

Bjelker med åpninger i steget

Jens Totland


Master i Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2018
Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner	DATO: 11.06.2018	ANTALL SIDER: 98
----------------------------------	------------------	------------------

TITTEL: Bjelker med åpninger i steget. Beams with web openings.	
UTFØRT AV: Jens Renslo Totland	

<p>SAMMENDRAG: Det er vedtatt at det skal lages et tillegg til prosjekteringsstandardene for stålkonstruksjoner som omhandler stålbjelker med større åpninger i stegene. Tillegget vil hete «EN 1993-1-13», og denne masteroppgaven vil basere seg på utkastet til dette tillegget. Utkastet vil sammenlignes tillegget opp mot doktoravhandlingen til Nils Chr Hagen. I avhandlingen har Hagen utviklet en veiledning for å kontrollere kapasiteten til bjelker med åpninger i steget. I den sammenhengen presenteres det også i oppgaven litteratur og teorier som gjør rede for effekten av åpninger på bjelkens steg.</p> <p>Beregningsreglene fra EN 1993-1-13 og doktoravhandlingen vil gjennomgås og deretter beregnes og sammenlignes. For å ha et sammenligningsgrunnlag med en bjelkes reelle oppførsel ble det gjennomført et forsøk i laboratoriet. I forsøket ble en IPE220 bjelke skjært til med to rektangulære åpninger og belastet i en firepunktstest.</p> <p>Det ble også tatt i bruk elementanalyser i Abaqus for å kartlegge hvor spenninger oppstår, knekkformer og bjelkens kapasitet. Det oppstod store spenninger i områdene rundt åpningene med høyeste spenninger ved åpningenes hjørner.</p> <p>Forsøket endte da det oppstod store spenninger i hjørnene og hjørnene deformerte seg. Dette skjedde ved en belastning på 265kN. Ved denne belastningen oppstod det deformasjoner i de trykkbelastede hjørnene. Dette var ikke en form for knekking, men var en form for utbøying som følge av at flytespenningen var nådd. Det viste seg i ettertid at profilet som ble benyttet i forsøket var for sterkt til å kunne knekke som ønsket.</p> <p>Videre blir beregningsreglene i tillegget og doktoravhandlingen beregnet og sammenlignet i forhold til forsøket. Ingen av kapasitetsberegningene for EN 1993-1-13 ble brutt som følge av måten forsøket ble utført, og tillegget kunne heller ikke beskrive spenningene som oppstod rundt hjørnene i åpningen. Hagens beregningsmetode ga en kapasitet som lå innenfor forsøkets belastning, dette som følge av konservative beregninger.</p>

FAGLÆRER: Professor Arne Aalberg
VEILEDER(E): Professor Arne Aalberg, professor emeritus Per Kristian Larsen
UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE VÅREN 2018

Jens Renslo Totland
Bjelker med hull i steget
Beams with web openings

1. Bakgrunn

Det er vedtatt i europeisk standardisering at det skal gis ut en ny del til prosjekteringsstandardene for stålkonstruksjoner (EN-1993), som får tittel EN 1993-1-13 «Beams with web openings».

Det er vanlig forekommende at det må etableres åpninger (hull) i steget til bærebjelker i bygninger, for framføring av kabler og rør, brannslukkevan, etc. Store hull som lages i steget til en I-bjelke reduserer både stegets skjærkapasitet og bjelketverrsnittets momentkapasitet, og kan, avhengig av hulllets plassering langs bjelken, kraftig redusere dens bæreevne for tverrlaster. Oppgaven er å ta for seg forslaget til den nye delen av stålstandarden, se på hvilke tilfeller av hull/åpninger i bjelkesteg den dekker, og hvilke beregningsanvisninger og regler som inngår.

2. Gjennomføring

Opgaven kan gjennomføres med følgende elementer:

- Gjøre rede for virkningen av åpninger i et bjelkesteg
- Se på tidligere arbeider som tar for seg forsøk og beregning av dette
- Velge ut en bjelkegeometri for forsøk i laboratoriet, for etterprøving av beregningsregler
- Modellerer dette i et elementmetodeprogram
- Gjennomføre og rapportere forsøk
- Sammenligne forsøksresultater, elementmetodesimuleringer og kapasitet etter håndregninger med formler fra litteraturen og forslaget til eurokoderegler
- Evt foreså forbedringer til formler for kapasitetskontroll

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

3. Rapporten

Opgaven skal skrives som en teknisk rapport i et tekstbehandlingsprogram slik at figurer, tabeller og foto får god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, evt. en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser og kilder. Oppgaver som skrives på norsk skal også ha et sammendrag på engelsk. Oppgaven skal leveres igjennom «DAIM».

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

Masteroppgaven skal leveres innen 11. juni 2018.

Medveileder er professor emeritus Per Kristian Larsen, NTNU.

Trondheim, 12. januar 2018
Arne Aalberg, Professor NTNU/ UNIS

Forord

Dette arbeidet er utført som en avsluttende masteroppgave ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU våren 2018. Det har vært en lærerik og utfordrende prosess som jeg har satt pris på.

Jeg vil i forbindelse med denne masteroppgaven takke min veileder professor Arne Aalberg for veiledning gjennom oppgaven. I tillegg ønsker jeg å takke professor emeritus Per Kristian Larsen for å ha vært min medveileder. Videre vil jeg også gi en takk til Christian Frugone for hjelp med gjennomføring av forsøk.



Jens Renslo Totland

11.06.2018, Trondheim

Sammendrag

Det er vedtatt at det skal lages et tillegg til prosjekteringsstandarden for stålkonstruksjoner som omhandler stålbjelker med større åpninger i steget. Tillegget vil hete «EN 1993-1-13», og denne masteroppgaven vil basere seg på utkastet til dette tillegget. Utkastet vil i denne oppgaven sammenlignes med doktoravhandlingen til Nils Chr Hagen. I avhandlingen har Hagen utviklet en veiledning for å kontrollere kapasiteten til bjelker med større åpninger i steget. I den sammenhengen presenteres det også i oppgaven litteratur og teorier som gjør rede for effekten som åpninger har på bjelkesteg.

Beregningsreglene fra EN 1993-1-13 og doktoravhandlingen vil deretter gjennomgås og beregnes. For å ha et sammenligningsgrunnlag med en bjelkes faktiske oppførsel ble det gjennomført et forsøk i laboratoriet. I forsøket ble en IPE220 bjelke skjært til med to rektangulære åpninger og belastet i en firepunktstest.

Det ble også tatt i bruk elementanalyser i Abaqus for å kartlegge hvor spenninger oppstår, knekkformer og bjelkens kapasitet. Det oppstod store spenninger i områdene rundt åpningene med høyeste spenninger ved åpningenes hjørner.

Forsøket endte da det oppstod store spenninger i hjørnene og hjørnene deformerte seg. Dette skjedde ved en belastning på 265kN. Ved denne belastningen oppstod det deformasjoner i de trykkbelastede hjørnene. Dette var ikke en form for knekking, men var en form for utbøyning som følge av at flytespenningen var nådd. Det viste seg i ettertid at profilet som ble benyttet i forsøket var for sterkt til å kunne knekke som ønsket.

Videre blir beregningsreglene i tillegget og doktoravhandlingen beregnet og sammenlignet i forhold til forsøket. Det viste seg at ingen av kapasitetsberegningene fra EN 1993-1-13 ble brutt. Tillegget kunne heller ikke beskrive spenningene som oppstod ved hjørnene i åpningen. Hagens beregningsmetode ga derimot en kapasitet som lå innenfor forsøkets belastning, dette som følge av konservative beregninger.

Abstract

It has been decided to add an addition to the design standards for steel structures that will cover the area of steel beams with large web openings. The addition will be named «EN 1993-1-13» and this master thesis will cover the draft of this addition. The draft will be compared with the doctoral dissertation of Nils Chr Hagen. In his dissertation, Hagen developed a guidance to verify the capacity of beams with web openings. In this context, it is also presented literature and theories that explains the way web openings interact with the capacity of the beam.

The design rules from EN 1993-1-13 and the doctoral dissertation will be reviewed and compared. In order to have a basis of comparison with a beam's actual behavior, a laboratory experiment was conducted. In the experiment, a four point flexural test were conducted on an IPE220 beam in which it was made two rectangular web cutouts.

Abaqus were used to make finite element analyses to determine where the capacity of the beam, the buckling mode shapes and where the stresses developed. The analyses showed that the stresses developed around the openings, with the maximum stresses at the corners of the openings.

The experiment finished due to high stresses at the corners of the opening which resulted in the corners deforming. This occurred at a loading of 265 kN. At this load, deformations occurred in the corners of the opening that was subjected to compression. The deformations was not due to buckling, but rather due to yielding. After the experiment it was discovered that the beam was too strong buckle under the loads applied in the experiment.

After comparing the calculations to the experiment, none of the capacities determined from EN 1993-1-13 were able to detect the maximum loading. The addition were neither able to determine the stresses that occurred in the corners of the openings. The doctoral dissertation were however able to give a capacity well within the boundaries of the maximum loading, however this was due to conservative calculations.

Innhold

Preface	i
Summary	i
Summary	iii
Table of Contents	vii
List of Tables	viii
List of Figures	x
1 Innledning	1
2 Teori	3
2.1 Knekking	3
2.1.1 Elastisk plateknekking	3
2.2 Knekking etter EC3	9
2.2.1 Beregning av skjærkapasitet for steg	9
2.2.2 Kombinasjon av skjær, aksial og moment	11
2.3 Teorier som beskriver stegets oppførsel	12
2.3.1 Strekkfeltsteori	12
2.3.2 Rotert strekkfeltsteori	14
2.3.3 Vierendeel-metode	16
2.3.4 Modifisert vierendeel-metode	19
3 Abaqus-modell	21
3.1 Modellering	21
3.2 Første modell	24
3.3 Andre modell	27

3.4	Tredje modell	29
4	Forsøk	31
4.1	Forsøkets oppsett	31
4.2	Forsøk 1	34
4.3	Forsøk 2	36
4.4	Forsøk 3	38
5	Beregningsregler	41
5.1	Hagens forslag til ny beregningsmetode	41
5.1.1	Kontroll av interaksjonsformel	41
5.1.2	Moment	42
5.1.3	Skjær	42
5.2	EN1993-1-13	46
5.2.1	Diverse kapitler	46
5.2.2	Bruddgrensetilstanden	50
5.3	Forskjeller og likheter mellom EN 1993-1-13 og Hagen . .	62
5.3.1	Moment	62
5.3.2	Skjær	62
5.3.3	Kombinasjoner av aksialkraft, skjær og moment . .	63
6	Kapasitetsberegninger	65
6.1	Generelle beregninger og input-data	65
6.1.1	Kapasiteter for fullstendig steg etter EN 1993-1-1 . .	67
6.2	Kapasiteter etter EN 1993-1-13	69
6.3	Kapasitet etter Hagen	72
6.3.1	Moment	72
6.3.2	Skjær	72
6.4	Sammenligning av resultater	73
7	Diskusjon	75
7.1	Bjelkens dimensjoner og materialfaktorer	75
7.2	Abaqus-analyse	76
7.2.1	Utvikling av rotert strekkfelt	76
7.2.2	Effekter fra Vierendeel-momenter	77
7.3	Forsøket	79
7.3.1	Forsøk og resultater	79
7.3.2	Utvikling av momenter	80

7.3.3	Moment-forskyvningskurve	81
7.3.4	Redusert stivhet	82
7.4	Beregninger	84
7.4.1	Konservative beregninger for maks kapasitet.	84
7.4.2	Beregningreglenes oppbygging	84
7.4.3	Hagens beregningsregler	85
7.4.4	EN 1993-1-13	86
7.4.5	Maksimal kapasitet	88
7.5	Feilkilder	90
8	Konklusjon	93
9	Videre arbeid	95
	Bibliography	95
	Appendix	1

Tabeller

3.1	Tverrsnittets dimensjoner	22
3.2	Målte materialdata	23
6.1	Bjelkens tverrsnitt.	65
6.2	Materialdata	67
6.3	Sammenligning av kapasitetsberegninger	73
7.1	Mål for IPE220	76
7.2	Sammenligning av krefter og momenter.	80
7.3	Oversikt over stivheter for forsøk	83
7.4	Oversikter belastninger, kapasiteter og beregnede makska- pasiteter.	86
7.5	Sammenligninger av høyeste mulige belastninger	88

Figurer

2.1	Geometri og spenninger som oppstår i en tynn plate [1] . . .	4
2.2	Rektangulær, fritt opplagt plate med enaksial trykk [1] . . .	5
2.3	Rektangulær plate med lineært varierende aksialkraft [1] . . .	6
2.4	Skisse som forklarer virkninger fra [6].	13
2.5	Strekkfelt som fordeles rundt åpning [6].	14
2.6	Rotert strekkfelt med sirkulær åpning.	15
2.7	Rotert strekkfelt med rektangulær åpning.	16
2.8	(a) Forstrukket åpning som følge av plastiske flyteledd vist i (b). Disse fører til ekstra momenter over åpningen som vist i (c) [7].	17
2.9	a) Åpningens dimensjoner. b) Krefter og momenter i åpningen. [4]	17
2.10	Klassisk vierendeel og modifisert vierendeel metode [4]. . .	19
3.1	Mesh som etterligner kvadratisk åpning.	24
3.2	Oversikt over hvor spenninger oppstår.	24
3.3	De fire første knekkformene.	25
3.4	Kraft [N] - forskyvning [mm] for Static-General”	26
3.5	Riktig kraft-forskyvningskurve av Abaqus	26
3.6	Oppdatert mesh for rektangulær åpning.	27
3.7	Kraft-forskyvningskurve for rektangulær åpning	28
3.8	De fire første realistiske knekkformene	28
3.9	Kraft forskyvningskurve for forsøk 3	29
4.1	Oppsett før første firepunktstest.	31
4.2	Bilde av stivere.	32
4.3	Kraft-forskyvningskurve for avbrutt forsøk med kvadratiske åpninger.	34
4.4	Oppdatert kraft-forskyvningskurve fra Abaqus.	35
4.5	Last-forskyvningskurve fra 2. forsøk	37

4.6	Permanent deformasjon over åpning.	37
4.7	Kraft - forskyvningskurve for forsøk 3.	38
4.8	Utbøyning i hjørnet.	39
4.9	Kart over lengde utbøyning ut av planet.	39
4.10	Kurve som illustrerer hvordan nedbøyningene endrer seg langs bjelken. Alle mål er i mm.	40
5.1	Knekking ved åpning [10].	53
5.2	Interne krefter og momenter for kritisk snitt ved sirkulær åpning [10].	57
5.3	Interne momenter og krefter i det gjenværende steget mellom sirkulære åpninger [10].	58
6.1	Oppsett for firepunktstesten ved forsøk 1	66
6.2	Skjær og momentdiagram for bjelkeoppsettet.	66
7.1	Strekkfelt for et fullstendig steg	76
7.2	Utvikling av rotert strekkfelt	77
7.3	Spenningsutvikling i steg som følge av Aksialkrefter i T-seksjoner.	78
7.4	Utbøyning i Abaqus med samme deformasjon som i forsøket	79
7.5	Sammenligning av moment mot nedbøyning.	81
7.6	Sammenligning av stivheter - målt ved moment mot total nedbøyning.	82
7.7	Abaqus-modell uten redusert steg.	91

Kapittel 1

Innledning

Platebærere og valsede bjelker er noen av de vanligere konstruksjonselementene som benyttes. Som følge av arkitektoniske eller praktiske årsaker må det til tider lages åpninger i stegene. Ettersom gode beregningsregler på bjelker og platebærere med større åpninger i stegene har manglet i lengre tid, har beregningene ofte blitt veldig konservative.

Det er derimot nylig bestemt at det skal utvikles et tillegg til stålstandarden som omhandler stålbjelker med større åpninger i stegene. Tillegget heter EN 1993-1-13 og er for tiden under utvikling.

En tidligere beregningsmetode er utviklet i doktoravhandlingen til Dr. Ing Nils Chr Hagen. Hagen utviklet en veiledning for å beregne kapasiteten til bjelker med åpninger i stegene. For å lage retningslinjene har han benyttet ikke-linjære FEM-analyser hvor han har sett nærmere på bjelker med forskjellige type åpninger i stegene.

Denne oppgaven vil sammenligne disse beregningsmetodene. For å ha et sammenligningsgrunnlag med en bjelkes faktiske oppførsel vil det utføres et forsøk på en IPE220 bjelke. Det vil også bli benyttet elementanalyser for å beregne kapasiteten av forsøket, i tillegg til å få en oversikt over hvordan spenningene oppstår.

Denne oppgaven vil dermed inneholde følgende:

- Gjennomgang av relevant teori som omhandler plater og effekten av åpninger i steget.
- Gjennomgang av EN 1993-1-13 og Hagens beregningsregler.
- Abaqus-analyse for å beregne kapasitet, se utvikling av spenninger og eventuelle knekkformer.
- Beskrivelse og utføring av forsøk.
- Sammenligning av beregningsregler mot resultater fra forsøk.

Avgrensninger

Denne oppgaven dekker et stort tema, derfor er det besluttet å gjøre noen avgrensninger. Forsøket som utføres i oppgaven utføres for en så enkel åpning som mulig. Dermed vil utdyping om armering og effekten av flere åpninger avgrenses til det som nevnes i EN 1993-1-13. Profilet ligger også i tverr-snittsklasse 1 og er dermed ikke utsatt for knekking. Som følge av dette, vil det bare kontrolleres for knekking etter delkapittel 6.5 i EN 1993-1-13.

Kapittel 2

Teori

2.1 Knekking

2.1.1 Elastisk plateknekking

Ettersom det er ønskelig at steget knekker, kan steget sammenlignes med en plate. Dermed bør fenomenet plateknekking forklares. For å videre beskrive plateknekking benyttes en homogen og rektangulær plate uten noen form for utskjæringer. Teorien i dette delkapittelet er hentet fra [1], og her kan en også se utledningen av differensiallikningen for plateknekking.

Differensiallikningen for plateknekking er gitt ved:

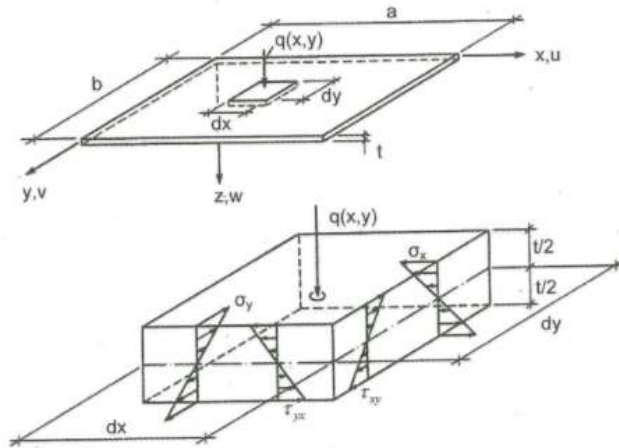
$$\nabla = \frac{1}{D} \left(N_x \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + N_y \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} + 2N_{xy} \frac{\delta^2 w}{\delta x \delta y} \right) \quad (2.1)$$

hvor

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu)} \quad (2.2)$$

Kapittel 2. Teori

Under er en figur som viser geometrien og spenningene som oppstår i en tynn plate.



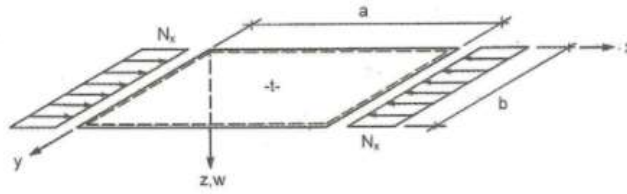
Figur 2.1: Geometri og spenninger som oppstår i en tynn plate [1]

Ut i fra differensiallikningen og randbetingelser kan vi forklare hvordan platen vil knekke avhengig av forskjellige lastkombinasjoner. Løsningen av differensiallikningen påvirkes av hvilken lastkombinasjon som benyttes og hvordan platen er opplagt. Det må også antas en passende forskyvningsfunksjon for å kunne løse differensiallikningen. Vi antar i alle kombinasjoner at platen er enkelt opplagt og at det heller ikke opptrer momenter langs randene.

Aksialkrefter

Dersom vi ser på aksiallast for seg selv, er det kun den konstante membran-kraften, N_x , som opptrer innover i platen. Dermed blir differensiallikningen forenklet til 2.4.

$$\nabla^4 w + \frac{N_x}{D} \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \right) = 0 \quad (2.3)$$



Figur 2.2: Rektangulær, fritt opplagt plate med enaksial trykk [1]

Randbetingelsene tilfredsstilles ved forskyvningsfunksjonen

$$w(x, y) = w_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (2.4)$$

Noe som fører til at den elastiske knekkspenningen er uttrykt ved

$$\sigma_{x,cr} = \frac{N_{x,cr}}{t} = k_{\sigma} \left(\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \right) = k_{\sigma} \cdot \sigma_e \quad (2.5)$$

Hvor

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (2.6)$$

$$k_{\sigma} = \left(m \frac{b}{a} + \frac{n^2 a}{m b} \right)^2 \quad (2.7)$$

σ_e er en basis knekkspenning. Den avhenger av materialet, det vil si E-modul, tverrkontraksjonstall ν i tillegg til platens slankhet uttrykt ved forholdet t/b . Knekkfaktoren k_{σ} inkluderer platens randbetingelser i tillegg til fordeling av ytre laster.

