

D-regioner i betongbruer

dimensjonering av områder med
konsentrerte laster

Kristian Sivertsen

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)


Innlevert: juli 2015

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 13.07.2015	ANTALL SIDER: 61 + 13
TITTEL: D-regioner i betongbruer – dimensjonering av områder med konsentrerte laster <i>D-regions in concrete bridges – design of regions with concentrated forces</i>		
UTFØRT AV: Kristian Sivertsen		

SAMMENDRAG:

I armerte betongkonstruksjoner kan det oppstå områder med ikke-lineære variasjon av tøyninger og brå spenningsvariasjoner. Disse områdene dimensjoneres ofte ved hjelp av stavmodeller, med trykkstaver i betong og strekkstaver i form av armering, som skal håndtere den indre kraftfordelingen. Denne masteroppgaven tar for seg dimensjoneringsprosessen for slike regioner og ser på hvilke krav som ligger til grunn i gjeldene Eurokoder. Det tas utgangspunkt i en reel bru hvor prosessen følges fra globalanalyse til etablering av fagverksmodell.

Opgaven er utført etter ønske fra Statens vegvesen om å forsøke og bidra til en felles praksis ved prosjektering av bruer.

Opgaven er innoem temaer som prosjektering av fritt-frambygg-bru, etteroppspent spennarmering i betongbruer og trafikklast. Det er også utført enkle elementanalyser som ligger til grunn for etablering av stavmodeller. Analyser er gjort av en konstruksjonsdetalj i brua, med spesielt hensyn på en enkelt konstruksjonsdel.

Opgaven konkluderer med at fremgangsmåten ved dimensjonering av D-regioner kan være lang og innviklet. Det finnes regelverk og veiledning for prosjektering, men praksisen i fagmiljøet varierer. Det konkluderes også med at teorien og regelverket som ligger til grunn for prosjektering av D-regioner er godt forankret, men at det fortsatt trengs forskning for å optimalisere og standardisere prosessen.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER: Professor Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Abstract

In reinforced concrete structures there may develop regions with non-linear variations of strain and abrupt variations in tension. These areas are often designed using strut-and-tie models, with concrete as struts and ties in form of reinforcement. The purpose of such models are to handle and distribute the internal forces. This master thesis examine the design process for such regions and the underlying theory and assumptions in the Eurocodes. The process is followed from global analysis to establishment of strut-and-tie model, with an existing bridge under construction as basis.

The reason for this thesis is interest from Statens vegvesen in trying to establish a common practise in design of bridges.

The thesis handles subjects as cantilever bridges, post tensioning in concrete structures and traffic loads. Finite element analysis further used in development of strut-and-tie models. A constructional detail is chosen for analysis with special attention to a single constructional part.

The conclusion of the thesis is that the design process may be extensive and complex. There are rules and guidance for designing, but there is a deviation in practise. It is also drawn a conclusion that the theory and regulations for design are well grounded, but there is room still for experimental research and optimizing of the process.

Forord

Denne masteroppgaven ble skrevet våren 2015 ved institutt for konstruksjonsteknikk, og er avsluttende arbeid av en 2-årig mastergrad ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet for Statens vegvesen.

Jeg valgte denne oppgaven fordi det var en oppgave som omhandlet et teoretisk problem, men som også ga meg muligheten til å jobbe mot et konkret eksempel på en brukonstruksjon. Det har vært en motivasjon å se hvordan små detaljer i en stor konstruksjon kan være av stor betydning. Det har vært en lærerik prosess som har gitt innblikk i reelle problemstillinger ved brukonstruering og dimensjonering.

Jeg vil først og fremst rette en stor takk til min veileder, professor Terje Kanstad, for veiledning, råd og oppfølging. Jeg vil også rette en takk til Øyvind Wiig Petersen som kunne bidra med tips og råd innenfor arbeidet med elementanalyseprogram.

Trondheim 13.7.2015



Kristian Sivertsen

Innhold

1.	Innledning.....	1
2.	Bakgrunn	2
3.	Dolmsundsbrua.....	3
3.1	Geometri og utforming	3
3.2	Materialer	5
3.3	Statikk og virkemåte.....	6
4.	Laster	6
4.1	Egenlaster	6
4.2	Trafikklaster	7
4.3	Spennarmering.....	11
4.4	Neglisjerte laster.....	14
4.5	Lastkombinasjoner	15
5.	Modellering	17
5.1	Focus konstruksjon.....	17
5.2	Tverrsnittsberegninger og kalkulasjon	17
5.3	Laster	19
5.4	Resultater	24
6.	Stavmodeller og D-områder	27
6.1	Grunnlag for stavmodeller.....	27
6.2	D- og B-områder	27
6.3	Avgrensing av D-områder	28
6.4	Stavsystem og dimensjonering av staver.....	29
6.5	Knutepunkter	31
6.6	Innføring av konsentrerte laster.....	32
6.7	Høye bjelker	32
6.8	stavmodeller som omtalt i NS-EN 1992-1-1	35
6.9	Utvikling innen temaet	39
7.	Abaqus analyser	40
7.1	Modell.....	40
7.2	Laster	43
7.3	Opplagerbetingelser	46
7.4	Materialmodell	46
7.5	Resultater	47
8.	Stavmodeller.....	51
8.1	Etablering av stavmodell	52

IV

8.2 Beregninger	54
8.3 Armeringsforslag	55
9. Vurdering av prosessen	57
10. Konklusjon og videre arbeid	59
11. Referanser.....	60
12. Vedlegg	i
A. Beregning av d.....	i
B. Lastkombinasjoner i Focus.....	ii
C. Spennarmering, ekvivalente krefter.....	v
D. Minimumsarmering	vii
E. Kraftfordeling.....	x

1. Innledning

Denne masteroppgaven tar for seg prosessen ved dimensjonering av D-områder i betongbruer. Oppgaven er delt inn i tre ulike prosesser som inngår i en typisk dimensjoneringsprosess, samt en del hvor teori og regelverk presenteres. Oppgaven er utformet slik at den følger dimensjoneringsprosessen og på denne måten gir et overblikk over fremgangsmåten.

Det er i denne oppgaven valgt å basere beregninger på en konkret bru som er funnet aktuell for problemstillingen. Det er gjort en globalanalyse av den aktuelle bruen, med en gjennomgang av dimensjoneringsprosessen, for å finne lastbildet som opptrer i brua. Videre er resultatene av dette benyttet i en lineær-elastisk analyse av en aktuell konstruksjonsdel i betongbrua. I løpet av prosessen presenteres grunnlaget for dimensjonering av D-områder og bruken av stavmodeller.

Det er gjort et forsøk på etablering av stavmodell basert på resultater fra beregninger og analyser i oppgaven. Formålet med oppgaven er hovedsakelig å undersøke prosessen og vurdere denne, mens beregningsresultater fungerer som et verktøy i prosessen.

2. Bakgrunn

Denne masteroppgaven er basert på et ønske fra Statens vegvesen om å vurdere beregningsmetodikk, forutsetninger og detaljering ved dimensjonering av områder med konsentrerte laster i spennarmerte betongkonstruksjoner. Dette gjelder spesielt for brukonstruksjoner, og målsetningen var å bidra til en felles praksis ved prosjektering av bruer.

I denne oppgaven er det valgt å gjøre en globalanalyse av en bru som er prosjektert av Statens vegvesen og som i skrivende stund er under konstruksjon. Denne aktuelle brua er Dolmsundsbrua ved Hitra. Det er deretter valgt en konstruksjonsdetalj, som er aktuell for oppgavens hensikt, hvor det er gjort analyser og beregninger. Det ble gitt tilgang til anbudstegningene for brua, og informasjon og figurer fra dette materialet er benyttet i denne oppgaven. Enkelte forenklinger er gjort i forhold til grunnlaget basert på vurderinger og prioritering av hva som er mest aktuelt for oppgavens hensikt.

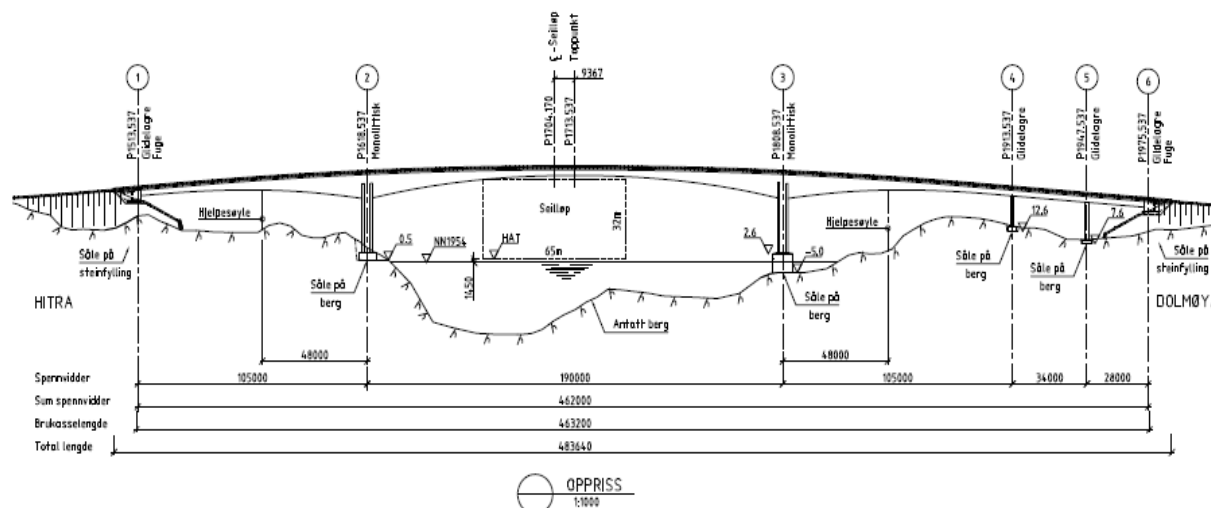
Som bakteppe for oppgaven ligger en undersøkelse og gjennomgang av forutsetninger og beregningsmetodikk etter gjeldene regelverk og standarder slik det er i dag. Oppgaven har som mål å studere prosessen for dimensjonering av D-områder i konstruksjoner med innføring av store konsentrerte laster.

Det er benyttet to beregningsprogrammer i denne masteroppgaven, Abaqus/CAE og Focus Konstruksjon 2015. En beskrivelse av fremgangsmåten ved bruk av disse programmene er gitt i aktuelle kapitler.

3. Dolmsundsbrua

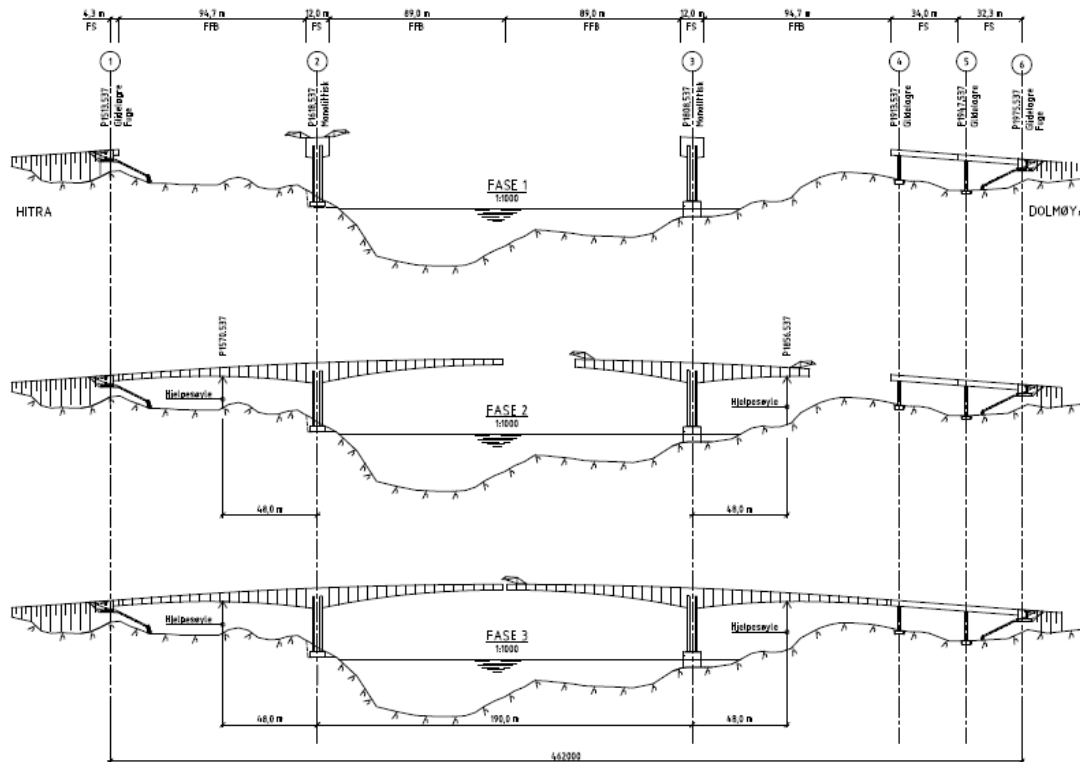
I denne oppgaven brukes Dolmsundsbrua som grunnlag for beregninger og analyser. Ønsket med denne oppgaven er å analysere områder med innføring av store konsentrerte laster. Ettersom Dolmsundsbrua er en fritt-frambygg-bru med etteroppspente spennkabler passer den ypperlig som et konkret eksempel på en aktuell bru. Alle beskrivelser og beregninger er basert på prosjekteringsgrunnlaget gitt av Statens Vegvesen (SVV). Figurer i dette kapittelet er hentet fra anbudstegningene fra SVV [1].

3.1 Geometri og utforming



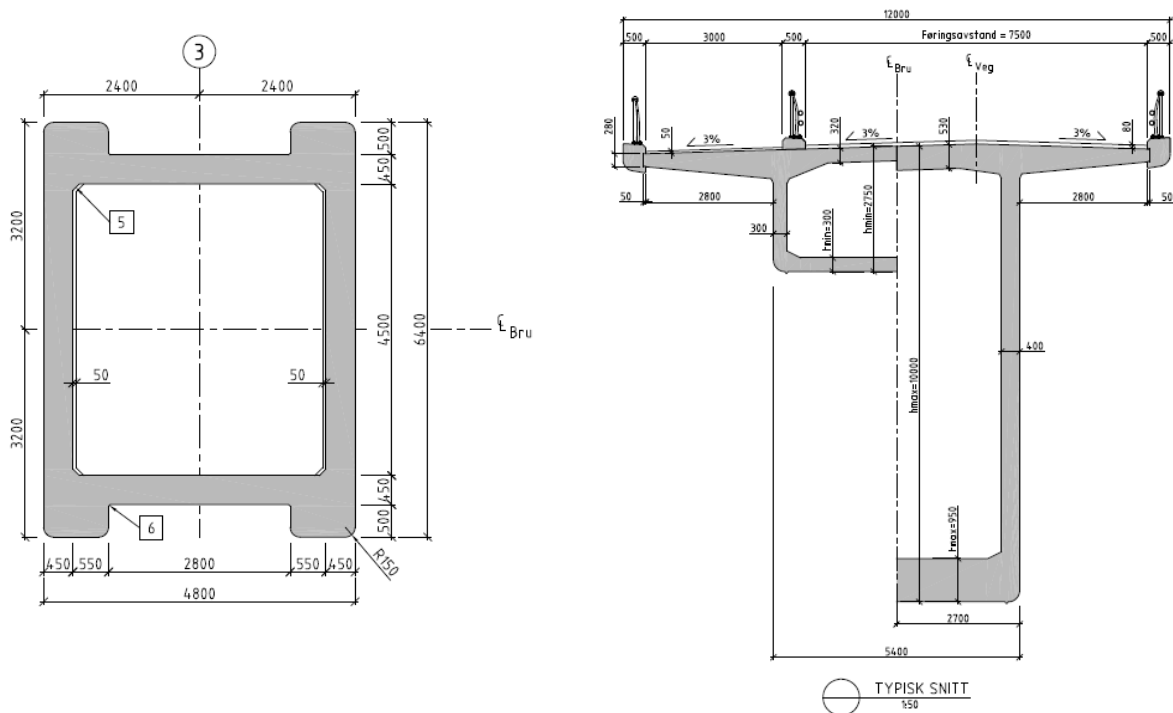
Figur 3.1 Figur fra Statens vegvesens anbudstegning av Dolmsundsbrua

Bruas lengde er på 463,2 meter med totalt 5 spenn. Disse spennene er, som vist på figuren over, delt opp i et hovedspenn, to sidespenn samt to ekstra spenn som utgjør viadukten mot Dolmøya. Denne viadukten blir støpt i en egen prosess, noe også landkarene blir. For resten av bruene brukes fritt-frambygg metoden. Det vil si at søylene i akse 2 og 3 støpes ferdig før man støper seg symmetrisk ut i hver retning fra disse. Støpene vil da møtes midt i hovedspennet og sammenkobles her. Prosessen vises i figur 3.2. Søylene i akse 2 og 3 kalles videre for hovedsøylene, hvor søylene nevnes som venstre og høyre søyle henholdsvis, i forhold til figur over.



Figur 3.2 Tre faser som viser byggeprosessen

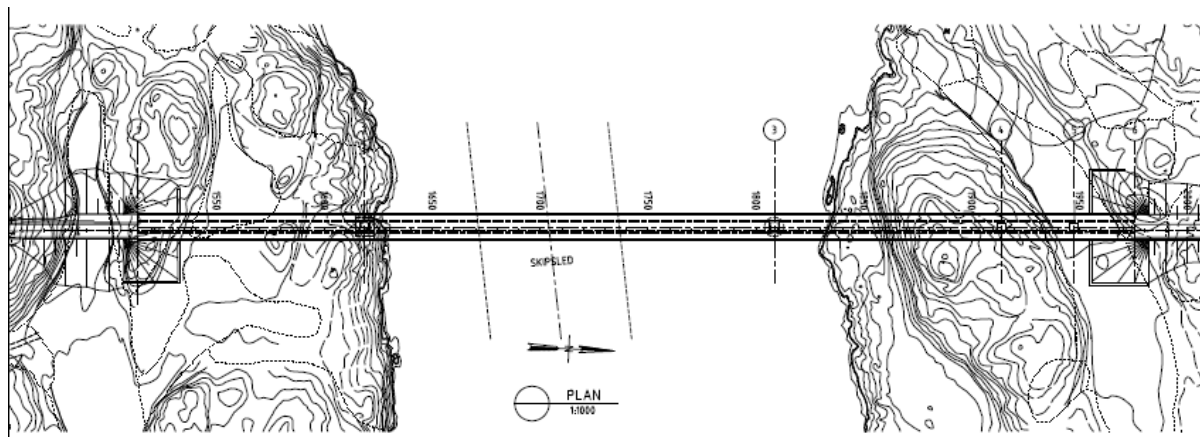
Søylene i brua utformes som rektangulære hule profiler med konstant bredde og tykkelse i stegene. Søyledimensjonene for søylene i akse 2 og 3 er 4,8x6,4 meter, med en veggtykkelse på 500 mm. For søylene i viadukten er målene 1,5x4,9 meter med massivt tverrsnitt.



Figur 3.3 Søyle- og bjelketversnitt

Brubjelken er av hule kasseprofiler med utstikkende flenser i overkant og varierende høyde i lengderetning. Høyden av tverrsnittet varierer fra 2,75 m i midtspenn og ved landkar, til 10m over hovedsøylene. Bredden av brubanen og kassetversnittet er konstant over hele brua, henholdsvis 12 m og 5,4 m. Bredden av brubanen er her medregnet påstøpt rekkverksopplegg. I beregninger gjort i denne oppgaven er bredden som vurderes ekskludert dette påstøpet, og bredden vil da være på 11,1 m.

Brua har ingen horisontalkurve, men en vertikalkurve på 2 400m.



Figur 3.4 Dolmsundsbrua sett ovenfra

Videre kan det være verdt å nevne at ved støpning av brua vil det være en liten asymmetri i spennene. I hovedspennet vil det være 95 m, mens det vil være 105 m på den andre siden av søylen. Derfor benyttes det hjelpesøylere for å hindre uønskede effekter i støpeprosessen grunnet denne ubalansen. Disse hjelpesøylene fjernes etter ferdigstilling og er derfor ikke tatt videre hensyn til i denne oppgaven.

Det innføres flere spennkabler av ulik lengde i overgurt, også kalt bruplate, og undergurt av bjelketverrsnittet. Dette omtales videre i senere kapitler.

3.2 Materialer

Av prosjekteringsgrunnlaget er det gitt at det er benyttet betongkvalitet B45 SV-40, med unntak av fundamenter og bunnen av søylene opp til kote +12,7, hvor det er benyttet SV-30.

Armeringen er oppgitt å være kamstenger med teknisk klasse B500NC. Disse er ikke betraktet i modelleringen i denne oppgaven.

Spennarmeringen er av lavrelaksjonsstål med $f_{pk} = 1.860$ MPa og $f_{p0,1k} = 1.640$ MPa. I broen er det benyttet et stort antall kabler på forskjellige steder i brua. Mer detaljerte beskrivelser av dette kommer i kapittel 4.3.

Eventuelle andre materialer benyttet i brua er ikke omtalt ettersom at det ikke er av direkte betydning for beregningsprosessen utført i denne oppgaven.

3.3 Statikk og virkemåte

Siden bjelken støpes ut i fra søyletopp, og på denne måten sammenkobles med søyle, vil dette gi en monolitisk virkning. Bjelke og søyle vil altså samvirke. Før sammenkobling i midtspenn eller med hjelpesøyle må all egenlast og eventuelle støpelaster av utkrager føres inn og ned i søyla ved hjelp a egen stivhet. Før sammenkobling vil systemene være statisk bestemte, så tvangskrefter vil ikke være et problem. Virkninger fra kryp og svinn vil være svært aktuelle problemer i byggefase, men håndteres ikke i denne oppgaven.

Søylene i brua er boltet fast i berg og det antas derfor å virke som faste innspenne opplagre. Videre er brua avsluttet i et landkar i hver ende, og det er ifølge tegningene glidelagre med fuger her. Videre beskrivelse av hvordan dette er statisk vurdert gis i kapitler som omhandler modellering og beregninger.

4. Laster

Ved dimensjonering av bruer i Norge skal Vegvesenets håndbok N400 [2] benyttes som veiledning. Dette er en håndbok som supplerer de retningslinjene for prosjektering av bruer som finnes i Eurokodene. Innenfor Eurokodeserien er det egne standarder som omhandler prosjektering av betongbruer, og trafikklast. Disse standardene angir lasttilfeller, verdier og faktorer som skal benyttes ved dimensjonering og er også grunnlag for denne oppgaven.

4.1 Egenlaster

Betongbjelkene og søylene i brua er laget med betong av kvalitet B45. Denne betongen har en tyngdetetthet på 25 kN/m^3 etter tabell A.1 i NS-EN 1991-1-1 [3]. Egenlasten av betongkonstruksjonene er eneste betraktet egenlast og settes derfor også som den primære egenlasten. I denne egenlasten neglisjeres last fra rekkverker, belegninger og andre monteringer på bruen. Dette er fordi bruen analyseres ved et antatt tidspunkt hvor kun bæresystemet er på plass.

I beregningsprogrammet Focus er dette en verdi som automatisk tas hensyn til ved valg av materiale i tverrsnitt. Focus genererer et eget lasttilfelle for egenlast av modellert konstruksjon. Ved analyser av konstruksjonen med påført egenlast kan man se at lasttilfellet tar hensyn til varierende tverrsnitt og varierende egenlast gjennom bjelke basert på kraftdiagrammer.

Det er i denne oppgaven sett bort i fra egenlast av spennarmering. Spennarmeringen ligger inne i det modellerte betongtverrsnittet og vil derfor gi en liten feil i egenlasten. Denne forskjellen betraktes som minimal siden arealet spennstålet utgjør i tverrsnittet er såpass lite i forhold til betongen. Det er også slik at det er differansen i tyngdetetthet mellom stålet og betongen som vil utgjøre forskjellen. Der hvor det ligger flest kabler i tverrsnittet har tverrsnittet også størst areal.

4.2 Trafikkklaster

Den eneste variable lasten som er sett på i denne oppgaven er trafikklast på brua. Trafikklasten er et lasttilfelle som skal simulere lastvirkningen av vegtrafikk over brua. Lastdimensjonering utføres etter NS-EN 1991-2 [4], med støtte i SVVs håndbok N400 [2]. Figurer og referanser til standarden brukes videre i kapittelet. Første steg i dimensjoneringen av trafikkklaster er å finne antall kjørebaneer det skal være i brubanen. Antall kjørebaneer defineres etter bredden på veibanen, og veibane er igjen definert som avstand mellom fortauskanter med en minimumshøyde på 150 mm etter NA.4.2.3. På Dolmsundsbrua er bredden av veibanen 7,5 m. Av figur 4.1 kan man da lese at *Carriageway width* w er større enn 6 m og at bredden av hver nasjonale kjørebaneer er 3 m og at antall kjørebaneer er gitt ved:

$$n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right) \quad (4.1)$$

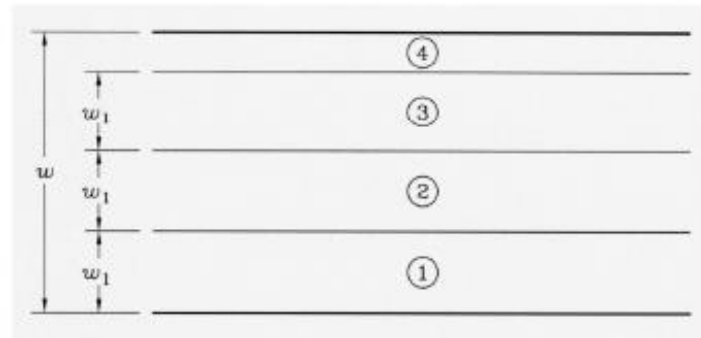
Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.			

Figur 4.1 Utdrag fra tabell 4.1 i NS-EN 1991-2 [4]

Int, som forklart i figur 4.1, betyr største heltall. Dette gir oss:

$$n_1 = \text{Int} \left(\frac{7,5}{3} \right) = 2 \quad (4.2)$$

Med en oppgitt bredde på kjørebaneen på 3 m gir dette oss 2 kjørebaneer av 3 m. Dette betyr at det er en restbredde på 1,5 m. I tillegg må gangbaneen med bredde 3 m også inkluderes i dimensjoneringen.



