra NovaFrame) | $I := 2.831 \cdot 10^{14}$ |
| Avstand fra tyngdepunkt til topp overgurt (fra | NovaFrame) z ₁ := 4890 |
| Avstand fra tyngdepunkt til senter overgurt | $z_2 := z_1 - \frac{t_{o.gurt}}{2} = 4.625 \times 10^3$ |

Materialdata

Karakteristisk betongfashet $f_{ck} \coloneqq 45$ Midlere betongstrekkfasthet $f_{ctm} \coloneqq 3.8$ ihht. NS-EN 1992-1-1 tabell 3.1Karakteristisk strekkfasthet for armering $f_{yk} \coloneqq 500$

| Betongens alder | t := 3 |
|-----------------|--------|
|-----------------|--------|

| ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2(6) |
|------------------------------------|
| ihht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.1.2(9) |
| ihht. NS-EN 1992-1-1 likning (3.2) |
| |

Middelverdi av betongstrekkfastheten på tidspunkt hvor opprissing forventes

$$f_{ct.eff} := max \left(\beta_{cc}^{\alpha} f_{ctm}, 2.9 \right) = 2.9$$

ihht. NS-EN 1992-1 pkt. 7.3.2(102)/(105)

Lastdata

Beregner aksialkraften fra spennkabler i det aktuelle snittet hvor det er 12 spennkabler med spennkraft, etter låsetap, på 3 137 kN og 46 kabler med spennkraft, etter låsetap, på 3 973 kN. Dette gir en total spennkraft på 220 402 kN.

~

Aksialkraft

 $N_{Ed} := -220402 \cdot 10^3$

Normalspenning

$$\sigma_{c} := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} = -11.998$$

ihht. NS-EN 1992-2 likning (7.4)

Minimumsarmering ved overflens i strekk

Effektivt betongareal

$$A_{ct.1} := A_{o.gurt} - 2 \cdot t_{steg} \cdot t_{o.gurt} = 5.306 \times 10^{6}$$

Trekker ifra den delen av steget som beveger seg opp i overgurt, ihht. NS-EN 1992-2 figur 7.101

Kritsik moment for oppsprekking

$$\mathbf{M}_{cr} \coloneqq \left(\mathbf{f}_{ct.eff} - \sigma_c\right) \cdot \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{z}_1} = 8.625 \times 10^{11}$$

Spenning i flens pga. kritisk moment

$$\sigma_{\mathbf{M}} \coloneqq \frac{\mathbf{M}_{\mathbf{cr}} \cdot \mathbf{z}_2}{\mathbf{I}} = 14.091$$

Total spenning

$$\sigma_{\text{tot}} := \sigma_{\text{M}} + \sigma_{\text{c}} = 2.093$$

Strekkraft i flens rett etter opprissing

$$F_{cr} := \sigma_{tot} \cdot A_{o.gurt} = 1.199 \times 10^7$$

$$k_{c.1} := max \left(0.5, 0.9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct.1} \cdot f_{ct.eff}} \right) = 0.701$$

k := 0.65

ihht. NS-EN 1992-2 likning (7.3)

ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

$$\sigma_{s} := f_{yk}$$
 ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)
$$A_{s.min.1} := \frac{k_{c.1} \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.1}}{\sigma_{s}} = 1.403 \times 10^{4}$$
 ihht. NS-EN 1992-2- likning (7.1)

Ihht. HB185 velges minimumsarmering på 2 x $\rm A_{s.min}$

Minimunsarmering i overflens

 $A_{sl.1} := 2 \cdot A_{s.min.1} = 2.806 \times 10^4$

Minimumsarmering i steg

k₁ := 1.5 ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

Finner ut hvor langt strekksonen beveger seg ned i steget.

Given

$$\frac{M_{cr}}{I} \cdot z_{strekksone} = \frac{\left| N_{Ed} \right|}{A_{tot}}$$

Høyde av strekksone

 $z_{strekksone} := Find(z_{strekksone}) \rightarrow 3938.1184595684135115$

Areal av strekksone

 $A_{ct.2} := z_{strekksone} \cdot t_{steg} = 1.575 \times 10^6$

 $h_{stjerne} := 1000$

ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

ihht. NS-EN 1992-2- pkt. 7.3.2(102)

$$\mathbf{k}_{c.2} \coloneqq \min \left[0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{\mathbf{k}_1 \cdot \left(\frac{\mathbf{H}_{tot}}{\mathbf{h}_{stjerne}} \right)} \right], 1 \right] = 0.72$$

 $A_{s.min.2} \coloneqq \frac{k_{c.2} \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct.2}}{\sigma_s} = 4.276 \times 10^3$

ihht. NS-EN 1992-2- likning (7.1)

Langsgående minimumsarmering i steg

$$A_{sl.2} := 2 \cdot A_{s.min.2} = 8.551 \times 10^3$$