Det er ønskelig å finne den laveste kritiske spenningen, og dermed må den laveste k_{σ} finnes basert på m og n hvor m og n beskriver antall “utknekkinger” i henholdsvis x og y -retning. For å få så få utknekkinger som mulig, settes antall utknekkinger i y -retning = 1, dermed blir $n = 1$.

$$k_{\sigma} = \left(m \cdot \frac{b}{a} + \frac{1}{m} \cdot \frac{a}{b}\right)^2 \quad (2.8)$$

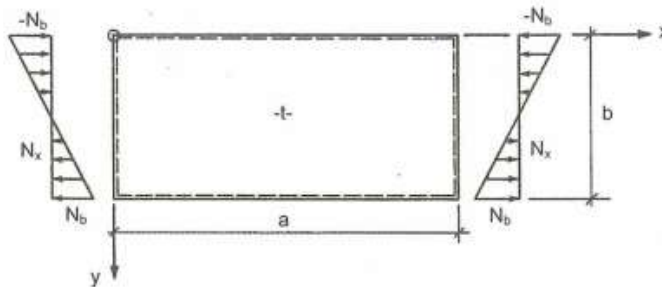
Videre blir knekktallet k_{σ} en funksjon som avhenger av a/b . Ved å se på antall utknekkninger, m , i forhold til a/b , ser en at $k_{\sigma} = 4$ ettersom a/b stiger over $a/b = 1$. Dermed kan det forenkles for å så lage et enklere uttrykk for knekkfaktoren hvor $\alpha = a/b$:

$$\alpha \geq 1 \longrightarrow k_{\sigma} = 4 \quad (2.9)$$

$$\alpha < 1 \longrightarrow k_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \quad (2.10)$$

For å øke platens kritiske spenning kan platens tykkelse økes. Alternativt er det mulig å sette inn stivere, men dersom en ønsker å bruke vertikale stivere er dette en lite økonomisk løsning ettersom det må settes inn mange stivere for å få en betydelig økning. Et bedre alternativ er å sette inn langsgående stivere som tvinger platen til å knekke i flere halvbølger, noe som fører til at knekktallet øker, samtidig som stiveren bærer aksialkraften N_x .

Moment



Figur 2.3: Rektangulær plate med lineært varierende aksialkraft [1]

Belastninger som følge av moment fører til bøyning av bjelken slik at øvre del av bjelken opplever trykk, mens nedre del blir påvirket av strekk. Der-

med kan en forenklet se på bjelken som om den blir belastet av en lineært varierende aksialkraft. Aksialkreftene kan uttrykkes som:

$$N_x = -N_b(1 - \frac{2\gamma}{b}) \quad (2.11)$$

Hvor N_b er kraftens verdi ved rendene $\gamma = [0, b]$. Dette fører til en et spenningsfelt hvor resultanten er momentet $M_z = \frac{1}{6} \cdot b^2 N_b$.

Dette fører igjen til at platens differensiallikning blir:

$$\nabla^4 w + \frac{N_b}{D} (1 - \frac{2\gamma}{b}) \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} = 0 \quad (2.12)$$

For å finne knekkfaktoren er det hensiktsmessig å se på en tilnærmet løsning ved å benytte prinsippet om minimum potensiell energi. Dersom en forskyvningsfunksjon som tilfredsstillende randbetingelsene benyttes kan vi finne kritisk verdi, $N_{b,cr}$, ved å sette den inn i uttrykket for platens potensielle energi. Videre kan knekkfaktoren finnes.

$$w(x, y) = \sin \frac{m\pi x}{a} (A_1 \sin \frac{\pi y}{b} + A_2 \sin \frac{2\pi y}{b}) \quad (2.13)$$

$$\sigma_{b,cr} = \frac{N_{b,cr}}{t} = \frac{9\pi^4}{32} \frac{D}{b^2 t} (\frac{m}{a/b} + \frac{a/b}{m}) (\frac{m}{a/b} + 4 \frac{a/b}{m}) = k_b \cdot \sigma_e \quad (2.14)$$

Her finnes knekkfaktoren, som videre vil benyttes til å finne laveste knekkspenning.

$$k_b = \frac{9\pi^4}{32} (\frac{m}{a/b} + \frac{a/b}{m}) (\frac{m}{a/b} + 4 \frac{a/b}{m}) \quad (2.15)$$

Dette fører nå til at knekkfaktoren igjen er et uttrykk av forholdet mellom a/b . Forenklet kan en for en fritt opplagt plate hvor $\alpha = a/b$ sette knekkfaktoren lik:

$$k_b = 23,9, \alpha = a/b \geq 2/3 \quad (2.16)$$

$$k_b = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6\alpha^2, \alpha = a/b < 2/3 \quad (2.17)$$

Skjær

På lik linje som for aksialkrefter og moment kan differensial-likningen løses for et tilfelle med kun skjærkrefter ved å benytte en forskyvningsfunksjon. Den kritiske skjærkraften $N_{xy} = \tau_{xy} \cdot t$ kan skrives på samme måte som for en plate belastet av aksialkrefter.

$$\tau_{xy} = \frac{N_{xy,cr}}{t} = k_\tau \cdot \sigma_e \quad (2.18)$$

På samme måte kan en sette inn en forskyvningsfunksjon og løse for k_τ . Gjennomføringen kan leses i [1]. Løsningen fører til at knekkfaktoren for en fritt opplagt og skjærbelastet plate blir tilnærmet

$$k_\tau = \frac{5,34}{\alpha^2} + 4, \alpha = a/b \leq 1 \quad (2.19)$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}, \alpha = a/b > 1 \quad (2.20)$$

2.2 Knekking etter EC3

I EN 1993-1-1 [5.5.1] klassifiseres tverrsnitt for å fastsette i hvilken grad tverrsnittets moment- og rotasjonskapasitet begrenses av lokal knekking av tverrsnittsdelen [2]. For tverrsnittsklasse 1 og 2 er ikke utsatt for lokal knekking. Dersom tverrsnittet derimot ligger i tverrsnittsklasse 4, bør tverrsnittets areale reduseres, før det videre beregnes redusert kapasitet. For å redusere et tverrsnitt benyttes EN 1993-1-5 4.4, hvor reduksjonsfaktor for å oppnå et effektivt tverrsnitt finnes basert på hovedsakelig spenningsfordeling og geometri [3]. Deretter benyttes det effektive tverrsnittet til å dimensjonere bjelkene for å unngå knekking.

2.2.1 Beregning av skjærkapasitet for steg

For hele steg

På lik linje som med aksialkrefter er det ønskelig å finne en reduksjonsfaktor for å kunne bestemme skjærkapasiteten for steget. Skjærkapasiteten for et steg belastet av skjærkrefter kan gis med:

$$V_c = \chi_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot h \cdot t \quad (2.21)$$

χ_w tar hensyn til plastifisering, varierende flytespenning og unøyaktigheter i materialet. Reduksjonsfaktoren χ_w er basert på eksperimenter og er en funksjon av stegets relative slankhet. Den relative slankheten kan finnes som en funksjon av kvadratroten av forholdet mellom skjærspenning og den kritiske skjærspenningen [4].

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{(\tau_y/\tau_{cr})} \quad (2.22)$$

Kritisk skjærspenning er gitt av følgende formel

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \right] \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^2 \quad (2.23)$$

k_τ er en skjærnekkkoeffisient som er en funksjon av grensebetingelser og størrelsesforholdet til steget. For dette tilfellet med fire fritt opplagte sider og $a/h \geq 1$, blir skjærnekkkoeffisienten:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2} \quad (2.24)$$

χ_w kan også leses ut fra tabeller hvor χ_w avhenger av slankhetsforholdet til steget.

Skjærnekking for steg med utskjæringer

Ettersom utskjæringene fjerner en del av steget vil også skjærkapasiteten bli redusert avhengig av hvor mye av stegets areal som er fjernet. Hagen har i avhandlingen sin tenkt på hvordan en kan best bestemme skjærkapasiteten:

Et forslag er modifisert skjærnekkkoeffisient $k_{\tau,mod}$ hvor en deretter finner en ny kritisk skjærspenning, relativ slankhet og til slutt en ny reduksjonsfaktor $\chi_{w,mod}$ [4]. Formelen for kritisk skjærspenning vil da bli:

$$\tau_{cr,mod} = k_{\tau,mod} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \right] \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^2 \quad (2.25)$$

Videre vil skjærkraften bestemmes ved $V_{cr,mod} = \tau_{cr,mod}ht$. Ulempen her er at $k_{\tau,mod}$ er den eneste parameteren som kan inneholde informasjon om åpningen. Den må dermed inneholde skjær, andregrads- eller vierendeel-momenter i tillegg til globale og lokale kritiske laster. Det antas at dette fører til et stort antall under-parametre, og dermed er nok ikke dette en god løsning.

Hagen mener det er en bedre løsning å modifisere χ_w , som da vil bli omtalt som $\chi_{w,mod}$. Han mener at det bør lages kurver for forskjellige D/h forhold for sirkulære åpninger, og tilsvarende kurver for kvadratiske åpninger. For kvadratiske åpninger må kurvene ta hensyn til både høyden og lengden av åpningen i forhold til høyden av steget. Ved å benytte denne løsningen kan (2.21) omformes til:

$$V_{c,mod} = X_{w,mod} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot h \cdot t \quad (2.26)$$

På denne måten trenger ikke k_τ å modifiseres, og den gir dermed bare informasjon om størrelsesforholdet til steget ettersom det antas at steget er fritt opplagt langs randene. For å bestemme $X_{w,mod}$ kan den finnes analytisk ved hjelp av eksperimenter eller ved hjelp av elementanalyser. Denne løsningen vil bli videre forklart i senere kapittel.

2.2.2 Kombinasjon av skjær, aksial og moment

En plate vil vanligvis være utsatt for en kombinasjon av moment, aksial- og skjærkrefter i tillegg til eventuelle krefter normalt på plateplanet. Dermed kan en plate sjeldent benytte hele sin skjær-, aksial- eller momentkapasitet. Det finnes derfor flere måter å beregne kapasitet avhengig av hvilke krefter som er til stede. Dersom platene er tilstrekkelig tykke, det vil si i tverrsnittsklasse 3 eller høyere, vil ikke lokal knekking være et problem i samme grad som det er for tverrsnittsklasse 4. For de høyere tverrsnittsklassene bør derimot Von Mises flytekriterie ikke brytes [5]. Dersom det skjer kan det oppstå flyt og materialet kan deformeres.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.27)$$

2.3 Teorier som beskriver stegets oppførsel

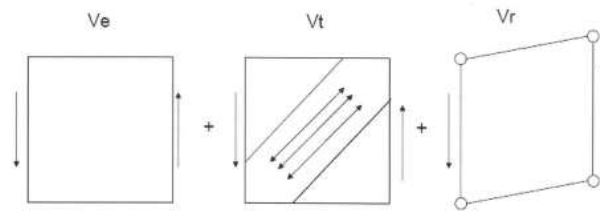
2.3.1 Strekkfeltsteori

Strekkfeltsteori er en analytisk beregningsmetode som brukes til å beregne skjærkapasiteten til slanke plater. Ofte kan en finne denne type plater i form av steg i platebærere. Etter at en bjelke knekker som følge av skjær, vil ofte steget knekke ut, og deretter kan strekkfeltsteori benyttes for å forklare oppførselen og til steget. For at strekkfelt skal kunne oppstå, må dermed platen ha et høyde/tykkelses-forhold som er så stort at tverrsnittet havner i tverrsnittsklasse 4 i henhold til EC3.

Når et steg blir belastet med gradvis stigende skjærkraft skjer det flere ting. I starten vil skjærkraften stige til den kritiske skjærspenningen nå [6]. Når det skjer, vil platen knekke og nå kan ikke steget ta opp flere komprimerende spenninger. Dersom skjærspenningene øker, vil platen omforme spenningene slik at steget virker som et forenklet fagverk med trykk- og strekkstaver. Det oppstår trykk i flensene og eventuelle tverrstiverne, mens det oppstår strekkfelt diagonalt mellom stiverne. En forutsetning for stiverne er at de har egenskaper som tilsvarer tverrsnittsklasse 1 eller 2 og at de har tilstrekkelig avstand fra hverandre. Etter omformingen av spenningene er platen igjen stabil helt til kapasiteten til strekkfeltet brytes. Det siste som skjer er når den endelige skjærkraften oppstår. Ved økende belastning vil strekkspenningene i kombinasjon med den kritiske skjærspenningen føre til at steget flyter. Dette skjer når det oppstår hengsler i flensene og sammen med flytingen skaper en plastisk mekanisme som gjør at steget går til brudd.

Kapasiteten til platen kan beregnes ved hjelp av superposisjon av de tre forskjellige kapasitetene til de ulike bærevirkningene. Dette er bærevirkninger som kommer fra kapasiteten fra den kritiske skjærlasten V_e , effekten fra strekkfeltet og rammervirkning. I figuren under ser vi på et kvadratisk perfekt plan som har flenser og tverrstivere langs randene.

$$V_{b,Rd} = V_e + V_t + V_r \quad (2.28)$$



Figur 2.4: Skisse som forklarer virkninger fra [6].

Virkning fra steget V_e

Den kritiske skjærlasten V_e kan beregnes fra bidraget fra steget etter EC3 [5]. Platen utsettes for en skjærlast som fører til uniform skjærspenning, τ , langs rendene. Når skjærspenningen øker til kritisk skjærspenning, τ_{cr} , vil platens kapasitet overskrides, noe som fører til at platen vil gi etter, bli ustabil og knekke ut. Kritisk skjærkraft V_e er gitt ved:

$$V_e = \tau_{cr}ht = k_{\sigma}\sigma_e ht = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu)^2} \left(\frac{t}{b}\right)^2 ht \quad (2.29)$$

Virkning fra strekkfeltet V_t :

Etter at platen har nådd kritisk spenning, vil den omforme kreftene, noe som fører til at strekkspenningene opptrer i et diagonalt belte i platen. Her opptrer både strekkspenninger i tillegg til skjærspenninger, mens det ellers bare er skjærspenningene som opptrer utenfor strekkfeltet. Etterhvert som lasten øker, vil kombinasjonen av strekk- og skjærspenninger føre til at steget går til flyt i området med strekkfeltet.

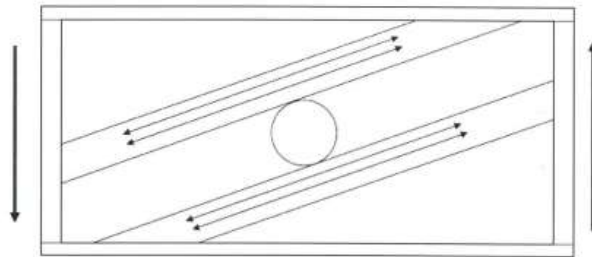
Rammevirkning V_r :

Den plastiske bøyestivheten til rendene har mye å si for den ytterligere kapasiteten og bredden på strekkfeltet. Tykkere render medfører større stivhet og dermed større kapasitet. Dersom lasten økes, vil det føre til at det oppstår

plastiske flyteledd i hjørnene som skapes av flens og stivere. Flyteleddene i randene i kombinasjon med flyt i strekkfeltet vil føre til at systemet blir til en mekanisme som deretter vil føre til kollaps.

Bjelker med utskjæringer i steg:

For bjelker med utskjæringer i steget kan det oppstå en betraktelig reduksjon i kapasitet, og da spesielt med tanke på skjær. Utskjæringer påvirker skjærkapasiteten på to måter. Den ene måten er det reduserte tverrsnittsarealet som dermed reduserer skjærkapasiteten direkte. Den andre måten avhenger av hvor utskjæringen ligger. Dersom utskjæringen overlapper strekkfeltet, vil ikke strekkfeltets bredde kunne utvikle seg fullstendig, og dermed må strekkfeltet dele seg i to rundt hullet. Dette fører til at kapasiteten reduseres. Rotert strekkfeltsteori forklarer dette ved å fordele spenningene på en annerledes måte og vil bli presentert i neste delkapittel.



Figur 2.5: Strekkfelt som fordeles rundt åpning [6].

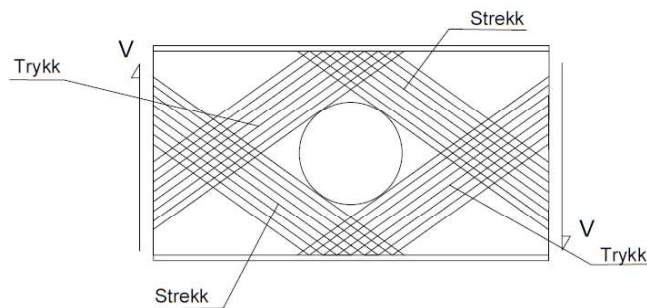
2.3.2 Rotert strekkfeltsteori

Rotert strekkfeltsteori ble originalt utviklet for bjelker som kun hadde endestivere. Dette ettersom bruk av vanlig strekkfeltsteori på slike bjelker er svært konservativt. Metoden er hovedsakelig brukt for å finne skjærkapasitet, men den kan også benyttes til å ta for seg problemer med kombinasjoner av moment og skjær ved hjelp av interaksjonsformler.

For å forklare konseptet, antas det en perfekt bjelke med avstivning kun i endene med utskjæring midt i steget. Det sees også bort ifra innvirkningen

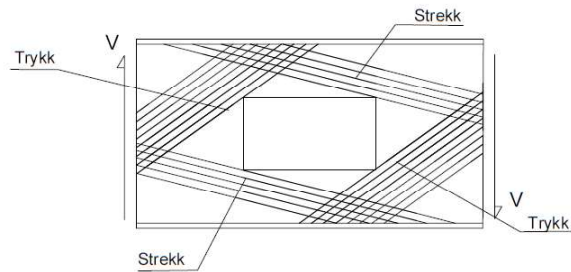
på flensens bøyekapasitet, og kun effekten av skjærkrefter betraktes. Når skjærkraften er rett under bruddgrensen, vil steget knekke ut av planet. Det oppstår nå totalt to strekkfelt og to trykkfelt rundt åpningen i steget. Rotert strekkfeltsteori kan sammenlignes med vanlig strekkfeltsteori, hovedforskjellen er at det oppstår et trykk og et strekkfelt på hver side av hullet. I [4] er utledning av skjærkapasitet vist basert på trykk- og strekk-spenning, vinkler på feltene og dimensjoner på steg og utskjæring.

Oppførselen for bjelker med sirkulære utskjæringer er slik at små skjærkrefter blir fordelt symmetrisk om sentrum av utskjæringen. Nå vil strekk- og trykk-spenninger være like store. De største spenningene opptrer på kanten av åpningen ved ca 45° i forhold til en horisontal-linje som går gjennom sentrum i åpningen. Etersom skjærkraften er liten, opplever ikke steget større forskyvninger. Dersom kraften stiger, vil trykkspenningene ved 45° -punktene stige til et maksimalt nivå, før de synker igjen etter at steget knekker. Dette vil starte en omforming av spenningene i steget. Strekkspenningene, som virker vinkelrett på trykkspenningene, vil dermed øke mer enn det skjærkraften øker. Samtidig som dette skjer, vil det oppstå en spenningsomfordeling rundt åpningen. Punktet for maksimal strekkspenning flytter seg over og under åpningen og legger seg på en vertikal linje gjennom sentrum av åpningen.



Figur 2.6: Rotert strekkfelt med sirkulær åpning.

Oppførselen for rektangulære åpninger er omtrent som for sirkulære åpninger. Selve strekkfeltene oppstår på samme måte som for de sirkulære utskjæringerne. Tversgående forskyvninger konsentreres langs de to hjørnene i åpningen som er i kompresjon. I de to andre hjørnene vil det oppstå plastiske hengsler.



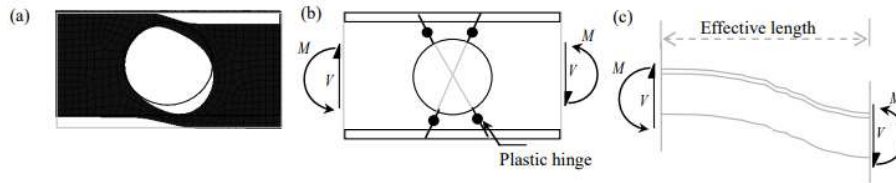
Figur 2.7: Rotert strekkfelt med rektangulær åpning.

Utregninger av kapasiteter kan leses i [4]. På grunn av forskjellige former på åpningene blir det noen få endringer på formlene. Gjennomføringen forblir den samme, men for kvadratiske åpninger benyttes det forskjellige bredder, spenninger, knekk lengder og vinkel på strekkfeltene enn for de sirkulære åpningene.