Key
 w Carriageway width
 w_1 Notional lane width
 1 Notional Lane Nr. 1
 2 Notional Lane Nr. 2
 3 Notional Lane Nr. 3
 4 Remaining area

Figur 4.2 Eksempel på nummerering av kjørebener i generelt tilfelle fra NS-EN 1992-1 fig. 4.1 [4]

Det som er funnet er grunnlag for lastpåføring fra trafikklast. I NS-EN 1991-2 er det angitt fire forskjellige lastmodeller som skal simulere alle mulige og forskjellige lastsituasjoner som kan oppstå på brua. Disse lastmodellene er fiktive lastsituasjoner, men de skal gi riktige effekter fra reel trafikk på brua.

- Lastmodell 1 består av en jevnt fordelt last samt konsentrerte laster som skal representere aksellast fra kjøretøy. Denne lastmodellen brukes for å se på globale og lokale effekter. Denne lastmodellen utgjør svært ofte den avgjørende lastsituasjonen for global undersøkelse.
- Lastmodell 2 brukes når det er ønskelig å se på dynamiske effekter over kortere konstruksjonsdeler. Denne lastmodellen består av en enkelt aksellast som påføres på områder hvor det er kontakt mellom dekk og kjørebane. En dynamisk amplifiseringsfaktor brukes for å gi en dynamisk effekt.
- Lastmodell 3 er en modell som tar for seg virkningen av spesialkjøretøy. Denne modellen er et sett av aksellaster som skal representere f.eks. industrikjøretøy. Brukes både som kontroll ved global og lokale analyser.
- Siste lastmodell er en folkemengdelast som kun er ment for å undersøke globale virkninger.

I denne oppgaven er det kun lastmodell 1 som brukes fordi denne er ofte avgjørende med tanke på aktuelle lastvirkninger. Dette er en beslutning som gjort i samråd med veileder.

Lastmodell 1 består altså av et tandem system av aksellast (TS) og jevnt fordelte laster (UDL) som virker samtidig over brubanen. I Figur 4.3 ser man hvilke karakteristiske lastverdier som skal benyttes i de ulike kjørebener. I dette tilfellet, hvor de er 2 kjørebener, ser vi at vi får 2 aksellaster på 300 kN og 200 kN i kjørebane 1 og 2 henholdsvis.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Figur 4.3 Tabell 4.2 i NS-EN 1991-2 som viser karakteristiske lastverdier [4]

Av Figur 4.3 kan vi videre se at vi får jevnt fordelte laster av forskjellig størrelse i de forskjellige kjørebane. Verdiene i Figur 4.3 er karakteristiske verdier og i NA.4.3.2 defineres justerende faktorer som skal brukes for å finne dimensjonerende verdier. Utrykkene for total dimensjonerende laster er gitt som:

Tabell 4.1 Utrykk for dimensjonerende laster for TS og UDL

TS	UDL
$\alpha_{Qi} * Q_{ik}$	$\alpha_{qi} * q_{ik}$

Utdraget under er fra det nasjonale tillegget og viser hvordan de ulike faktorene er definert. Her er α_{qr} faktoren tilhørende rest av kjørebane som i dette tilfellet er restbredden på 1,5 m funnet tidligere.

$$\alpha_{Qi} = 1,0 \quad \text{for } i = 1, 2 \text{ og } 3$$

og

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

$$\alpha_{qi} = 1,0 \quad \text{for } i > 1$$

$$\alpha_{qr} = 1,0$$

Figur 4.4 Faktorer for dimensjonerende trafikklaster

Dette gir oss følgende dimensjonerende laster fra trafikklast vist i tabell på neste side. I tillegg er linjelaster slik de implementeres i beregningsprogram også vist. Dette er da beregnet linjelast per meter.

Tabell 4.2 Karakteristiske laster, faktorer, dimensjonerende verdier og linjelastverdier

Kjørebane	Karakteristisk lastverdi, TS. (kN)	Karakteristisk lastverdi, UDL. (kN/m ²)	Faktor	Dimensjonerende lastverdi	Linjelastverdi
1	300		1,0	300 kN	300 kN
1		9,0	0,6	5,4 kN/m ²	16,2 kN/m
2	200		1,0	200 kN	200 kN
2		2,5	1,0	2,5 kN/m ²	7,5 kN/m
Resterende bredde		2,5	1,0	2,5 kN/m ²	3,75 kN/m
Gangbanelast		5,0	*	2,5 kN/m ²	7,5 kN/m

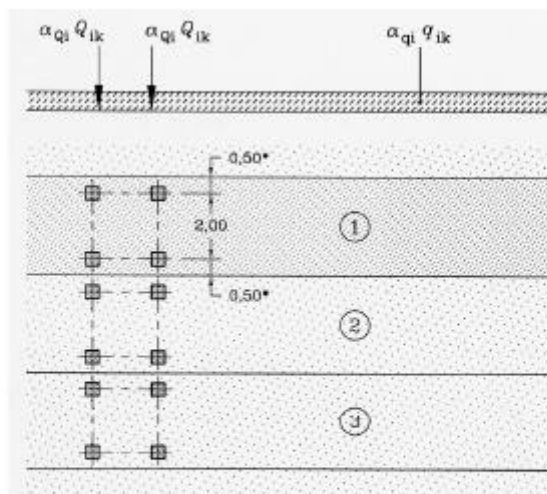
*Gangbanelast vurderes kun i kombinasjon med samtidige trafikklaster.

Gangbanelasten i kombinasjon med samtidig trafikklast skal reduseres til 2,5 kN/m² etter NA.5.3.2.1(1).

Dette gir en total linjelast på 34,95 kN/m, og to punktlaster i form av aksellaster med belastning på 500 kN med avstand 1,2 m mellom disse.

Hvordan disse lastene skal plasseres er vist i Figur 4.5. Her ser vi hvordan akslene skal plasseres innad i kjørebanelene, samt hvordan de skal plasseres i forhold til hverandre. Øverste del av figuren viser hvordan den horisontale lastsituasjonen ser ut.

I trafikklaststandarden pkt. 4.3.2 (1) (a) står det at det kun skal brukes et tandem system og ikke ukomplette systemer ved prosjektering. Aksellastene skal påføres som vandrende last langs brubjelken ved globale betraktninger.

**Key**

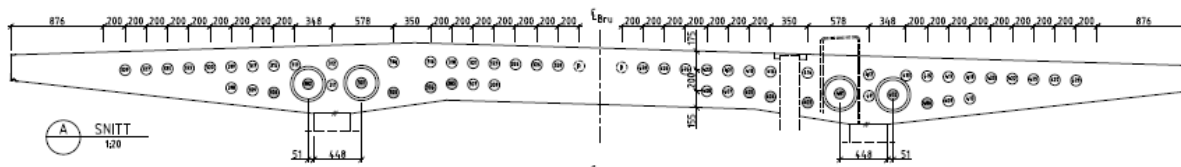
- (1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
 (2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
 (3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* For $w_j = 3,00 \text{ m}$

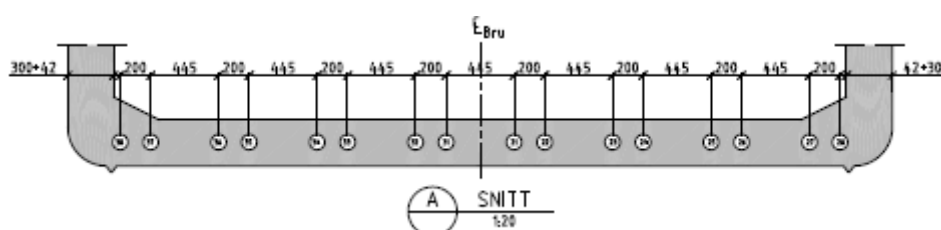
Figur 4.5 Illustrert beskrivelse av lastmodell 1

4.3 Spennarmering

Systemet av spennarmeringer ved hovedsøylen i brua omfatter 58 kabler som spenner over hver av hovedsøylene. Kablene føres enten gjennom bruplatten eller undergurt i brubjelken. Kablene ligger også symmetrisk om tyngdepunktet av brua, ξ_{Bru} , med 29 kabler på hver side på det meste.

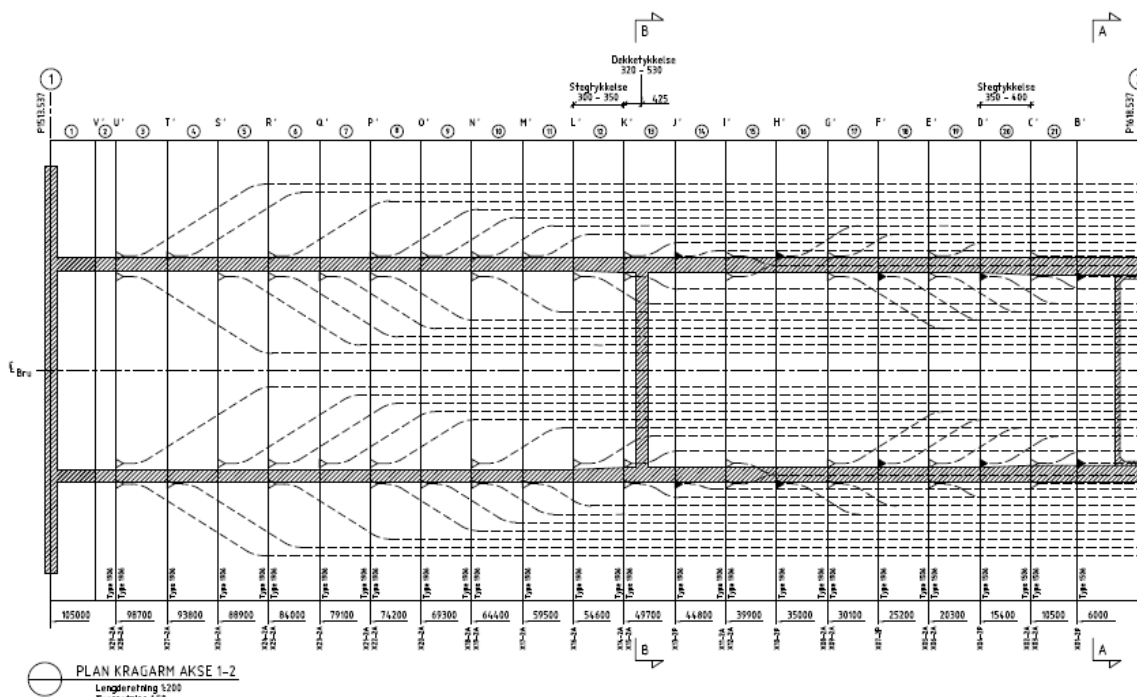


Figur 4.6 Typisk snitt med spennarmering i brubjelke



Figur 4.7 Typisk snitt med spennarmering i undergurt

Av figur 3.2, hvor byggeprosessen er vist, kan man se de ulike støpedelene vist markert som rektangler i brubjelken. Disse samsvarer med oppdelingen i figur 4.8 nedenfor, som viser typisk plassering av forankring og føringsbane for spennkablene. Aksebetegnelse samsvarer med de i figur 1. Akse 2 er plassert sentrert over venstre hovedsøyle.



Figur 4.8 Spennkabler i bruplate mellom akse 1 og 2

Måten dette er gjort på kommer av byggemetoden, fritt-frambygg-bru, (FFB). Støpingen av brubjelken begynner over søyletoppene i akse 2 og 3 og fortsetter symmetrisk horisontalt ut i hver retning fra søyletoppen. Spennkablene legges inn etter hvert støpeledd og spennes opp slik at de i byggeprosessen bidrar til stabilitet og motvirker nedbøyninger og de strekkreftene som ellers vil oppstå i overkant bjelke.

Spennkablene som legges inn i undergurt plasseres i sidespenn og i midtspennet. Dette er for å ta opp strekkreftene som vil oppstå i underkant av bjelken. Mellom akse 1 og 2, og 3 og 4 er det 8 kabler, mens det i midtspennet befinner seg 16 kabler. Det er også spennkabler i viadukten. All spennarmeringsplassering er hentet fra anbudstegninger fra SVV [1].



Figur 4.9 Momentdiagram for egenlast og trafikklast fra Focus



Figur 4.10 Momentdiagrammet for spennarmeringen fra Focus

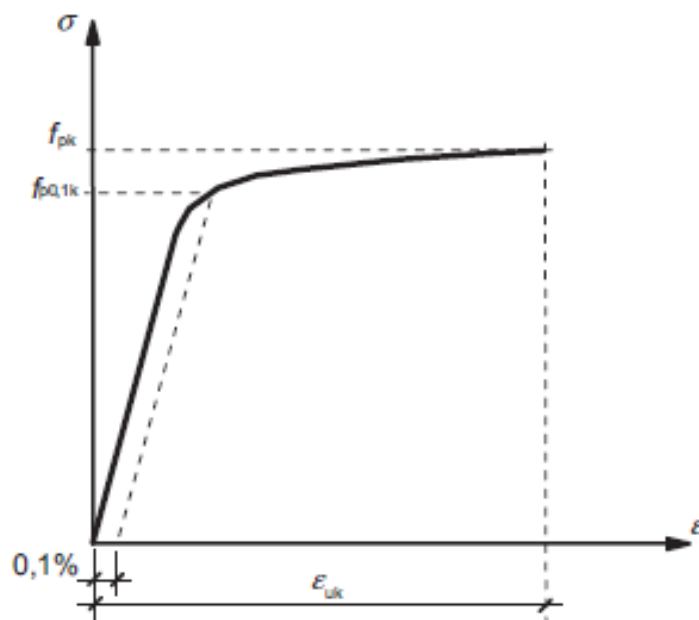
Av figurer 4.9 og 4.10 kan vi se at plasseringen av spennkablene samsvarer med momentdiagrammet for egenlast og trafikklast. Spennarmeringen skal motvirke virkningene av disse lastene og legges derfor inn slik at de motvirker strekkreftene som vil oppstå i betongen. Vi ser at momentdiagrammene for de to lasttilfellene motvirker hverandre, noe som er den generelle hensikten ved bruk av spennarmering.

Det er brukt 2 ulike typer spennkabler i Dolmsundsbrua. Det er hovedsakelig brukt typen 19 spenntau 0,62" med areal på $2\,850\text{ mm}^2$, men også noen kabler av typen 15 spenntau 0,62" med areal på $2\,250\text{ mm}^2$ nærmest akse 2 og 3. En oversikt over aktuelle verdier for spennkablene er gitt i tabell 4.3.

Tabell 4.3 Diverse verdier for de to typene spennkabler i brua

Spennkabel	19 spenntau 0,62"	15 spenntau 0,62"
Areal, A_p	2850 mm ²	2250 mm ²
Flytekraft	4674 kN	3690 kN
$f_{p0,1k}$	1640 MPa	1640 MPa
f_{pk}	1860 MPa	1860 MPa
Max oppspenningskraft før låsing (jekkekraft), P_0	4207 kN	3321 kN
Max forspenningskraft etter låsetap (kraft i spennkabel), P_{max}	3973 kN	3137 kN
Totalt antall kabler i konstruksjonens overgurt	116	12
Totalt antall kabler i konstruksjonens undergurt	38	0

For å verifisere oppspenningskreftene som er oppgitt sjekkes det mot regler i kap. 5.10.2 i NS-EN 1992-1-1 [5]. For spennstål oppgis karakteristisk fasthet ved 0,1% -grensen hvor stålet har fått 0,1% inelastisk tøyning, eller $\epsilon_{inelastisk} = 0,001$ [6].



Figur 4.11 Figur fra NS-EN 1992-1-1 som viser spenning-tøynings sammenheng for typiske spennstål

Under punkt 5.10.2.1 finner vi ligning (5.41) som sier;

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} \quad (4.3)$$

hvor A_p er spennarmeringens tverrsnittsareal og $\sigma_{p,max}$ er den største spenning påført spennkabelen gitt ved;

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\} \quad (4.4)$$

Verdiene av k_1 og k_2 finnes i N.A og er satt til 0,8 og 0,9 henholdsvis. Dette gir en maks påført spenning på 4206,6 kN for spennkablene med $A_p = 2850 \text{ mm}^2$, og 3321,0 kN for kablene med $A_p = 2250 \text{ mm}^2$. Dette stemmer med verdier for oppspenningskraft før låsing oppgitt fra SVV.

Videre betraktninger av spennarmeringen og dens virkninger på konstruksjonen omtales i delkapittel 5.3.1.

4.4 Neglisjerte laster

I henhold til Håndbok N400 [2] og Eurokodeserien er det en rekke andre laster enn de som er håndtert i denne oppgaven som må vurderes. Noen av lastene som er neglisjert i denne oppgaven er listet under.

- Kryp i betong
- Svinn i betong
- Ulykkelaster i forbindelse med trafikk
- Horisontale krefter fra trafikk
- Vindlaster
- Temperaturvirkninger
- Rekkverkslast
- Laster fra spesialkjøretøy (trafikklast)
- Utmattingslaster

Deformasjonslastene kryp og svinn er laster som virker gjennom hele bruas levetid. Av tidsmessige hensyn er ikke disse effektene medberegnet i denne oppgaven. Disse lastene og beregningene av disse omtales i NS-EN 1992. Disse virkningene er viktige komponenter for dimensjonering av betongkonstruksjoner.

Vind- og temperaturlaster ble regnet ikke prioritert i denne oppgaven og er derfor neglisjert. Disse lastene er omtalt i 1991-1-4 og 1991-1-5 henholdsvis.

Rekkverkslast, horisontalkrefter, spesialkjøretøy og ulykkelaster er heller ikke en del av prosjekteringen i denne oppgaven. Vertikal trafikklast ble vurdert som mest aktuell i denne sammenheng.

Ved en full prosjektering og dimensjonering av brua er alle disse lastene og virkningene aktuelle, men er i denne oppgaven neglisjert på grunn av prioriteringer i forhold til den aktuelle problemstillingen.

4.5 Lastkombinasjoner

I dette delkapittelet omtales både lastkombinasjoner, plassering av laster og dimensjonerende verdier av laster. Lastkombinering er utført i henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(A) – Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A) for påvisning av statistisk likevekt [7].

Tabell NA.A1.2(A) – Dimensjonerende verdier for laster (EQU) (Sett A)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1 MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ -verdier: $\gamma_{Gj,sup} = 1,20$; $\gamma_{Gj,inf} = 0,90$; $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig); $\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig). MERKNAD 2 I tilfeller der påvisning av statistisk likevekt også omfatter konstruksjonsdelenes kapasitet, kan det fastsettes en kombinert påvisning basert på tabell NAA1.2(A) som et alternativ til to separate påvisninger basert på tabell NAA1.2(A) og NA.A1.2(B), med verdier som angitt nedenfor. $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$; $\gamma_{Gj,inf} = 1,0$; $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig); $\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig).				

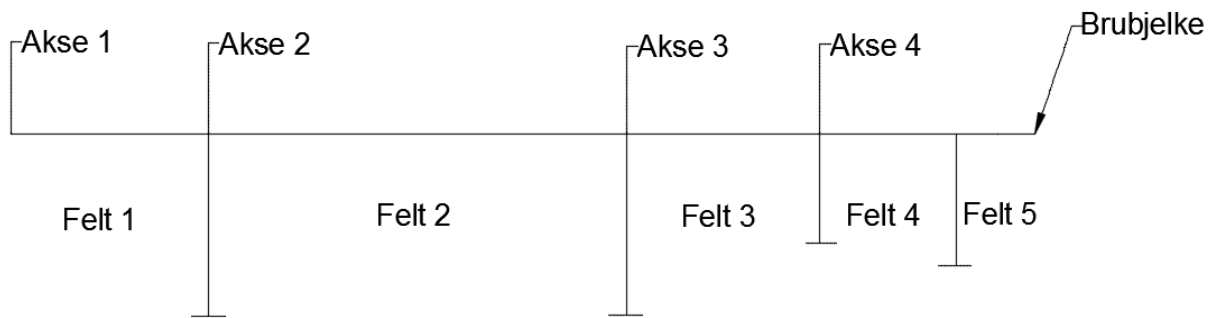
Figur 4.12 Utdrag fra N.A, NS-EN 1990

Av tabellen i figur 4.12 finnes dimensjonerende lastverdier for kombinasjon i bruddgrensetilstand (ULS). I denne oppgaven er 3 laster inkludert i beregningene; egenlast av konstruksjon, trafikklaster og laster fra spennarmering. Egenlasten og spennarmeringen regnes som permanente påvirkninger (G) etter 4.1.1 i NS-EN 1990. Trafikklasten faller under kategorien variabel påvirkning (Q). Ettersom trafikklaster er den eneste variable lasten i disse beregningene, blir den satt som dominerende variabel last i tabell NA.A1.2(A) og får en faktor $\gamma_{Q,1}$ som er lik 1,5. Spennarmeringen har en gunstig virkning på konstruksjonene og får derfor faktoren $\gamma_{P, fav}$ som er lik 0,9, etter NA.2.4.2.2(1) i 1992-1-1. Egenlasten virker i dette tilfellet ugunstig på konstruksjonen og tilegnes derfor faktoren $\gamma_{Gj,sup}$ lik 1,2. Ved en flerspennsbru som Dolmsundsbrua kan egenlasten gi gunstige virkninger hvis man vurderer det enkelte spenn for seg selv. Egenlasten i de nærliggende spennene kan gi en rotasjon om søyler som kan gi en gunstig effekt hvis geometrien tilsier det. I denne oppgaven er egenlasten vurdert til å virke ugunstig i hele konstruksjonen.

I Bruksgrensetilstand (SLS) settes alle ovenfor nevnte faktorer til 1,0 etter A1.4.1 NS-EN 1990.

Plassering av trafikklaster med tanke på verste lastvirkning må også vurderes. Aksellaster kan settes til å vandre langs brubjelken, slik at den kan settes i det punktet som gir største

virkning med tanke på skjærkrefter og momenter. Den jevnt fordelte lasten kan også deles opp og plasseres i ulike spenn av bruene for å gi en mest mulig ugunstig virkning.



Figur 4.13 Benevning av ulike spenn/felt på Dolmsundsbrua. Bjelke i overkant med vertikale linjer som markerer søylene på brua

Ved å plassere de jevnt fordelte lastene fra trafikk i felt 2 og 4, samt aksellasten midt i felt 2, vil dette gi maks moment midt i felt 2. Dette blir altså den mest ugunstige lastplasseringen for momenter i midt av felt 2. For skjærkrefter over støtter plasseres den jevnt fordelte lasten i de to nærliggende feltene med et opphold av laster i de neste feltene. Denne logikken brukes for alle felt og støtter i konstruksjonen. Disse lastkombinasjonene er implementert i Focus-beregningene for å finne aktuelle lastvirkninger på konstruksjonen.

For aksellasten gjelder samme tankegang. Det er ønskelig å plassere lasten slik at den vil gi en mest ugunstig virkning. I denne oppgaven er det prioritert å se på virkningene i området nær hovedsøyletoppene. Det er detaljen over hovedsøyle som analyseres senere i oppgaven. Derfor plasseres aksellasten nær søylene for å gi en maksimal skjærkraft. Dette utføres i kombinasjon med linjelastene, som forklart i avsnittet over. Dette gir fire tilfeller for maksimal skjærkraft, hvor vi har en aksellast på hver side av de to søylene, i fire separate lastkombinasjoner. For maksimalt moment brukes samme teknikk.

For å plassere aksellasten slik at den gir den verste virkning flyttes den en avstand d ut i fra opplegget for skjær og ca. $0,4L$ for moment. Her er d definert som effektiv høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering. Beregning av d er vist i vedlegg A. For skjærkraft gjelder dette fordi en konsentrert last som påføres nærmere enn avstanden d unna opplegget ikke vil gi maksimal virkning. For en flerspennsbru viser det seg at avstanden $0,4L$ gir maks moment, hvor L er lengden av spennet mellom opplegg. For å verifiser ble det utført sammenligninger hvor aksellasten ble plassert på ulike punkter. Resultatet ble at skjærkraften med aksellast i avstand d unna opplegg ble ca. 1000 kN ved opplegget enn når aksellasten var plassert helt inntil opplegg. For momentet viste seg at avstanden $0,4L$ var optimal. Analyser med avstand $0,35L$ og $0,45L$ ble brukt som sammenligning. Resultatet ble ca. 700 kNm større moment ved opplegg for aksellast i avstand $0,4L$ enn ved sammenligningsavstandene.

Når alle lastfaktorer og plassering var gitt ble lastkombinasjoner etablert. Det ble da analysert kombinasjoner som tok for seg maks momenter i felt og over støtte, og maks skjærkraft ved opplegg. Det ble også laget et globalt tilfelle for bruksgrense. En oversikt over lastkombinasjonene finnes i vedlegg B.

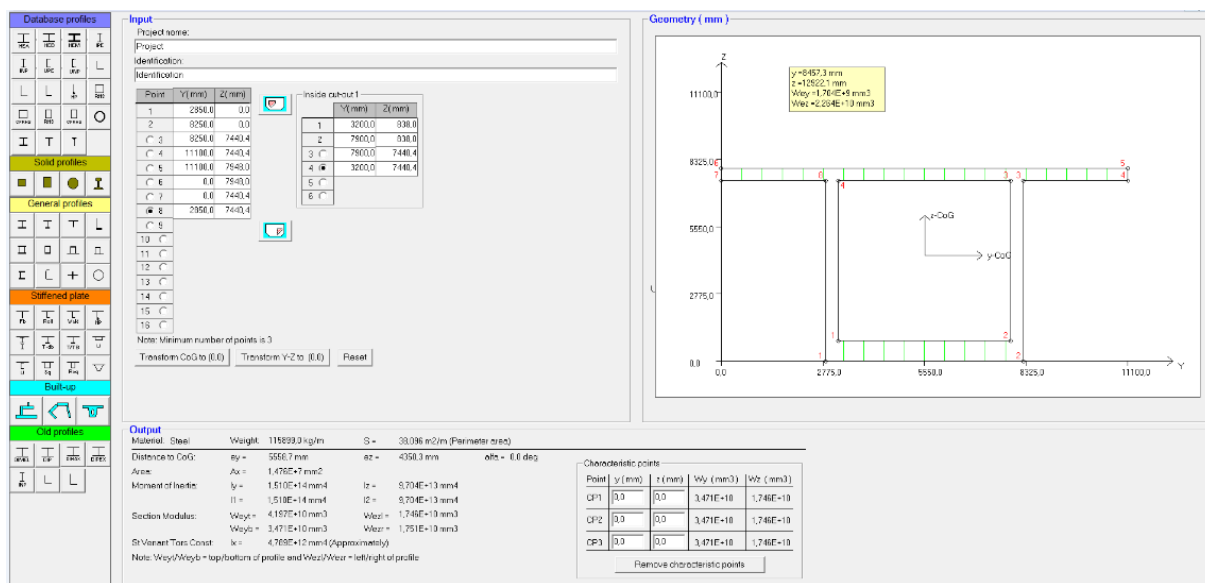
5. Modellering

5.1 Focus konstruksjon

For å modellere brua brukes Focus Konstruksjon 2015, et beregningsprogram for bygningskonstruksjon, tidligere og heretter referert til som Focus. I denne oppgaven er horisontalkrefter i tverretning, som vind og bremsekrefter fra trafikk, neglisjert og det er kun en 2D betraktning som er benyttet i Focus. Målet med beregningene er å finne fram til lastbildet i konstruksjonen og videre benytte disse dataene i analyse av detalj over søyletopp.