2.3.3 Vierendeel-metode

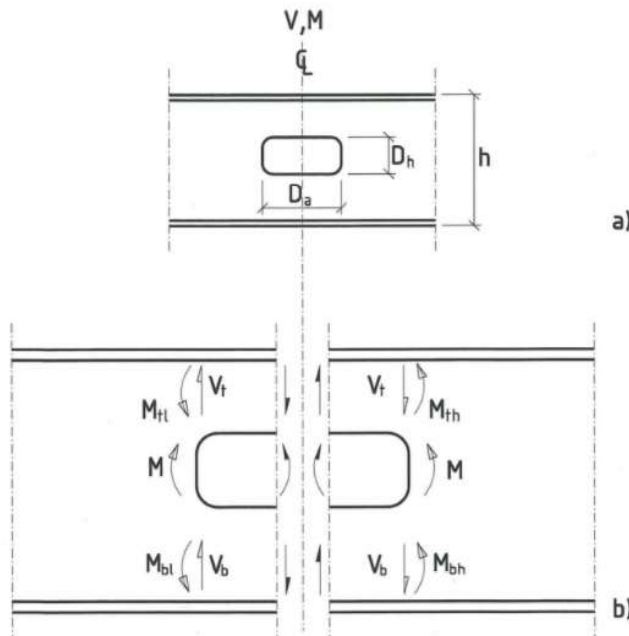
Som følge av åpningene i bjelkesteget, kan det i følge [7] antas at flere feilmøder kan oppstå. En av disse er Vierendeel-mekanismer som oppstår på grunn av høye skjærkrefter som angriper en bjelke med åpninger i steget. På grunn av åpningene i steget blir bjelkens skjærkapasitet redusert, og dermed må alle skjærkreftene bæres av flensene og det resterende steget som gjenstår av bjelken, heretter omtalt som T-seksjoner. Dette fører også til at det oppstår større spenninger som fører til at det utvikler seg plastiske flyteledd i hjørnene på åpningene i rektangulære åpninger eller ved spesifikke posisjoner dersom åpningen har sirkulær form. Dette fører til at T-seksjonene deformeres til en forstrukket form. Som en ser i a) i figuren nedenfor.

2.3 Teorier som beskriver stegets oppførsel



Figur 2.8: (a) Forstrukket åpning som følge av plastiske flyteledd vist i (b). Disse fører til ekstra momenter over åpningen som vist i (c) [7].

Når en bjelke med åpning i steget utsettes for skjær, må den bære skjærkrefte i tillegg til primær- og sekundær-momentene. Primær-momentene er de vanlige bøyemomentene som oppstår fra ytre påkjenninger. Sekundær-momentene, som herfra vil bli omtalt som vierendeel-momenter, oppstår som følge av skjærkrefter i T-seksjonene som overføres over åpningen. Vierendeel-momentet bestemmes som følge av den effektive lengden av åpningen. Den effektive lengden bestemmes av åpningens form og dimensjoner.



Figur 2.9: a) Åpningens dimensjoner. b) Krefter og momenter i åpningen. [4]

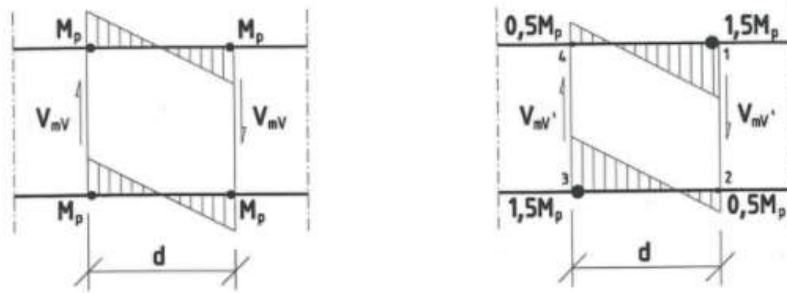
Kapittel 2. Teori

For å beregne vierendeel-momentet, benyttes beregningsmetode fra [4]. Her beregnes vierendeel-momentet basert på skjærkraft og lengde på åpningen. For å finne det totale momentet som virker på åpningen, finnes momentet ved å beregne momentet ved midtpunktet av åpningen, før det legges til eller trekkes fra effekten av vierendeel-momentet avhengig av om en ser på siden med høyeste eller laveste moment. Under er uttrykket for siden med høyest moment.

$$M_h = M + \frac{VD_a}{2} \quad (2.30)$$

2.3.4 Modifisert vierendeel-metode

En modifisert versjon av vierendeel metode er presentert i [4]. Hagen påstår at en modifisert vierendeel metode er en bedre metode for å bestemme skjærkapasiteten til større rektangulære åpninger enn det rotert strekkfeltsteori er. Rotert strekkfeltsteori gir derimot større skjærkapasiteter for små åpninger og slanke steg enn det modifisert Vierendeel metode gjør. For en kvadratisk åpning med sider $0,5 h$ vil metodene gi omtrent de samme resultater, men dersom åpningene blir større vil modifisert Vierendeel metode gi høyere skjærkapasitet, og er dermed den beste metoden.



Figur 2.10: Klassisk vierendeel og modifisert vierendeel metode [4].

Det som skiller den klassiske og den modifiserte vierendeel-metoden er hovedsakelig antakelsen av hvordan stivhet er langs åpningen. I den klassiske metoden, har den resterende bjelken over og under åpningen den samme stivheten og plastisk momentkapasitet M_p . Vierendeel-momentdiagrammet kan sees i figuren til venstre. For denne metoden, er skjærkapasiteten gitt ved:

$$V_{mV} = \frac{4M_p}{d} \quad (2.31)$$

For den modifiserte vierendeel-metoden, er ikke nødvendigvis de plastiske momentkapasitetene for hjørnene de samme. Her må derimot to og to av hjørnene opptre slik at den plastiske momentkapasiteten samsvarer. På

denne måten har den modifiserte metoden samme samme kapasitet som for den klassiske metoden.

$$V_{mV'} = \frac{(1,5M_p + 0,5M_p + 1,5M_p + 0,5M_p)}{d} = \frac{4M_p}{d} \quad (2.32)$$

Som følge av vierendeel-momentene vil det ikke være mer kapasitet i hjørnene som opplever strekk (forutsatt at åpningen ikke er armert). Dersom steget skulle deformeres i kompresjonshjørnene, må skjærkapasiteten reduseres, men bjelken vil fremdeles ha mer kapasitet igjen. Kort oppsummert, vil bjelkens skjærkapasitet nå maks verdi, før den reduseres ved videre belastning etter dette.

For slanke steg er skjærkapasiteten bestemt etter lokal søyleknekking i steget ved siden av åpningen. Dette er basert på kritisk skjærspenning. Denne formen for knekking bør ikke oppstå, og dermed vil åpninger designet etter modifisert vierendeel-metode (og rotert strekkfelt) ha veldig små tverrgående spenninger i det skjærkapasiteten nås.

Kapittel 3

Abaqus-modell

I denne oppgaven skal det nye tillegget som utvikles til stålstandard, EN 1993-1-1 gjennomgås i tillegg til doktoroppgaven til Nils Chr Hagen. For å gjøre dette, gjennomføres et forsøk for å danne sammenligningsgrunnlag med beregningene. For å forutse kapasiteten fra forsøket ble det laget en Abaqus-modell.

3.1 Modellering

For å kunne forutse bjelkens oppførsel og kapasitet ble det modellert en ikke-lineær elementanalyse i Abaqus 6.14-1. Ved å benytte FEM-analyser kan en forutse maksimal belastning, hvor spenningene oppstår og hvilke deler av bjelken som deformeres først.

Det ble totalt laget tre forskjellige modeller for de tre forsøkene som ble gjennomført. Totalt ble det også fullført fire forskjellige analyser. Første analyse er en enkel analyse for å se hvor spenningene i tverrsnittet oppstod. Videre ble det benyttet en lineær knekkingsanalyse for å finne knekkformene i tillegg til belastningene som skal til for at knekkformen inntreffer. Det ble også gjort et forsøk på å gjennomføre en ikke-lineær knekkingsanalyse med step-funksjonen 'static, Riks' hvor knekkmoder fra den lineære knekkanalysen ble benyttet, men som følge av begrenset maskinvare ble denne analysen valgt bort til fordel for en ikke-lineær analyse med step-funksjonen

'static-general'.

Modellens størrelse

For å begrense størrelsen på analysen, ble bare halve bjelken fra forsøket modellert. Modellen ble forenklet ved å dele den symmetriske bjelken i to for å så sette på randbetingelser som gjør at bjelken oppfører seg symmetrisk om midtpunktet. Bjelkens dimensjoner er gitt i [8], disse dimensjonene ble også kontrollmålt og bekreftet før forsøket ble utført.

t_f	t_w	b	h
8,7	6,1	110	222

Tabell 3.1: Tverrsnittets dimensjoner

Bjelken er modellert med en stiver under punktlasten på begge sider av steget ettersom det i forsøket brukes stivere under punktlasten. Stiveren er meshet inn i modellen til bjelken. Punktlasten overføres via en ikke-deformerbar del som etterligner lastsylindere som benyttes i forsøket. Denne delen og bjelken er bundet sammen ved hjelp av en "tie-constraint" mellom overflatene, hvor den ikke-deformerbare delen er "master-surface" og bjelken er "slave-surface".

Randbetingelser

På bjelkens venstre side, 100mm innenfor bjelkekanten ligger bjelken på en opplager. På dette punktet er bjelken også fastholdt for å motvirke vipping av profilet. Bjelken er dermed fastholdt nederst i alle retninger, mens den er på toppen fastholdt i tverr-retning. For at modellen skal oppføre seg som at den er en fullstendig bjelke, er det satt på randbetingelser for å skape symmetri om z-aksen. På denne måten oppfører bjelken seg symmetrisk om midten.

Materialdata

Ettersom bjelken som blir benyttet i denne oppgavens forsøk er et avkapp av bjelken som benyttes i [8], hentes også materialdata derfra. I løpet av forsøket som ble beskrevet i [8], ble deler av steget freset av og strekktestet for å finne nøyaktig flytespenning, strekkfasthet og E-modul. Målingene kan leses i tabellen under.

	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E[N/mm ²]
Tverretning	425	528	200 000
Bjelkeretning	373	528	200 000

Tabell 3.2: Målte materialdata

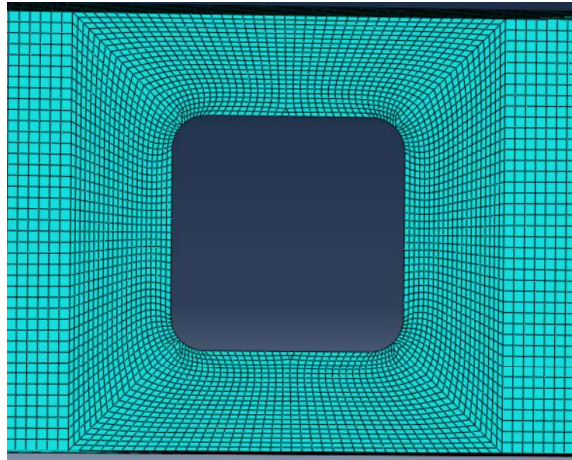
Ettersom modellen baserer seg på bjelken i forsøket, ble det besluttet å benytte de målte verdiene fra tidligere strekktest. Dermed benyttes verdiene for bjelkens retning, dermed settes $f_y = 373\text{MPa}$. Videre settes $f_u = 528\text{MPa}$ og Poissons tall ν settes lik 0,3.

Skallelementer

I modellen blir S4R skallelementer benyttet. Dette er samme type elementer som ble benyttet av Hagen i hans elementanalyser. S4R er et 4-noders tynnshjell element som har 6 frihetsgrader i hver node og som benytter redusert integrasjon. S4R elementene fører til at beregningstiden blir redusert i forhold til dersom vanlige S4-elementer skulle benyttes.

Meshing

Meshet som ble brukt i bjelken har størrelse 5x5mm. Inn mot selve åpningen er det lagt vekt på å utvikle et mindre mesh for å få enda mer nøyaktige resultater. Det ble lagt vekt på å lage et symmetrisk mesh rundt åpningen.

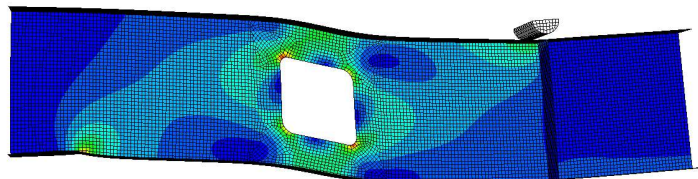


Figur 3.1: Mesh som etterligner kvadratisk åpning.

3.2 Første modell

Spenningsopptreden

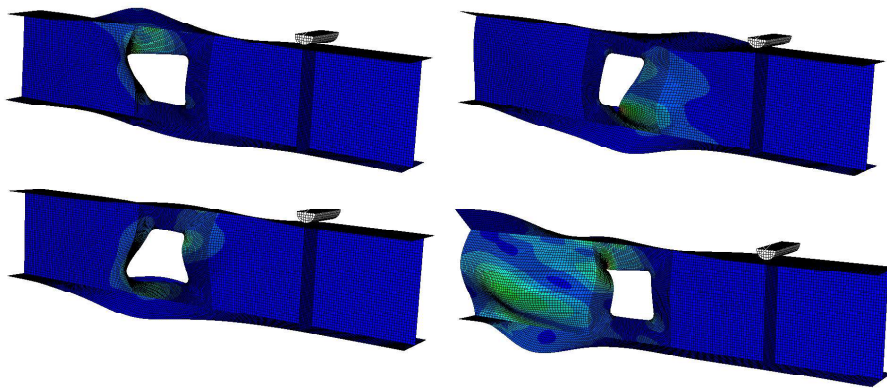
For å kartlegge hvor i bjelken spenningene oppstår, ble det gjennomført en enkel lineær analyse for å se hvor de største spenningene oppstod. Resultatene viste at de største spenningene oppstod i hjørnene av åpningene. Figuren under viser hvor spenningene i bjelken oppstår ved lav belastning.



Figur 3.2: Oversikt over hvor spenninger oppstår.

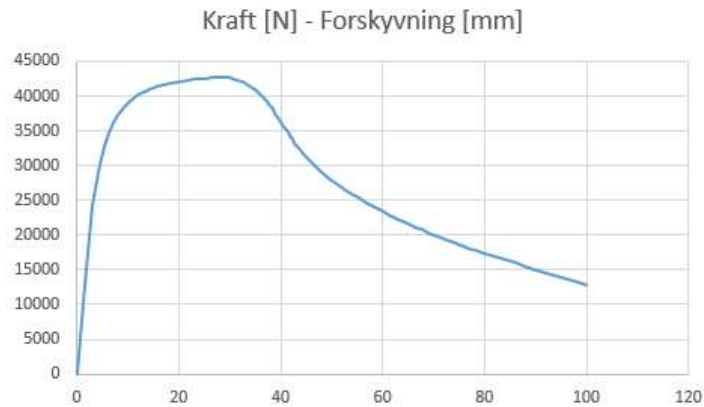
Analyser

For å gjennomføre knekkingsanalysen, ble det gjennomført to simuleringer. I første omgang ble det utført en knekkingssimulering ved analyseformen 'Linear perturbation, buckle' for å finne mulige formfeil. Det ble satt på en last på 1 Newton for å enkelt kunne beregne den kritiske lasten for knekkformene. Under er en figur som viser de fire første knekkformene, hvor den første og andre knekkformen er mest realistisk og kan sees øverst. Det er derimot usannsynlig at de to nederste knekkformene vil oppstå.



Figur 3.3: De fire første knekkformene.

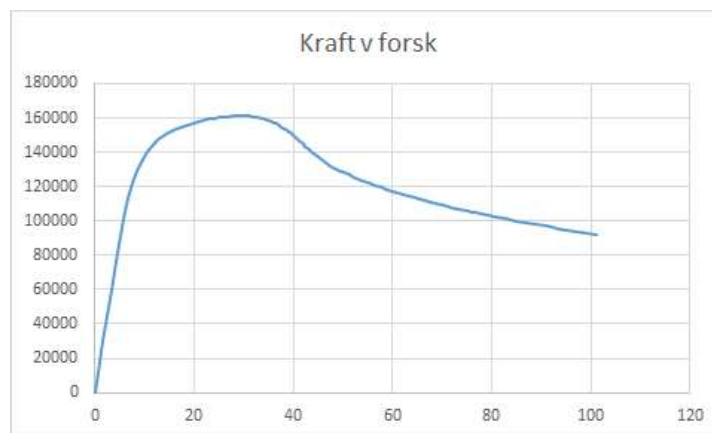
Etter at formfeilene ble funnet, ble den første formfeilen satt inn og benyttet i en ikke-lineær knekkingsanalyse. Knekkingsanalysen som ble benyttet er en statisk spenning-forskyvelseanalyse kalt 'Static, Riks'. Riks-analysen fullførte ikke og tok i tillegg flere timer å gjennomføre. Som følge av dette, ble det besluttet å bytte den ut med en ikke-lineær 'Static, General' analyse. Resultatene ble ganske like, men Static, General ble som følge av raskere analyser foretrukket i lengden. For å gjennomføre analysen ble det satt på en nedbøyning på 100mm under punktlasten for å så lese av kraften som må til for å gjennomføre denne nedbøyningen. Under er kraft-forskyvningskurven som kom fra funksjonen Static-general. Etter som bare halve bjelken er modellert, må denne kraften dobles for å få den totale kraften som må utføres på bjelken.



Figur 3.4: Kraft [N] - forskyvning [mm] for Static-General”

Feilkilde

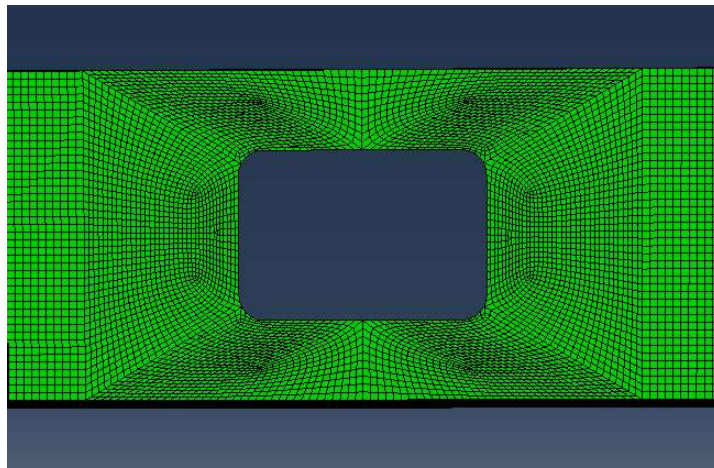
Abaqus-modellen ble benyttet for å finne maksimal belastning på bjelken i forsøket, men det viste seg at bjelken i virkeligheten hadde en betydelig mye høyere kapasitet. I ettertid ble det oppdaget at årsaken til den lave antatte kapasiteten var en grov feil avlesning av ut-data fra Abaqus. Kraft-forskyvningskurven ble deretter lest av ordentlig, og det viste seg at kapasiteten var langt høyere enn først antatt.



Figur 3.5: Riktig kraft-forskyvningskurve av Abaqus

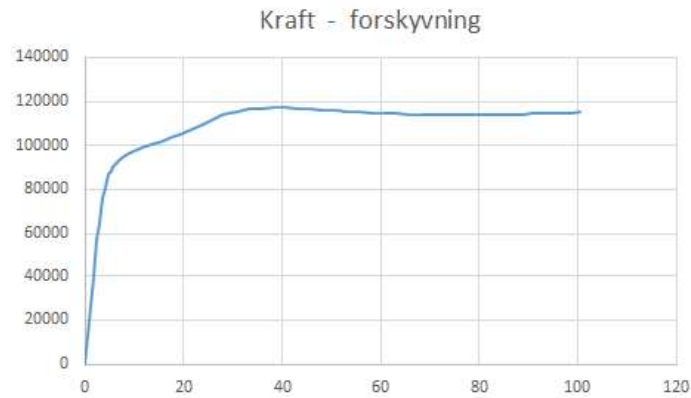
3.3 Andre modell

Som følge av at forsøket ble endret og gjort om igjen, ble det også lagd en ny modell for de rektangulære åpningene. Den nye modellen ble lagd på samme måte som den forrige, men med rektangulær åpning og nytt mesh som følge av utvidelsen av åpningen.



Figur 3.6: Oppdatert mesh for rektangulær åpning.

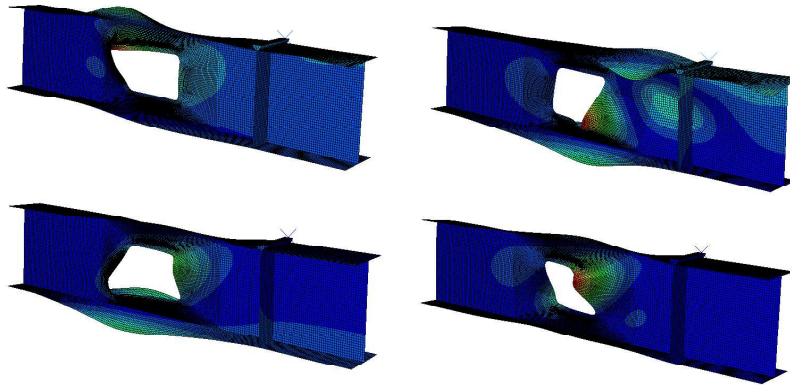
Det ble lagt vekt på å få en rask oversikt over bjelkens kapasitet. Dermed ble det benyttet en ikke-lineær analyse med step-funksjonen 'Static, General' i stedet for funksjonen 'Static, Riks'. For å få en rask oversikt på knekkformer og kritisk belastning ble det også gjennomført en lineær-knekkingsanalyse og en enkel ikke-lineær spenningsanalyse. Under er kraft-forskyvningskurven fra den oppdaterte Abaqus-analysen.



Figur 3.7: Kraft-forskyvningskurve for rektangulær åpning

Den høyeste belastningen blir her i følge Abaqus blir på omtrent 117 kN for halvparten av bjelken. Dermed kan det antas at den totale lasten på bjelken må være $P = 234$ kN ettersom modellen viser bare halve bjelken.

Ut fra den lineære knekkingsanalysen, fikk den rektangulære åpningen følgende knekkformer:

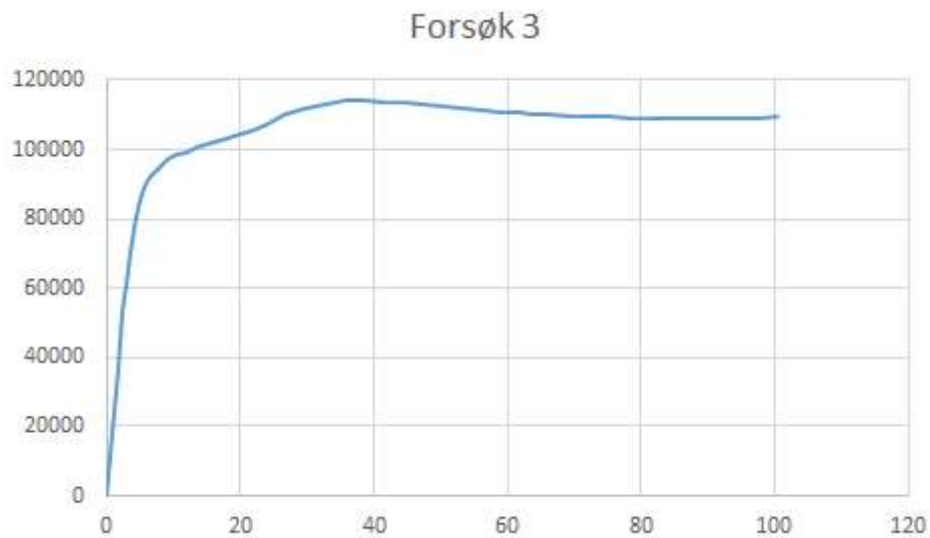


Figur 3.8: De fire første realistiske knekkformene

De mest realistiske knekkformene har alle utbøyninger i hjørnene i åpningene. Det er dermed sannsynlig at det vil skje en deformasjon i dette området.

3.4 Tredje modell

Modellen fra forsøk 2 ble endret for å sammenligne kapasiteten ved forsøk 3. Den eneste endringen som ble gjort var å forskyve randbetingelsene som simulerer 50 mm. Nedenfor er kraft-forskyvningskurven, hvor det er tatt hensyn til måten bjelken er lagt opp på.



Figur 3.9: Kraft forskyvningskurve for forsøk 3

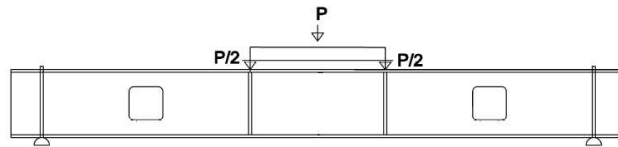
Her er maks belastning for punktlasten 114 kN, og dermed blir den fullstendige belastningen på jekken $P = 228$ kN som følge av dette. Ved denne belastningen er nedbøyningen anslått å være 38 mm.

Kapittel 4

Forsøk

4.1 Forsøkets oppsett

For å få et sammenligningsgrunnlag for kapasitetene beregnet fra Hagen og EN 1993-1-13, ble det utført et forsøk på en IPE220 bjelke. I bjelken ble det skjært ut to åpninger for å danne et enkelt sammenligningsgrunnlag. Bjelken ble holdt så enkel som mulig og var fri for doblerplater og tverrstivere. For å unngå at bjelken gikk til brudd direkte under punktlastene, ble det sveiset på to vertikale stivere. Ved opplagerene ble bjelken også avstivet mot vipping. Bjelkens totale lengde var 2 meter, men ble opplagt slik at bjelkens spennvidden i første forsøk ble 1800mm. Bjelkens åpninger ble plassert midt i steget, og for første forsøk ble de også plassert midt mellom punktlast og opplager. Bjelkens dimensjoner: $h = 222$, $b = 110$, $t_w = 6,1$, $t_f = 8,7$.



Figur 4.1: Oppsett før første firepunktstest.

Målet for forsøket var at bjelken skulle knekke i åpningen som følge av skjærkrefter. For å begrense momentet ble dermed bjelken lagt opp i en fire-punktstest. På denne måten begrenses bjelkens moment mot midten, men skjærkraften må også fordeles på to lastangrepspunkt. Størrelsen på åpningen ble i første omgang satt til halve bjelkehøyden $h_o = b_o = 110$ mm. Forsøket ble satt opp som på figur 4.1.

For å skjære ut åpningene settes det i EN 1993-1-13 krav til å benytte utførelse-standarden EN 1090 [9]. Her er det krav til borrede og avrundede hjørner, noe som også er et krav i både Hagen og EN 1993-1-13. Hagen har det høyeste kravet til radius på før-borrede hjørner, som i dette tilfellet er på minst 16mm. Dermed benyttes dette kravet for bjelken.

Under gjennomføringen ble hjørnene i åpningen forboret og deretter ble kantene i åpningen skjært til mellom hjørnene. Av praktiske årsaker, ble det benyttet vinkelsliper. Dette er ikke et presisjonsverktøy, og det førte til at åpningene ikke ble helt perfekte, men de ble fremdeles i alle forsøkene tilstrekkelig nøyaktige.

Etter at bjelken ble skjært til, ble det under belastningspunktene festet stivere mellom flensene ved hjelp av punktsveiser. Dette for å unngå at bjelken gikk til brudd under selve belastningspunktene.

Etter at stiverne ble festet, ble bjelken plassert i en rigg med maks belastning på 250kN. For å unngå at bjelken vippet under forsøket, ble bjelken sikret mot sideveis forskyvning ved opplagrene.



Figur 4.2: Bilde av stivere.

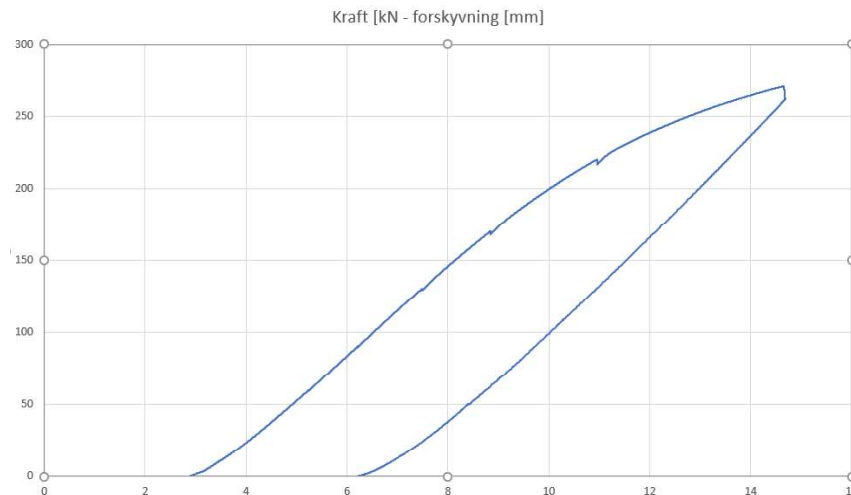
For å måle nedbøyning under forsøket ble det plassert en veiviser på undersiden av bjelken. Dette ble benyttet ettersom den innebygde nedbøyningsmåleren i testtriggen ble et litt grovt måleinstrument som følge av forsøkets geometri. Veiviseren som ble benyttet er ganske nøyaktig, og kan gi en maksimal nedbøyning på 50mm.

Under forsøkene ble det ikke benyttet kameramåling ettersom nødvendig personale ikke var tilgjengelig. Som følge av dette ble bjelken belastet saktere ettersom muligheten for å se forsøket igjen ikke er mulig.

4.2 Forsøk 1

For å se bjelkes respons, ble en lav last på 10 kN påført bjelken før den ble raskt tatt av igjen. Deretter ble forsøket startet og bjelken ble belastet med en hastighet på 1 mm/minutt. Underveis ble belastningen stanset for å se nærmere etter tegn til knekking ved åpningene. Belastningen ble stanset ved belastninger på 60 kN, 120 kN, 170 kN og 220 kN. Ved undersøkelsene ble det ikke funnet tegn til knekking, men ut i fra kraft-forskyvningsgrafen så bjelken ut til å gå mot brudd. Derfor ble bjelken forskjøvet videre opp til 270kN. Ved denne kraften ble det bestemt å avslutte forsøket for å ikke skade lastcellen i testtriggen.

Etter forsøket ble kraft-forskyvning-plottet gransket grundigere, og det viste seg at bjelken fremdeles hadde en del kapasitet igjen. Ettersom det ikke var tegn til knekking rundt åpningene, ble det antatt at større deler av steget hadde nådd flytespenning, og at bjelken mest sannsynlig ville knekke på et uønsket sted.

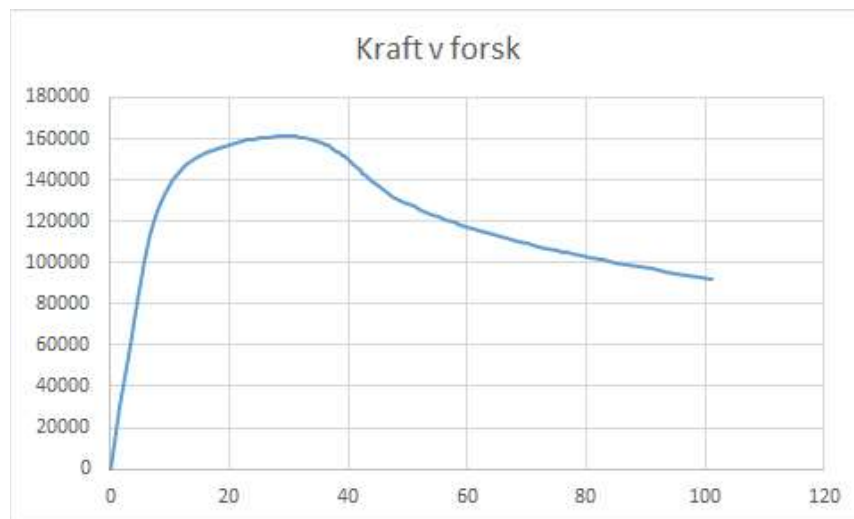


Figur 4.3: Kraft-forskyvningskurve for avbrutt forsøk med kvadratiske åpninger.

Som vist på figur 4.3, er det fremdeles en del belastning som skal til før bjelkens kapasitet er fullstendig oppbrukt. Dessverre hadde testtriggen på dette tidspunktet allerede gitt en belastning 10% over det den er designet for. Hakkene i grafen kommer som følge av pausene i belastningen. Etter

avbrutt forsøk ble det konkludert med å laste av bjelken for å se om den hadde nådd plastisk sone. Bjelken ble sakte avlastet, og bøyde seg nesten helt tilbake til original posisjon som vist på nedre del av grafen.

Etter forsøket, ble Abaqus-modellen gjennomgått og en avlesningsfeil ble oppdaget. I forkant av forsøket var resultatene mistenksomme, og burde blitt gjennomgått nøyer. Den oppdaterte grafen stemmer godt i forhold til last-forskyvningskurven fra forsøket med en maks belastning på 160 kN for halvparten av bjelken, dermed måtte bjelken belastes med omtrent 320kN før maks kapasitet hadde blitt nådd. Dette hadde ikke vært gjennomførbart i testriggeren.



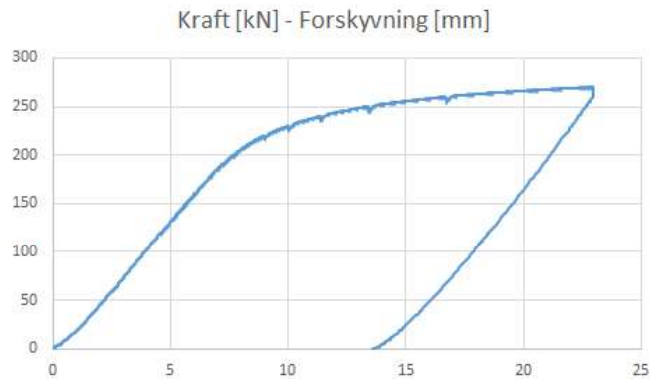
Figur 4.4: Oppdatert kraft-forskyvningskurve fra Abaqus.

4.3 Forsøk 2

Ettersom bjelken bare hadde mindre deformasjoner, ble det bestemt å skjære ut en lengre åpning i steget. På denne måten var det ikke nødvendig å benytte en større jekk og i tillegg kunne bjelken tvinges til å gå til brudd som følge av åpningene. Åpningen i bjelken ble forlenget med 50mm for å redusere kapasiteten ytterligere. Åpningen ble skjært ut mot midten av bjelken hvor momentet er større. Den forlengede åpningen fører til at vierendeelmomentet blir større, noe som også vil redusere momentkapasiteten.

For å skjære til åpningen, ble det som i første omgang boret ut hjørner og deretter skjært mellom hjørnene, dermed ble åpningens nye dimensjoner $h = 110\text{mm}$ og $b = 160\text{mm}$. Den ene åpningen endte opp som følge av litt unøyaktige kutt med bredde på omtrent 161mm. Dette er likevell innenfor kravet i EN 1993-1-13 [10] om største variasjon på $\ell_o/100$ fra planlagt mål. På samme måte som i forrige forsøket, ble bjelken plassert under jekken, festet på et fastlager og et rullelager, og utstyrt med en veiviser under bjelken.

Selve forsøket ble gjennomført på samme måte som tidligere og lasten ble igjen påført med en nedbøyning på 1 mm/min. Det oppstod etter hvert store deformasjoner ved T-seksjonene som følge av åpningen. Dessverre fortsatte belastningen forbi 234kN og opp til 270kN hvor forsøket igjen ble avsluttet. Under forsøket ble det stanset for å se etter knekking i steget ved 60 kN, 120kN, 200kN, 220kN, 230kN, 240kN, 250kN og 270kN. Det var ikke tegn til knekking ved åpningene i steget under noen av stansene.



Figur 4.5: Last-forskyvningskurve fra 2. forsøk

Som vist på last-forskyvningskurven ovenfor, har kurven slakket veldig ut, og er i ferd med å nå maks belastning. Før forsøket ble det avtalt at 270kN var maksimal belastning, og som følge av dette ble forsøket avsluttet for å ikke skade lastcellen.

I det lasten gradvis ble fjernet, ble en del av nedbøyningene værende igjen. Bjelken har derimot kun større deformasjoner for området rundt åpningen. Resten av bjelken har små variasjoner i nedbøyningen. Dermed er det trygt å anta at deler av steget rundt åpningene har inntatt plastisk sone.

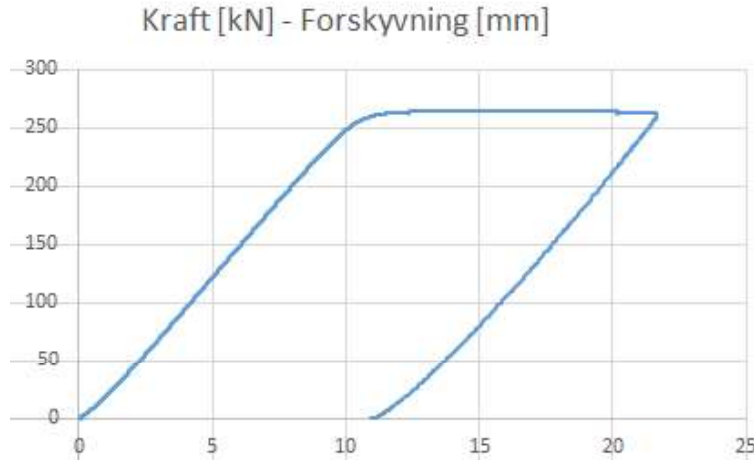


Figur 4.6: Permanent deformasjon over åpning.

4.4 Forsøk 3

Ettersom last-forskyvningskurven viste at bjelken akkurat ikke hadde nådd maksimal kapasitet, ble det bestemt å flytte opplagrene 50mm ut på hver side slik at det totale spennet på bjelken ble 1900mm. På denne måten økes momentet over åpningen, og dermed trengs ikke hele kraften fra jekken.

Bjelken ble belastet som tidligere med en hastighet på 1mm/min. Under nedbøyningen ble det ikke foretatt noen stopper ettersom det var foretatt stanser opp til rett før bruddlast i forrige testen. Bjelken ble belastet til maks kraft ble nådd og kraften begynte å synke.



Figur 4.7: Kraft - forskyvningskurve for forsøk 3.

På grunn av det større momentet som oppstod, ble belastningen som måtte til lavere. Ettersom forsøk 2 endte med plastisk deformasjon, måtte målingen av nedbøyningen til forsøk 3 starte fra punktet hvor forsøk 2 endte. Dermed er forskyvningen som kan sees på kurven målt i forhold til utgangspunktet på en allerede deformert bjelke. For å finne total nedbøyning bidragene fra alle forsøkene tas med i beregningen.

Maks belastning i forsøket ble $P = 265,0\text{kN}$ ved en nedbøyning på 17,38 mm. Bjelken ble videre belastet til 263kN hvor bjelken fikk en nedbøyning på 21,6 mm før lasten ble tatt av. Lasten ble tatt av litt for tidlig for å unngå

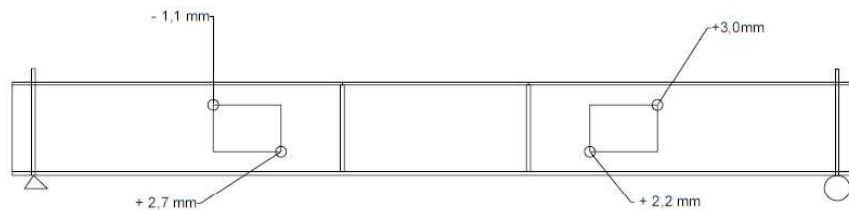
at veiviseren på undersiden av bjelken ble skadet.

Etter avlastning ble det oppdaget at steget hadde deformert seg i de trykkbelastede hjørnene for begge åpningene. Utbøyningene strekte seg fra hjørnet hele veien til starten på radiusen. De eneste deformasjonene var i disse hjørnene, kantene og de andre hjørnene var like flate som før forsøket startet. Utbøyningene førte derimot til at hjørnene i åpningene ble forstrukket og vinklene i trykkhjørnet ble mindre, mens vinklene i strekkhjørnene ble strukket ut.



Figur 4.8: Utbøyning i hjørnet.

I åpningene oppstod det totalt 4 utbøyinger. Disse utbøyningene ble målt ut av planet med linjal og bladfører. Det ble lagd et kart over utbøyningsformene som kan sees på figuren nedenfor. +/- indikerer hvilken side av steget utbøyningen skjedde.

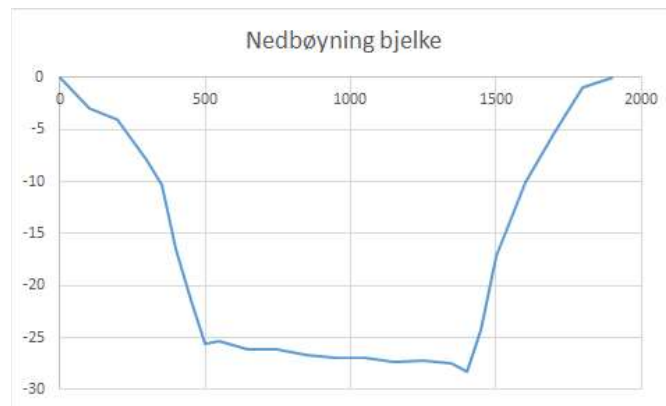


Figur 4.9: Kart over lengde utbøyning ut av planet.

For å ha en oversikt over bjelkens nedbøyning, ble det målt mellom en rett linjal og den deformerte bjelken ved hjelp av et skyvelær. Det ble tatt et målt

Kapittel 4. Forsøk

for hver 10. mm. Deformasjonene begynner svakt over opplagrene og går svakt nedover før de når åpningen i bjelken. Ved åpningene i bjelken har bjelken mesteparten av nedbøyningen. Mellom åpningene er det en liten variasjon i nedbøyningen. Illustrasjonen nedenfor viser omtrent hvordan nedbøyningen varierer. Her legger man fort merke til åpningenes bidrag på nedbøyningen. Kurven strekker seg bare over bjelkens spenn på 1900 mm. Midtpunktene på åpningene ligger ved 415mm og 1485mm. Åpningen med de største utbøyningene i hjørnene har også den største nedbøyningen, dette kommer nok som følge av at åpningen var litt større enn den andre.



Figur 4.10: Kurve som illustrerer hvordan nedbøyningene endrer seg langs bjelken. Alle mål er i mm.

Kapittel 5

Beregningsregler

5.1 Hagens forslag til ny beregningsmetode

I doktoravhandlingen har Hagen lagt vekt på å lage en rask måte å beregne bjelker og platebærere med åpninger i stegene. For å få raske gjennomføringer, er det lagt vekt på å gjøre beregningene så enkle som mulig.