5.2 Tverrsnittsberegninger og kalkulasjon

Utfordringene ved bruken av Focus er at det ikke er tilgjengelige valg for tverrsnittet som er å finne i brubjelken og dette måtte behandles utenom beregningsprogrammet. Brubjelken består, som tidligere vist, av et kassetverrsnitt med varierende høyde og utstikkende flenser i overkant (se figur 5.1). For å finne tyngdepunktaksen gjennom bjelken ble det benyttet et eksternt beregningsprogram for tverrsnitt, StruProg Section 4.0. Dette ble gjort fordi dette programmet var lett tilgjengelig og arbeidsbesparende i forhold til manuelle beregninger. For å videre forenkle denne prosessen ble tverrsnittet betraktet på en forenklet måte. Tverrsnittet vist i figur 3.3 ble forenklet til et rektangulært tverrsnitt med symmetrisk utstikkende flenser.



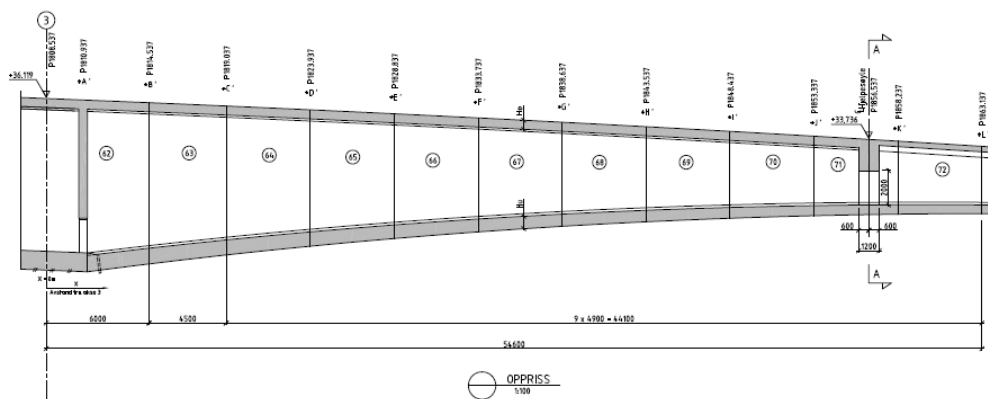
Figur 5.1 Skjermdump fra Section 4.0. Geometri av tverrsnitt vist til høyre

Figuren over viser en typisk skjermdump fra programmet. Man legger inn geometrien til tverrsnittet via koordinater. Figur genereres i vinduet til høyre og output finnes i nedre del av skjermen. Fordelen med programmet var at det på en enkel måte regnet de verdier som krevdes av Focus for egendefinerte tverrsnitt, samt høyden til tyngdepunktet.

Egenskaper for tverrsnitt	
▼ Generelt	
Navn	H'
Areal [mm ²]	12300000
It [mm ⁴]	3,9390E+12
Iy [mm ⁴]	5,9940E+13
Iz [mm ⁴]	8,5370E+13
A_skjærY [mm ²]	12300000
A_skjærZ [mm ²]	12300000
h [mm]	5541,0
b [mm]	11100,0
Yc [mm]	5555,4
Zc [mm]	3223,4
Figur	Klikk for å se figur ->

Figur 5.2 Opprettelse av egendefinert tverrsnitt i Focus. Output er hentet fra Section 4.0

I brua vil tverrsnittet variere langs brubjelken og en beregning for hvert snitt vil være lite gjennomførbart. Det mest hensiktsmessige for implementeringen i Focus med tanke på arbeidsmengde var derfor å velge enkelte snitt langs brubjelken og bruke en lineær tilnærming mellom disse punktene. Dette var fordi tegningene oppgir geometriske mål for start og slutt av hvert støpeledd, men tverrsnittshøyden kan variere over et ledd. Det ble derfor, i samråd med veileder, bestemt at denne lineære tilnærmingen ville være mest hensiktsmessig.



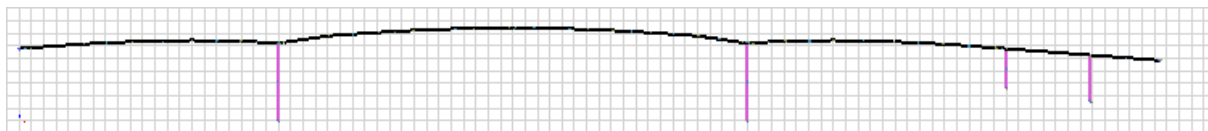
Figur 5.3 Brubjelke med varierende tverrsnittshøyde

Tykkelsen av bruplaten ble beregnet som gjennomsnittlig tykkelse etter målsettingen oppgitt av tilbudstegningene. Tykkelser på steg og undergurt er konstant mellom beregningspunktene valgt for den lineære tilnærmingen.

Denne forenklingen av brubjelke og tverrsnittene skal ikke ha stor betydning for analysen. Det er store tverrsnitt, store lengder og laster som behandles her og forenklingene er ikke kritiske for resultatet.

Samme prosedyre ble fulgt for søylene i brua. Det var derimot ikke nødvendig med forenklinger her siden geometriene av søylene er enkle. Søylene ble lagt inn som staver i Focus.

Ved å benytte alle beregninger forklart ovenfor, samt koordinater fra tilbudstegningene ble en modell av brua etablert. Søylene ble påsatt faste innspenninger i bunn. Det ble også satt på et fastlager i venstre ende av modell, og et glidelager i høyre ende. I virkeligheten er det glidelagre med fuger i hver ende av brua og over de to søylene i de høyre sidespennene.



Figur 5.4 Modell av bru etablert med Focus

Focus har et eget materialvalg for modellen. Betong av typen B45, som brukt i denne bruen, er et ferdig generert materiale i programmet. Programmet oppgir at detaljer som er beregnet er gjort etter EN 1992.

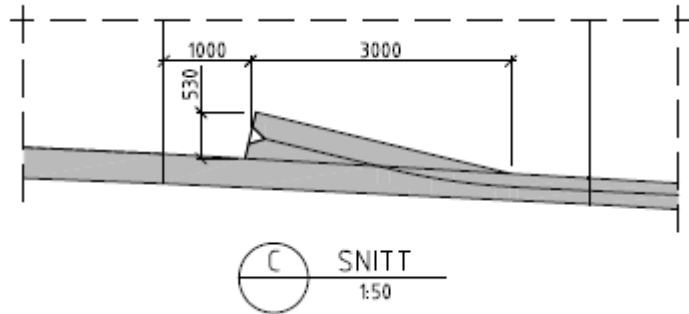
5.3 Laster

5.3.1 Ekvivalente krefter fra spennarmering

En annen utfordring med Focus var at det ikke er mulighet for å implementere spennarmering i modellen, noe som er kritisk ved modellering av Dolmsundsbrua. Derfor ble det nødvendig med manuelle beregninger av spennkrefter og lastvirkningene av dette på konstruksjonen.

Måten dette ble gjort på var å betrakte anbudstegningene og kombinere disse med de tidligere tverrsnittsberegningene. Spennarmeringens plassering kunne leses av tegningene og med de gitte avstandene til tyngdepunktsaksen var momentarmen gitt. Forenklet er all spennarmering beregnet til å ligge i topp av overgurt eller i bunn av undergurt. Dette er gjort som en følge av at tverrsnittet allerede er betraktet på en forenklet måte og målsettingen på tegninger vil derfor uansett bli unøyaktige i forhold til modellen. Dette vil gi en feilmargin i beregningene som fører til at momenter fra spennkablene vil få en unøyaktig momentarm og verdi. Målet med denne oppgaven er derimot ikke å prosjektere brua på mest mulig korrekt måte, men å bruke et omtrentlig realistisk lastbilde i analyse av en konstruksjonsdetalj. Derfor aksepteres slike feilmarginer og mangler i beregningene.

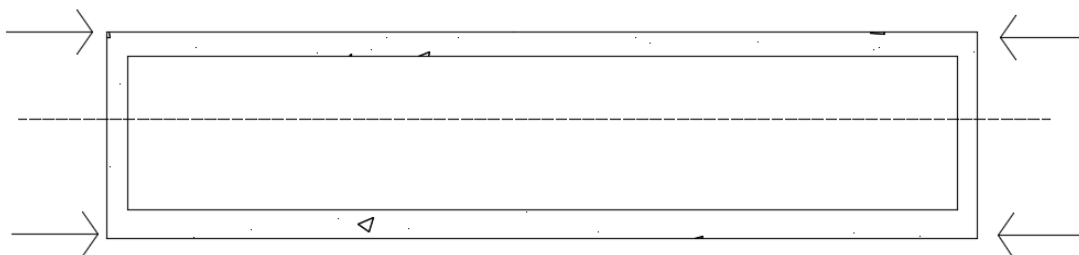
Spennarmeringen ligger enten i undergurten eller i bruplatten og er forankret i en slags konsoll eller kloss opphøyet fra undergurten, eller nær steget for kablene i bruplatten.



Figur 5.5 Forankring av spennkabel i undergurt

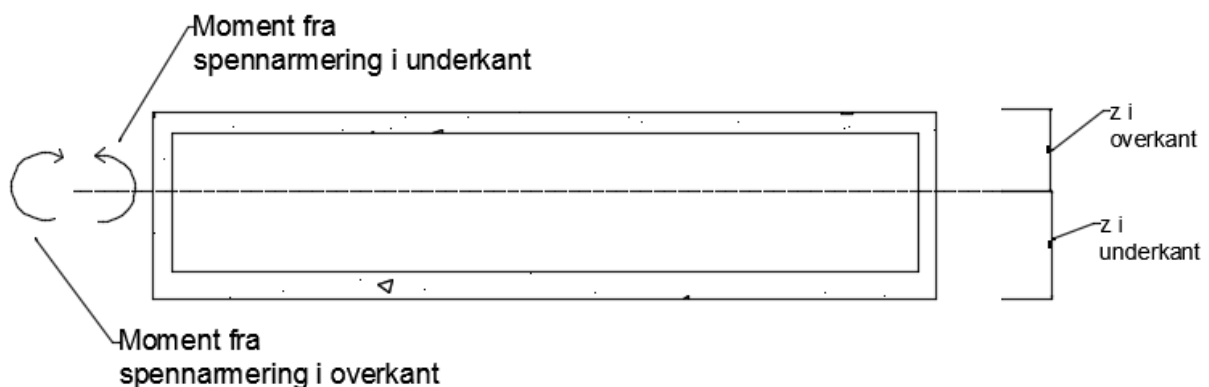
Dette betyr at når kablene spennes opp vil det innføre trykkrefter i bruplatten og undergurt. Siden modellen i Focus kun består av modelleringslinjen for brua må disse trykkreftene føres ned i tyngdepunktet. Dette blir gjort ved å multiplisere trykkreftene med momentarmen slik at vi får et ekvivalent moment som virker i tyngdepunktsaksen.

Den statiske virkemåten av spennkablene i bjelken er vist i figur under. Piler markerer trykkreftene fra kablene som følge av oppspenningen. Den stiplede linjen markerer tverrsnittets tyngdepunktsakse.



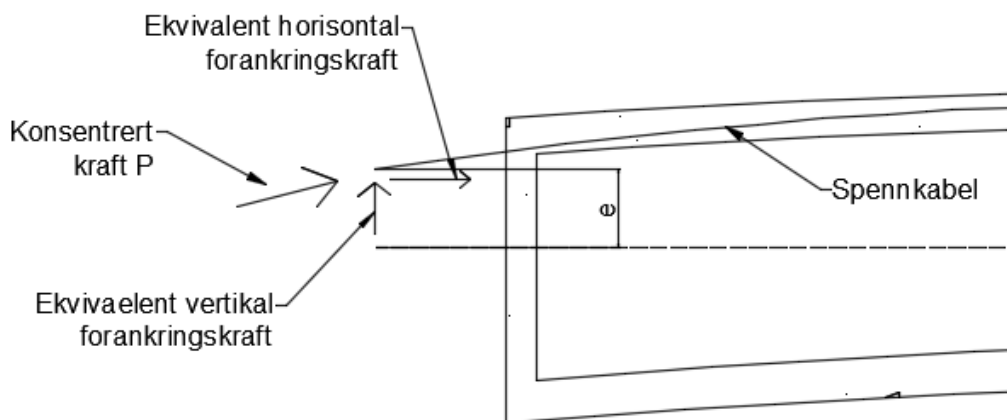
Figur 5.6 Trykkrefter fra spennkabler i bruplate og undergurt

Som vi ser av figuren har vi horisontale krefter i over- og undergurt. Kraftene inntreffer i forankringspunktene av spennkablene. Disse må dekomponeres og flyttes ned i modellaksen. Prinsippet er vist under. Her er trykkreftene på venstre side omgjort til momenter. Tilsvarende vil vi få momenter på andre side av bjelken.



Figur 5.7 Momenter fra spennarmering for venstre side av bjelke

En ekstra virkning som må tas hensyn til for spennkablene i Dolmsundsbrua er at brua har en krumning i vertikalretning. Det betyr at spennkablene vil ligge med en vinkel i forhold til tyngdepunktsaksen. Dette gir forankringskrefter med en horisontal og vertikal resultant som må dekomponeres slik at de virker i samme akse som momentet.



Figur 5.8 Dekomponerte krefter fra konsentrert kraft P i krummet spennkabel

Disse krefter kan deretter settes til å virke i tyngdepunktet via formlene;

$$P_h = P * \cos\theta \approx P \quad (5.1)$$

$$P_v = P * \sin\theta \approx P * \theta \quad (5.2)$$

$$M_p = P * \cos\theta * e \approx P * e \quad (5.3)$$

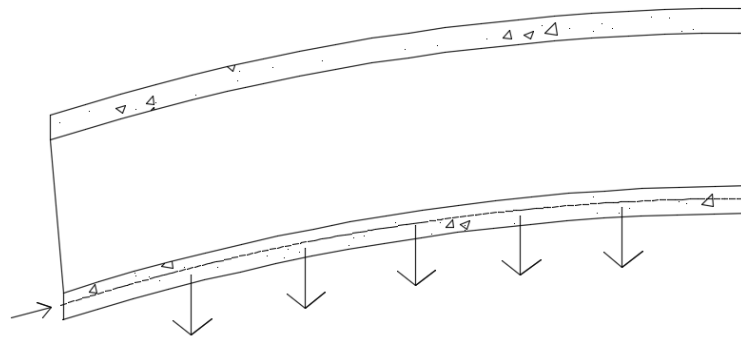
Hvor P_h er horisontal ekvivalent kraft, P_v er vertikal ekvivalent kraft og M_p er momentet beskrevet i tidligere avsnitt. Eksentrisiteten fra forankringspunkt og tyngdepunktsakse kalles e , mens vinkelen mellom spennkabelen i forankringspunktet og horisontalplanet hvor den horisontale ekvivalente kraft ligger kalles ved θ . Disse vinklene er som regel veldig små og derfor benyttes det at cosinus-verdien av tilnærmet 0 er tilnærmet 1. For sinus, ved små vinkler, er sinus-verdien tilnærmet vinkelen.

I beregningene gjort i denne oppgaven er det brukt de eksakte verdiene, med sinus- og cosinus-beregninger. Vinklene er beregnet etter koordinater oppgitt i tilbudstegningene. Vinkelen er beregnet fra forrige forankringspunkt til det aktuelle snittet. Dermed får man inngangsvinkelen til spennarmeringen i dette punktet. Her er det gjort en forenklet antagelse om at spennkabelen er forankret i samme plan som undergurten, selv om den i realiteten er forankret i en opphøyet kloss. Alle avstander og vinkler er beregnet etter koordinater i anbudstegninger.

Spennarmeringen følger over- og undergurten og på grunn av krumningen av brubjelken vil det også oppstå en nedoverrettet vertikalkraft fra spennkablene. Denne kraften er beregnet etter formelen (5.4) på neste side.

$$F_y = F * (\theta_2 - \theta_1) \quad (5.4)$$

Hvor F er oppspenningskraften, θ_1 er vinkelen fra det forrige forankringspunktet til det aktuelle, θ_2 er vinkelen fra aktuelt forankringspunkt til neste. Differansen mellom disse, som oppstilt i ligning (5.4), gir retningsforandringen til kabelen. Formelen sier at vi multipliserer spennkraft med retningsforandring, som er en kjent metode fra lærebøker. Denne kraften adderes med forankringskreftene funnet i tilsvarende punkt etter tidligere nevnte beregninger.

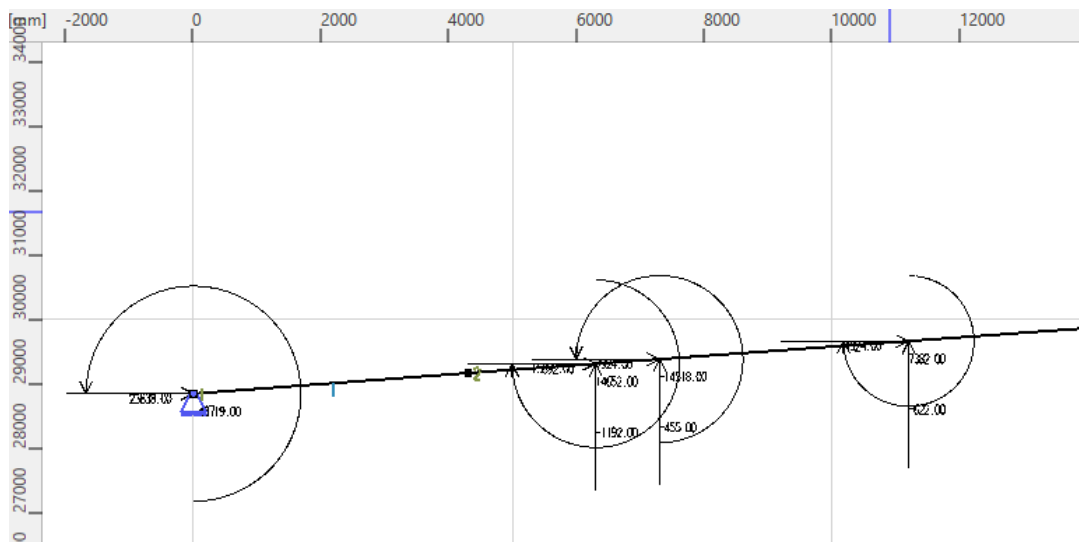


Figur 5.9 Krefter fra spennarmering grunnet krumning. Stiplet linje markerer spennkabel

Disse kreftene er i forhold til forankringskreftene som regel svært små, men er allikevel tatt hensyn til.

Disse beregningene som er beskrevet over ble utført i hvert snitt hvor spennkablene er forankret, både i undergurt og overgurt. Det er totalt 168 spennkabler forankret i ulike punkter og det er derfor mange punkter som er beregnet og lagt inn i Focus. Dette er en stor ulempe ved beregninger av denne typer bruer i Focus. Det er tidskrevende og mye arbeid å manuelt beregne virkningene av spennkabler på denne måten. Et utdrag av beregningene er vist i vedlegg C.

Neste steg i modelleringsprosessen var å påføre disse lastene i modellen. Figur 5.10 viser et utdrag av modellen, rett ved akse 1, hvor de ekvivalente kreftene er påført. Vi ser her momenter, horisontale krefter og horisontale krefter som er beregnet fra metoden forklart over.



Figur 5.10 Lastimplementering i Focus. Snitt ved Akse 1

5.3.2 Egenlast og trafikklast

Egenlasten blir beregnet automatisk i Focus. Lasttilfellet kalles «<konstruksjonens tyngde>>» og er beregnet etter tyngdetettheten av materialet samt tverrsnittsegenskapene som er implementert tidligere i prosessen. Det er ikke oppgitt noen videre detaljer om dette lasttilfellet, men en analyse av lastens virkning på konstruksjonene viser at det ser ut som et rimelig lasttilfelle. Momentdiagrammet vist under er som man vil forventet fra egenlasten til brua.



Figur 5.11 Momentdiagram fra lasttilfellet <konstruksjonens tyngde>

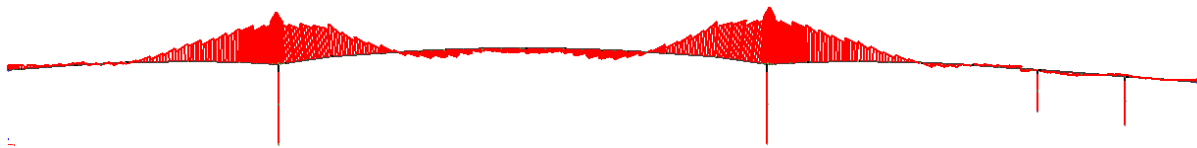
Trafikklasten ble beregnet i kapittel 4.2. Denne lasten består av en linjelast som virker over hele brubanen, og en aksellast som opptrer én gang. For å finne maksimalt opptredende moment og skjærkraft kan det, som tidligere beskrevet, belastes i ulike spenn slik at ønsket tilfelle oppstår. Aksellastens plassering kan også velges slik at den gir mest mulig ugunstig virkning i forhold til aktuelle virkningene som det ønskes å undersøke.

Kombinasjoner av alle lastene er gjort etter beskrivelsene gitt i kapittel 4.5.

5.4 Resultater

Det ble i denne oppgaven brukt lineær analyse i Focus da dette ble ansett som tilstrekkelig i en globalanalyse. Resultatene i Focus presenteres i form av momenter, skjærkrefter, normalkrefter og forskyvninger der det er aktuelt. Oppgaven baserer seg videre på analyse av søyletopp over høyre søyle, og derfor blir resultater som er aktuelle for dette prioritert. Diagrammene skaleres slik at de blir mest mulig leservennlig og verdier er derfor ikke sammenlignbare i størrelse ut i fra figurer.

Først ser vi på resultatet av analyser av tilfellet hvor det er påført linjelaster fra trafikk i alle spenn, samt egenlast og krefter fra spennarmering. Aksellasten er i dette tilfellet plassert midt i felt 2. Dette blir et globalt tilfelle som tar for seg en total lastsituasjon og er kalt *Bruddgrense*. Fra denne analysen får vi følgende diagrammer:



Figur 5.12 Momentdiagram for lasttilfellet *Bruddgrense*

Største moment ved dette lasttilfellet er 435 555 kNm og opptrer over høyre hovedsøyle. Av momentdiagrammet ser vi at vi får strekk i overkant av betongen over søyler, spesielt over hovedsøylene. Dette er fornuftig og i tråd med lastbildet.

Maks normalkraft finnes også i området ved hovedsøylene. Disse kreftene stammer hovedsakelig fra spennkabler, og det er nettopp over hovedsøyle at vi har størst ansamling av spennkabler. Derfor er det ikke urimelig at største normalkrefter oppstår her. Største normalkraft er på 202 343 kN i form av trykk og er opptredende over hovedsøylene. Normalkraftfordelingen er i tråd med plasseringen av spennkablene og sparkekrefter fra buevirkning i brubjelken.



Figur 5.13 Normalkraftdiagram for lasttilfellet *Bruddgrense*

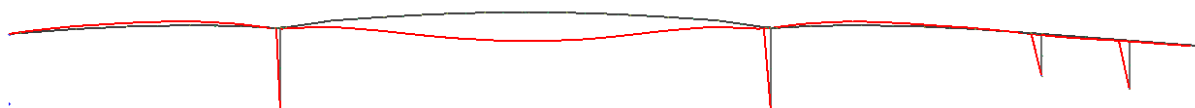
Vi får også trykkrefter i søylene i brua. I hovedsøylene opptrer en trykkraft i underkant av 80 000 kN. Søylene i brua er konstruksjonsdeler som ikke er håndtert videre denne oppgaven.

De største skjærkreftene oppstår ved søyler og ved opplegg, noe som er forventet. Den største skjærkraften er på 37 230 kN og opptrer ved hovedsøylene.



Figur 5.14 Skjærkraftdiagram for lasttilfellet *Bruddgrense*

Det kan også være interessant å undersøke deformasjoner i konstruksjonen for å se hvordan konstruksjonen oppfører seg ved belastning. Under er deformasjonen i konstruksjonen vist ved en sterkt overdrevet deformasjonslinje markert i rødt. Maks deformasjon er på 260 mm i midtspenn.



Figur 5.15 Deformasjonslinje for lasttilfellet *bruddgrense*

Kraftdiagrammene er typiske for de fleste lastkombinasjoner ettersom virkningen av trafikklast, plassert med opphold i enkelte felt, ikke gir store endringer i form av diagrammene. Vi får en kraftfordeling i mange tilfeller hvor for eksempel momentet blir større over en hovedsøyle enn i den andre. Dette er illustrert i tilfellet hvor lasttilfellet for undersøkelse av maks skjærkraft i høyre hovedsøyle er analysert.



Figur 5.16 Momentdiagram for lasttilfellet *maks skjær ved opplegg søyle h. v*

Vi ser at momentfordelingen er tilnærmet lik som for tilfellet i *Bruddgrense*, men med ulik fordeling over søylene, og noe ellers i konstruksjonen. Eneste unntak er momentdiagrammet i bruksgrensetilstand, (som er tilsvarende tilfelle som bruddgrense uten kombinasjonsfaktorer) som presenteres i neste avsnitt. På grunn av dette er resultater presentert i tabellform under. De største verdien finnes ved og over høyre hovedsøyle ettersom lasttilfellene er tilpasset slik at de mest ugunstige lastvirkningene opptrer her. Dette er som nevnt tidligere gjort fordi denne konstruksjonsdetaljen er betraktet videre i analyser.

Tabell 5.1 Verdier fra analyser i Focus

Lastkombinasjon	M (kNm)	V (kN)	N (kN) (trykk)	Forskyvning, u (mm)
Bruddgrense	435 555	37 230	-202 343	-260
Brukgrense	77 060	29 580	-223 185	142
Maks moment støtte h. v *	370 448	16 531	-202 503	-284
Maks skjær støtte h. v *	347 778	16 755	-202 501	-251
Spennarmering i bruddgrense	992 115	22 520	-198 225	906
Trafikk og egenlast i bruddgrense	1 403 070	39 050	-80 600	-1 156

*For tilfellene for maks skjær og moment over høyre støtte med aksellast plassert på venstre side av støtte er verdier tatt fra snittet hvor stiveren over søylen ligger.

I bruksgrense får spennarmeringen større innflytelse på lastbildet enn i bruddgrense på grunn av fjerning av de gunstige og ugunstige kombinasjonsfaktorene. Når alle lastfaktorer settes lik 1,0 får vi momentdiagrammet under. Det er noen ujevnheter i figuren grunnet små avvik i beregning av spennkrefter og plasseringer.

**Figur 5.17** Momentdiagram for lasttilfellet *Brukgrense*

Spennarmeringen virker imot egenlasten og trafikklastene og i denne grensetilstanden gir dette en effekt hvor vi opplever en oppbøyning i hovedspennet. Dette skjer fordi momentene som er funnet ut i fra kreftene fra spennkablene er store i forhold til andre laster påført konstruksjonen. Momentene vil altså utligne momentene fra egenlast og trafikklast, og også overgå disse enkelte steder i konstruksjonen. Det er ikke tatt hensyn til andre laster som i realiteten også vil virke ugunstig på konstruksjonen i denne oppgaven. Videre vurderinger eller analyser av dette er ikke gjort i denne oppgaven. Skjærkraft- og normalkraftdiagrammet er tilnærmet likt det i bruddgrense.

Momentdiagrammer for egenlasten og trafikklasten, og spennarmeringen er vist i delkapittel 4.3. Det er der også forklart hvordan disse lastene er ment å utligne hverandre. I tabell 5.1 kan vi også se at deformasjonen fra de ulike lastene motvirker hverandre.

Det ble etablert flere lastkombinasjoner for bruk i Focus, men ikke alle er vist her. I vedlegg B. presenteres alle lastkombinasjonene som ble etablert og informasjon om kombinasjonene.

Etter fullført analyser i Focus ble det gjort beregninger av minimumsarmering i snittet over søylene i akse 2 og 3. Det ble funnet at det trengs i overkant av 13000 mm² i flens og 3000 mm² i stegene. Beregningen ble utført etter NS-EN 1992-2 pkt. 7.3.2, men er ikke betraktet videre i oppgaven. Full utregning er allikevel vist i vedlegg D.

6. Stavmodeller og D-områder

6.1 Grunnlag for stavmodeller

Stavmodeller, også kalt fagverksmodeller, er en dimensjoneringsmetode som benyttes for armerte betongkonstruksjoner. Metoden tar i bruk antagelsene om at betong kun har trykkapasitet og at armeringen kun har strekkapasitet. Ut i fra disse antagelsene lager man modeller av indre fagverk i konstruksjonen bestående av trykk- og strekkstaver. Dette er nyttig i dimensjonering av områder som den valgte detaljen over høyre hovedsøyle i Dolmsundsbrua. Dette området faller under kategorien D-region.

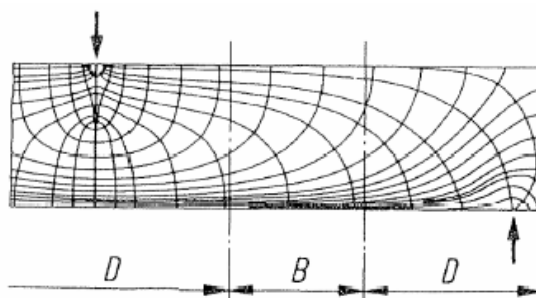
D-regioner, hvor «D» står for det engelske ordet *disturbed* eller *discontinuity*. Dette er regioner i en konstruksjon hvor bjelketeori av ulike grunner ikke gjelder.

Dimensjonering med stavmodeller omtales i standarden EK2 [5]. Mer om dette i 6.8.

Videre følger mer inngående teori rundt D-regioner og stavmodeller. Mye av materialet og figurer er hentet fra kompendiet «14. Stavmodeller» [8].

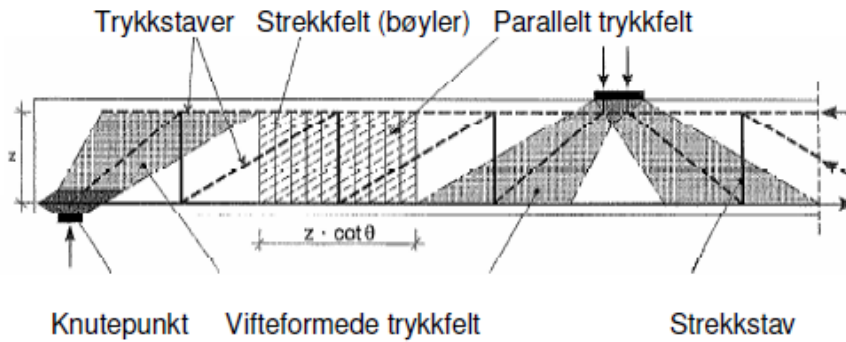
6.2 D- og B-områder

Vanlig beregning av stavsystemer er basert på tradisjonell bjelketeori. Bernoullis hypotese ligger til grunn for denne teorien, som sier at plane tverrsnitt forblir plane under bøyning. I betongkonstruksjoner er disse vilkårene tilnærmet oppfylt frem til det oppstår riss. Bernoullis hypotese gjelder ved både lineære og ikke-lineære materiallover. Ved opptredende skjærkrefter eller torsjonsmoment, i tillegg til bøyemoment er detaljberegninger som regel basert på en antatt fagverksmodell.



Figur 6.1 Et eksempel på spenninger i en fritt opplagt bjelke med en punktlast, her i overkant av bjelken. Man ser at det inntreffer forstyrrelser i spenningene ved de konsentrerte lastene

I virkelige konstruksjoner finnes flere tilfeller hvor bjelketeori ikke gjelder. Bærende skiver (høye bjelker), oppleggssoner, konsoller, innføring av konsentrerte laster og sprangvis tverrsnittvariasjon er eksempler på slike tilfeller.



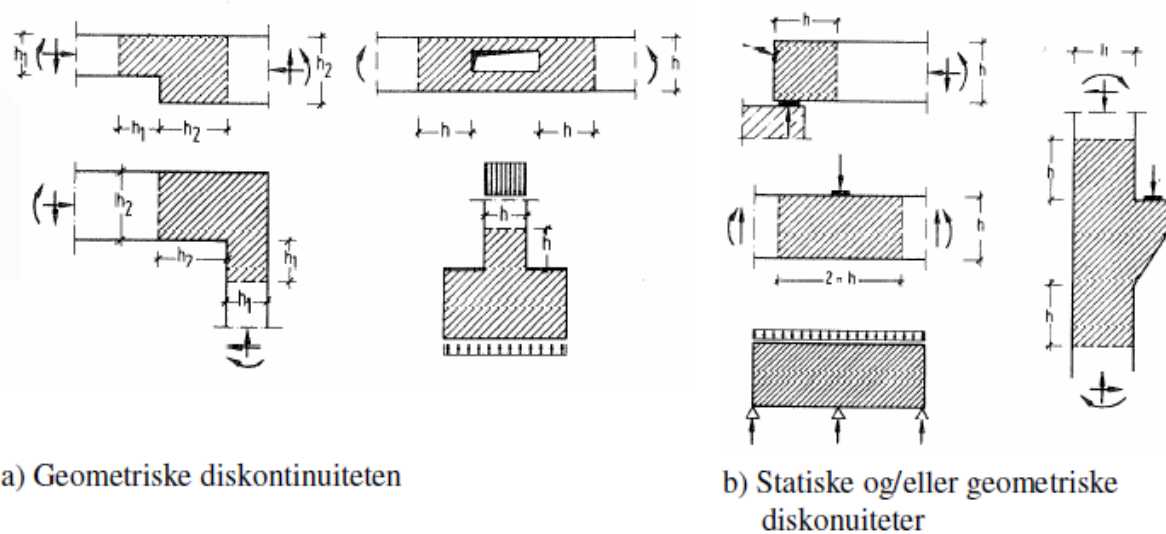
Figur 6.2 Bjelke med konsentrert last og oppleggssone

Dette betyr at stavmodellen som benyttes ved bjelkeberegning ikke alltid vil være tilstrekkelig for å beskrive kraftforløpet i slike områder. De *normale* tilfellene der bjelkemodeller er gyldige, kalles B-områder (*Bjelke*), mens områdene hvor dette ikke gjelder, benevnes som D-områder (*Diskontinuitet* eller *Detalj* på norsk). De er karakterisert av ikke-lineær variasjon av tøyninger og brå spenningsvariasjoner, som eksempelet i figur 6.1. Slike områder kan beregnes med antatte stavmodeller hvor, som nevnt tidligere, trykkstaver dannes av betongen og armeringen er strekkstaver.

Modellene utgjør derfor et system av strekk- og trykkstaver i tillegg til knutepunkter som skal dimensjoneres etter kreftene som virker i konstruksjonen.

6.3 Avgrensning av D-områder

Det er ønskelig å skille ut D-områder fra områder som kan beregnes på en tilfredsstillende måte med bjelketeori, og benytte stavmodeller i disse områdene ettersom bjelketeori ikke gjelder. I følge [8] har det vært foreslått å bruke stavmodeller for hele konstruksjonsdeler, men slike beregninger har vist seg å gi et minimalt avvik fra tradisjonelle beregningsmetoder. Derfor er separasjon av B- og D-områder ønskelig, slik at stavmodeller kan benyttes hvor kriteriene bjelketeori ikke oppfylles.



a) Geometriske diskontinuiteten

b) Statisk og/eller geometriske diskontinuiteter

Figur 6.3 Eksempler på noen av de vanligste D-områdene, markert med skravur

D-områder er karakterisert ved store variasjoner av tøyninger og spenninger over et begrenset område, ofte med betydelige spenningstopper i en elastisk konstruksjon. Slike lokale spenningstilstander vil normalt dempes raskt med økende avstand fra området. Det er også en annen faktor en geometrien av konstruksjonsdelen som kan være avgjørende for hva slags område vi har med å gjøre, nemlig belastningen. Dette gjelder både for elastisk, urisset område og tilfeller hvor det har oppstått riss i betongen. Spenningstilstanden i et D-område kan være en kombinasjon av et regelmessig spenningsbilde (B-område) og en lokal likevektsgruppe. En slik likevektsgruppe er en lokal forstyrrelse som dempes raskt med avstanden fra forstyrrelsen.

D-områder, karakterisert av utpregede ikke-lineære kraftfelt, kan oppsummerende sies å ha følgende årsaker:

- Konstruksjonens geometri: plutselige tverrsnittendringer, hjørner, utsparinger etc.
- Statisk årsaker: enkeltlast, oppleggskrefter, innføring av spennkrefter etc.

Eller en kombinasjon av begge.

6.4 Stavsystem og dimensjonering av staver

Påvisning av tøyninger inngår normalt ikke i beregninger med disse metodene. Det antas plastisk virkemåte, noe som kan antas gyldig for strekkstavene på grunn av armeringsstålets egenskaper. Betong derimot har liten tøyningsevne, og kan ikke regnes som plastisk. Av den grunn er det viktig å velge kraftmodeller som ikke behøver store endringer av den naturlige tøyningstilstanden, eller kraftomlagringer.

Utviklingen av ulike stavsystemmodeller, målinger og observasjoner ved forsøk har opp gjennom årene gitt et godt grunnlag for å kunne utvikle velegnede systemer. Det viser seg at lineær elastisitetsteori, og resultater beregnet på basis av dette, gir et godt grunnlag for å kunne lage gode kraftmodeller. Det har også vist seg at slike modeller kan være tilfredsstillende for bruksgrensetilstand.

Det kan også benyttes enklere energibetraktninger i opprettelsen av slike stavsystemer. Et forenklet kriterium i dette tilfellet er at produkt av lengde og kraft i strekkledd skal være et minimum: $\Sigma F_{si} \cdot l_i = \text{minimum}$. I tilfeller med svært høye betongspenninger i trykkfelt med betydelig lengder kan kriteriet utvides til:

$$\Sigma F_{si} \cdot l_i \cdot \epsilon_{mi} = \text{minimum}$$

hvor F_i = kraft i trykkstav eller strekkstav i

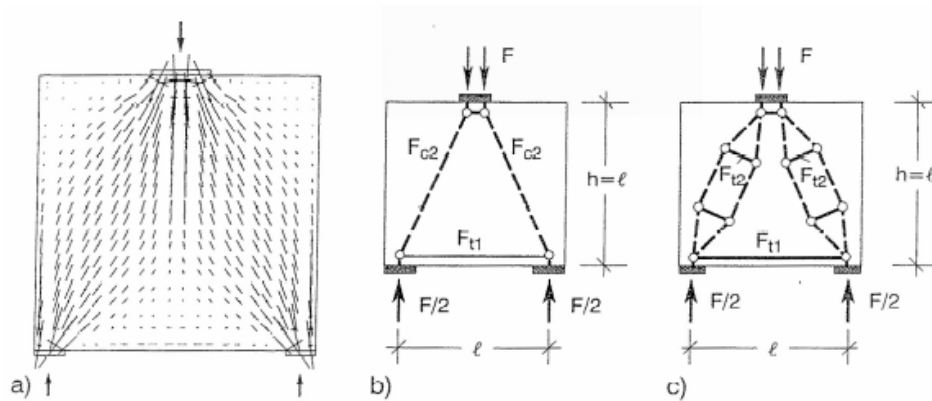
l_i = lengde av stav i

ϵ_{mi} = midlere tøyning i stav i

Figur 6.4 kriteriet for strekkledd ved energibetraktninger

Dette er ikke aktuelt ved bruk av *vanlige* anbefalte modeller og er kun unntaksvis nødvendig.

Ved opprettelse av en stavmodell kan det være lurt å starte med et enkelt system, som etter hvert kan utvides til å best mulig beskrive kraftforløpet. Et enkelt eksempel på en høy bjelke er vist i figuren under.



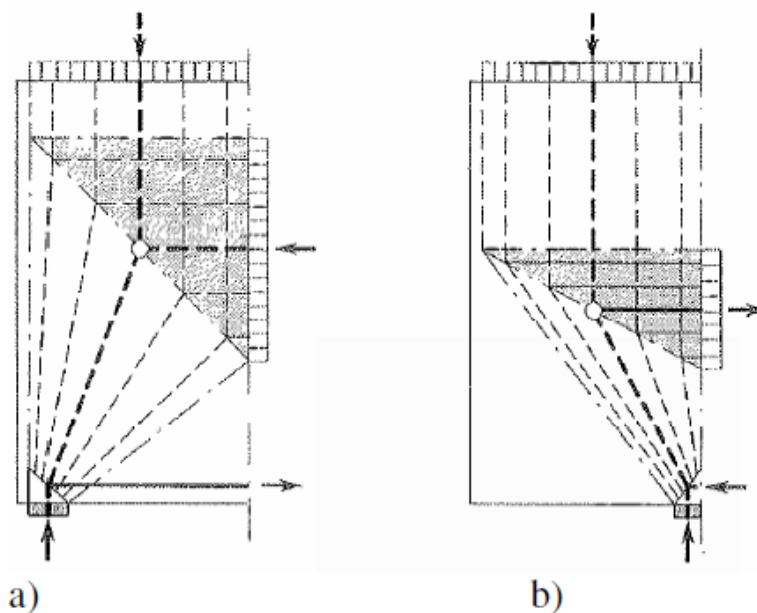
- Retninger for hovedspenninger fra elastisk analyse
- Enkel stavmodell
- Videre utbygd stavmodell

Figur 6.5 Eksempel på kraftmodeller i en høy bjelke

Av figur 6.5 ser vi at modellen i b) og c) har samme resultanter. Forskjellen er at trykkstavene i c) er fordelt med en bredde. Dette er fordi det ikke er en konsentrert trykklinje som virker i konstruksjonen, men heller et trykkfelt (eller spenningsfelt) fordi tøyningstilstanden må få en utbredelse til begge sider av resultantlinjen. Trykkfeltet er ofte begrenset, og av tilsvarende tykkelse, som konstruksjonens tykkelse. Kraftlinjen blir her avbøyd på grunn av dette avbøyd, i en flaskehalsform, og det er tverrstrekk her som normalt krever en særskilt armering.

I en virkelig konstruksjon vil det som regel oppstå et tredimensjonalt spenningsforløp. I praksis kan man allikevel regne med plane krafttilstander. Det kan også være av hensikt å regne en tredimensjonal modell i enkelte tilfeller, f.eks. fundamenter.

Reglene for stavmodellering tilsier at strekkstaver ikke kan endre kraft utenom i knutepunkter. Det betyr at armering ikke kan nedtrappes, men må føres til avslutning av knutepunkt. Allikevel er det slik at i knutepunkter med stor utstrekning, som vist i figur under, kan armeringsmengden avtrappes, så lenge armeringen er forankret for de nødvendige kreftene.

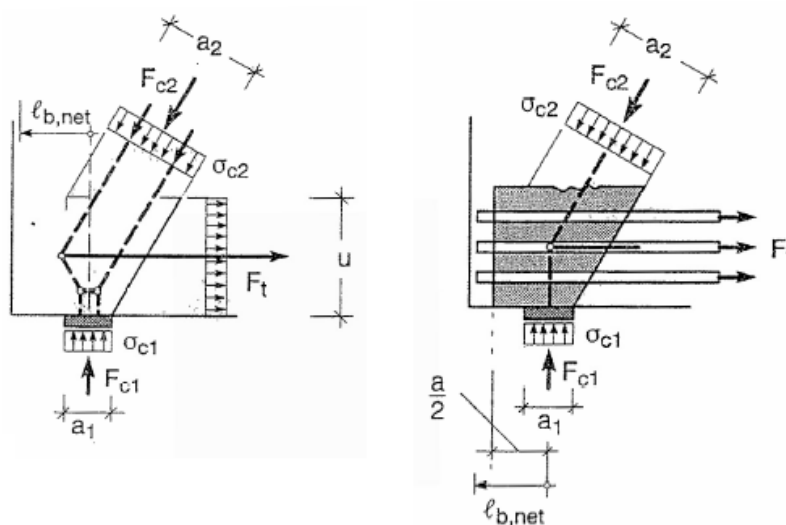


Figur 6.6 Knutepunkt med stor utstrekning. a) bare trykkstaver. b) strekk- og trykkstaver

6.5 Knutepunkter

Knutepunkter er der hvor staver møtes. Det vil i disse punktene normalt være en konsentrasjon av indre krefter. Kraftene som virker i knutepunktet må selvfølgelig være i likevekt. Knutepunktene må utformes på en slik måte at både resultatene fra ytre krefter og staver føres inn i samme punkt uten eksentrisitet. Strekkstavene plasseres i tyngdepunktet av armeringen, hvis det er mer enn et lag. Med et lag sammenfaller plasseringen av armering og strekkstav.

Det er også krav til overdekning ved bruk av stavmodeller og dette kan ofte være kritisk for utforming av modellen. Armering plasseres ofte langs ytterkantene av konstruksjonen og overdekning vil derfor ha innflytelse på utforming av stavmodellen. Strekkstaver, som representerer armeringen detaljeres ofte slik at utbredelsen av knutepunktet blir noe større, slik at spenningene blir lavere.



Figur 6.7 Knutepunkt ved endeopplegg i bjelke. Venstre figur viser stavsystemet, mens høyre viser detaljering med armering

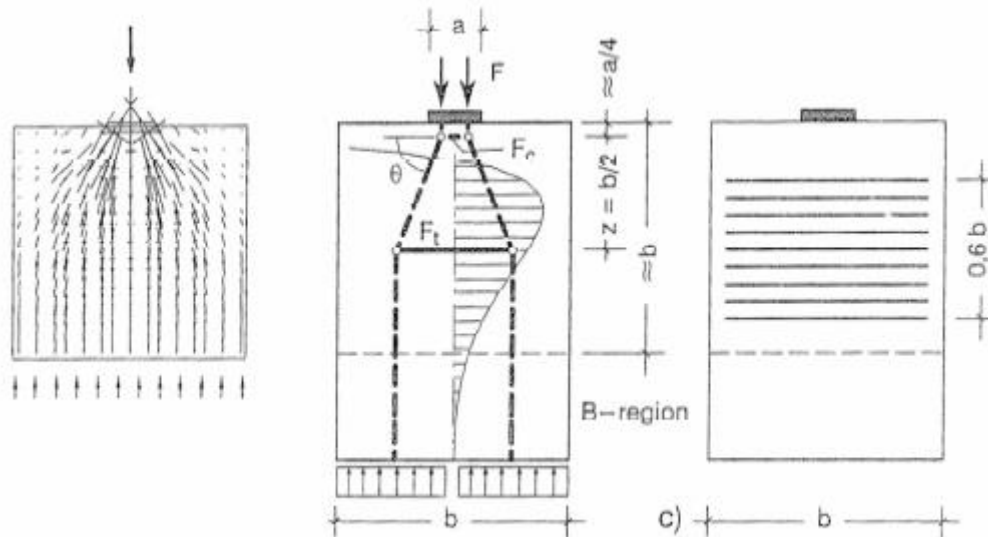
Det optimale knutepunktet for betong vil være et tilfelle hvor kun trykkstaver inntreffer i knutepunktet. I en virkelig konstruksjon er det urealistisk med kun slike situasjoner, ettersom det vil være knutepunkter hvor strekkarmering må føres inn.

Kapasiteten av knutepunkter beregnes etter EK2 6.5.4 som angir regler for ulike typer knutepunkt.

Vider følger 2 delkapitler som omhandler 2 ulike stavmodeller. Dette er to situasjoner som er aktuelle ved Dolmsundsbrua, og brukonstruksjoner generelt, og gir videre teoretisk grunnlag for etablering av stavmodeller som er aktuelle i dette tilfellet.

6.6 Innføring av konsentrerte laster

Dette er et tilfelle hvor store konsentrerte laster vil skape forstyrrelser i spenningsbildet i konstruksjonen. Eksempler på slike tilfeller er forankring av spennarmering, oppleggskrefter og store punktlaster. De to første tilfellene er svært relevante for denne oppgaven.



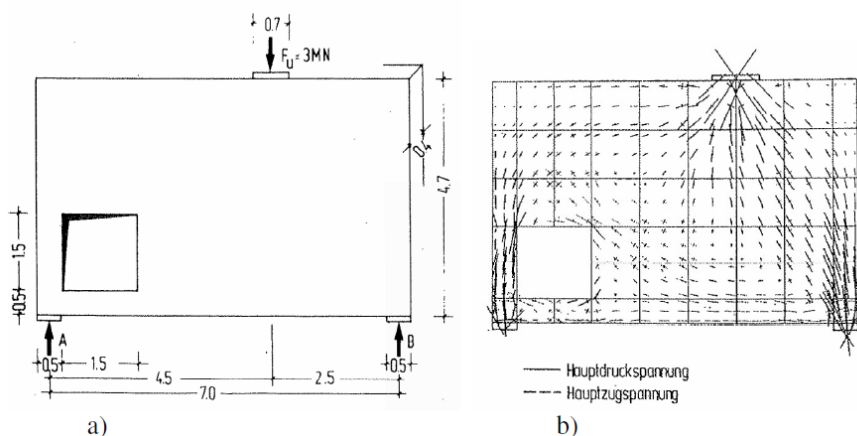
Figur 6.8 Sentrisk konsentrert last i enden av stav eller bjelke. Retning for hovedtrykkspenninger, spenningsforløp med antatt kraftmodell og typisk tverrarmoring

Figuren over viser et enkelt tilfelle hvor kraftmodellprinsippet eksemplifiseres.

6.7 Høye bjelker

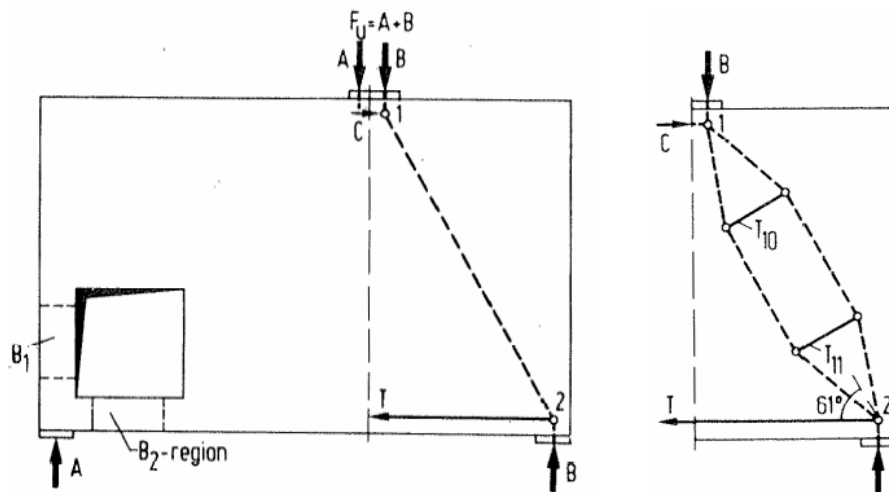
Høye bjelker regnes gjerne som bjelker med spennvidder mindre enn 2-3 ganger høyden. Med tanke på D-områder må last og oppleggsavstander også tas med i betraktning når dette forholdet skal avgjøres. Hvis D-området har utstrekning lik spennvidden vil det si at den er lik selv med større høyde på bjelken.

Vi ser på et tilfelle hvor vi har en høy bjelke med utsparing, som vist under.