5.1.1 Kontroll av interaksjonsformel

Hagens hovedkrav i beregningsreglene er at den oppbrukte kapasiteten av moment og skjær skal tilfredsstille følgende krav:

$$\left(\frac{M}{M_{buckl,mod,Rd}}\right)^3 + \left(\frac{V}{V_{c,mod,Rd}}\right)^3 \leq 1 \quad (5.1)$$

Hvor M og V er moment og skjærkreftene som oppstår ved åpningens midtpunkt og $M_{buckl,mod,Rd}$ og $V_{c,mod,Rd}$ er kapasitetene.

5.1.2 Moment

For å beregne momentkapasiteten for en bjelke presenterer Hagen følgende formel:

$$M_{buckl,mod,Rd} = M_m = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} [W_p - D_h t (\frac{D_h}{4} + e)] \quad (5.2)$$

Hvor W_p er det plastiske motstandsmomentet til bjelken tverrsnitt uten åpningen. D_h er høyden av åpningen, og e er eksentrisiteten til midtpunktet av åpningen i forhold til den plastiske nøytralaksen.

5.1.3 Skjær

Hagen mener at for å beskrive måten åpningen påvirker skjærkapasiteten er det best å benytte faktoren $\chi_{w,mod}$. Denne faktoren skal dermed ta hensyn til alle effektene som kommer som følge av åpningen. Hagen mener reduksjonsfaktoren bør skrives på formen:

$$\chi_{w,mod} = c_1 c_2 c_3 \quad (5.3)$$

Noe som fører til at skjærkapasiteten dermed kan skrives som:

$$V_{c,mod} = \chi_{w,mod} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot h \cdot t \quad (5.4)$$

$\chi_{w,mod}$ deles opp i tre underfaktorer som bestemmes av primære, sekundære og tertiære effekter som igjen avhenger av forskjellige faktorer og parametre. Basert på elementanalyser, fant Hagen løsninger for å bestemme de tre faktorene.

De primære effektene som oppstår i c_1 kommer fra forhold som stegets slankhet h/t , størrelse på åpningen D/h , flytespenningen f_y og avstander

5.1 Hagens forslag til ny beregningsmetode

mellom tverrstivere. Tverrstiverenes plassering påvirker forholdet av utknekinger i x og y-retning, noe som påvirker knekktalet og som igjen påvirker den relative slankheten $\overline{\lambda}_w$.

Basert på resultatene av analyser hvor kun c_1 var hovedfokus, viste det seg at den største faktoren for c_1 var åpningens høyde i forhold til stegets. Dette førte til at hagen forenklet uttrykket til den primære faktoren ved:

$$c_1 = \left(1 - \frac{D_h}{h}\right)\chi_w \quad (5.5)$$

Hvor $(1 - D_h/h)$ reduserer kapasiteten basert på forholdet av åpningens og profilets høyde og χ_w er en knekkreduksjonsfaktor. Uttrykket for den relative slankheten $\overline{\lambda}_w$ er hentet fra EN 1993-1-5 5.3 (3) b) [3] og er gjengitt under.

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h}{37,4\epsilon\sqrt{k_\tau}} \quad (5.6)$$

Hvor k_τ er knekktalet som finnes avhengig av forholdet mellom avstanden mellom vertikale stivere og bjelkens høyde a/h . For $a/h \geq 1$:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/h)^2} \quad (5.7)$$

For $a/h < 1$:

$$k_\tau = 4,00 + 5,34(a/h)^2 \quad (5.8)$$

χ_w leses ut fra en tabell avhengig av $\overline{\lambda}_w$ på samme måte som i tabell 5.1 for EC3-1-5. I Hagens tabell er derimot $\eta = 1$.

De sekundære effektene, c_2 , kommer av åpningens form, vertikal posisjon, eventuelle forsterkninger, antallet åpninger og eventuelle avstander mellom disse. Mulige forsterkninger kan være plater som er sveiset på steget på en eller begge sider, kantstivere eller vertikale eller horisontale stivere.

Siden det er flere variabler som kan spille inn her, er det laget flere uttrykk for faktoren c_2 . For en sirkulær åpning uten stivere som ligger midt i steget settes $c_2 = 1$. Det er her en liten effekt av vierendeel-momenter, men for åpninger med andre former, vil effekten av vierendeel-momentene være mye større. For å beregne c_2 , beregnes først $c_{2,basic}$ før en deretter legger til effekten av eventuell ekstra armering. Denne oppgaven vil bare ta for seg den grunnleggende versjonen av c_2 .

Formelen for $c_{2,basic}$ er utledet ved å sette inn skjær- og bøyepenninger for en T-seksjon i Von Mises flytekriterie for å så løse for skjærkreftene. Dette gir til slutt et uttrykk hvor V er opptredende skjærkrefter, L er åpningens lengde, t er stegtykkelse og s_t er avstand fra åpningen til toppen av bjelken. $c_{2,basic}$ tar også vierendeel-momenter med i betraktningen.

$$V \leq \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{4\left(\frac{L}{s_t}\right)^2 + 3}} \frac{f_y}{\sqrt{3}} s_t t \quad (5.9)$$

Videre kan dette løses slik at

$$c_2 = c_{2,basic} = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{4\left(\frac{0,5D_a - r_{red}}{s_t}\right)^2 + 3}} \quad (5.10)$$

Hvor r_{red} er effektiv hjørneradius. Det er satt krav til radius på avrundingene hjørnene til den høyeste av $2t_w$ og 16mm.

$$r_{red} = r \left(\frac{2r}{D_a}\right)^2 \quad (5.11)$$

De tertiære effektene, c_3 , bestemmes ut i fra bjelkenes flens og tverrsnittets egenskaper i forhold til bøyings- og torsjonsstivhet. Flensens bidrag på skjærkapasiteten er generelt sett liten, og det blir dessuten konservativt å se bort fra dette bidraget. Bøyings- og torsjonsstivhet er for flensene veldig liten, og dermed settes $c_3 = 1$.

Basert på dette kan skjærkapasiteten uttrykkes som nedenfor, hvor c_2 må utdypes videre avhengig av eventuell armering:

5.1 Hagens forslag til ny beregningsmetode

$$V_{c,mod} = \left(1 - \frac{D_h}{h}\right) \chi_w c_2 \frac{f_y}{\sqrt{3}} ht \quad (5.12)$$

Ettersom simuleringene av en platebærer med sirkulær utskjæring og tykt steg ga lavere skjærkapasitet enn 5.12 tilsia, var det nødvendig å lage en øvre grense for skjærkapasiteten.

$$V_{c,modcut-off} = \alpha_c \left(1 - \frac{D_h}{h}\right) \frac{f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} ht \quad (5.13)$$

Hvor α_c er en øvre grense som inkluderer effekt av dimensjoner på åpning, kantstivere, påsveisede plater og horisontal forsterkning. Generelt for et steg med åpninger uten forsterkninger er α_c gitt ved:

$$\alpha_c = \left(1 - 0,32 \frac{D_h}{h}\right) \quad (5.14)$$

5.2 EN1993-1-13

NSEN 1993-1-13 er et tillegg som skal komme til Eurokode 3. Den tar for seg dimensjonering av bjelker og platebærere med enkelte åpninger eller flere åpninger i steget. Videre er en rask gjennomgang av de forskjellige kapitlene, med et eget delkapittel for kapittel 6 som omhandler bruddgrensetilstanden. Det følgende er en oppsummering av EN 1993-1-13 [10].

5.2.1 Diverse kapitler

Noen definisjoner i tillegget:

- T-seksjon/Tee - Det resterende steget som består over og under åpningen.
- Vierendeel-bøyning - Lokal bøyning av T-seksjonene som følge av skjærkrefter som overføres over åpningen.
- Web-post - Det resterende steget som blir stående i full høyde mellom nærtliggende åpninger.
- End-post - Er en 'web-post' ved slutten av bjelken som profilet festes ved hjelp av.

Grunnlag for design

Kapittel 2 nevner kort om det grunnleggende som må gjennomføres. Dette som forskjellige sjekker som må gjennomføres og effektiv lengde av åpninger i forbindelse med Vierendeel-bøyning. For å kunne beregne Vierendeel-bøyning og deformasjoner, gjennomføres beregningene på en tenkt rektangulær åpning som tilsvarer åpningen til profilet.

Kontrollene som må gjennomføres er nevnt i listen under:

- Bøymotstand på siden med høyest moment
- Skjærmostand på siden med lavest moment

- Kombinert Vierendeel bøyemotstand for T-seksjonene for de fire hjørnene som er i den tilsvarende rektangulær åpningen.
- Stabilitet av T-seksjonen i kompresjon
- Web-post skjærkapasitet og knekking
- Kontroller i last-angrepspunkter
- Ekstra deformasjoner som følge av åpningene.

Materialer

Kapittel 3 tar for seg materialets egenskaper med toleranser og sveiser.

Krav til materialet er at stålet skal samsvare med kravene i EN 1993-1-1. For verifikasjoner rundt stegåpningene som avhenger av plasititet, er kravet til minimum duktilitet for stålet satt til $f_u/f_y \geq 1.1$, og det skal kunne forlenges med 15 % før stålet ryker.

For tolleranser skal kravene fra utførelsesstandarden EN 1090 benyttes. Det settes krav til at åpningsdimensjoner ikke skal ligge mer enn 1% utenfor spesifisert dimensjon. Her settes det krav til at hjørner i rektangulære åpninger skal borres på forhånd. Dette er for å få tilstrekkelig fine hjørner i åpningen. Minstekravet på diameteren er $2 \cdot t_w$, men ikke mindre enn 15mm.

For sveising stilles det krav til at sveisen skal dimensjoneres mot kreftene som skal motvirkes. Horisontale sveiser må være kontinuerlige og ha lavere skjærmotstand enn knekking av steget ved siden av åpningen.

Varighet

De grunnleggende kravene fra EN 1993-1-1 skal opprettholdes. Utmatningsanalyser for sveiser i områder med høye spenningsvariasjoner kan med fordel sjekkes. Dersom områder utsatt for utmatting kontrolleres, bør det benyttes elastisk beregningsmetode.

Konstruksjonsanalyse og tverrsnittsklassifisering

Kapittel 5 tar for seg konstruksjonsanalyse. Kapitlet forteller at det må tas hensyn til åpningens effekter når det kommer til bjelkenes stivhet. Dersom det bare er en åpning i steget, kan en vanligvis ignorere effekten dens på stivheten til bjelken. For bjelker med flere åpninger, må det regnes ut en ny $I_{eff,o}$ med formelen nedenfor. hvor I_a er andre arealmoment for hele profilet, n_o er antall åpninger, s er senteravstand mellom åpningene og ℓ_t er den effektive åpningslengden som gis i 5.3 (3).

$$I_{eff,o} = I_a - n_o(\ell_t/s)h_o^3t_w/12 \quad (5.15)$$

Det blir også fortalt om tverrsnittsklassifisering for T-seksjoner for både skjær og moment. For momentkapasitet, har ikke en åpning i steget så mye å si ettersom det er flensene som tar opp momentet. Dermed er det gitt en forenkling i punkt 5.2 (2) dersom en ønsker å beregne plastisk. Dersom flensen til profilet er klasse 1 eller 2, kan steget i T-seksjonen settes til tverrsnittsklasse 2 for å så beregne lengden av steget som står i kompresjon slik at det maks når $10\varepsilon t_w$. Dette er også mulig for flenser i tverrsnittsklasse 3, men da må det beregnes elastisk og maks dybde på steget i T-seksjonen blir $14\varepsilon t_w$. Dette er høyeste mulige lengde etter det som kreves fra EN 1993-1-1 Tabell 5.2 for utstikkende tverrsnittsdeler utsatt for trykk.

For T-seksjoner som er påvirket av skjærkrefter er det egne krav. For å klassifisere steget i en T-seksjon som er utsatt for skjæroverføringen som følge av vierendeel-momenter, må en se på T-seksjonen som står i kompresjon og se på variasjonen av moment over åpningen.

For å bestemme tverrsnittsklassen til steget i T-seksjonen kan det klassifiseres ved å sammenligne effektiv lengde ℓ_t med dybde d_t . For klasse 2 steg gjelder følgende:

$$\ell_t > 32\varepsilon t_w, d_t \leq \frac{10\varepsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32\varepsilon t_w}{\ell_t}\right)^2}} \quad (5.16)$$

Alle klasse 3 steg kan settes som klasse 2 hvis $\ell_t \leq 32\varepsilon t_w$.

$$\ell_t > 36\varepsilon t_w, d_t \leq \frac{14\varepsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36\varepsilon t_w}{\ell_t}\right)^2}} \quad (5.17)$$

Alle klasse 4 steg kan settes som klasse 3 hvis $\ell_t \leq 36\varepsilon t_w$.

For et klasse 4 steg, kan det benyttes elastiske egenskaper dersom dybden d_t på T-seksjonen settes lik grensen for et klasse 3 steg.

Bruksgrensetilstanden

Kapittel 7 tar for seg bruksgrensetilstanden. Det fortelles at den ekstra forskyvningen som følge av skjær og bøyning bør beregnes med en passende metode som er basert på elastiske prinsipper. Det trengs ikke å beregne spenninger i bruksgrensetilstanden, med unntak av dynamiske laster som kan føre til utmattingsbrudd. Resten av bruksgrensetilstanden gir formler for beregning av nedbøyning. Alle disse formlene gjelder for jevnt fordelte bjelker med enten en enkelt eller flere åpninger. Formel for nedbøyning for en bjelke med sirkulære eller sekskantede åpninger påvirket av en jevnt fordelet last er gitt ved:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = 10n_o \left(\frac{h_o}{h}\right)^3 \left(\frac{h}{L}\right)^2 \quad (5.18)$$

Hvor w_{add}/w_b er den ekstra forskyvningen på midten som følge av åpningene i forhold til et fullstendig sted. Denne nedbøyningen er som følge av vierendeel-moment. Det siste kravet i kapitlet sier at nedbøyningen som følge av vierendeel-bøyning ikke bør overgå $\ell_o/100$.

Brannesign

Kapittel 8 omhandler brannteknisk dimensjonering, men tar bare for seg det som har å si for selve åpningen. Flytespenningen er ikke lenger konstant, den blir påvirket av temperaturen, dermed blir flytespenningen og E-modul en funksjon av temperaturen, $f_y(\theta)$ og $E_y(\theta)$.

For utvikling av temperaturen i stålet og når feil-moder oppstår, refereres det til EN 1993-1-2 4.2.5.

5.2.2 Bruddgrensetilstanden

Regler for isolerte åpninger

For isolerte åpninger må det gjøres følgende kontroller:

- Bøyemotstand globalt
- Skjærmotstand globalt
- Motstand mot vierendeel-bøyning (som følge av overføring av skjær i T-seksjonene)
- Motstand mot knekking av steg ved siden av åpningen

En åpning kan tolkes som isolert når avstanden til neste åpning er større enn åpningens høyde, h_o , for sirkulære og sekskantede åpninger, eller når avstanden er større enn åpningens lengde l_o , for rektangulære og avlange sirkulære åpninger. Dersom åpninger ikke er isolerte, er det stilt ekstra krav i 5.2.

Videre i kapitlet er det grenseverdier for størrelsens åpning. Åpningens maksimale høyde avhenger av formen på åpningen og profilets høyde. Videre avhenger åpningens lengde av høyden på åpningen, og til slutt er det minimumskrav for dybden på øvre T-seksjonens lengde.

Skjærkapasitet

Selve beregningen for skjærkapasiteten er redusert med tanke på åpningen i steget.

$$v_{o,pl,Rd} = [V_{pl,Rd} - \frac{h_o t_w f_{yd}}{\sqrt{3}}] \quad (5.19)$$

Hvor $V_{pl,Rd}$ er den plastiske skjærkapasiteten etter EN 1993-1-1, 6.2.6. Kort oppsummert trekkes bidraget fra materialet som mangler i åpningen fra den plastiske skjærkapasiteten.

Dersom skjærkreftene er store, må tykkelsen reduseres på steget ved åpningen på samme måte som i EN 1993-1-1 6.2.8 (3).

$$p = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{o,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.20)$$

Hvor p er reduksjonsfaktoren, og $V_{o,pl,Rd}$ er skjærkapasiteten ved åpningen i steget. Reduksjonsfaktoren benyttes bare dersom $p \geq 0.5$. Dersom $p > 0.5$, blir stegtykkelsen $t_{w,eff} = t_w[1 - p]$.

Momentkapasitet i områder med skjær

Momentkapasiteten må baseres på enten plastisk kapasitet for tverrsnittsklasse 1 og 2 eller elastisk kapasitet for tverrsnittsklasse 3 og 4, som er bestemt i 5.3 (4). Den effektive stegtykkelsen $t_{w,eff}$ som er bestemt etter 6.2 (2) skal benyttes for å bestemme egenskapene til T-seksjonen for globalt moment. Den maksimale lengden av T-seksjonen som står i trykk for rektangulære åpninger må bestemmes som følge av knekking på grunn av globalt moment. Eventuelt kan en i områder med lite skjær, $V_{Ed} < 0.25V_{o,pl,Rd}$, bekrefte lengden ved:

$$\ell_t \leq 10h_t \varepsilon (M_{pl}/M_{Ed})^{0.5} \leq 12h_t \quad (5.21)$$

Hvor M_{Ed}/M_{pl} er utnyttelsen av bjelken over åpningen for kun moment.

Motstand i T-seksjoner for vierendeel-moment

For beregninger med hensyn på vierendeel-momenter skal åpningen regnes som et tilsvarende rektangel som i tabell 2.1 i EN 1993-1-13 [10]. Vierendeel-momentene kommer fra overføring av skjærkrefter, og det settes krav til at kapasiteten til T-seksjonene må være større enn momentet

$M_{V,Ed}$ som kan beregnes ved hjelp av formel 2.30. Selve kapasiteten er gitt ved:

$$V_{Ed} = \frac{(2M_{NV,b,Rd} + 2M_{NV,t,Rd})}{\ell_e} \quad (5.22)$$

Hvor $M_{NV,b,Rd}$ og $M_{NV,t,Rd}$ er redusert momentkapasitet for øvre og nedre T-seksjon med hensyn på trykk og strekk. Aksialkreftene i T-seksjonene oppstår som følge av Vierendeel-momentet som gir en effekt av trykk i øvre flens og strekk i nedre flens.

Som følge av interaksjonen med moment og aksialkrefter må momentkapasiteten reduseres. Den plastiske reduksjonen gjøres på samme måte som for EN 1993-1-1 6.2.9. For tverrsnittsklasse 1 og 2 blir plastisk motstand:

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2) \quad (5.23)$$

For tverrsnittsklasse 3 og 4 blir elastisk motstand:

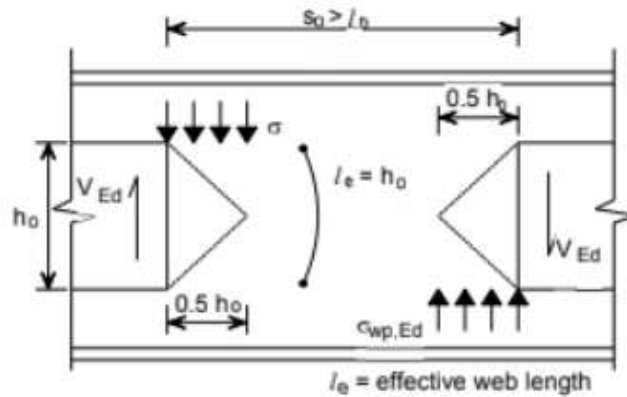
$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}) \quad (5.24)$$

Knekking for steg ved siden av åpning

Kapittel 6.5 tar for seg knekking av steg ved siden av åpninger. Det settes krav til at det sjekkes kapasiteten for skjærknekking etter EN 1993-1-1 6.2.6 (6). Dersom $\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$, må kapasiteten sjekkes etter kapittel 5 i EN 1993-1-5. Kapasiteten trengs ikke å sjekkes dersom $h_o/t_w \leq 20 \varepsilon$ for rektangulære og $h_o/t_w \leq 25 \varepsilon$ for sirkulære, forlengede sirkulære og sekskantede åpninger.

For å sjekke knekking ved en isolert åpning er basert på et felt med bredde $b_{w,eff} = 0.5 h_o$. Dersom tverrsnittet er symmetrisk, kan spenningen over den effektive bredden $b_{w,eff}$ beskrives med:

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{h_o t_w} \quad (5.25)$$



Figur 5.1: Knekking ved åpning [10].

Kapasiteten for steget gis ved:

$$\sigma_{b,w,Rd} = \chi_{wp} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.26)$$

Hvor χ_{wp} er en reduksjonsfaktor som leses av for relativ slankhet, $\bar{\lambda}$, for kurve a i tabell 6.4 i EN 1993-1-1. Den relative slankheten finnes avhengig av form på åpningene. Under er formel for relativ plateslankhet ved rektangulære åpninger.

$$\bar{\lambda} = \frac{3.5h_o}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.27)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 94\varepsilon \quad (5.28)$$

Dersom $\sigma_{w,Ed} \leq \sigma_{b,w,Rd}$ vil ikke steget knekke ut.

For usymmetriske åpninger, hvor åpningen ikke ligger i midten av steget, må det tas hensyn til et ekstra moment som kommer som følge av eksentrisiteten. Her tar en hensyn til den øvre og nedre skjærkraften, henholdsvis V_t

og V_b som opptrer i T-seksjonene. Disse fører til et ekstra moment, $M_{wp,Ed}$, som virker langs senterlinjen av åpningen. Dersom skjærkapasiteten ved den svakere T-seksjonen ikke er oppbrukt, kan skjærkreftene justeres slik at det ekstra momentet kan settes lik null.

$$M_{wp} = 0.5(V_t - V_b)s + V_{wp,Ed}e_o \quad (5.29)$$

Uttrykket under brukes til å finne spenningen som opptrer i steget.

$$\sigma_{w,Ed} = (1 + 2e_o/h_w) \frac{V_{Ed}}{h_o t_w} \quad (5.30)$$

For slanke steg gjelder de samme sjekkene, i tillegg til skjærknekkning for det fullstendige steget. For å enkelt unngå å gjøre ekstra sjekker, kan en i stedet redusere skjærkapasiteten som nedenfor:

$$V_{bw,o,Rd} = 0.9V_{b,w,Rd} \left(1 - \frac{\sqrt{h_o \ell_o}}{h_w}\right) \quad (5.31)$$

Langsgående stivere

For langsgående stivere gir tillegget noen pekere om når stivere bør benyttes og hvor høyt på steget stiverene bør sitte. Stivernes tverrsnittsareal bør ikke være større enn arealet til det gjenværende steget. For beregning av vierendeel-momenter, er maksimalt armerings-areal som er med i beregningene lik halvparten av arealet som er fjernet av åpningen.

Hele det fullstendige steget må kunne motstå kreftene som overføres fra stiverne. Armeringen bør ha tilstrekkelig forankringslengde. Aksialkraften i stiveren er gitt ved $F_{r,Rd} = A_r f_{yr,d}$. For å ha tilstrekkelig styrke på sveisene, må styrken hentes fra EN 1993-1-8 4.5. Forankringslengden ℓ_v må i alle tilfeller være $\ell_v \geq 0.2\ell_t$. For å bestemme lengden ℓ_t for en avstivet T-seksjon i kompresjon gis:

$$\ell_t \leq 13h_t \varepsilon (M_{pl}/M_{Ed})^{0.5} \leq 16h_t \quad (5.32)$$

For å finne knekkspenning ved siden av en åpning for et avstivet steg, kan det benyttes effektiv bredde $b_{w,eff}$ i beregningene i 6.5.1 (1).

$$b_{w,eff} = 0.5h_o + l_v \leq 0.75h_o \quad (5.33)$$

Armeringen påvirker også reduksjonen av momentkapasiteten i T-seksjonen som følge av aksialkrefter. Dette ettersom kapasiteten mot aksialkrefter vil være større med armering.

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd}) \quad (5.34)$$

Regler for nærtliggende åpninger

Reglene for nærtliggende åpninger er ekstra regler i tillegg til de som er gitt i 6.1 for isolerte åpninger. For at åpninger skal anses som nærtliggende, må avstanden mellom åpningene, s_o , være for sirkulære eller sekskantede $s_o < h_o$ eller for rektangulære være $s_o < \ell_{o,eff}$. Reglene gjelder når steget mellom åpningene har en minimum bredde på $s_o \geq 0.1h_o$.

Skjærkrefter som virker på T-seksjonene kan føre til ekstra momenter i steget mellom åpningene. For å unngå dette bør skjærkreftene fordeles mellom øvre og nedre T-seksjon for å unngå utviklingen av ekstra momenter. Trykkspenninger som virker på steget mellom åpningene gis under.

$$\sigma_{wp,Ed} = \frac{V_{wp,Ed}}{s_o t_w} < 0.577 f_y \quad (5.35)$$

Avhengig av geometrien på åpningene kan det oppstå ekstra momenter mellom åpningene. Momentene bestemmes fra formel 5.29, og benyttes for å

finne skjærkraften som opptrer i T-seksjonene. Skjærkreftene for henholdsvis bunn og topp T-seksjon er formlene som følger:

$$V_{wp,Ed,eff} = V_{wp,Ed} - 2M_{wp,Ed}/h_o \quad (5.36)$$

$$V_{wp,Ed,eff} = V_{wp,Ed} + 2M_{wp,Ed}/h_o \quad (5.37)$$

For bjelker som er sammensatt av to forskjellige tverrsnitt, bør det tynneste tverrsnittet benyttes i beregninger.

Knekking ved siden av åpningene beregnes på samme måte som for isolerte åpninger, med en litt endret formel for relativ slankhet. Videre leses knekkkurve a av for reduksjonsfaktor. For spenningsberegninger benyttes bredden av steget mellom åpningen, s_o . Formel for relativ slankhet for en rektangulær åpning er vist nedenfor. λ_1 beregnes som før.

$$\bar{\lambda} = \frac{2.5\sqrt{s_{o,eff}^2 + h_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.38)$$

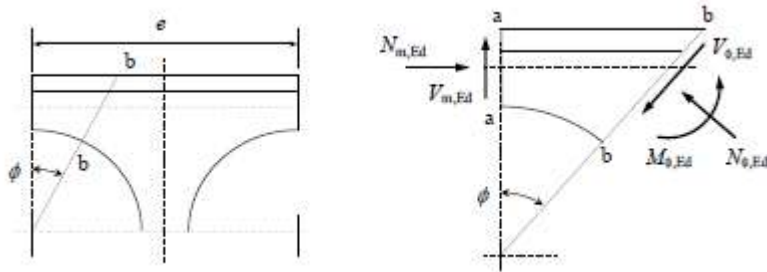
For åpninger med horisontale stivere, kan den effektive bredden av steget mellom åpningene reduseres på grunn av stabiliserende effekt av stiveren. Dette endrer også den relative slankheten.

Ved bjelkeenden bør det sjekkes med likevekt for kreftene som virker på avstivningen. For beregning av knekking av steget ved bjelkeenden, må en avhengig av måten bjelken er festet endre den effektive bredden som benyttes i spenningsberegningene. Her vil også endeplater påvirke de dimensjonerende spenningene.

Ved belastning av bjelketoppen over selve åpningen, må lokal momentkapasitet av øvre T-seksjon kontrolleres. Dersom punktlasten under 15% av skjærkapasiteten virker over åpningene, kan disse neglisjeres. Steg som blir påvirket av punktlasten må sjekkes for knekking i steget etter EN 1993-1-1. Dette gjelder ikke dersom punktlasten angriper ved en avstand større enn $0.5h_o$ for sirkulære eller den minste av $0.5\ell_{eff}$ og h for rektangulære åpninger.

Alternativ metode for Vierendeel-bøyning

En alternativ metode for å beregne Vierendeel-bøyning for sirkulære åpninger er presentert i 6.8. Denne metoden kan bare benyttes for sirkulære åpninger som er skjært ut av varmtvalsete stålprofiler. Global bøyning og skjær må sjekkes for sentrum i åpningen illustrert med snitt a-a i figur 5.2.



Figur 5.2: Interne krefter og momenter for kritisk snitt ved sirkulær åpning [10].

Det må kontrolleres for Vierendeel-momenter i steg som stiger med $\phi = 5^\circ$ før maks moment er funnet, se snitt b-b i figur 5.2. Ved den kritiske vinkelen, må effektene av vierendeel-momenter, interne krefter og momenter i snitt b-b tilfredsstillende følgende krav:

$$\frac{N_{\phi,Ed}}{N_{\phi,Rd}} + \frac{M_{\phi,Ed}}{M_{\phi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.39)$$

De interne kreftene må finnes som følge av likevektsberegninger av snittene a-a og b-b. $N_{\phi,Rd}$ og $M_{\phi,Rd}$ bør bestemmes med hensyn til effektene som kommer av skjærkraften $V_{\phi,Ed}$ etter EN 1993-1-1 6.2.7.

Tverrsnittsklassifisering er for flens i kompresjon etter EN 1993-1-1 tabell 5.2, og for det resterende steget som tidligere i tillegg etter punkt 3.1.3 (2).

Alternative metoder for stabilitet av steg mellom sirkulære åpninger

For å benytte denne metoden, må bredden av det gjenværende steget oppfylle følgende krav:

$$0.1s_o/h_o \leq 0.5 \quad (5.40)$$

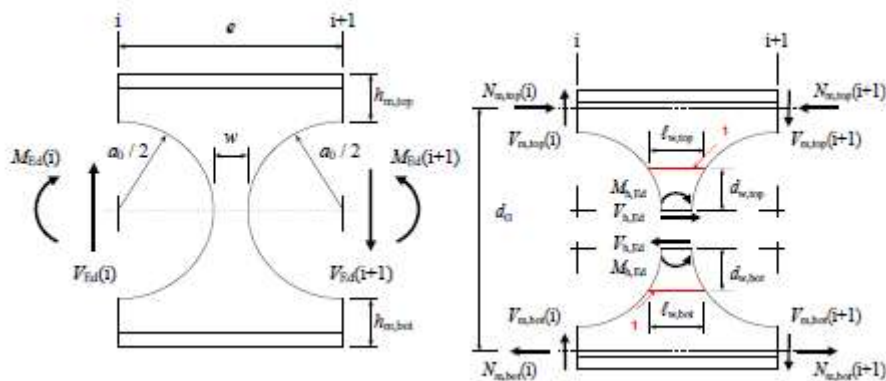
$$s_o \geq 50mm \quad (5.41)$$

$$h_o/t_w \leq 60\varepsilon \quad (5.42)$$

Den følgende betingelsen må også godkjennes for øvre og nedre T-seksjon:

$$\frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\kappa\sigma_{w,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.43)$$

Hvor $\sigma_{w,Ed}$ er spenningen som oppstår i øvre eller nedre del av det resterende steget, beregnet i det tynneste området, og $\sigma_{w,Rd}$ er kapasiteten til halve steget, og $\sigma_{w,Rd}$ er kapasiteten til halve steget. κ er en overkritisk faktor. De forskjellige faktorene vil forklares videre.



Figur 5.3: Interne momenter og krefter i det gjenværende steget mellom sirkulære åpninger [10].

Det kritiske området ligger en distanse d_w unna stegets midtpunkt, som vist under uttrykt med forholdet mellom senteråpning og høyden på åpningen, $\alpha = s/h_o$.

$$d_w = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{\sqrt{\alpha^4 + 8\alpha^2} - 2 - \alpha^2}{2}} \quad (5.44)$$

Bredden ℓ_w for det kritiske området er gitt ved:

$$\ell_w = h_o \left(\alpha - \sqrt{a - \left(\frac{2d_w}{h_o} \right)^2} \right) \quad (5.45)$$

Spenningen $\sigma_{w,Ed}$ som opptrer i det kritiske området er gitt ved:

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{6M_{c,Ed}}{\ell_w^2 t_w (1 - 4(d_w/h_o)^2)} \quad (5.46)$$

$M_{c,Ed}$ er bøyemomentet som opptrer i det kritiske området. Som følge av vierendeel-momenter, blir momentet i øvre og nedre T-seksjon påvirket forskjellig. Formler for momentet som oppstår i henholdsvis øvre og nedre T-seksjon:

$$M_{c,Ed,top} = V_{h,Ed} d_{w,top} - M_{h,Ed} \quad (5.47)$$

$$M_{c,Ed,bot} = V_{h,Ed} d_{w,bot} + M_{h,Ed} \quad (5.48)$$

Fordelingen av skjærkraften mellom øvre og nedre T-seksjon avhenger av faktoren k_{Av} . Dette avhenger av arealet av topp- og bunn-T-seksjonen som henholdsvis er gitt ved $A_{v,0,bot}$ og $A_{v,0,top}$. Uttrykket gitt nedenfor:

$$k_{Av,top} = \frac{A_{v,0,top}^\eta}{A_{v,0,top}^\eta + A_{v,0,bot}^\eta} \quad (5.49)$$

$$k_{Av,bot} = \frac{A_{v,0,bot}^\eta}{A_{v,0,top}^\eta + A_{v,0,bot}^\eta} \quad (5.50)$$

$$\eta = \frac{1}{9,48 - 4.84\alpha}, \alpha \leq 1,5 \quad (5.51)$$

Kapittel 5. Beregningsregler

For selve kapasiteten til det gjenværende steget, er den gitt ved:

$$\sigma_{w,Rd} = \chi \xi f_y / \gamma_{M1} \quad (5.52)$$

Her er χ en reduksjonsfaktor som leses av knekkurve 'a' som i EN 1993-1-1 6.3.1.2, med slankheten som er gitt i 5.54. ξ er en formfaktor for det kritiske området og er gitt ved:

$$\xi = 1,5 + \frac{2 \cdot 10^{-5}}{(1 - \alpha)^4} \quad (5.53)$$

Slankheten til det resterende steget er gitt ved:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\xi f_y}{\sigma_{w,cr}}} \quad (5.54)$$

Hvor $\sigma_{w,cr}$ er den kritiske spenningen i steget. Det kan finnes som følge av enten en knekkingsanalyse eller passende analytiske formler.

Til slutt finnes κ som er en faktor som øker kapasitet etter kritisk spenning. Den ligger mellom $1,0 \leq \kappa \leq 1,25$.

$$\kappa = 1 + 0,625(\psi - 0,3) \quad (5.55)$$

$$(5.56)$$

Hvor ψ gir forholdet mellom moment og moment som oppstår på grunn av skjær. Det avhenger også av T-seksjon, hvor $V_{m,t}$ er gjennomsnittlig skjærkraft for øvre T-seksjon og $V_{m,b}$ er gjennomsnittlig skjærkraft for nedre T-seksjon.

$$\psi = M_{pl,Rd,t} / (eV_{m,t}) \quad (5.57)$$

$$\psi = M_{pl,Rd,b} / (eV_{m,b}) \quad (5.58)$$

Alternative løsninger for brede sekskantede og sinus-formede åpninger

Dette gjelder bare for varmtvalsede profiler med sekskantede og sinus-formede åpninger som er symmetriske over begge aksene i tverrsnittet og som har åpninger som godkjenner følgende krav:

$$\ell_o = 5h_o \quad (5.59)$$

$$b \geq 150mm \quad (5.60)$$

$$h_w/t_w \leq 124\varepsilon \quad (5.61)$$

Skjær- og momentkapasiteten bør sjekkes i midten av åpningen, som i snitt a-a for figur 5.2. Effekten av Vierendeel-bøyning av T-seksjonene bør sjekkes langs åpningen i flere steg med økning på $\ell_o/50$. Kombinasjonen av skjær, moment og trykkspenninger bør kontrolleres for alle stegene. Ved belastning på øverste flens bør momentet fra belastningen tas med i beregningene. Momentkapasitet for T-seksjonen kan kontrolleres ved å benytte regler fra EN 1993-1-1.

Vipping

Det kritiske momentet for en bjelke med hensyn på vipping er gitt som i EN 1993-1-1.

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.62)$$

Forskjellen er at W_y beregnes for midtpunktet av en åpning. χ_{Lt} skal også bli beregnet etter EN 1993-1-1 6.3.2.3, hvor det benyttes det svakeste tverrsnittet for å beregne relativ slankhet. Knekk-kurven som benyttes for symmetriske rullede profiler er c, dette med $\overline{\lambda}_{LT} = 0.2$ og $\beta = 1.0$. Flensene må også sjekkes for knekking med hensyn på variasjoner i momentet og hvordan bjelken er festet.

5.3 Forskjeller og likheter mellom EN 1993-1-13 og Hagen

Selv om Hagen og En 1993-1-13 har samme hensikt, er det store forskjeller mellom de to metodene. Videre er det oppdatert de forskjellige hovedpunktene som må gjennomgås i kontrollene.

5.3.1 Moment

Både Hagen og EN 1993-1-13 baserer beregninger av momentkapasiteten på samme løsning ved å fjerne åpningens effekt på den plastiske momentkapasiteten. Dette fører til at beregning av momentkapasiteten basert på Hagen og EN 1993-1-13 vil bli den samme.

En forskjell er derimot hvor det dimensjonerende momentet beregnes. Hagen sier at moment og skjær bør beregnes gjennom åpningens midtpunkt, mens EN 1993-1-13 krever at momentet sjekkes på den siden som har høyest moment.

5.3.2 Skjær

Beregningen av skjær er derimot meget forskjellig.

I Hagens beregninger er det tatt hensyn til mange faktorer som knekking, åpningens form, armering og ekstra stivere. I likhet med EN 1993-1-13, trekkes også åpningens areal bort, men i tillegg til det tas det også hensyn til stegets relative slankhet i knekkreduksjonsfaktoren i tillegg til en rekke faktorer som inngår i c_2 .

For å utlede $c_{2,basic}$ tok Hagen Von Mises flytekriterie for en T-seksjon i betraktning for å så benytte uttrykk for skjærspenningene og bøyespenningene for å lage et uttrykk som inkluderer effekten av vierendeel-momentet. Ellers er c_2 faktoren en detaljert faktor som tar hensyn til flere faktorer som radius i hjørner, plassering av åpningen i steget og åpningens størrelse. Dersom steget har stivere, armering rundt åpningen eller består av flere åpninger, påvirker dette faktoren.

I EN 1993-1-13 er skjærkapasiteten funnet på samme måte som for momentkapasiteten ved å trekke fra effekten fra åpningens areal fra beregningene som vist i formel 5.19. På denne måten tas det ikke hensyn til effekter fra vierendeel-moment eller form på åpningen i skjærberegningene. Både stegets slankhet og vierendeel-momenter beregnes i ettetid, uten at det påvirker beregningen av skjærkapasiteten.

5.3.3 Kombinasjoner av aksialkraft, skjær og moment

EN 1993-1-13 kombinerer skjær og moment ved å redusere tykkelsen på steget i momentberegninger dersom skjærkreftene er tilstrekkelig høye. Videre benyttes $t_{w,eff}$ for å bestemme vierendeel-momentkapasitet og momentkapasitet. På grunn av aksialkreftene som oppstår i T-seksjonene som følge av vierendeel-momentet, må T-seksjonenes momentkapasitet også reduseres. Som følge av dette vil T-seksjonens momentkapasitet bli redusert med hensyn på både moment og skjærkrefter.

Hagen benytter derimot en interaksjonsformel som vist under, hvor kapasitetene beregnes uavhengig av hverandre.

$$\left(\frac{M}{M_{buckl,mod,Rd}}\right)^3 + \left(\frac{V}{V_{c,mod,Rd}}\right)^3 \leq 1 \quad (5.63)$$

Kapittel 6

Kapasitetsberegninger

Det ble utført et forsøk på en bjelke for å ha et sammenligningsgrunnlag for beregningsreglene. I dette kapitlet vil bjelken fra forsøket bli håndberegnet etter både Hagens beregningsregler og EN 1993-1-13 for å så sammenlignes.

Beregningene baserer seg på bjelken som ble benyttet i forsøket. Ettersom bjelken gikk til brudd i forsøk 3, benyttes spennvidden $L = 1900\text{mm}$ med dimensjoner på åpningene som $h_o = 110\text{mm}$ og $\ell_o = 160\text{ mm}$. Alle beregninger er lagt ved som vedlegg.

6.1 Generelle beregninger og input-data

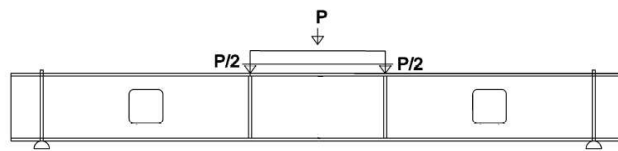
Oppsettet til testen og fordeling av krefter og momenter.

I beregningene er det følgende tverrsnittet for bjelken benyttet:

Tabell 6.1: Bjelkens tverrsnitt.

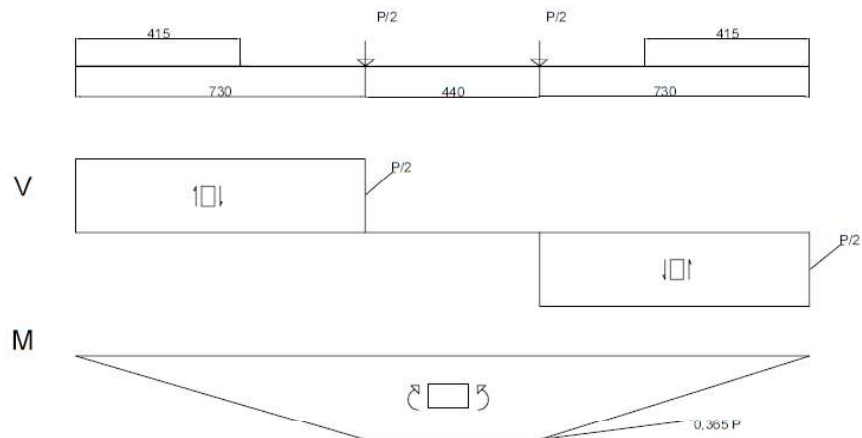
t_f	t_w	b	h
8,7 mm	6,1 mm	110 mm	222 mm

Ut fra måten bjelken er lagt opp på, vil bjelken få et lineært varierende mo-



Figur 6.1: Oppsett for firepunktstesten ved forsøk 1

ment. Hagen setter krav til at momentet i åpningen måles ut fra midtpunktet i åpningen, dermed blir et uttrykk for momentet her $M_{Ed} = 0,2075 \cdot P$ [kNm]. Her er kraften P punktlasten som settes øverst på jekken. I forsøket ble $P = 265$ kN maksimal last. Dette gir $V_{Ed} = 132,5$ kN og Maks moment ved midtpunktet $M_{Ed} = 55$ kNm. Skjær og momentdiagram for bjelken er vist i figuren under.