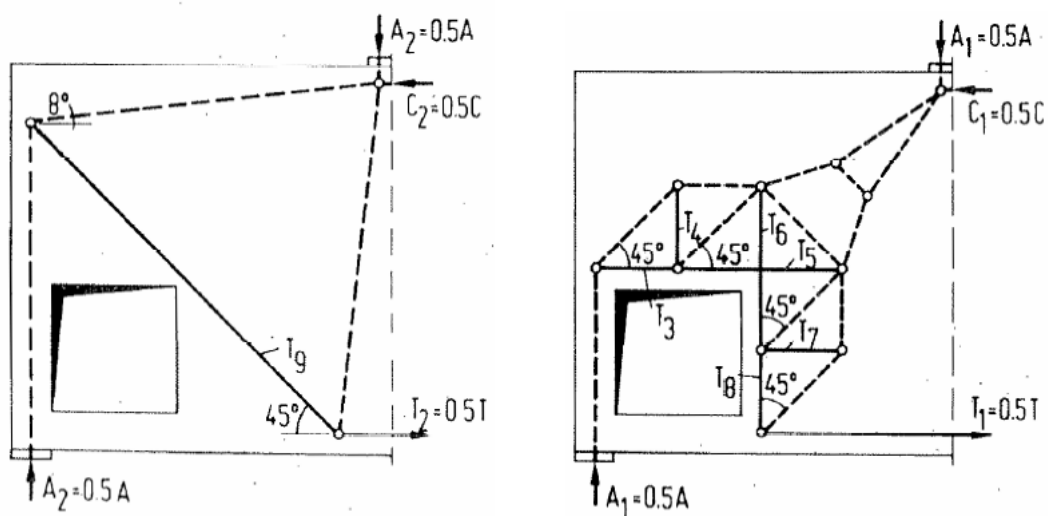


Figur 6.9 Fritt opplagt høy bjelke med utsparing

I figur 6.9 b) ser vi trajektorier av spenningene for bjelken. I dette eksempelet vises en etableringsprosess for stavmodell i denne høye bjelken. Først deles bjelken i en høyre og en venstre del, som vist i figurene under.

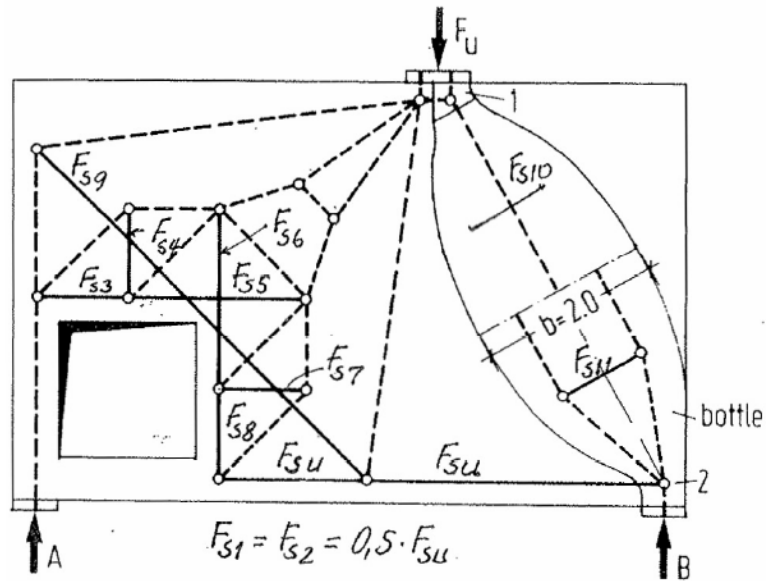


Figur 6.10 Etablering av stavmodell i høyre bjelkedel



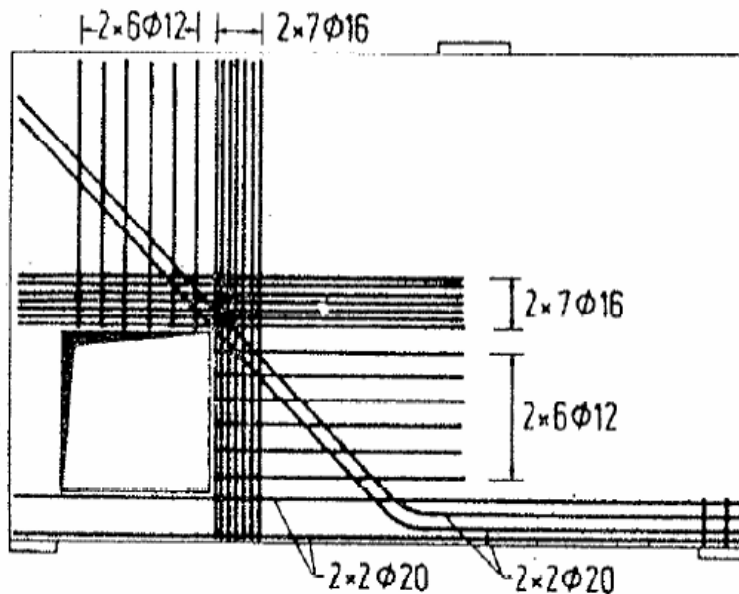
Figur 6.11 Etablering av stavmodell i venstre bjelkedel

Deretter velges et enkelt tilfelle, vist til venstre i hver figur. Videre utvides denne modellen til en mer detaljert variant. Til slutt setter disse sammen og viser en samlet modell for hele bjelken.



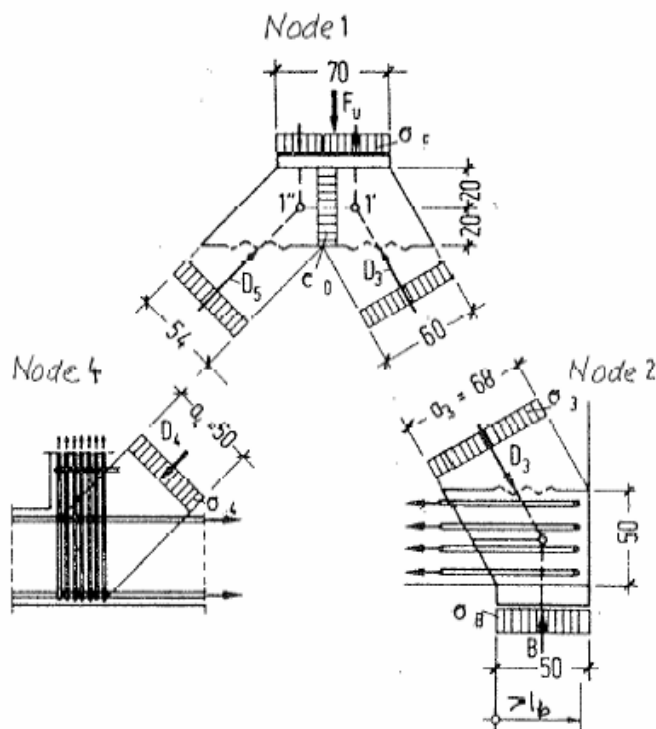
Figur 6.12 Samlet forslag til stavmodell for den høye bjelken

Ut i fra dette kan man utarbeide et armeringsforslag. Dette krever selvfølgelig at man gjør beregninger av stavkreftene slik at den nødvendige armeringsmengden kan fastslås.



Figur 6.13 Armeringsforslag basert på etablert stavmodell

I denne modellen kan vi se at vi har flere knutepunkter. Figuren på neste side viser eksempler på detaljering av ulike typer knutepunkter som finnes i denne modellen.



Figur 6.14 Eksempler på detaljering av knutepunkter i stavmodellen

Dette eksempelet viser oversiktlig gangen i stavmodellmetoden. Ved bruk av metoden må stavkrefter, armeringsmengde, forankring og knutepunkter beregnes og dimensjoneres for at modellen skal ha tilstrekkelig kapasitet i forhold til lastvirkningene.

6.8 stavmodeller som omtalt i NS-EN 1992-1-1

Alle referanser i dette delkapittelet tilhører NS-EN 1992-1-1 [5], hvis ikke annet er uttrykt.

I kapittel 5.6 *plastiske analysemetoder*, under pkt. 5.6.4 (1) står det at ved dimensjonering av områder med diskontinuitet i bruddgrensetilstand kan dimensjoneres ved bruk av modeller med strekk og trykkstaver. Under dette punktet er det også nevnt at områder med kontinuitet også kan dimensjoneres med stavmodeller.

Videre i pkt. 5.6.4 (2) er det uttrykt at også påvisninger i bruksgrense kan utføres med stavmodellmetoden, eksempelvis rissvidder og stålspenninger. Det forutsettes da i dette punktet at trykk- og strekkstavene har tilstrekkelig kompatibilitet, og at retning på trykkstaver spesielt bør tilpasses lineær elastisitetsteori.

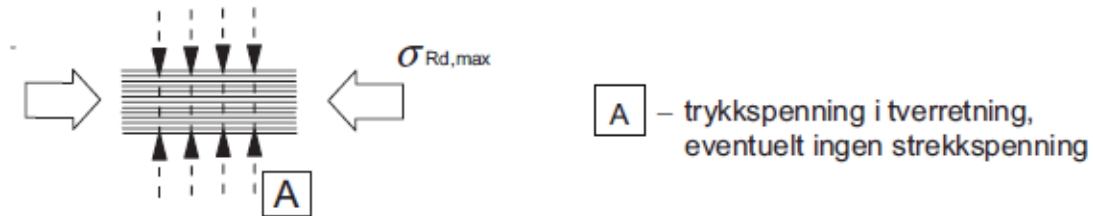
Videre i (3) og (4) beskrives prinsippene for trykk- og strekkstaver henholdsvis. Det henvises for øvrig til kap. 6.5 for dimensjonering av stavmodeller. I (5) sies det at stavmodeller kan etableres på grunnlag av spenningsfelt og fordeling som er utført etter lineær-elastisk teori.

I denne oppgaven er det sett på en konstruksjonsdetalj, i form av en «betongkasse» i søyletopp. Analyser er utført etter lineær-elastisk teori for å finne spenningsfelter som brukes videre. Altså er prosessen i oppgaven i henhold til gjeldende standard.

6.8.1 Trykkfelt

Kapittel 6.5.2 tar for seg dimensjoneringen av trykkfelt i stavmodeller. Kapasiteten av et trykkfelt baseres på kravet om at betongspenningene fra stavkreftene i stavmodellen skal være mindre eller lik kapasiteten, som er gitt etter (6.55) ved;

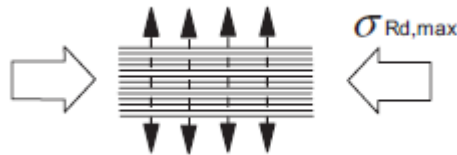
$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.1)$$



Figur 6.15 Trykkfelt med trykkspenning i tverretningen

Hvor f_{cd} er betongens dimensjonerende trykkfasthet beregnet etter 3.1.6 (1). Denne beregningen gjelder for områder med trykkspenning eller uten strekkspenninger i tverretningen. Det kan også vurderes å anta en høyere dimensjonerende trykkfasthet i områder med fleraksialt trykk.

I områder med tverraksialt strekk anbefales det en reduksjon av dimensjonerende fasthet for trykkstaver. Det anbefalte uttrykket for dette er gitt etter (6.56) som;



Figur 6.16 Trykkfelt med tverraksialt strekk

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd} \quad (6.2)$$

Hvor v' er gitt ved (6.57N);

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (6.3)$$

Uttrykket i N.A tilsvarer uttrykk (6.57N). f_{ck} er betongens sylinderfasthet. Verdien 0,6 er en reduksjonsfaktor uten videre beskrivelse.

6.8.2 Strekkstaver

Under pkt. 6.5.3 *Strekkstaver* presiseres det at tidligere bestemmelser i standarden for armeringsstål og spennstål er gjeldene også i denne sammenheng.

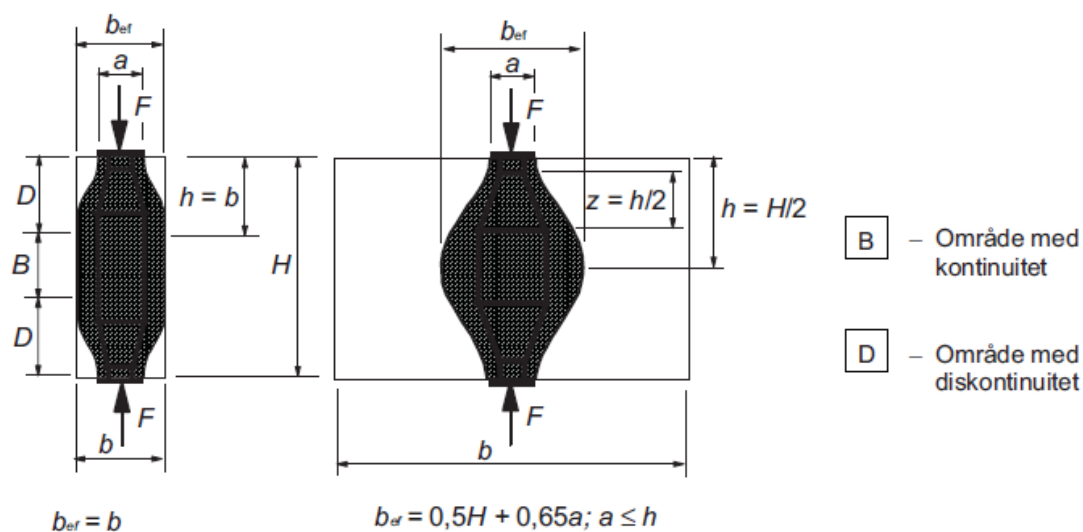
I delkapittel 6.4 er det vist et eksempel på flaskehalsformet trykksone hvor det vil oppstå strekkspenninger på tvers. Det finnes to ulike tilfeller av slike flaskehals, som er tilfeller med enten delvis eller full diskontinuitet. Beregningen av strekkraften T på tvers av trykksonen er gitt, for hvert av de to tilfellene er gitt i 6.5.3 (3) lign. (6.58) og er som følger;

$$T = \frac{1 * (b - a)}{4 * (b)} * F \quad (6.4)$$

For områder med begrenset trykkutbredelse (delvis diskontinuitet), hvor $b \leq \frac{H}{2}$;

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 * \frac{a}{h}\right) * F \quad (6.5)$$

For områder med fullstendig trykkutbredelse (fullstendig diskontinuitet), hvor $b > \frac{H}{2}$, etter (6.59). Begge tilfellene er vist i figur under. Under dette punktet gis det anbefaling om at armering som fordeles over en betydelig lengde burde fordeles i området hvor trykkspenningen avbøyes.

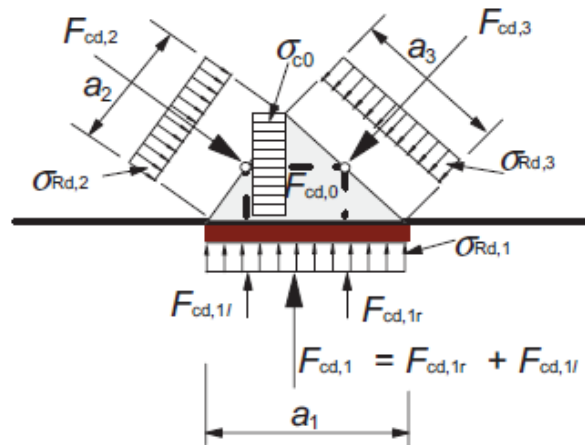


Figur 6.17 Illustrasjon av områder med delvis og fullstendig kontinuitet

6.8.3 Knutepunkter

Siste kapittel i EK2 som omhandler stavmodeller, 6.5.4, tar for seg dimensjonering av knutepunkter. Reglene for dimensjonering av knutepunkt er definert til å gjelde også der hvor det innføres konsentrerte krefter i konstruksjonen. Ellers så skal kreftene i knutepunktet, som nevnt tidligere, være i likevekt. Det påpekes også her at det skal tas hensyn til strekk i tverretningen vinkelrett på knutepunktet i ett plan.

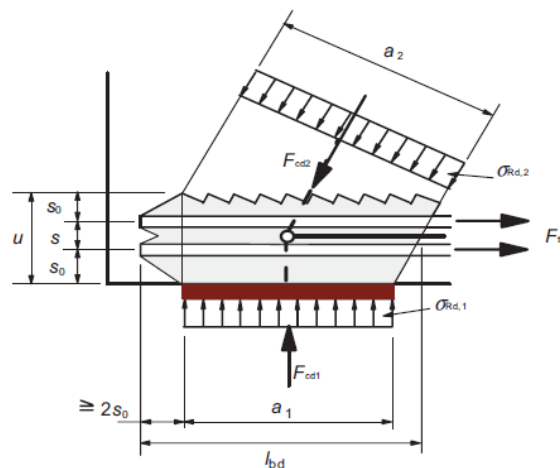
Det første knutepunktet som beskrives er et tilfelle med kun trykk virkende inn i knutepunktet.



Figur 6.18 Knutepunkt med kun trykkinnføring

Maksimal trykkspenninger i et slikt knutepunkt er gitt av samme uttrykk som (6.56), men med en k_1 reduksjonsfaktor i stedet for 0,6. Verdien 0,6 erstattes av en k_n verdi for forskjellige typer knutepunkt. Verdiene av k_n er definert i N.A 6.5.4 og i dette tilfellet er verdien av k_1 gitt til å være 1,0. Verdien av $\sigma_{Rd,max}$ er alltid den største verdien som kan tillates på knutepunktets grenseflater.

For et knutepunkt med trykk, strekk og forankring av armering i én retning er verdien k_2 satt til 0,85 i samme punkt som forrige knutepunkt.



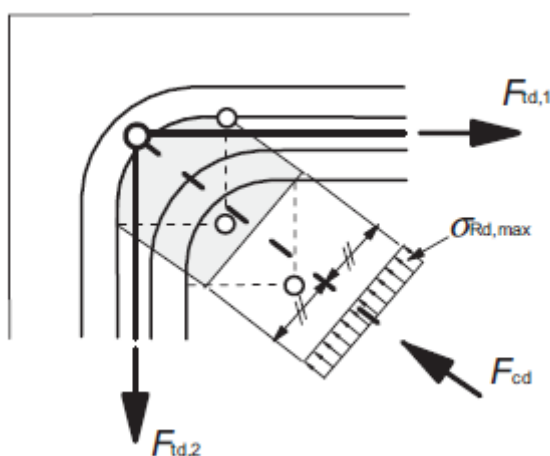
Figur 6.19 Knutepunkt med trykk og strekk, samt forankring av armering

For et knutepunkt med trykk og strekk samt armering i to retninger skal k_3 settes til 0,75.

I pkt. 6.5.4 (5) er det listet tilfeller som tillater en økning av de dimensjonerende trykkspenningene med opptil 10%. Dette gjelder hvis;

- Det er påvist treaksialt trykkspenningstilstand
- Alle vinkler mellom trykk- og strekkstaver er større enn, eller lik 55° .
- Spenningene påført ved opplegg eller i punktlaster er jevnt fordelte, og knutepunktet er omsluttet av bøylor
- Armeringen er fordelt i flere lag
- Knutepunktet er tilstrekkelig omsnørt ved hjelp av utforming av lager eller friksjon.

Knutepunkter med treaksialt trykk kan kontrolleres etter (3.24) og (3.25) med $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 * v' * f_{cd}$ som øvre grense. Videre omtales regler for forankring, som ikke er tatt i betraktning i denne oppgaven.



Figur 6.20 Knutepunkt med trykk, strekk og armering i to retninger

6.9 Utvikling innen temaet

D-regioner i betongkonstruksjoner er et tema som fortsatt er under utvikling. En rask undersøkelse viste at selv i relativt ny litteratur som Shah et al. [9] påpekes det at det kreves mer eksperimentelt arbeid innen fagfeltet. Det er allikevel slik at praksisen som utøves i dag har godt grunnlag i grunnleggende teori.

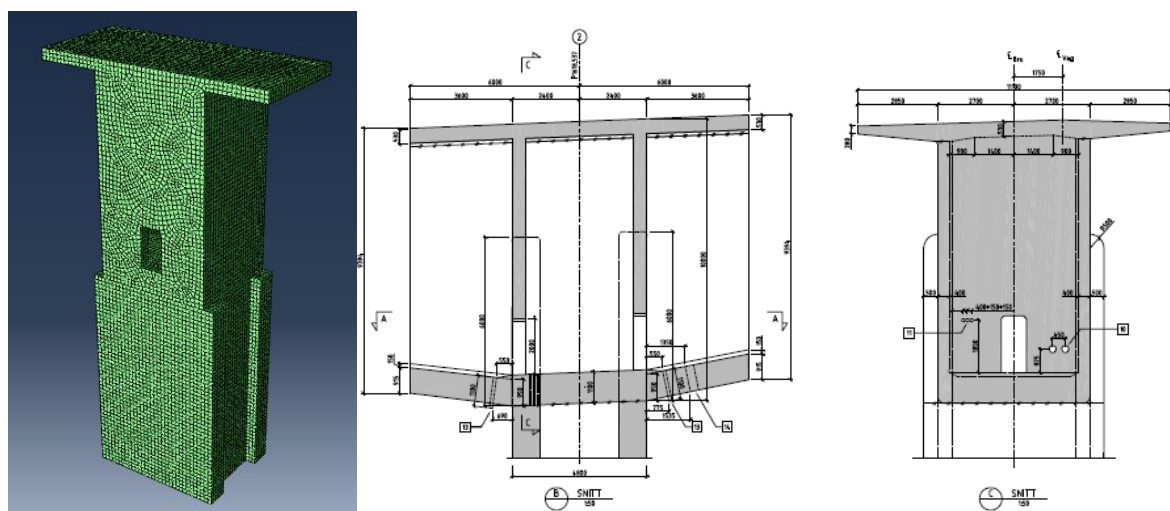
7. Abaqus analyser

Etter prosjekteringen av Dolmsundsbrua er «kassen» over søyle valgt som objekt for videre analyse. Her opptrer innføring av konsentrerte laster i form av blant annet forankringskrefter fra spennarmering. I denne detaljen kan tidligere presentert teori vurderes mot et reelt eksempel. Som vi ser av figur 7.1 har vi en «kasse» med utstikkende flenser i toppen og utsparinger i stivere. Analysene i Abaqus er basert på resultater fra Focus. Dette diskuteres nærmere i de følgende delkapitlene.

Abaqus er et *finite element* modelleringsprogram. Dette er et elementanalyseprogram som er brukt ved undervisning ved NTNU. Beskrivelse av fremgangsmåte og bruk av programmet følger.

7.1 Modell

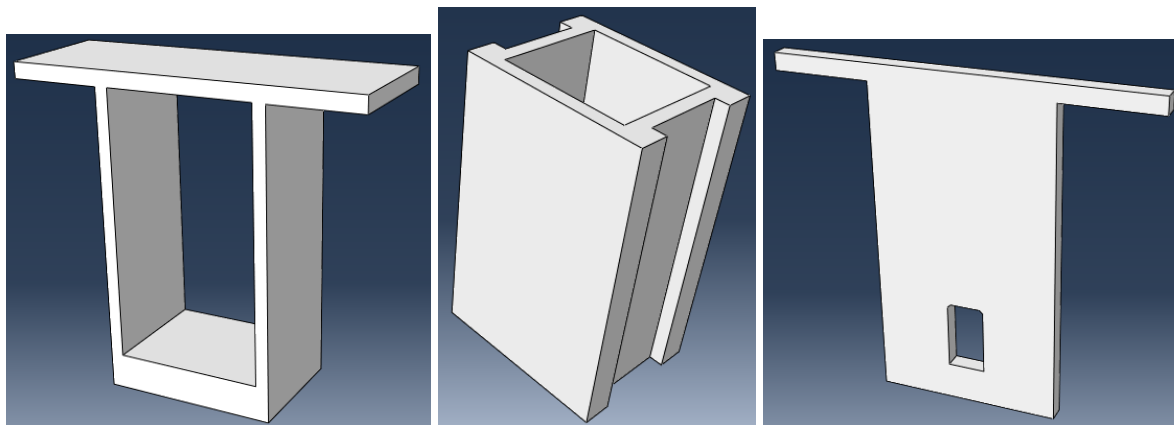
Videre er det altså valgt å studere området over hovedsøylene i brua. Nærmere bestemt kassen som er bygget opp av brubjelken og avgrenset av to stivere i form av betongskiver i tverretningen. Figuren under viser denne konstruksjonsdelen, både slik den er etablert i Abaqus og slik den er framstilt i anbudstegningene.



Figur 7.1 Venstre figur er hentet fra Abaqus, høyre figur er fra anbudstegninger

Anbudstegningene viser kassen sett fra siden, med brobjelkene utstikkende til hver side, og snitt av stiver-skiven. Stiveren har en utsparing for kontrollrom, og denne utsparingen er tatt med i betraktning og i videre analyser. I denne oppgaven er kassen betraktet som symmetrisk, noe man kan se ikke er tilfellet ut i fra anbudstegningen. Dette var et valg som ble gjort tidlig i oppgaven og som videreføres også i denne delen av oppgaven.

Dette er en detalj i konstruksjonen hvor det innføres store konsentrerte laster. Det er derfor interessant å se på hvordan kreftene fordeles i denne detaljen og hvordan spenningsbildet ser ut. På figuren over ser man denne kassen som ligger oppå søylen, som i bruen finnes i akse 2 og 3. kassen er modellert ved sammensetting av 3 ulike deler.