Figur 6.2: Skjær og momentdiagram for bjelkeoppsettet.

Materialdata

I [8] ble bjelken strekktestet for å finne materialegenskapene. Det ble freset av to prøvestykker fra steget, et i bjelkeretning og et i tverr-retning. Resultatene fra testen viste anisotropi i flytespenningen, men E-modulen og

bruddspenningen er den samme for begge retninger. For å utføre beregningene, settes flytespenningen lik $f_y = 373$. Dette ettersom beregningene hovedsakelig vil ta for seg stålet langs bjelkens lengde. Under er en oversikt over materialdata i henholdsvis tverr- og bjelkeretning.

	f_y	f_u	E
Tverretning	425 MPa	528 MPa	200 000 MPa
Bjelkeretning	373 MPa	528 MPa	200 000 MPa

Tabell 6.2: Materialdata

Tverrsnittsklasser

Tverrsnittsklasser for fullstendig steg beregnes etter EN 1993-1-1 og for T-seksjoner beregnes det etter EN 1993-1-13.

Tverrsnittsklasse etter EN 1993-1-1: IPE220 har tverrsnittsklasse 1 for både flens og steg. Hele profilet har da tverrsnittsklasse 1 og momentet kan dermed regnes med plastisk kapasitet.

T-seksjoner: Det gjenværende steget i øvre T-seksjon er kort nok til at det kan beregnes det som tverrsnittsklasse 2, etter EN 1993-1-13 5.3 (2). Ettersom profilet har tverrsnittsklasse 1 for flensen, kan en etter EN 1993-1-13 5.3 (6) sette det ustivede steget ved åpningen lik tverrsnittsklasse 2 for beregning av effektene fra vierendeel-bøyning.

6.1.1 Kapasiteter for fullstendig steg etter EN 1993-1-1

Momentkapasitet etter EN 1993-1-1

Beregninger med plastisk momentkapasitet etter EN 1993-1-1 6.2.5 (2) viser at bjelken for et fullstendig tverrsnitt har en momentkapasitet $M_{c,Rd} = 95,2$ kNm.

Skjærkapasitet etter EN 1993-1-1

For å beregne skjærkapasiteten er det EN 1993-1-1 6.2.6 benyttet. Dermed blir skjærkapasiteten er $V_{pl,Rd} = 309,7$ kN.

Kapasitet mot skjærknekking beregnes etter EN 1993-1-1 6.2.6 (6). Her er $hw/tw = 33.2$ som er mindre enn $72\epsilon/\eta = 57.1$, dermed er det ingen fare for skjærknekking i det fullstendige steget.

Vipping

Profilet vil bli fastholdt i opplager mot vipping, dermed vil effekten av vipping neglisjeres. Vipping vil dermed ikke bli nevnt videre i oppgaven siden det ikke har vært relevant for forsøket.

6.2 Kapasiteter etter EN 1993-1-13

Isolerte åpninger

En bjelkes åpninger kan etter EN 1993-1-13 regnes som isolerte dersom avstanden mellom dem er større enn ℓ_o . Ettersom åpningene i bjelken faller innenfor dette kravet, er det krav å gjøre følgende kontroller i bruddgrensetilstanden:

- Momentkapasitet.
- Skjærkapasitet.
- Motstand mot Vierendeel-bøyning.
- Skjærknekk i steg ved siden av isolerte åpninger.

Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten til IPE220 etter EN 1993-1-1 er $V_{pl,Rd} = 309,7$ kN. Dersom det beregnes i henhold til EN 1993-1-13, reduseres skjærarealet med $h_o \cdot t_w$, Dermed blir skjærkapasiteten etter EN 1993-1-13 6.2 redusert til $V_{o,pl,Rd} = 172,1$ kN. De opptredende skjærkreftene er $V_{Ed} = 132,5$ kN, og bjelken har mye kapasitet til overs. Ettersom $V_{Ed}/V_{o,pl,Rd} \geq 0,5$ må stegets tykkelse reduseres på grunn av interaksjonen av skjær og moment.

I EN 1993-1-13 6.2 (2) kreves det at det effektive stegets tykkelse reduseres dersom tilstrekkelig høye skjærkrefter oppstår. Den effektive stegtykkelsen skal benyttes for å beregne global bøyning og Vierendeel-bøyning. Skjærkraften $V_{Ed} = 132,5$ kN, fører til at $p = 0,292$. Ettersom $p < 0,5$ fører det til at $t_{w,eff} = t_w = 6,1$ mm, og beregningene fortsetter dermed uten reduksjon av stegtykkelsen.

Momentkapasitet

Etter EN 1993-1-13 6.3 (1) skal momentkapasiteten finnes basert på plastisk momentkapasitet for det reduserte tverrsnittet.

For å finne momentkapasiteten blir det da beregnet plastisk motstandsmoment og fjernet effekten fra arealet til åpningen. Dette fører til at momentkapasiteten for bjelken med åpningen blir $M_{pl,Rd} = 88.6 \text{ kNm}$. Ettersom arealet som er fjernet av åpningen ligger midt i bjelkens steg, er reduksjonen i momentkapasiteten minimal. Det høyeste opptredende momentet i åpningen er $M_{Ed} = 66,6 \text{ kNm}$, dermed har åpningen tilstrekkelig med kapasitet.

Punkt 6.3 (3) forteller hvor lang åpningen i bjelken må være for at det skal være fare for at T-seksjonen som står i trykk knekker som følge av momentet. Lengden av åpningene i bjelken tilfredsstiller kravene i 5.21, dermed er det ikke nødvendig å kontrollere grundigere.

Vierendeel-bøying

Som følge av formel 2.30 oppstår det vierendeel-momenter som følge av skjærkreftene som virker over åpningens lengde. Disse momentene fører til at det oppstår strekk og trykk i de to T-seksjonene. Dermed må T-seksjonens kapasitet reduseres. Vierendeel-momentet som oppstår i tillegg er $M_{V,Ed} = 10,6 \text{ kNm}$. Dette fører til at T-seksjonen må reduseres som følge av en ekstra aksialkraft på $N_{Ed} = 318,5 \text{ kN}$. Den reduserte momentkapasiteten til en enkelt T-seksjon blir på $M_{NV,b,Rd} = 21,6 \text{ kNm}$. Dette fører til at formelen 5.22 gir maksimale skjærkrefter som må kunne overføres er $V_{Ed} = 539,3 \text{ kN}$, noe skjærkreftene fra forsøket ligger godt innenfor.

Knekking av steg ved siden av åpning

For å finne knekking i steget ved siden av åpning finnes relativ slankhet, $\bar{\lambda} = 0,868$. Ved å lese av knekk-kurve a i figur 6.4 i EN 1993-1-1 settes $\chi_{wp} = 0.78$. Dette fører til at største spenningen som kan oppstå i steget er $\sigma_{b,w,Rd} = 277.1 \text{ MPa}$.

Som følge av skjærkraften $V_{Ed} = 132,5 \text{ kN}$, blir opptredende spenning etter formel 5.25 fordelt på stegtykkelse $t_{w,eff} = 6.1 \text{ mm}$ og $h_o = 110 \text{ mm}$, $\sigma_{w,Ed} = 197,5 \text{ MPa}$. Siden $\sigma_{w,Ed} < \sigma_{b,w,Rd}$, vil ikke steget knekke ut.

Kontroll i brukstilstand

For å få et overblikk over nedbøyninger som kan antas å få i forsøket, er enhetslastprinsippet. Redusert stivhet for bjelken ble beregnet og satt til $I_{eff.o} = 2.974 \cdot 10^7 mm^4$. Måten å beregne på her er ikke nøyaktig, men det gir et estimat. Total nedbøyning ved dimensjonerende belastning $P = 265$ kN ble $w = 11,07$ mm. Etersom bjelken i forsøket ble belastet til brudd, vil den overgå kravet om nedbøyning som følge av vierendeel-moment på maksimalt $\ell_o/100$ ekstra nedbøyning.

6.3 Kapasitet etter Hagen

6.3.1 Moment

Som følge av 5.2 blir momentkapasiteten $M_{buckl,mod,Rd} = 88.6kNm$. Dette er den samme momentkapasiteten som for EN 1993-1-13.

6.3.2 Skjær

For alle bjelker og platebærere med åpninger er skjærkapasiteten gitt ved:

$$V_{c,mod,Rd} = \left(1 - \frac{D_h}{h}\right) \chi_w c_2 \frac{f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} ht \quad (6.1)$$

Med en maks grense på:

$$V_{c,modcut-off,Rd} = \alpha_c \left(1 - \frac{D_h}{h}\right) \frac{f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} ht \quad (6.2)$$

Hvor h er høyden for hele steget, t er tykkelsen, χ_w er reduksjonsfaktor for knekking, c_2 er en faktor som justeres avhengig av åpningen, og α_c er en faktor som bestemmer øvre grensen for skjærkapasiteten.

Reduksjonsfaktoren for knekking χ_w

Bjelken beregnes som at den ikke har vertikale stivere ettersom de punkt-sveiste stiverne ikke påvirker kapasiteten ved åpningen. Dette gir $\bar{\lambda}_w = 0,613$, dermed blir $\chi_w = 1,0$.

Justeringsfaktoren c_2

Ettersom vi har en forholdsvis enkel åpning uten stivere eller ekstra armering og hvor åpningens sentrum ligger langs bjelkens horisontale senter-

akse kan c_2 finnes ved hjelp av formelen 5.10. Dette fører til at $c_2 = c_{2,basic} = 0,521$.

Skjærkapasitet

Den øvre grensen for skjærkapasitet blir $V_{c,modcut-off,Rd} = 117,9$ kN. Ved å benytte formel 6.2 og faktorene c_2 og χ_w , blir dermed skjærkapasiteten $V_{c,mod,Rd} = 73,1$ kN.

6.4 Sammenligning av resultater

Under er en tabell som sammeligner resultatene fra beregningene som er gjennomført. Her sammenlignes kapasitetene for et fullstendig steg etter EN 1993-1-1 og beregningene for åpningen i steget etter EN 1993-1-13 og Hagens beregningsregler.

Tabell 6.3: Sammenligning av kapasitetsberegninger

	EN 1993-1-1	EN 1993-1-13	Hagen
M_{Rd}	95,2 kNm	88,6 kNm	88,6 kNm
V_{Rd}	309,7 kN	172,1 kN	73,1 kN

Ved å sammenligne kapasitetene, ser en at momentkapasiteten for beregningsmetodene er like, i tillegg til å være litt redusert fra EN 1993-1-1. Dette kommer fra like beregningsmetoder og at åpningene midt i steget ikke har mye å si for momentkapasiteten.

Utførelsen av beregningene for skjærkapasiteten er derimot meget forskjellig. Som nevnt tar ikke beregningen av skjærkapasitet fra EN 1993-1-13 hensyn til vierendeel-momenter eller reduksjon som følge av knekking av steg. Dette fører til at skjærkapasiteten er høyere enn den er i følge Hagens beregningsmetode som betydelig reduserer skjærkapasiteten. For EN 1993-1-13 er forholdet mellom skjærkapasiteten for det fullstendige steget og åpningen omtrent halvert, som forventet ettersom halvparten av steget er fjernet i åpningen.

Kapittel 7

Diskusjon

I denne oppgaven har reglene i EN 1993-1-13 og doktoravhandlingen til Nils Chr Hagen blitt presentert og beregnet. Det har blitt gjennomført et forsøk, i tillegg til at det har blitt gjennomført elementanalyser i Abaqus.

7.1 Bjelkens dimensjoner og materialfaktorer

Bjelken som er benyttet i forsøket er som nevnt også benyttet i et tidligere forsøk. Her ble det funnet ut at stålet i bjelken viste tegn til anisotropi, og at E-modul, flytespenning og bruddspenning ga verdiene $E = 200\,000$ MPa, $f_y = 373$ MPa og $f_u = 528$ MPa. Disse verdiene samsvarer ikke med standard konstruksjonsstål, men ettersom bjelken er strekktestet, ble det besluttet å benytte verdiene i både beregninger og Abaqus for å få resultater som ligger nærmere testbjelken.

Bjelkens dimensjoner ble også hentet fra oppgaven. Her samsvarer ikke alle målene med oppslagsverk. Disse ble derimot kontrollmålt og bekreftet. Det er dermed antatt at strekktesten også har riktige dimensjoner. Nedenfor er en oversikt over målene som er benyttet, og kjente mål for en IPE220 hentet fra Profiler og formler [11].

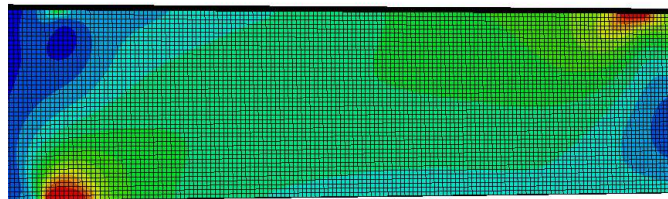
	t_f	t_w	b	h
Testbjelke	8,7	6,1	110	222
Kjente dimensjoner	9,2	5,9	110	220

Tabell 7.1: Mål for IPE220

7.2 Abaqus-analyse

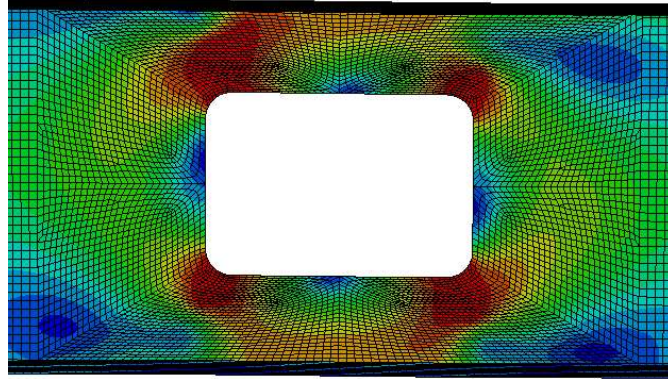
7.2.1 Utvikling av rotert strekkfelt

Ettersom bjelken blir belastet, oppstår det spenninger i steget. Disse oppstår først i hjørnene rundt åpningene i steget. Dette er som følge av at strekkfelt ikke kan oppstå vanlig, og spenningene må av den grunn gå rundt åpningen som illustrert i figur 2.7. Dersom åpningen i steget ikke hadde vært tilstede, hadde det oppstått et vanlig strekkfelt som vist under.



Figur 7.1: Strekkfelt for et fullstendig steg

På grunn av åpningen i steget, brytes strekkfeltet, og spenningene må dermed gå rundt åpningen. Dermed må spenningene gå rundt hjørnene i åpningen, og dette fører til at det oppstår større spenningene i områdene ved hjørnene.



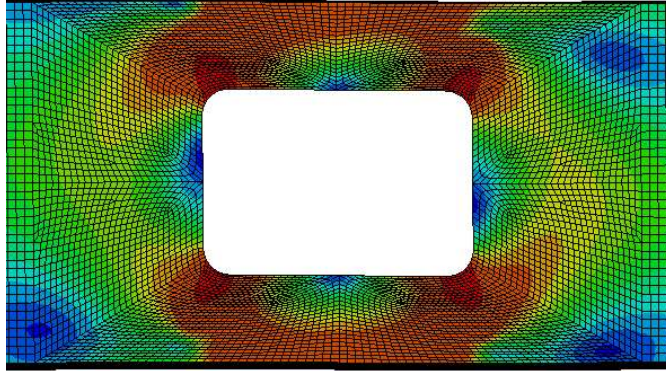
Figur 7.2: Utvikling av rotert strekkfelt

Man kan se på figur 7.2 at det oppstår et rotert strekkfelt rundt åpningen. Man ser de største spenningene i rødt, oransje og gult strekker seg langs hjørnene på åpningen som illustrert på figuren 2.7. Utenom disse store spenningene, ser man også at det roterte strekkfeltet er har oppstått rundt åpningen med litt lavere spenninger som er illustrert i grønt.

Det er høyere spenninger i overlappen i T-seksjonene enn for overlappen i det fullstendige steget. Dette kommer av hovedsakelig to grunner. Den ene er at strekk- og trykk-feltene overlapper her. Den andre grunnen kommer av at det oppstår aksialkrefter om følge av vierendeel-momenter i T-seksjonene som angriper tverrsnittet i øvre del av flensen.

7.2.2 Effekter fra Vierendeel-momenter

Som følge av skjærkreftene, er det forventet at vierendeel-momenter oppstår. Disse momentene virker deretter som et kraftpar som opptrer som aksialkrefter i T-seksjonens tyngdepunkt som ligger omtrent ved flensen i øvre og nedre T-seksjon. Dette synes i spenningsutviklingen i Abaqus.



Figur 7.3: Spenningsutvikling i steg som følge av Aksialkrefter i T-seksjoner.

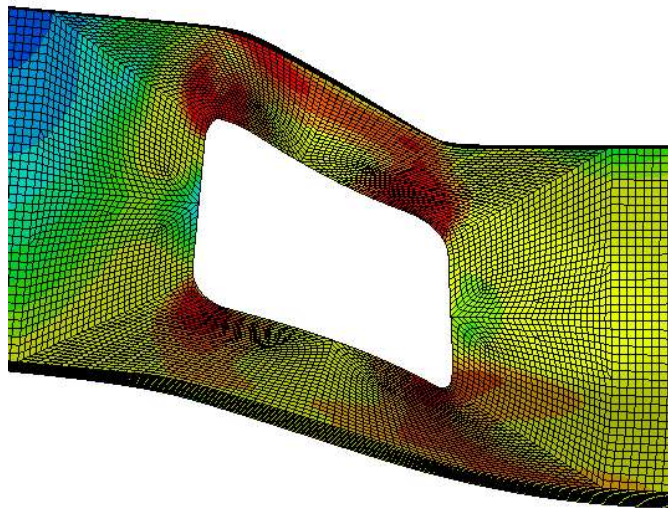
Bildet viser spenningsutviklinger i steget, hvor de største spenningene er markert i rødt. Aksialkreftene opptrer i T-seksjonens tyngdepunkt som ligger i overgangen mellom steg og flens. Dermed oppstår spenningene helt øverst og nederst ved flensen som man ser på figur 7.3. Dette reduserer momentkapasiteten, og som følge av dette vil åpningen deformeres som i figur 7.4. Denne deformasjonen oppstod i Abaqus og ble også sett i forsøket. Etersom belastningen øker vil større deler av T-seksjonens kapasitet bli oppbrukt og tverrsnittet vil gå over i plastisk sone og dermed få permanente deformasjoner slik som ble observert i forsøket.

7.3 Forsøket

7.3.1 Forsøk og resultater

I tredje forsøket ble begge opplagrene flyttet 50mm vekk fra bjelkens midtpunkt. Som følge av dette, ble bjelkens spenn 1900 mm. Dette fører til at det opptrer et større moment i åpningen. Bjelkens makskapasitet ble nådd i forsøk 3 for $P = 265$ kN. Ettersom bjelken tålte belastningen fra forsøk 2 ved $P = 270$ kN, ble maks kapasitet nådd som følge av det ekstra momentet som oppstod i bjelken. Dermed er det ikke troverdig at deformasjonen i åpningen oppstod som følge av skjærkrefter som førte til at steget knakk ut. Det er dessuten heller ikke en typisk form som minner om knekking av et steg.

Det ble dermed konkludert med at utbøyingen er en utflyting som kommer som følge av at større deler av området ved hjørnet i dette området har nådd flytespenning. Dette ser man også ut fra den ikke-lineære spenningsutviklingen i Abaqus. I analysen ser man også at det har oppstått bruddspenning i de røde områdene som vist i figur 7.4 nedenfor.



Figur 7.4: Utbøying i Abaqus med samme deformasjon som i forsøket

Åpningens deformasjon kan fint sammenlignes med deformasjonen i figur 2.8. Hjørnene som fikk deformasjoner står også i trykk etter teorien om roterte strekkfelt, som illustrert i figur 2.7. Trykket har dermed ført til at de deformeres ut av planet. I de to andre hjørnene er det tilsvarende spenninger, men ettersom de opplever strekk vil ikke de få utbøyninger, men vil heller bli strukket.

Totalt bøyde tre hjørner seg ut på samme side av steget, mens et av dem bøyde seg motsatt side. Dette kommer som følge av formfeil, og har lite å si videre. Utbøyningene som skjedde i den ene åpningen var derimot litt større enn for den andre åpningen. Denne åpningen var omtrent en millimeter lengre enn den andre, og det kan tyde på at utbøyningene oppstod først i den åpningen før de oppstod ved den andre siden. Det ser også ut som at bjelken har hatt noe større nedbøyning på denne siden som man kan se i nedbøyningskartet i figur 4.10.

7.3.2 Utvikling av momenter

Bjelken gikk til brudd da spennvidden ble økt. Ettersom belastningen var mindre for forsøk 3 enn i de tidligere forsøkene, er det trygt å konkludere med at bjelken gikk til brudd som følge av det ekstra momentet. Nedenfor er en tabell som viser oversikt over påsatt last, avstand til midtpunkt, skjærkraft, moment for midten av åpningen i tillegg til momentet for siden i åpningen med høyt og lavt moment.