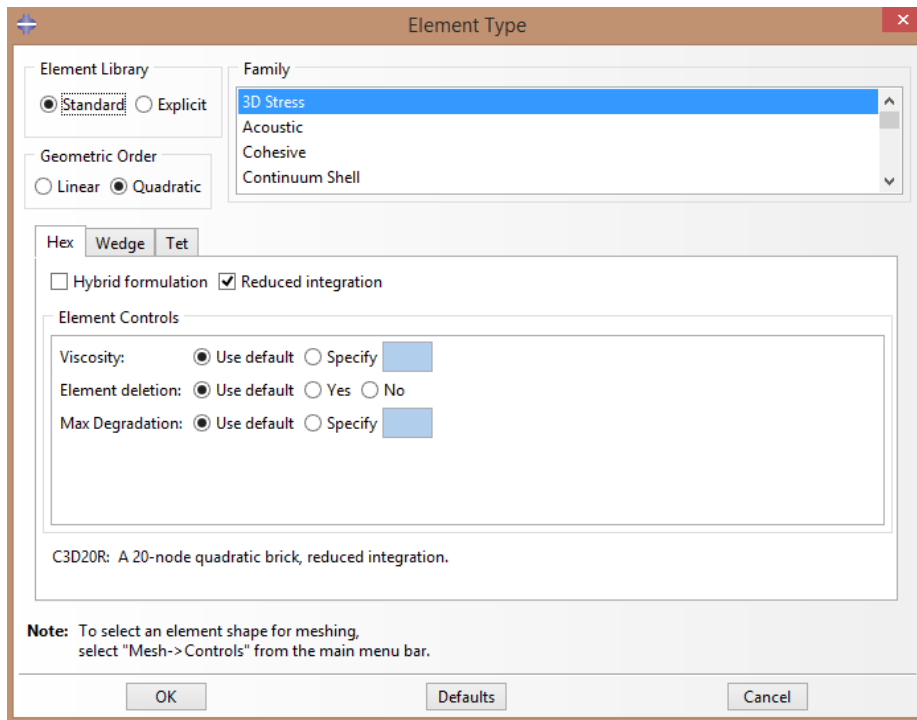


Figur 7.2 De ulike delene som utgjør kassen. Bjelkesnitt, søyle og stiver

En del, eller *part* som er betegnelsen i Abaqus, er et segment av brubjelken. Denne delen er av lengde 3,8 m. Stiverne er 500 mm tykke, som betyr at kassen er 4,8 m bred, som stemmer overens med tegningsgrunnlaget. På hver ende av bjelkesegmentet plasseres altså en stiver, mens denne kassen dette utgjør plasseres oppå søylen. Søylen er kuttet av i høyden fordi det kun er virkninger i topp av søyle og i kassen som er av spesiell interesse. Kraftfordelingen ned i søylen vil kun være interessant i øverste parti ettersom det er forventet at det hovedsakelig vil være en jevn kraftfordeling lenger ned i søylen. Deretter benyttes funksjonen *assembly* for å slå de ulike delene til et element. Dette sikrer ikke samvirke mellom de ulike delene, noe som må sikres på andre måter.

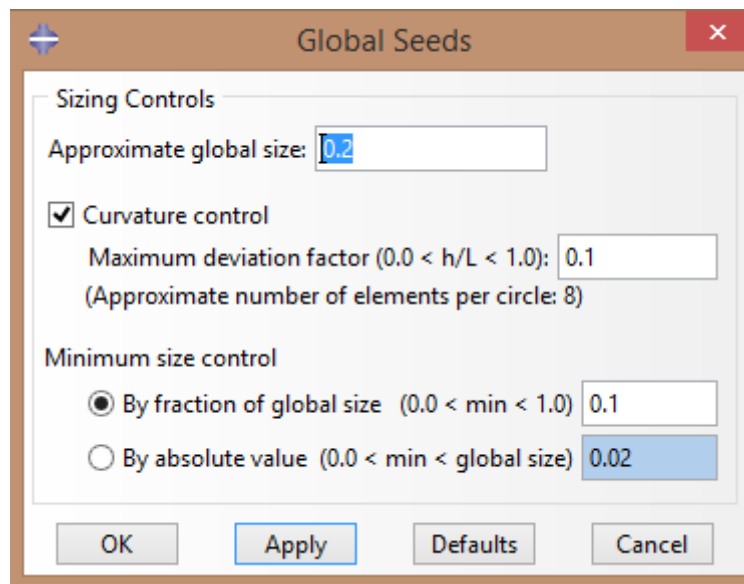
For å videre kunne gjøre analyse av denne konstruksjonen må det påføres en *mesh*. En mesh, eller elementnett på norsk, er en oppdeling av elementene i mindre elementer sammenkoblet med *noder*. Nodene sikrer beregningsmessig samvirke mellom de ulike delene i et elementnett. Dette måtte gjøres individuelt for hver del, før sammensettingen, for at et akseptabelt elementnett skulle kunne genereres for kassen og søylen som én enkelt del. Et problem som oppstod i starten ved generering av elementnett var at de utstikkende flensene i brubjelken ikke håndterte bøyning på en god nok måte. Flensene kollapset ved selv små belastninger. Løsningen på dette problemet ble å endre elementtype fra *linear* til *quadratic*, vist til oppe til venstre i skjermdumpen på neste side.

Denne endringen betyr at programmet opererer med kvadratiske ligninger på grunn av flere noder i hvert element. Dette gir en kvadratisk formfunksjon som beskriver bøyning på en bedre måte en lineære formfunksjoner.



Figur 7.3 Valgvindu for elementtype

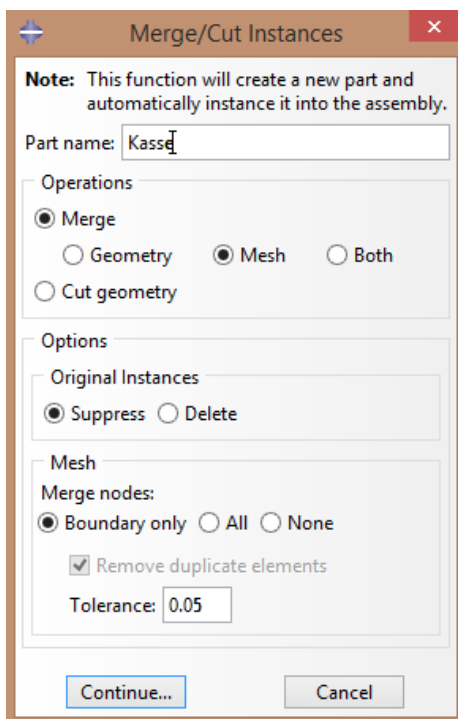
Neste steg ble å velge akseptabel finhet av oppdelingen i elementnettet, en såkalt *seed*. Etter litt testing ble det funnet at en global størrelse på 0,2 var optimalt for modellen.



Figur7.4 Seed av element

Deretter ble det bruk en funksjon kalt *merge* på de ulike delenes elementnett som nå var satt sammen til en *part*. Denne merge-funksjonen sikrer samvirke mellom de ulike delene og gjør at de ulike partene virker som én enkelt part. Det ble valgt å basere sammenslåingen på elementnettet i de ulike delene. Alternativt kunne geometri vært valgt, men denne funksjonen

viste seg å ikke fungere i dette tilfellet. Det var ikke mulig å generere et tilfredsstillende elementnett for at dette alternativet skulle fungere. For å bruke merge basert på elementnett kreves det input av toleranse for nodeavstand. Dette er vist nederst i fig 7.5. Etter litt prøving og feiling viste det seg at en toleranse på 0,05 ga et godt resultat. En høyere verdi ga store deformasjoner i konstruksjonen siden noder plassert langt fra hverandre plutselig kunne bli slått sammen hvis toleransen var for høy. En lavere verdi ga for lite samvirke mellom de ulike elementene, siden noen noder var plassert lenger unna hverandre enn toleransen tillot.

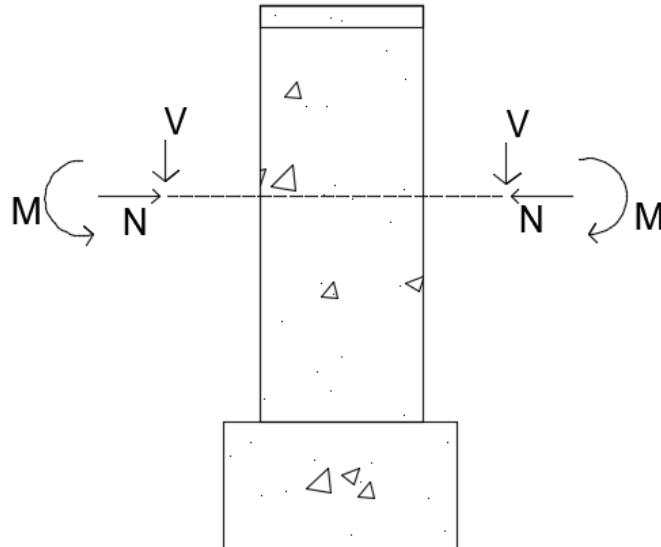


Figur 7.5 Skjermdump fra *merge*-funksjonen

Det endelige elementnettet er synlig i fig 7.7.

7.2 Laster

I Focus kan laster leses av krefter i ulike snitt. I denne oppgaven er det lastene som opptrer i snitt ved stiverne i kassen som er aktuelle. Det er da skjærkrefter, momentkrefter og normalkrefter som er hentet fra analysene i Focus-beregningene. Det er i de kommende beskrivelser og analyser vurdert to ulike tilfeller, maks moment og maks skjærkraft. Det er gjort en vurdering av at det er last og spenningsfordelingen i detaljen som er av interesse. Derfor er det benyttet en symmetrisk lastpåføring. Det vil si at like store krefter er påført på begge sider av kassen, selv om dette ikke er det virkelige tilfellet. Det er også mindre forskjeller på kreftene som virker i den nordre og søndre søylen. Det er i denne oppgaven brukt resultater fra nordre søyle. Det er også brukt krefter fra den siden av kassen som blir utsatt for størst krefter. I prinsippet vil lastmodellen være som i figur 7.6.



Figur 7.6 Laster slik de leses ut i fra Focus, illustrert virkende i tverrsnittet. Her er kassen sett fra siden, hvilende på søylen i bunnen. I topp er flensen markert

For de to ulike lasttilfellene har får vi to ulike sett med laster. Verdien av de ulike kreften er vist i tabellen under.

Tabell 7.1 Verdier fra ulike lasttilfeller

Lasttilfelle	Maks skjær	Maks moment
Moment (M), kNm	347 778	370 448
Skjærkraft (V), kN	16 755	16 531
Normalkraft (N), kN	-202 501	-202 469

Videre er det antatt at momenter fordeles til en strekkraft i overgurt og en trykkraft i undergurt. Denne fordelingen er gjort etter antagelsen om at trykkresultanten ligger i senter av undergurt og at spennarmeringen ligger i senter av overgurt. Egentlig vil strekksonen og trykksonen virke også i stegene og resultanten vil befinne seg nærmere tyngdepunktsaksen for begge soner, men det er vurdert slik at arealene i bruplate og undergurt er så store i forhold til gurter at kreftene uansett hovedsakelig vil bli tatt opp her. Momentet er fordelt etter formelen;

$$M = S * z \quad (7.1)$$

M står for moment, S for strekkraft og z er momentarmen. Omgjort gir dette en strekkraft gitt ved;

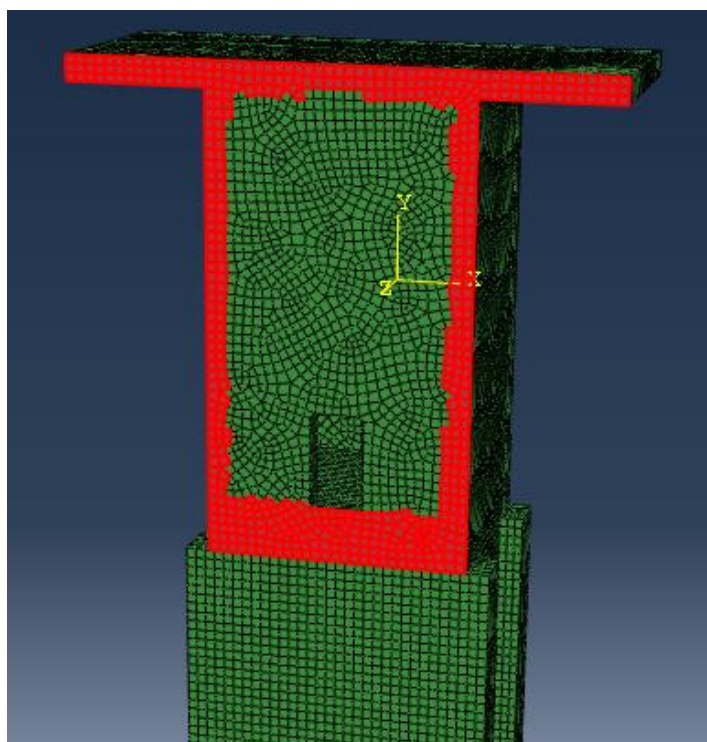
$$S = \frac{M}{z} \quad (7.2)$$

Resultantene av momentet er en strekkraft og en trykkraft i horisontalretning. Derfor må trykkraften vær lik strekkraften.

$$T_c = S \quad (7.3)$$

Her er trykkresultanten kalt T_c . Momentarmen z er avstanden mellom trykk- og strekkresultanten, som tidligere nevnt er antatt å ligge i senter av undergurt og bruplate henholdsvis.

Disse lastene må påføres konstruksjonsdetaljen i Abaqus. I motsetning til i Focus kan lastene påføres direkte på tverrsnittet. Før å få til dette må det defineres *surfaces* som lastene kan påføres på. Disse overflatene velges ut i fra elementnettet. Som figuren under viser betyr dette at der hvor elementnettet ikke er regelmessig vil det oppstå ujevnheter i overflaten. Dette utgjør lite for resultatet av analysen ettersom kreftene vil føres inn på den ønskelige måten med kun små avvik i påføringsarealet. Områdene på begge sider av kassen er dessuten tilnærmet like og det er derfor tilnærmet symmetri i lastbildet.

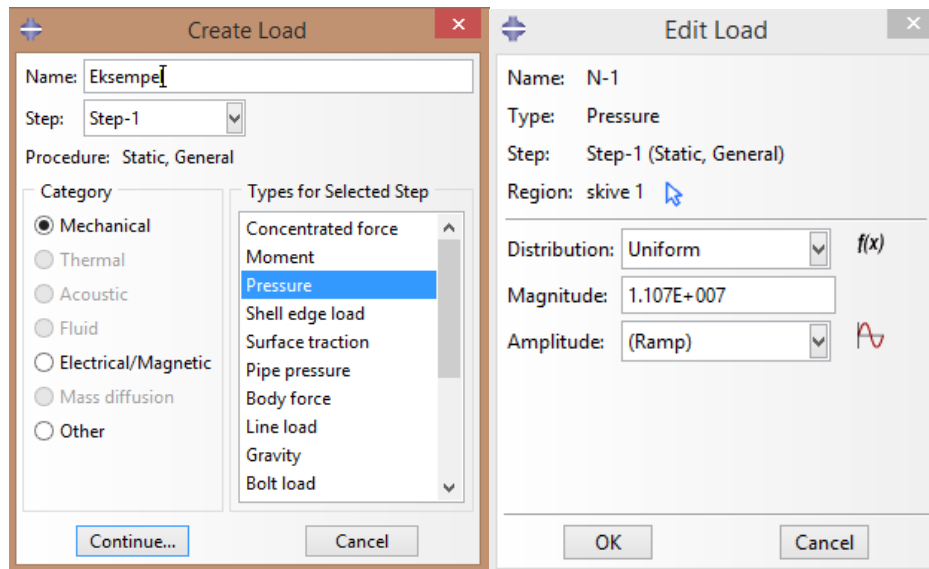


Figur 7.7 Rødt område markerer *surface* hvor normalkreftene innføres

Overflaten på figuren over skal påføres normallast og er definert på denne måten fordi bjelkesnittet som fortsetter ut i brubjelken har denne formen. Det er da i dette arealet fra bjelken i dette snittet vil overføre trykkrefter til kasse. Skjærkraften er antatt å virke i stegen som er definert fra bunn av undergurt og helt opp til topp av bruplaten. Momentet fordeles som sagt i bruplate og undergurt. I tillegg er konstruksjonen påført en gravitasjonskraft slik at egenlasten av snittet blir tatt med i betraktning. Trafikklast som virker lokalt over kassen er neglisjert ettersom de lastene vil være minimale i forhold til de allerede påførte lastene.

Lastene påføres som *pressure*, eller *surface traction* for skjærkraften. Skjærkraften påføres som en friksjonskraft som virker som en skjærkraft i stegen. Lastene må videre fordeles over de aktuelle arealene de skal virke over. Beregningene av dette er vist i vedlegg E. Stegen for

etablering av laster er relativt selvbeskrivende i Abaqus. Et eksempel på opprettelsen av en trykkraft er vist i figur under.



Figur 7.8 Prosessen for etablering av last i Abaqus

7.3 Opplagerbetingelser

Siste steg i opprettelsen av modellen i Abaqus var å definere fastholdingsbetingelser. Søylen er fast innspent i bunn i alle tidligere betraktninger og er også det her. Søylen i modellen er i denne modellen forkortet, som forklart tidligere. Det er allikevel antatt en fast innspenning i bunn av denne søylen. Lastene på konstruksjonen er uansett av en slik art at søylen hovedsakelig vil påvirkes av trykk i vertikalretningen. Det vil oppstå svært små forskyvninger i konstruksjonen, så rotasjon av søylen er ikke en betraktet faktor. Innspenningen er satt til å være fastholdt i alle retninger for både forskyvninger og rotasjoner.

7.4 Materialmodell

I analysen gjort i Abaqus er konstruksjonsdetaljen betraktet som bestående av elastisk materiale. Det er antatt at det kun er betong som skal fordele kreftene i snittet. Dette betyr at modellen består av et isotropisk materiale i form av betong. Input for elastisk materiale er i Abaqus Youngs modulus og Poissons ratio, samt at massetetthet er lagt inn som en materialfaktor. Verdien for Youngs modulus er satt til 36 GPa etter tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1, mens Poissons ratio er satt til 0,2 etter anbefalt standardverdi for betong beskrevet i [10]. Massetettheten til betongen er gitt på et tidligere stadium av oppgaven og er 25 kN/m³. Verdiene i Abaqus må angis med konsistente verdier. Det er i denne oppgaven benyttet verdier gitt i meter, Newton og Pascal for lengder, laster og materialverdier.

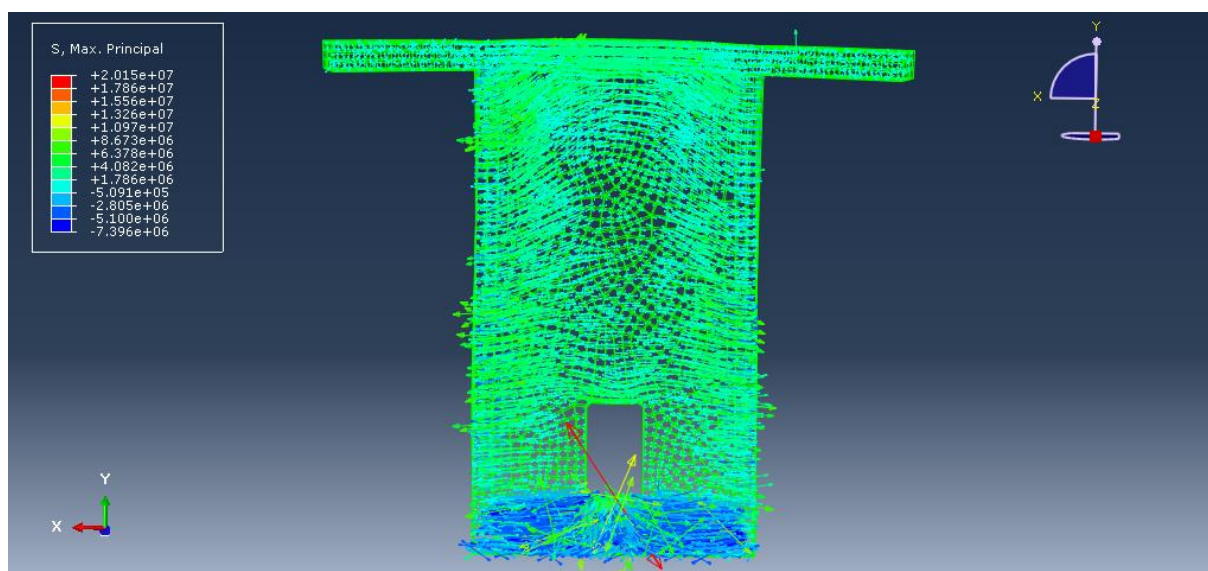
7.5 Resultater

Etter fullført analyse i Abaqus ble det funnet aktuelle spenningsfordelinger i konstruksjonsdetaljen. Det ble kjørt to analyser, en for tilfellet med maks moment og en for maks skjærkraft. Det viste seg at spenningsbildene for disse tilfellene ble tilnærmet identiske, noe som ikke er så overraskende siden belastningen er relativt lik for de to tilfellene. Verdiene for belastningen vises i vedlegg E.

Av resultatene velges det ut Max og Min *principal stress*. Dette gir en visuell fremstilling av spenningsretningene for strekk og trykk henholdsvis. Det er markert med piler i planet som viser i hvilken retning spenningen virker. Fargekoder viser verdier av spenningene. Fremstillingen i Abaqus er noe vanskelig å tyde her på grunn av fargespekteret og pilordninger. Dette er løst ved at det først presenteres figurer med spenningsbilde fra Abaqus og deretter etablert mer oversiktlige figurer senere. Siden resultatene for de to tilfellene var ganske like vises kun skivene som fungerer som stivere for begge tilfeller.

For tilfellet med maks moment observerte man følgende resultat:

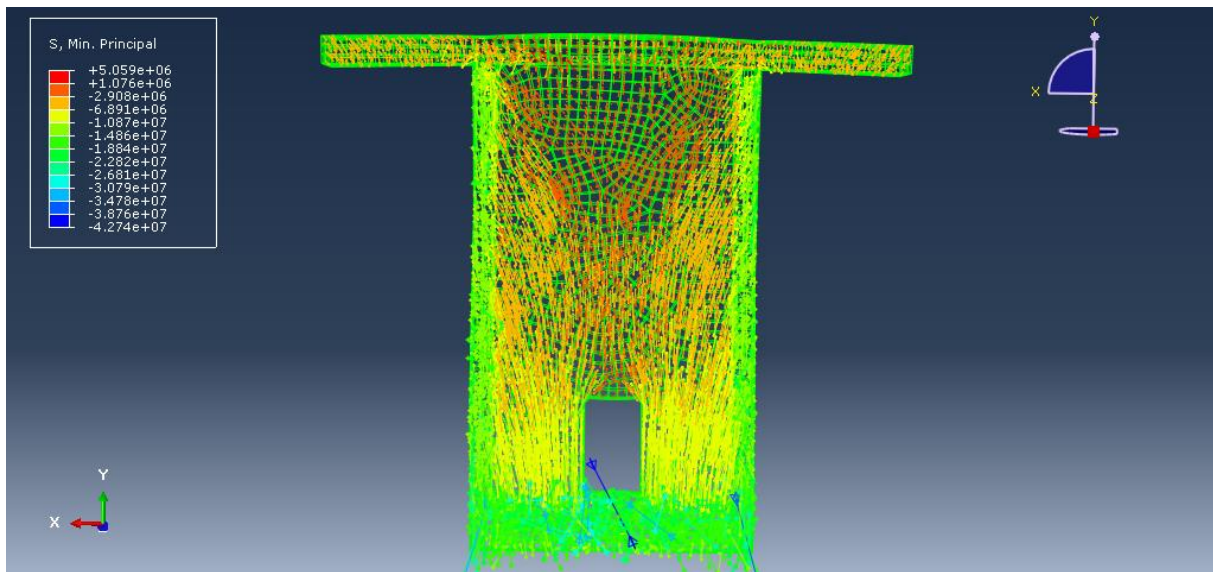
For stiveren vises strekkspenninger under. Verdiene oppgitt i rute i øvre venstre hjørne er verdier gitt i Pa.



Figur 7.9 Maks principal stress i stiver

Her ser man at strekkspenningene markert med blått og turkis ser ut til å virke i horisontalretning på tvers av stiveren. Det oppstår ujevnheter i områder nær steg, bruplate og utsparing. Man ser at på grunn av innføring av konsentrerte krefter får man ujevnheter i spenningsbildet.

Trykkspenningene er vist under.



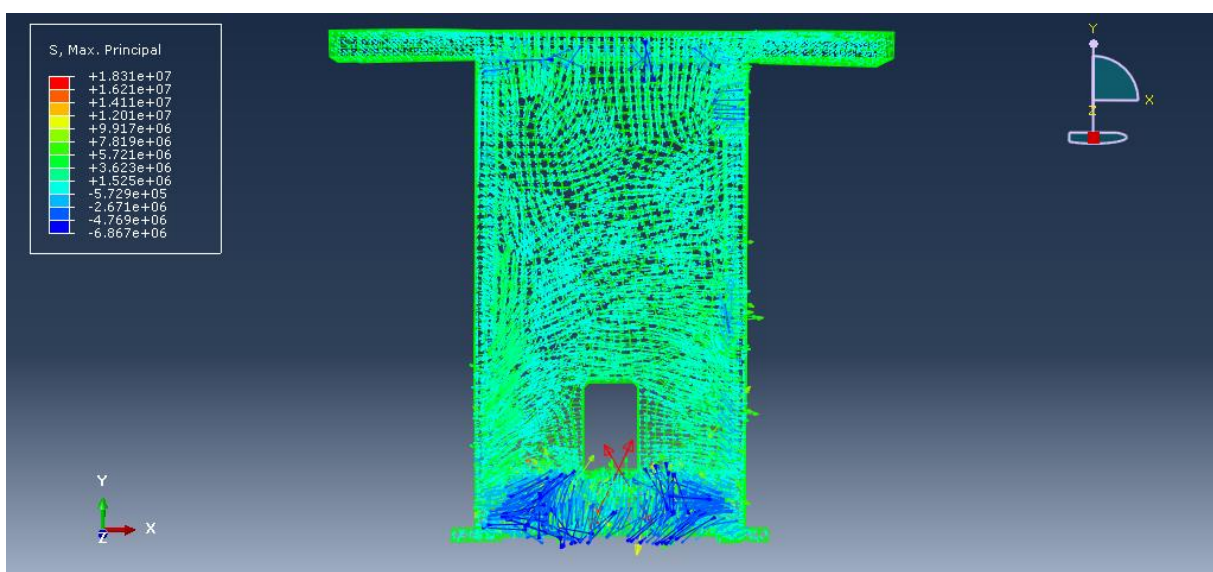
Figur 7.10 Min principal stress i stiver

Her ser man at trykkspenningene virker vertikalt i stiveren. Trykkspenninger ser ut til å virke inn fra stegene og inn i stiveren. Største trykkspenninger opptrer i bunn av stiver.

På grunn av en liten ubalanse i lastbildet opplevdes en skjevhet i konstruksjonen. Det oppstod en deformasjon som gjorde at detaljen lente seg i retning med brubanen. Dette var minimale forskyvninger på 1,5 cm som maksimalverdi. Dette gav allikevel en forskjell i stiverne på hver sin side av «kassen». Den ene skiven ble utsatt for mer strekk enn det som var tilfellet for skiven vist i figurene over.

For denne stiveren fikk man følgende spenningsbilder.

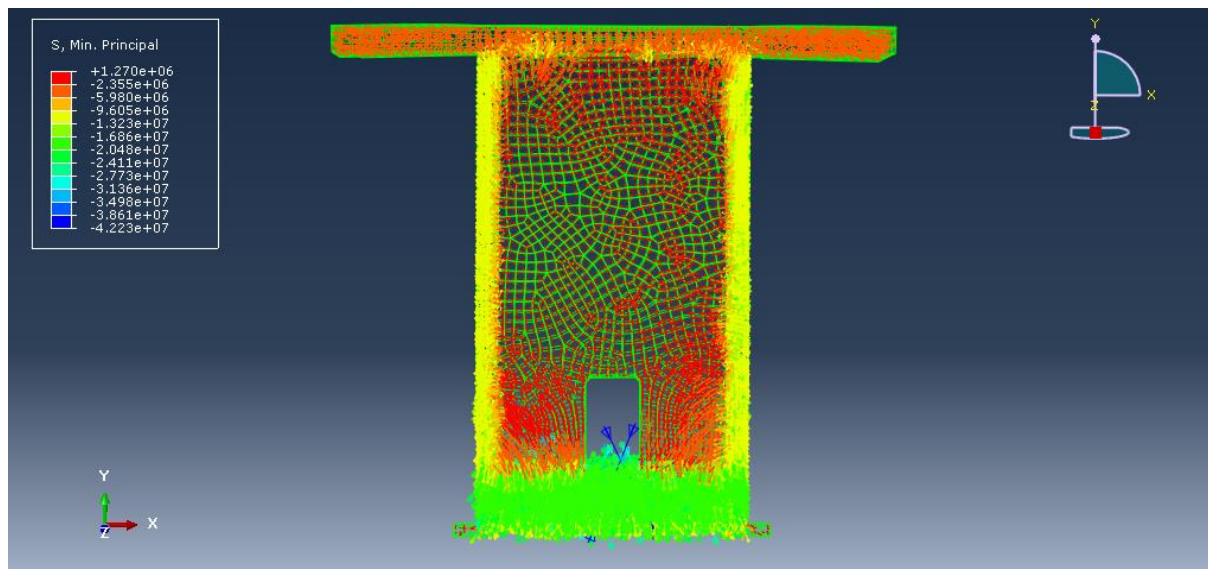
Strekkspenninger i skiver utsatt for strekk:



Figur 7.11 Min principal stress i stiver i strekk

Her ser vi at vi får et litt annerledes spenningsbildet enn i den andre stiveren. Strekkspenningene på hver side av utsparingene ser ut til å peke mer vertikalt enn i det første tilfellet. Dette stammer fra effekter fra skjevheten i konstruksjonen.

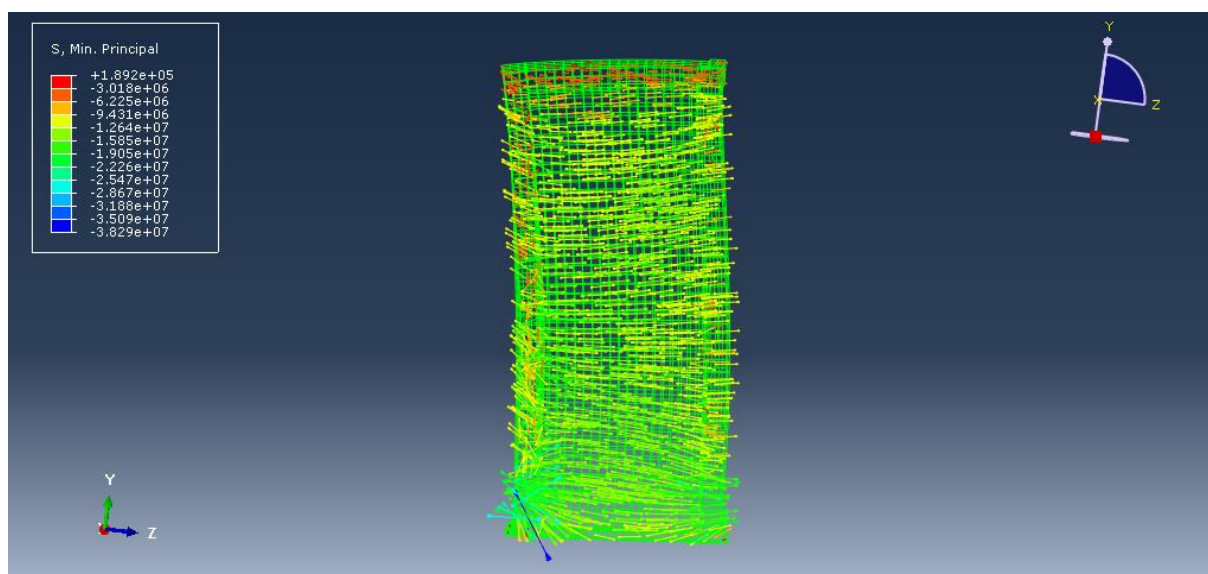
Trykkspenninger:



Figur 7.12 Min principal stress i stiver i strekk

På grunn av deformasjonene ble trykkspenningene mindre i denne stiveren. Det opptrer allikevel trykkspenninger i undergurten og i bunn av stiver. Det er påført store trykkrefter i undergurt, og skjærkrefter fra steg må føres inn i stiver, mens det ikke vil oppstå samme trykkspenninger i resten av stiveren. Det virker derfor ikke som et urealistisk spenningsbilde.

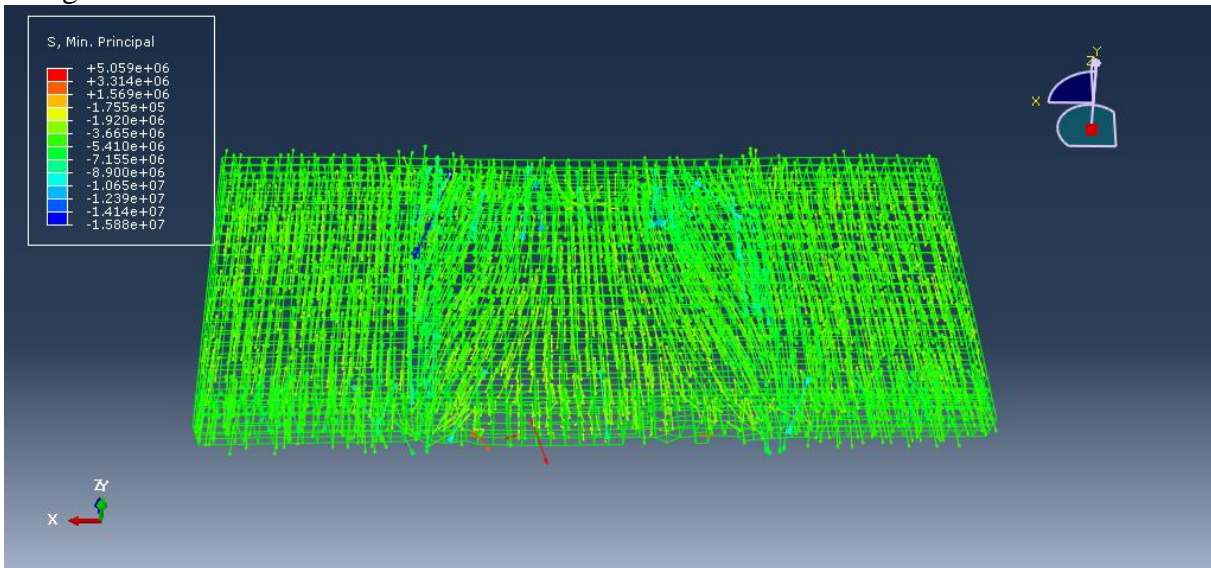
I stegplaten som forbinder disse stiverne viste seg å oppstå mye større trykkspenninger enn strekkspenninger. Strekkspenninger var nesten ikke opptredende. Dette er rimelig siden det hovedsakelig kun ble påført strekkrefter i bruplaten og trykk i resterende deler av tverrsnittsarealet. For stegplaten fikk man følgende trykkspenningsfordeling.



Figur 7.13 Trykkspenninger i stegplate

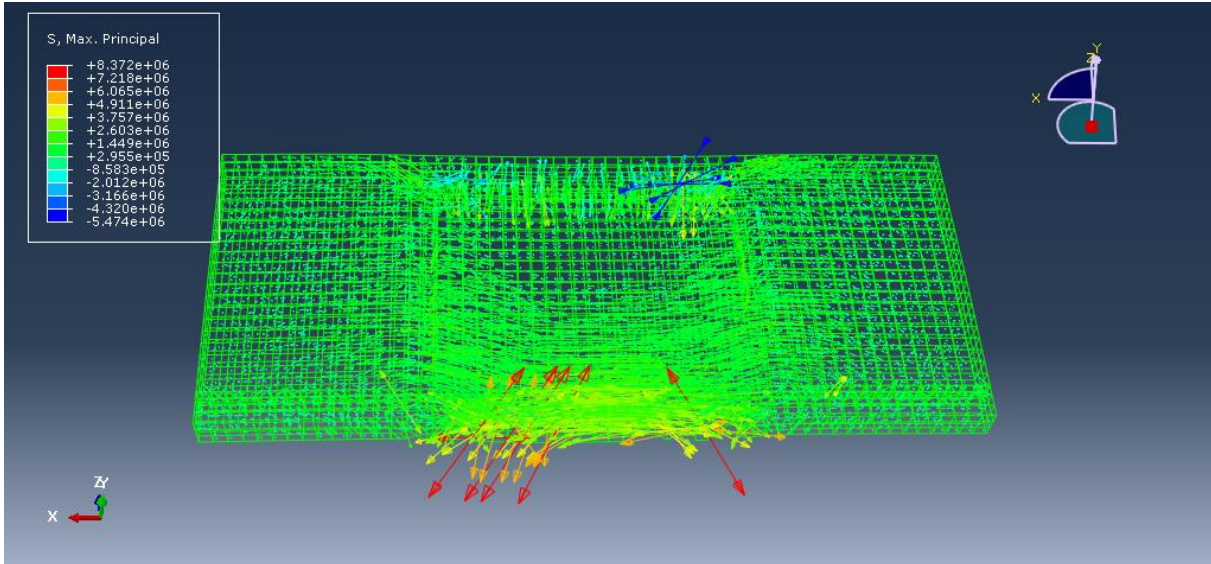
Vi ser at trykket virker i horisontalretning som er logisk ut i fra belastning.

For bruplaten ble det da følgelig store strekkspenninger i bruretningen, som man kan skimte av figur under.



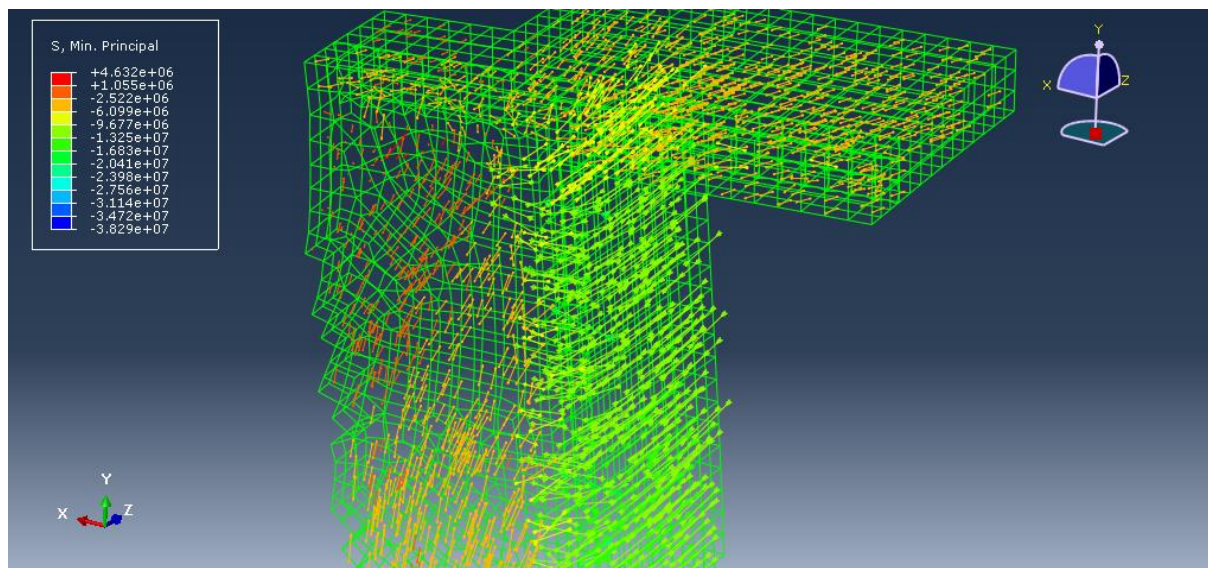
Figur 7.14 Strekkspenninger i bruplaten

Trykkspenningen som oppstod i bruplaten oppførte seg slik at de ser ut til å virke på tvers av bruretningen. Det ser også ut til at spenningene har retning mot stegene, som er slik det var forventet at trykket ville fordele seg ned i konstruksjonen.



Figur 7.15 Trykkspenninger i bruplaten

Til slutt presenteres en figur som viser spenningsfordelingen mellom bruplate, stegplate og stiver. Dette er for å illustrere litt av hvordan spenningen virker i overgangen av de ulike delene.



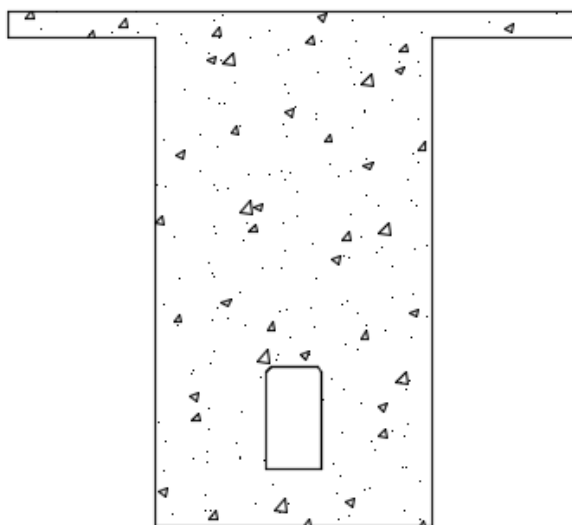
Figur 7.16 Trykkspenningen i bruplate, stegplate og stiver

Verdien av spenningene er gitt etter fargekode i skjermdumpene. Strekkspenningene ligger rundt 5 MPa i store deler av konstruksjonen. Trykkspenningene ligger på rundt 20 MPa i undergurten. Disse verdiene er ikke videre benyttet.

Videre er stiveren som ble utsatt for trykk på grunn av deformasjonene brukt i prosessen av etablering av stavmodell. Ettersom det visuelle materialet fra Abaqus ikke er optimalt er det laget figurer som illustrerer retningene på spenningene i planet i stiveren. Dette beskrives i neste kapittel.

8. Stavmodeller

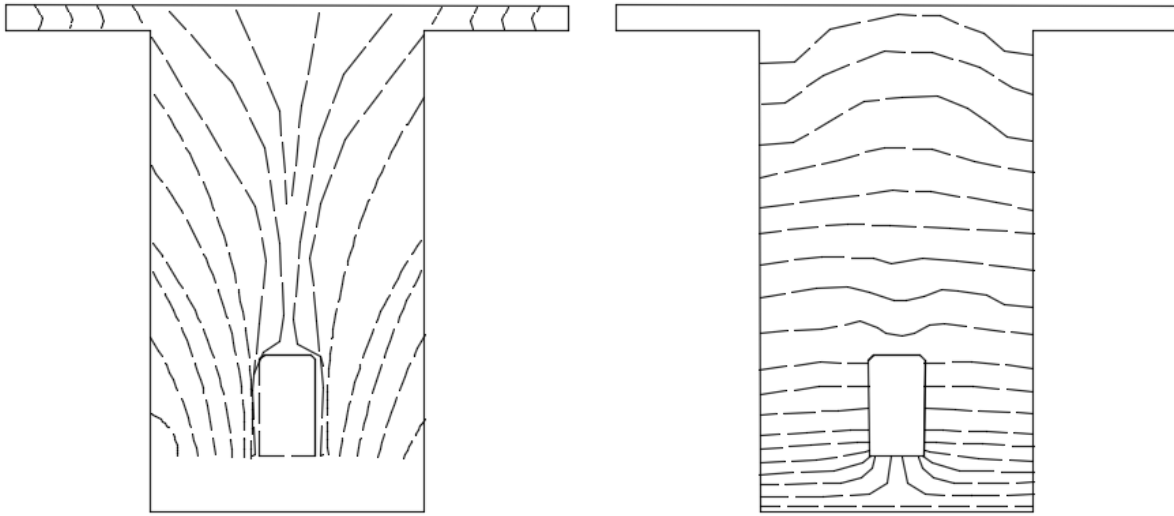
Den aktuelle konstruksjonsdelen som vurderes er altså stiveren i kassen i søyletoppen.



Figur 8.1 Tverrsnitt av stiver

8.1 Etablering av stavmodell

For stiveren som ligger på den siden av kassen som, på grunn av små deformasjoner, opplever trykk fant man følgende spenningsbilder.

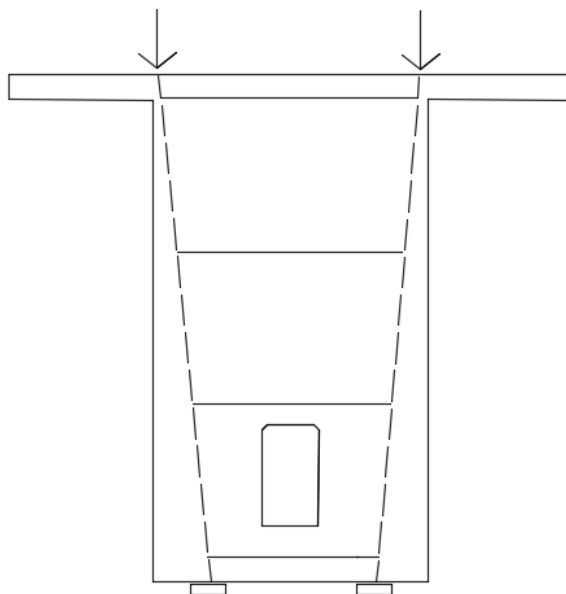


Figur 8.2 Trykkspenninger til venstre og strekkspenninger til høyre

Figuren viser retningene på trykkspenningene til venstre og strekkspenningene i tverrsnittet til høyre. Det er de stiplede linjene som markerer retningen på spenningen. I en slik analyse vil man få ut et spenningsbilde med en viss flyt. Det kan man se i resultatene presentert fra Abaqus. Disse figurene er generert etter resultatet i Abaqus, men er kun en tilnærming til det eksakte spenningsbildet. Det regnes allikevel som tilfredsstillende i denne sammenhengen, hvor målet er å vise dimensjoneringsmetoden.

Basert på disse spenningsretningen kan man si noe om hvordan kraftbalansen i betongen ser ut. Det kommer ganske godt frem her at vi hovedsakelig har trykkspenninger som virker vertikalt og strekkspenninger som virker horisontalt. Grunnen til at trykkspenningene ikke virker ned til bunnen av tverrsnittet er at trykkraftene som er ført ned ser ut til å føres inn i undergurten som ligger mellom de to stiverne.

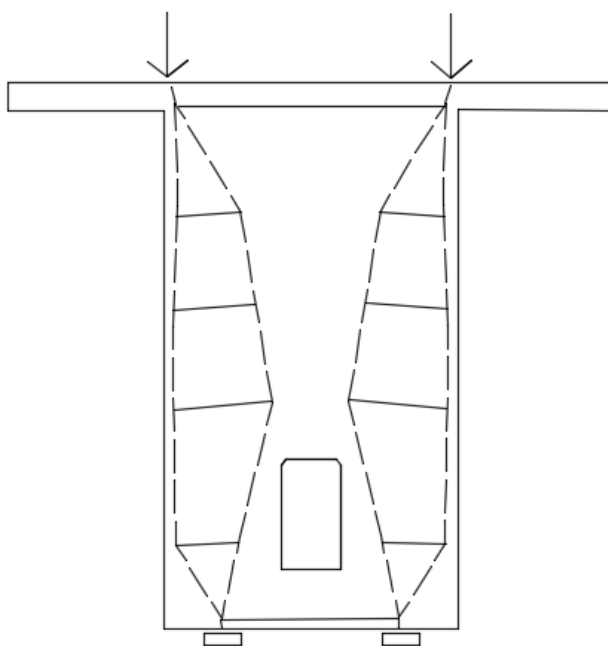
Basert på dette kan man videre anta en stavmodell. Som tidligere beskrevet er det betongen som antas å ta opp all trykkraft og armering som skal balansere strekkraftene. Å etablere en stavmodell er en praksis uten en eksakt fasit. Det er allikevel gitt en klar ramme fra spenningsbildet. Det vil være naturlig å føre trykkstaver vertikalt fra stegene og inn mot utsparingen. Strekkstavene legges da horisontalt mellom trykkstavene. Det må i en stavmodell også tas hensyn til overdekningskrav. Et enkelt eksempel er presentert på neste side.



Figur 8.3 Eksempel på meget enkel stavmodell

I figuren er stiplede linjer brukt for trykkstaver og heltrukne linjer for strekkstaver. Som presentert i kapittel 6 er det ofte slik at vi har trykksoner, og ikke enkle trykkstaver. Det er også slik at belastningen må omgjøres til punktlaster som virker i randen av konstruksjonen. I dette tilfellet er det etablert en forenklet modell med to punktlaster i toppen som skal føres ned til to oppleggspunkter i bunnen. Punktlastene er vist som piler i overkant, mens oppleggspunktene vises som to klosser like i underkant av konstruksjonen.

For å videreutvikle stavmodellen vår vil neste steg være å lage en utbredt trykksone. Et forslag til utforming av dette vises under.



Figur 8.4 Stavmodell med trykksoner

Dette er en veldig enkel modell. Igjen er stiplede linjer trykkstaver. Stavene burde ideelt sett vært rettere og jevnere. Som tidligere poengtert i teori kan stavene kun endre retning i knutepunkter. Figuren er kun ment for å illustrere prinsippet.

Ut ifra dette prinsippet kan man videreutvikle modellen. I denne oppgaven begrenses modellen på dette tidspunkt og beregning av stavkrefter og knutepunkter prioriteres.

8.2 Beregninger

Beregningsprosessen fremstilles her etter generelt tilfelle. Det vil si at beregningsmetode er presentert, men verdier er gitt med symboler og ikke verdier.

Først må belastningen gjøres om til konsentrerte laster, hvis dette ikke allerede er tilfellet. Man trenger også dimensjonerende materialverdier. Disse er gitt på vanlig måte etter NS- EN 1991-1-1 [3]:

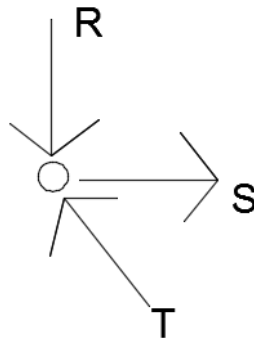
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8.1)$$

For betong og;

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (8.2)$$

for armeringsstål.

For å beregne kreftene som virker i de enkelte stavene må man vite vinkelen i mellom dem. Vinkler regnes ut på vanlig måte. Deretter tar man for seg knutepunkt for knutepunkt og jobber seg gjennom modellen. Som eksempel bruker vi et knutepunkt med to trykkstaver og en strekkstav. Den ene trykkstaven er en kraftinnførsel R . Hvis man har et knutepunkt hvor det føres inn en trykkraft R vil denne fordeles på stavene T og S . Kraftfordelingen avhenger av vinkelen mellom stavene.

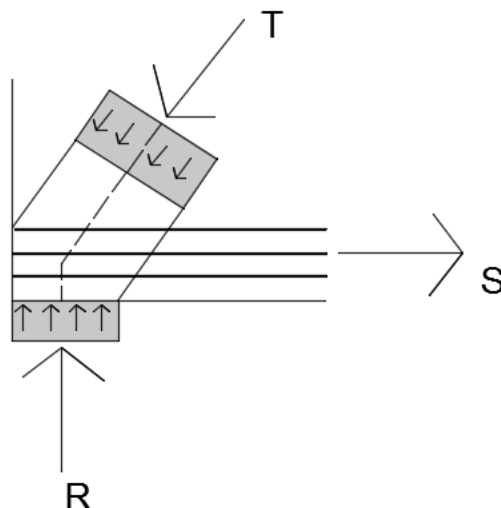


Figur 8.5 Knutepunkt med to trykkstaver og en strekkstav

Det er altså enkel dekomponering av krefter som ligger til grunn for stavkraftberegningene. Krefter føres videre til neste knutepunkt, helt til man har ført kraften til opplegg. Ved å regne seg gjennom en stavmodell på denne måten vil man sitte igjen med krefter som virker i hver enkelt trykk- og strekkstav. Basert på dette kan man beregne nødvendig armeringsmengde for å utligne strekkstavkreftene. Dette gjøres ved formel:

$$A_s = \frac{S_n}{f_{yd}} \quad (8.3)$$

Her er A_s armeringsareal og S er strekkraft i stav nummer n . Ut ifra dette kan kamstørrelser og antall stål foreslås. Strekkstaven skal ligge slik at valgt armering har samme tyngdepunkt som strekkstaven. Trykkstaven fordeles som regel over et område. Dette området beregnes ut ifra hvilke lengder det er plass til i forhold til rand av konstruksjon og opplegg. Området trykkraften fordeles over skal ha samme retning som trykkstaven. Under er det vist et eksempel på et knutepunkt.



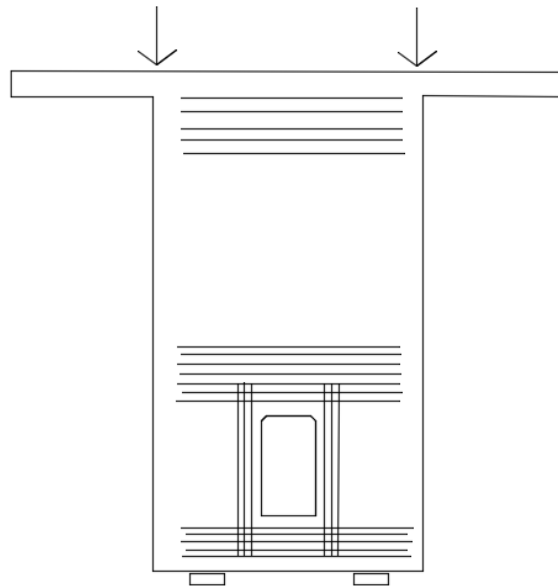
Figur 8.6 Eksempel på knutepunkt med to trykkrefter og en strekkraft

Eksempelen over viser hvordan trykksonen til T begrenses av rand av konstruksjon til venstre og opplegget over R .

Det er nå foretatt en helt enkel betraktning av stavmodellberegning. I realiteten må detaljer dimensjoneres mer nøye, men en slik beregningsprosess ble funnet for omfattende for denne oppgaven. Det er ved slike beregninger viktig å sjekke at det er tilstrekkelig kapasitet i betongen for å kunne ta opp trykkspenninger. Kapasiteten er basert på materialegenskapen f_{cd} . Forankring er også en viktig faktor ved dimensjoneringen som ikke er håndtert i denne oppgaven.

8.3 Armeringsforslag

Her presenteres et forslag til armeringsføring for konstruksjonsdetaljen omtalt tidligere. Armering er lagt slik at de største strekkraftene kan tas opp. Armeringen i tverretning er lagt der hvor det er observert størst strekkspenninger. Den vertikale armeringen skal håndtere eventuelle strekkspenninger rundt utsparing.



Figur 8.7 Forslag til armeringsføring i stiver

Igjen er dette kun et forenklet forslag som kun er ment som hjelp i beskrivelse av prinsipp. Dette er kun et forslag basert på et forenklet last og spenningsbilde, og armeringen er plassert der det er funnet største strekkspenninger.

Det må utføres beregninger for alle deler i konstruksjonsdetaljen, og det kan være hensiktsmessig å samordne disse beregningene, ettersom spenningen fordeles rundt hjørner osv.

For etablering av gode stavmodeller og armeringsforslag kreves ofte erfaring og kunnskap. Dette kan være en ulempe ved dimensjoneringsmetoden, ettersom de vil kunne oppstå store forskjeller og avvik i praksis.

9. Vurdering av prosessen

Denne oppgaven har tatt for seg dimensjoneringsprosessen for D-områder i en etteroppspent betongbru. Det har vært en todelt prosess hvor det både er gjort beregninger og gjort en undersøkelse av hva som ligger til grunn i regelverk og teori. Videre følger en oppsummering og vurdering av prosessen.

Det er gjort beregninger og analyser basert på en reel bru som er prosjektert av Statens vegvesen. I løpet av prosessen er det gjort enkelte forenklinger, antagelser og prioriteringer for å drive prosessen fremover. Dette medfører at resultater fra beregninger og analyser ikke er helt korrekte. Hensikten med oppgaven var rettet mer mot å vurdere og få et innblikk i prosessen, heller enn å prosjektere brua på en mest mulig korrekt måte. Det er allikevel realistiske modeller og laster som er etablert og benyttet i prosessen.

Det ble tidlig i prosessen gjort et valg, i samråd med veileder, om å bruke Focus Konstruksjon som beregningsprogram for globalanalyse. Det viste seg etter hvert at bruken av dette programmet ved konstruksjoner med spennarmering ikke var optimalt. Programmet har ikke innebygde funksjoner som tar hånd om spennarmering eller tverrsnitt, og dette medførte store mengder arbeid for å beregne ekvivalente krefter som kunne implementere de riktige virkningene, samt tverrsnittsberegninger.

Ved fullført globalanalyse ble det valgt ut et område over hovedsøylene i brua som var aktuelt i forhold til kriteriene for D-områder. Dette var et område med innføring av store konsentrerte laster i form av trykkrefter fra spennarmeringen. Det var også et område med geometri og utsparinger som gjorde det interessant å benytte. Det ble så gjort en lineær-elastisk analyse i Abaqus hvor ønsket resultatet ble hentet ut i form av spenningsbildet. Dette ble grunnlaget for etablering av stavmodell i stiveren i konstruksjonsdetaljen.

Etter en gjennomgang av hva som er kjent praksis i fagmiljøet og hva gjeldende regelverk sier om D-områder og dimensjonering med stavmodeller, ble det funnet at dette var i henhold til hverandre. Det er allikevel en anerkjennelse at det er en mangel på felles praksis og standardiserte metoder ved analyser og dimensjonering av D-områder. Det er blitt foreslått metoder på standardiseringer i beregninger av D-områder, men en slik praksis er ikke enda utviklet i stor grad.

Denne oppgaven har vist at prosessen slik den er i dag kan være krevende. I en stor konstruksjon, som betongbruer ofte er, må man først identifisere aktuelle soner og områder hvor det opptrer D-områder. Disse må deretter håndteres separat fra områder hvor *vanlig* bjelketeori gjelder. Det er ifølge regelverket i dag tilstrekkelig med lineær-elastiske analyser av de aktuelle områdene, hvor man basert på resultatene av dette kan etablere stavmodeller. Disse stavmodellene skal håndtere spenningsbildet som vil bestå av store og plutselige endringer i D-områdene. Dette gir tilstrekkelig grunnlag for å bestemme armeringsmengde og føring i området i henhold til gjeldende standarder. Problemet er at det kan være store antall av slike områder som må identifiseres og håndteres. En slik prosess for mange ulike detaljer kan vær krevende.

Det er vurdert av undertegnede at det hadde vært av stor nytte å kunne etablere modeller og gjøre analyser på en enklere og mindre tidkrevende metode. Det er ikke gjort undersøkelser av hva slags programvarer som finnes på markedet i dag, men det er kjent at det finnes enkelte

alternativer i dag. Det er allikevel slik at områdene som det skal beregnes stavmodeller for må identifiseres i det enkelte tilfellet, så vidt undertegnede er bekjent.

Uten støtte fra dataprogrammer som kan automatisere arbeidet med stavmodeller kreves det vurderinger og ingeniørarbeid for å etablere en god stavmodell. Det kreves derfor kunnskap og erfaring for å utføre dimensjoneringen. Det er også en krevende prosess å beregne stavkrefter, knutepunkter og detaljere dette.

10. Konklusjon og videre arbeid

Ved å gå igjennom dimensjoneringsprosessen med en reel konstruksjon som bakgrunn ble jeg oppmerksom på omfanget av denne prosessen. Det som kan være aktuelt å utbedre ved prosessen vil i min mening være en viss automatikk i fremgangsmåten. Det er klart at det finnes bedre programmer for prosjektering av betongbruer med spennarmering enn Focus, men problemet er allikevel å identifisere D-områder. Og når disse er identifisert finnes det ingen standardmodeller som gjelder. Hvert tilfelle må vurderes individuelt.

For fritt-fram-bygg-bruer er det kjent at store mengder spennkabler og en spesiell byggeprosess kan by på utfordringer for prosjekterende part. Dette var også tilfellet i denne oppgaven. I tillegg skal andre virkninger i både betong og konstruksjon tas hensyn til i forhold til byggeprosess og levetid.

For å optimalisere denne prosessen burde det undersøkes om det er mulig å forbedre stavmodelletableringen. Er det mulig å etablere et bibliotek med tilfeller av D-områder som kan benyttes på en hensiktsmessig måte? Slik det ser ut på nåværende tidspunkt er dette noe som kan videreutvikles. Det kan være en fordel å opprette en automatikk for etablering av stavmodeller for eksempel. I dag kan det gjøres på flere ulike måter, innenfor gitte rammer. Det betyr at praksis for stavmodelldimensjonering kan variere veldig, noe som kan vær ugunstig med tanke på kontinuitet i fagfeltet.

Det er allikevel slik at prosessen slik den er i dag viser seg som tilstrekkelig og har god dekning fra grunnleggende teori. Det er altså en akseptabel metode for dimensjonering av slike områder, men dette er et tema som fortsatt er under utvikling og som trenger videre forskning.

For videre arbeid kan det undersøkes rundt dataprogramvare som kan håndtere problemstillinger ved D-regioner. En programvare som kan håndtere aktuelle problemer på en fornuftig måte vil være av stor nytte for å bidra til felles praksis ved dimensjonering av slike regioner i bruer.

11. Referanser

- [1] Statens vegvesen, Anbudstegninger for Dolmsundsbrua DB03 Dolmsundsbrua, 22.02.2013.
- [2] Statens vegvesen, håndbok N400 Bruprosjektering; prosjektering av bruer ferjekaier og andre bærende konstruksjoner, 2015.
- [3] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger. Standard Norge; 2008.
- [4] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikkklaster på bruer.
- [5] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
- [6] Sørensen, S.I. (2012), *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*, 2. opplag. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag.
- [7] NS-EN 1990:2002+NA:2008. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [8] Vik, B. *14-Stavmodeller*, Norconsult AS.
- [9] Shah et al., (2011), *Analysis and design of disturbed regions in concrete structures*, Procedia Engineering 14 (2011) 3317-3324.
- [10] Øverli, J.A. *TKT4222 Concrete Structures 3 Compendium*, Department of Structural Engineering NTNU.

12. Vedlegg

A. Beregning av d

beregning av d

d er avstan fra tryksonekant til strekkarmering. Antar strekkarmeringens tyngdepunkt midt i overflens.

$$d := h_{\text{tot}} - \frac{h_{\text{gurt.o}}}{2} = 9.746 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Maks moment (plassering av aksellast)

Maks ved plassering ca 0,4-0,35 ganger spennvidde fra opplegg

$$L_h := 190\text{m} \quad L_s := 105\text{m}$$

$$\text{plassering} := 0.4L_h = 76\text{m}$$

$$p_{lx} := 0.45L_h = 85.5\text{m}$$

$$\text{plassering2} := 0.35L_h = 66.5\text{m}$$

$$p_{l1} := 0.4L_s = 42\text{m}$$

$$p_{l2} := 0.35L_s = 36.75\text{m}$$

Sjekker hva som gir maks!

B. Lastkombinasjoner i Focus

De lasttilfellene som er brukt i lastkombinasjonene i Focus er som følger:

Lasttilfelle- nummer	Navn	Beskrivelse	Verdi
1	Felt 1-5	Total linjelast fra trafikklast i felt 1-5	34,95 kN/m
2	Aksellast	Last fra to aksler med diverse plasseringer	2*500 kN med avstand 1,2 m
3	Moment fra spennarmering underkant 1-5	Ekvivalente momenter fra spennarmering i underkant felt 1-5	Varierer langs brubjelken
4	Moment fra spennarmering overkant 1-5	Ekvivalente momenter fra spennarmering i overkant felt 1-5	Varierer langs brubjelken
5	Y-krefter fra spennarmering underkant 1-5	Ekvivalente vertikalkrefter fra buevirkning i bjelke og spennarmering i underkant felt 1-5	Varierer langs brubjelken
6	Y-krefter fra spennarmering overkant 1-5	Ekvivalente vertikalkrefter fra buevirkning i bjelke og spennarmering i overkant felt 1-5	Varierer langs brubjelken
7	Horisontalkraft fra spennarmering	Ekvivalente horisontalkrefter fra forankring av spennarmeringen, virker i alle felt samtidig	Varierer langs brubjelken
8	<Konstruksjonens tyngde>	Konstruksjonens egentyngde auto-generert av Focus	Varierer langs brubjelken

De neste tabellene viser en oversikt over de ulike lastkombinasjonene og hvilke lasttilfeller de er satt sammen av, hvor lastene er påført og kombinasjonsfaktoren. Lasttilfelle 3 til 8 er alltid påført over hele konstruksjonen.

I tillegg ble det etablert tilfeller for maks moment og skjær på hver side av hver hovedsøyle. Disse er ikke vist her

Bruddgrense		
Lasttilfelle-nummer	Virke-område	Kombinasjonsfaktor
1	1-5	1,5
2	Midt felt 2	1,5
3		0,9
4		0,9
5		0,9
6		0,9
7		0,9
8		1,2

Bruksgrense		
Lasttilfelle-nummer	Virke-område	Kombinasjonsfaktor
1	1-5	1,0
2	Midt felt 2	1,0
3		1,0
4		1,0
5		1,0
6		1,0
7		1,0
8		1,0

Maks moment felt 2		
Lasttilfelle-nummer	Virke-område	Kombinasjonsfaktor
1	2, 4	1,5
2	Midt felt 2	1,5
3		0,9
4		0,9
5		0,9
6		0,9
7		0,9
8		1,2

Maks moment ved høyre støtte		
Lasttilfelle-nummer	Virke-område	Kombinasjonsfaktor
1	2, 3, 5	1,5
2	0,4 L fra støtte	1,5
3		0,9
4		0,9
5		0,9
6		0,9
7		0,9
8		1,2

Maks skjær ved høyre støtte		
Lasttilfelle-nummer	Virke-område	Kombinasjonsfaktor
1	2, 3, 5	1,5
2	Avstand d fra støtte	1,5
3		0,9
4		0,9
5		0,9
6		0,9
7		0,9
8		1,2

C. Spennarmering, ekvivalente krefter

Her presenteres et utdrag fra excel-beregninger for ekvivalente krefter fra spennkabler. Dette er kun et utdrag av et par kabler i bruplate mellom akse 1 og midtspenn i felt 2. Samme type beregninger er gjort for alle kabler i hele brua både i bruplate og undergurt.

Beregningsmetodene er forklart i hoveddelen av oppgaven. I tabellen under er kabler i snitt 10-20 vist. Koordinatene er oppgitt for start og slutt på kabelen. P_0 er oppspenningskraften, θ_1 er vinkelen på kabelen i snittet i forhold til globalt aksesystem. $P \cdot \theta$ er oppspenningskraft multiplisert med vinkel. Antall kabler forteller hvor mange kabler som er forankret i snittet. Der hvor 4 kabler er forankret er det laget 2 rader for samme snitt, og det er derfor enkelt duplikater i tabellen.

	Start:		Slutt:					
kabel nummer	x-koordinat	y-koordinat	x-koordinat	y-koordinat	P_0	θ_1	$P \cdot \theta$	antall kabler
10	35700	32369	169400	37805	3973	0,06755102	276	2
11	40600	32700	164500	37737	3973	0,06551020	268	4
12	40600	32700	164500	37737	3973	0,06551020	260	
13	45500	33021	159600	37660	3973	0,06367347	260	4
14	50400	33333	159600	37660	3973	0,06142857	253	
15	55300	33634	154700	37572	3973	0,05918367	244	4
16	55300	33634	154700	37572	3973	0,05918367	235	
17	60200	33924	149800	37475	3973	0,05734694	235	2
18	65100	34205	144900	37367	3973	0,05530612	228	4
19	65100	34205	144900	37367	3973	0,05530612	220	
20	70000	34476	140000	37250	3973	0,05326531	220	2

Videre finnes vertikale krefter fra vinkelendring i spennarmeringen, her under y-retn 1. X-retn er samlet trykkraft i punktet fra alle kabler som virker gjennom snittet. Neste kolonne inneholder vertikale forankringskrefter. Siste kolonne er summen av vertikale krefter beregnet hittil.

y-retn 1	x-retn	y-retn 2	
$\Sigma P \cdot \theta$	ΣP	Forankringskraft	Total kraft i pkt.
-146	79460	553	407
-162	95352	1073	911
0	95352	0	0
-175	111244	1040	865
-250	111244	0	-250
-250	127136	976	726
0	127136	0	0
-234	135082	470	236
-276	150974	911	635
0	150974	0	0
-308	158920	439	131

Videre finnes tyngdepunkt og momentarmer for å beregne ekvivalente momenter fra forankringskrefter. Tyngdepunktet er beregnet i StruProg Section 4.0, men er addert til kotehøyden. Deretter finnes e fra differansen mellom y -koordinat i startpunktet fra første tabell og tyngdepunktet.

		kNmm	kNm	
tyngdepunkt	e	Moment i tp		x-retn
31167	1202	9551092	9551	7927
31395	1305	20739060	20739	15856
31395	1305	0	0	0
31623	1398	22217016	22217	15858
31735	1598	0	0	0
31837	1797	28557924	28558	15862
31837	1797	0	0	0
31944	1980	15733080	15733	7932
32051	2154	34231368	34231	15866
32051	2154	0	0	0
32158	2318	18418828	18419	7934

Momentet i tyngdepunktet (tp) er resultatet av oppspenningskraft multiplisert med e og antall kabler. Dette gir momentet i kNmm. Neste kolonne viser momentene i kNm. Siste kolonne er horisontal ekvivalent forankringskraft i snittet.

Ut ifra disse beregningene er altså ekvivalent vertikal og horisontal kraft i som virker i tyngdepunktet, fra spennarmering funnet, samt ekvivalente momenter i tyngdepunktet.

D. Minimumsarmering

Minimumsarmering over støtte etter 1992-2 pkt 7.3.2*(Snitt ved stiver over søyle i akse 3)*

kNm := mkN

Tverrsnittsdata: Etter definisjon 7.3.2 (102) Fig 7.101

$$b_{\text{gurt.o}} := 11100\text{mm} - (400\text{mm} \cdot 2) = 1.03 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{gurt.o}} := 508.6\text{mm}$$

$$A_{\text{gurt.o}} := b_{\text{gurt.o}} \cdot h_{\text{gurt.o}} = 5.239 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{tot}} := 10000\text{mm}$$

$$h_{\text{steg}} := h_{\text{tot}}$$

$$b_{\text{steg}} := 400\text{mm}$$

$$A_{\text{steg}} := h_{\text{steg}} \cdot b_{\text{steg}} = 4 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$t_{\text{gurt.u}} := 1100\text{mm}$$

$$b_{\text{gurt.u}} := 5400\text{mm} - 400\text{mm} \cdot 2 = 4.6 \times 10^3 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{gurt.u}} := t_{\text{gurt.u}} \cdot b_{\text{gurt.u}} = 5.06 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} := A_{\text{steg}} \cdot 2 + A_{\text{gurt.o}} + A_{\text{gurt.u}} = 1.8299 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_x := 2.863 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4 \quad (\text{Fra tverrsnittsberegninger})$$

$$z := h_{\text{tot}} - 5120.8\text{mm} = 4.879 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$z_m := z - \frac{h_{\text{gurt.o}}}{2} = 4.625 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

z er avstand fra tyngdepunkt til topp av overgurt
z.m er avstand fra tyngdepunkt til senter av overgurt.

Materialdata:

$$f_{\text{ck}} := 45\text{MPa}$$

1992-1-1 Tab 3.1

$$f_{\text{ctm}} := 3.8\text{MPa}$$

$$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t := 3$$

3.1.2 (6)

$$s_b := 0.2$$

(6)

$$\alpha := 1$$

(9)

$$\beta_{cc,t} := e^{-\left[s_b \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right]} = 0.663 \quad (3.2)$$

$$f_{ctmt} := \beta_{cc,t}^{\alpha} \cdot f_{ctm} = 2.519 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ct,eff} := \max(2.9 \text{MPa}, f_{ctm,t}) = 2.9 \text{MPa} \quad \text{pkt 7.3.2 (105)}$$

Laster

12 kabler med spennkraft etter låsetap på 3 137 kN

46 kabler med spennkraft etter låsetap på 3 973 kN

Dette vil gi en trykkraft i det aktuelle snittet på

$$N_{\text{trykk}} := 12(-3137)\text{kN} + 46(-3973)\text{kN} = -220402\text{kN} \quad (\text{Trykk})$$

Fokus gir derimot at krefter i dette snittet i bruksgrense, når eneste belastning er spennkrefter, er på ca. -220 120 kN. Dette kommer av unøyaktigheter på grunn av forenklinger i forhold til spennarmeringens plassering og de ekvivalente kreftene. Velger, konservativt å bruke N_{trykk}

I bruddgrense med all belastning gir fokus en trykkraft på ca. -202 400 kN.

$$N_{Ed} := N_{\text{trykk}} = -2.204 \times 10^8 \text{ N} \quad (\text{neglisjerer her trykk og strekk fra trafikklast og egenlast})$$

$$\text{normalspenning: } \sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_{\text{tot}}} = -12.045 \text{MPa} \quad 1992-2 (7.4)$$

Flens i overkant i strekk:

$$M_{cr} := (f_{ct,eff} - \sigma_c) \cdot \frac{I_x}{z} = 8.769 \times 10^5 \cdot \text{kNm}$$

$$\sigma_M := \frac{(M_{cr} \cdot z_m)}{I_x} = 14.166 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{Tot}} := \sigma_M + \sigma_c = 2.121 \text{MPa}$$

Strekk i flens rett før opprissing:

$$F_{cr} := \sigma_{Tot} \cdot A_{gurt.o} = 1.111 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$k_c := \max \left[0.9 \left(\frac{F_{cr}}{A_{gurt.o} \cdot f_{ct.eff}} \right), 0.5 \right] = 0.658$$

$$k := 0.6$$

$$\sigma_s := f_{yk} = 5 \times 10^5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.min.f} := k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct.eff} \cdot A_{gurt.o}}{\sigma_s} = 1.30005 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Alle tverrsnittsdeler skal være dobbeltarmert i begge retninger

N400 pkt. 7.8.1

Det skal, med unntak av spesielle detaljer, ikke benyttes armering med diameter mindre enn 12 mm.

Beregning for stegene

$$k_1 := 1.4$$

1992-2 pkt. 7.3.2

$$h_d := 1\text{m} \quad \text{for } h.d \text{ større eller lik } 1,0 \text{ m.}$$

$$k_{c.s} := \min \left[0.4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h_{steg}}{h_d} \right) \cdot f_{ct.eff}} \right], 1.0 \right] = 0.511$$

Må finne ut hvor langt ned i steget strekksonen går.

$$z_{strekk} := \left(\frac{|N_{Ed}|}{A_{tot}} \right) \cdot \left(\frac{I_x}{M_{cr}} \right) = 3.932 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Det gir areal av strekksone:

$$A_{steg.s} := z_{strekk} \cdot b_{steg} = 1.573 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.min.s} := k_{c.s} \cdot k \cdot \frac{f_{ct.eff} \cdot A_{steg.s}}{\sigma_s} = 3.029 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad (7.1)$$

E. Kraftfordeling

For tilfellet med maks skjær (V):

Momentfordeling til over- og undergurt

Moment på 347 800 kNm

Benytter runde tall i videre beregning

$$M_{EdF} := 347800 \text{ kNm}$$

Strekk i overkant av bjelke

$$z_m = 4.625 \text{ m} \quad z_u := h_{tot} - \frac{t_{gurt.u}}{2} - \frac{h_{gurt.o}}{2} - z_m = 4.571 \text{ m}$$

z.u er avstand fra senter undergurt til tyngdepunkt

$$z_{tot} := z_m + z_u = 9.196 \text{ m} \quad S_1 := \frac{M_{EdF}}{z_{tot}} = 37822 \text{ kN} \quad \text{Strekk i overgurt}$$

$$T_c := S_1 = 37822 \text{ kN}$$

Her antas spennarmeringen å ligge i senter av overgurt og at trykksonen består av hele undergurtene.

Antar videre at hele overgurt er i strekk og hele undergurt i trykk. Fordeler kreftene over arealet av gurtene for lastpåføring i Abaqus.

Strekk i overgurt fordelt på m²:

$$S_{f.o} := \frac{S_1}{A_{gurt.o}} = 7.2199 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$S_{f.u} := \frac{T_c}{A_{gurt.u}} = 7.4747 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Fordeling av skjærkraft i steg

Skjærkraft fra Fokus er ca 16800 kN

$$V_{Ed} := 16800 \text{ kN}$$

Kraften fordeles på de to stegene i kasse snittet og føres fra disse inn i stiverne.

$$V_{\text{steg}} := \frac{V_{Ed}}{2A_{\text{steg}}} = 2.1 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{Skjærkraft per m}^2 \text{ i de to stegene i tverrsnittet.}$$

Fordeling av normalkraft

$$N_{Ed2} := -202500 \text{ kN}$$

$$N_{Edf} := \frac{N_{Ed2}}{A_{\text{tot}}} = -1.107 \times 10^7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Tilfellet med maks moment

Momentfordeling til over- og undergurt

Moment på 370 500 kNm

$$M_{EdF2} := 370500 \text{ kNm} \quad \text{Strekk i overkant av bjelke}$$

$$z_m = 4.625 \text{ m} \quad z_u = 4.571 \text{ m}$$

z.u er avstand fra senter undergurt til tyngdepunkt

$$z_{\text{tot}} = 9.196 \text{ m} \quad S_{12} := \frac{M_{EdF2}}{z_{\text{tot}}} = 40291 \text{ kN} \quad \text{Strekk i overgurt}$$

$$T_{c2} := S_{12} = 40291 \text{ kN}$$

Her antas spennarmeringen å ligge i senter av overgurt og at trykksonen består av hele undergurtene.

Antar videre at hele overgurt er i strekk og hele undergurt i trykk. Fordeler kreftene over arealet av gurtene for lastpåføring i Abaqus.

Strekk i overgurt fordelt på m²:

$$S_{f.o2} := \frac{S_{12}}{A_{gurt.o}} = 7.6911 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$$

$$S_{f.u2} := \frac{T_{c2}}{A_{gurt.u}} = 7.9626 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Fordeling av skjærkraft i steg

Skjærkraft fra Fokus er ca 16550 kN

$$V_{Ed2} := 16550 \text{ kN}$$

Kraften fordeles på de to stegene i kasse snittet og føres fra disse inn i stiverne.

$$V_{steg2} := \frac{V_{Ed2}}{2A_{steg}} = 2.069 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Skjærkraft per m² i de to stegene i tverrsnittet.

Fordeling av normalkraft

$$N_{Ed3} := -220500 \text{ kN}$$

$$N_{EDf2} := \frac{N_{Ed3}}{A_{tot}} = -1.205 \times 10^7 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Oppsummert:
(Fordelte krefter)

Tilfelle:

	Maks skjær:	Maks moment:
Strekk i overgurt	$S_{f.o} = 7.22 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$	$S_{f.o2} = 7.691 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$
Trykk i undergrut	$S_{f.u} = 7.475 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$	$S_{f.u2} = 7.963 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$
Skjær	$V_{steg} = 2.1 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$	$V_{steg2} = 2.069 \times 10^6 \cdot \frac{N}{m^2}$
Normalkrefter	$N_{EDf} = -1.107 \times 10^7 \cdot \frac{N}{m^2}$	$N_{EDf2} = -1.205 \times 10^7 \cdot \frac{N}{m^2}$