Tabell 7.2: Sammenligning av krefter og momenter.

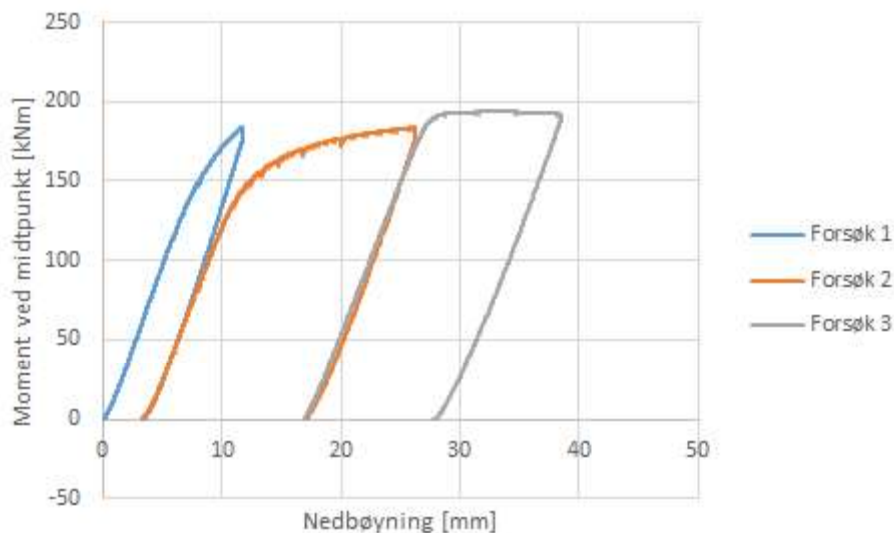
Forsøk	P	x	V	M-lav	M-midt	M-høy
1	270 kN	340 mm	135 kN	38,475 kNm	45,9 kNm	53,325 kNm
2	270 kN	365 mm	135 kN	38,475 kNm	49,275 kNm	60,075 kNm
3	265 kN	415 mm	132,7 kN	44,455 kNm	55,071 kNm	65,686 kNm

Man kan se at som følge av de 50 mm spennet ble utvidet på hver side, er det en betydelig økning i momenter for åpningen i forsøk 3. Skjærkraften er derimot lavere i forsøk 3 enn for forsøk 1 og 2, så det er åpenbart at bjelken nådde bruddspenning som følge av momentene. Dermed er det en grei antakelse å konkludere med at utbøyningene i hjørnene er som følge av

at flytespenningen er overskredet i dette området, og at det ikke er noen form for knekking på grunn av skjær.

7.3.3 Moment-forskyvningskurve

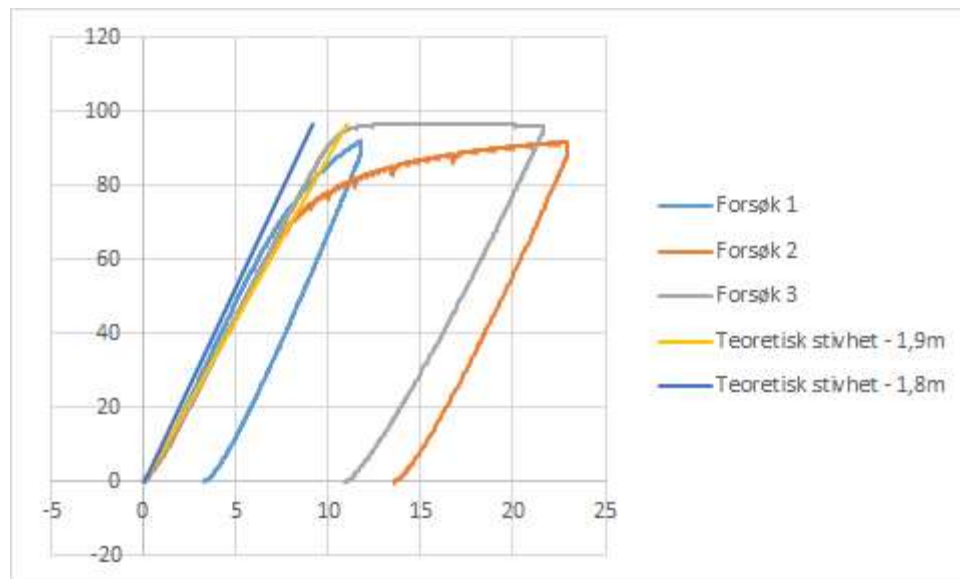
Ettersom spennvidden på bjelken ble endret, er den beste måten å sammenligne forsøkene på ved å se på moment for bjelkens midtpunkt i forhold til nedbøyningen. Siden målingen av nedbøyning for hvert enkelt forsøk måles fra forrige forsøks endepunkt, vil den totale nedbøyningen best vises ved å legge kurvene fra hvert forsøk etter hverandre som på figur 7.5. Som følge av de tre testene viser maksimal nedbøyning i forhold til ved bjelkens midtpunkt 34,3 mm ved bruddlasten på 265 kN. For en teoretisk bjelke uten åpninger vil nedbøyningen bli $w = 10,99$ mm, dermed er det åpenbart at åpningene har svekket bjelken betraktelig.



Figur 7.5: Sammenligning av moment mot nedbøyning.

7.3.4 Redusert stivhet

Før hvert forsøk har bjelkens totale stivhet blitt redusert. Dette har skjedd i form av utskjæringene og forlengelsen av spennvidden. Stivheten kan beregnes ved $k = F/\delta$ fra last-forskyvningskurvene til forsøkene. For å sammenligne effekten åpningene har på stivheten, ble det planlagt å sammenligne dem for en tilsvarende bjelke uten åpninger. Ettersom det er benyttet flere spennvidder, er det nødvendig med to forskjellige stivheter for hver sin spennvidde. Ved å benytte enhetslastmetoden og maks belastning fra forsøket ble nedbøyningen for 1,8m spennvidde $\delta = 9,2mm$, mens nedbøyning for 1,9m spennvidde ble $\delta = 10,99mm$. Stivheten for forsøkene er beregnet ved hjelp av ut-data fra forsøkene. For å beregne dette ble punktlasten og nedbøyningene for de tilnærmet lineære områdene mellom 25 kNm og 50 kNm beregnet. Ved å beregne stivheten ut fra last-forskyvningskurvene for lineære områdene i kurvene kan man sammenligne dette. Nedenfor kan man se hvordan den teoretiske stivheten til en bjelke med fullstendig steg måler seg mot de forskjellige forsøkene.



Figur 7.6: Sammenligning av stivheter - målt ved moment mot total nedbøyning.

Ut fra beregningene ble stivhetene for de teoretiske bjelkene lavere enn for observasjonene fra forsøkene. Ettersom bjelkene i forsøkene er svekket

med åpninger, vil ikke disse være stivere enn en tilsvarende bjelke uten åpning. Det kan være flere årsaker til dette. Det kan ha blitt gjort dårlige avlesninger av forsøksdata, det kan ha oppstått en beregningsfeil eller E-modulen benyttet kan være feil som følge av tidligere strekktest. Dette vet man ikke før man gjennomfører en strekktest selv.

Tabell 7.3: Oversikt over stivheter for forsøk

	Teoretisk - 1,8m	Teoretisk - 1,9m	Forsøk 1	Forsøk 2	Forsøk 3
k [kN/mm]	28,803	24,903	31,325	29,171	26,464

7.4 Beregninger

7.4.1 Konservative beregninger for maks kapasitet.

Standarder og dimensjoneringsregler er laget for å designe konstruksjoner opp mot kjente laster. Reglene har som hensikt å beskrive måten konstruksjonene reagerer på belastninger. Som regel er det innebygde sikkerhetsfaktorer for å gjøre konstruksjonen enda mer sikker. Utenom sikkerhetsfaktorene er dimensjoneringsreglene laget bevisst konservative ettersom brudd på disse kan føre til katastrofale utfall. Det er uvisst nøyaktig hvor konservativ de forskjellige reglene er. Dette fører til at det er vanskelig å forutse når en konstruksjon faktisk vil gå til brudd basert på regnereglene. De forskjellige regnereglene kan derimot sammenlignes mot hverandre og opp mot kjente resultater for å få en oversikt over hvor konservative de er i forhold til hverandre.

7.4.2 Beregningreglenes oppbygging

De to forskjellige beregningsreglene er bygd opp på forskjellige måter. Hagens hovedmål var å lage en rask og enkel måte å kontrollere platebærere og bjelker med åpninger. Ettersom enkel utførelse er hovedmålet, er det en løsning å legge inn effekt av vierendeel-moment og knekking av steg i skjærkapasiteten for å spare seg for mellomregninger. Hagens oppgave gjør seg bra til å bekrefte om bjelker tåler skjær og momentbelastningene, men resultatene er som følge av raske beregninger litt konservative [5].

For EN 1993-1-13 er beregningene bygget opp som i resten av standarden hvor man tar en kontroll om gangen. Dette fører til at gjennomføringen er mer innviklet og setter dermed større krav til kontrolløren. Et eksempel er måten det antas at kontrolløren selv utleder vierendeel-momentet for å kunne redusere kapasiteten basert på aksialkrefter som i formel 5.23.

7.4.3 Hagens beregningsregler

Hagens beregninger viser preg av et ønske å kunne gjennomføre raske kontroller. Dette ser man spesielt godt i skjærberegningene som tar hensyn til både kontroll av stegets slankhet og effektene som kommer av vierendeel-moment.

Interaksjonen mellom moment og skjær

For å kontrollere bjelkens kapasitet benytter Hagen en interaksjonsformel som tar for seg hvor mye av skjær- og moment-kapasitet som er oppbrukt. Hagens interaksjonsformel 5.1 har som krav å ikke gi et svar på over 1,0. Ved å benytte formelen for bruddlasten i forsøket, vil formelen gi et svar på 6.2. Dette svaret vokser derimot fort etter at kapasiteten er brutt siden formelen er kubisk. Dersom Hagens interaksjonsformel ikke skal brytes, er maksimal belastning på jekken $P = 144.8kN$. Dermed er den virkelige kapasiteten 84% høyere enn det interaksjonsformelen tilsier. Beregningsmetoden er tidligere omtalt å være konservativ [5], så det er mulig at kapasiteten ligger innenfor området som følge av en tilfeldighet.

Skjærberegninger

I Hagens oppgave må det som tidligere nevnt beregne flere faktorer for å finne skjærkapasiteten. En av disse er avhengig av knekkreduksjonsfaktoren. Som følge av stegets tykkelse, vil ikke k_{τ} bli stor nok til å heve $\bar{\lambda}_w$ over 0.83. Dermed blir $\chi_w = 1$ for steget.

Effekten av vierendeel-momenter blir også inkludert i skjærberegningene. I bjelken i forsøket, vil T-seksjonene oppleve aksialkrefter som følge av vierendeel-momentene og dermed må kapasiteten reduseres. For å slippe å gjøre ekstra beregninger for å redusere momentkapasiteten i forhold til aksialkrefter, reduseres heller skjærkapasiteten. Ved å gjøre skjærkapasiteten mindre, vil skjærkreftene bruke opp kapasiteten fortere. Som følge av interaksjonsformelen, begrenses dermed også momentet som har lov å oppstå i bjelken. Dersom det ikke oppstår store skjærkrefter i bjelken, vil ikke vierendeel-momentene utvikle seg til noen stor grad, og dermed kan

momentet ta opp større del av kapasiteten.

7.4.4 EN 1993-1-13

Nedenfor følger en oversikt over opptredende krefter og momenter for bruddlasten $P = 265\text{ kN}$ i tillegg til de tilsvarende kapasitetene.

Tabell 7.4: Oversikter belastninger, kapasiteter og beregnede makskapasiteter.

	Moment	Skjær	Spenning for knekking	V_{Ed} for vierendeel	EN 1993-1-1 moment
Opptredende	65,6 kNm	132,5 kN	197,5 MPa	132,5 kN	96,725 kNm
Kapasitet	88,64 kNm	172,1 kN	277,1 MPa	539,3 kN	95,2 kNm
Maks P =	314 kN	344,2 kN	371,85 kN	-	260,7 kN

Som følge av oversikten over er det bare momentkapasiteten for det fullstendige steget som overskrides. Det er likevelli stivhet i bjelken, så bjelken deformeres ikke som følge av dette. Derimot oppstår de største nedbøyningene i bjelken over åpningen, og her oppstår også deformasjonene ut av planet.

Momentet er betydelig mindre ved åpningen enn det er ved bjelkens midtpunkt. Som følge av dette vil ikke momentkapasiteten for siden av åpningen mot midten nås før den totale lasten på bjelken er på 314 kN. Bjelken vil derimot ikke nå denne belastningen ettersom maks belastning er 265 kN som følge av måten den er lagt opp på.

I følge kontrollene er det ingen av kapasitetene fra EN 1993-1-13 som direkte overskrides. Dette var ikke ideelt ettersom det var ønskelig at bjelken gikk til brudd som følge av den reduserte skjærkapasiteten. Bjelken oppnådde likevelli bruddspenning og det oppstod også permanente deformasjoner, så det er ingen tvil om at en kapasitet burde blitt brutt.

Det har oppstått store spenninger i områdene rundt hjørnet. Ved å foreta en beregning over spenningene som oppstår i T-seksjonen kan man finne ut om flytegrensen er overskredet. I følge beregningene ligger spenningen langs steget på $\sigma_j = 766.4\text{ MPa}$. Dette er godt over bruddspenningen fra strekktesten $f_u = 528\text{ MPa}$ og det kan dermed oppstå utflyting, noe som skjedde i forsøket ved de trykkbelastede hjørnene. Det står ingenting om spenningskontroller i EN 1993-1-13, dette er dermed en mangel i tillegget.

Maksimal belastning på grunn av Vierendeel-momentet er ikke beregnet

her ettersom den vil overskride både skjær og moment lenge før overføringen av skjærkreftene er et problem.

Beregninger av nedbøyning

For å beregne nedbøyning ble det i EN 1993-1-13 kapittel 5.1 (3) satt krav til å beregne nedbøyning med reduserte for 2. arealmoment ved formel 5.15. Ved enhetslastmetoden ble nedbøyningen $w = 11,07\text{mm}$.

Ettersom formelen reduserer 2. arealmoment basert på størrelsen, antall åpninger og avstand fra hverandre, blir ikke reduksjonen stor for testbjelken. Formelen tar derimot for seg reduksjon av stivheten over hele bjelken, men i realiteten er bjelken svekket på kun to punkter. Dermed blir dette feil måte å beregne på, ettersom åpningene utgjør en betydelig svakhet for profilet. Formelen bør dermed benyttes for bjelker hvor åpningene ligger jevnt langs hele bjelkelengden. I forsøket ble det også observert at mesteparten av nedbøyningen oppstod ved åpningene.

Det er ikke tatt hensyn til å beregne nedbøyning etter bruksgrensen ettersom bjelken ble belastet for å oppnå bruddlast, og dermed vil kravene i bruksgrensen brytes uansett.

Knekking ved siden av åpningen

Det var ønskelig at steget ved åpningen skulle knekke ut i forsøket. Under forsøk 3 oppstod det en utbøyning i to av hjørnene i hver åpning. Dette var derimot som tidligere konkludert ikke en typisk knekkform, men en utbuling som følge av at flytespenningen i området er nådd. Figur 5.1 viser formen som ville oppstått dersom knekkingen var et faktum. Dessverre skjedde ikke dette, og beregningene fra kapittel 6.5 i EN 1993-1-13 samsvarer med observasjonen ettersom spenningene fra skjærkraften er mindre enn den kritiske spenningen som trengs for at steget knekker.

Dette kan vi også se i den lineære knekkeanalysen fra Abaqus. I vedlegg A er de to knekkformene som ble observert i forsøket. Det er i modellen påsatt en belastning på 1 Newton for å finne egenverdiene som vil skape akkurat denne belastningen. For de to første realsistiske utknekkningene av

steget fra Abaqus-modellen, er belastningen på punktlasten for halve bjelken som må til for at åpningen knekker ut henholdsvis på $P = 480\text{kN}$ og $P = 514,6\text{kN}$. Ettersom åpningen fløt ut som følge av flytespenning for en belastning på $P = 265\text{kN}$ for en fullstendig bjelke ville dette aldri inntreffe for dette profilet i løpet av forsøket.

7.4.5 Maksimal kapasitet

Nedenfor er en tabell som beskriver maksimal kapasitet som følge av den reelle kapasiteten i forsøket, beregningsmetodene og Abaqus.

Tabell 7.5: Sammenligninger av høyeste mulige belastninger

Kontroll	Maks belastning P
Forsøk	265 kN
Abaqus	228 kN
Hagen	144 kN
EN 1993-1-13	314 kN

Alle beregningene ovenfor er beregnet i forhold til det siste forsøket som ble utført. Bjelkens maksimale belastning ble funnet i forsøk for $P = 265\text{kN}$. Det oppstod utbøyninger i to av hjørnene ved denne belastningen som følge av store spenninger.

Hagens beregningsmetode tar for seg kombinasjonen av skjær og moment. Maks belastning ligger innenfor belastningen som ble funnet i forsøket, så denne beregningsmetoden er godkjent.

Det er derimot verre å godkjenne EN 1993-1-13. Ingen av kapasitetsberegningene ble brutt som sett i tabell 7.4. Ved å beregne seg frem til laveste belastning som skal til for å bryte en kapasitet blir momentkapasiteten dimensjonerende. Momentkapasiteten redusert på grunn av skjær blir ikke brutt før belastningen P i forsøket er 314kN . Deformasjonene skjer likevell ved en belastning på $P = 265\text{kN}$ ved åpningen. De største spenningene oppstår dermed her, noe Abaqus også bekrefter. Dermed burde en av kapasitetene gitt utslag.

Som følge av måten bjelken er lagt opp, vil aldri noen av kapasitetene etter

EN 1993-1-13 nås. Tillegget burde hatt en form for å kontrollere maksimal spenning ved hjørnene i åpningene. En parallell dras til Von Mises flytekriterie, som ikke lar seg benytte her ettersom åpningens effekt på spenningenes opptreden i tverrsnittet.

Ettersom momentkapasiteten beregnet i både Hagen og EN 1993-1-13 er funnet på samme måte, er det kombinasjonen med skjær som gjør at den maksimale belastningen beregnet ut fra Hagens formler begrenses og dermed blir lavere enn bruddlasten. Som følge av dette burde også EN 1993-1-13 hatt en lignende begrensning for kombinasjoner av skjær og moment eller en spenningskontroll.

7.5 Feilkilder

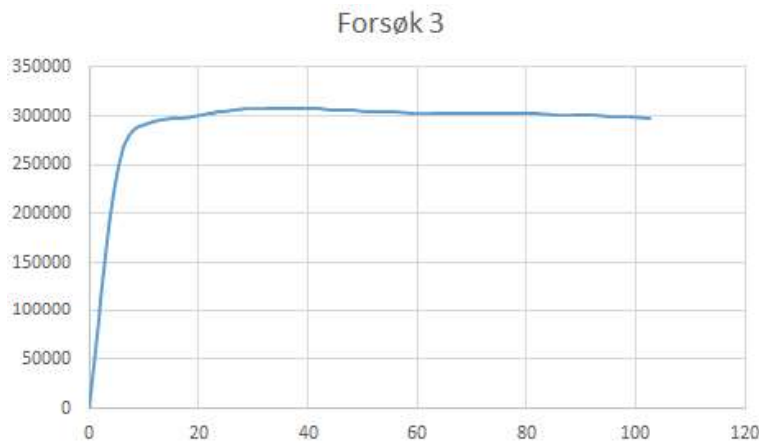
Feil stivhet

Stivheten for den teoretisk perfekte bjelken ble lavere enn den som ble beregnet ut fra resultatene. Dette skal ikke skje ettersom bjelkene i forsøket helt klart har blitt svekket. Det ble likevel ikke funnet feil i beregningene. En annen årsak kan dermed være at E-modulen som er målt i tidligere strekktest kan være feil. Dermed kunne det vært en fordel å benyttet verdier for standard konstruksjonsstål i stedet for verdiene fra strekktesten i resten av oppgaven.

Abaqus

Resultatene fra Abaqus har generelt sett gitt lavere kapasitet enn i forsøket. Dermed er det trolig at det er en feil i modellen. Den tidligere modellen har redusert steghøyden slik at høyden er $h - t_f = 213.3$ mm. Det ble mistenkt at dette var feilkilden.

En modell med høyde 222mm ble dermed opprettet, men denne modellen ga derimot for høy kapasitet. Ettersom det er en stor forskjell på kapasiteten i Abaqus og i forsøket er det troverdig at det er en feil i modellen. Nedenfor er kraft-forskyvningsgrafene fra modellen ganget med to for å simulere belastningen som må til på en fullstendig bjelke. Maks belastning er her over 300 kN, omtrent 40 kN mer enn belastningen som ble funnet i forsøket. Det er dermed troverdig at det er en feil et sted i modellen.



Figur 7.7: Abaqus-modell uten redusert steg.

Forsøket

Forsøket som ble gjennomført ble ikke gjennomført optimalt. Dette begrenset muligheten til å sammenligne beregningsreglene. Det var ønskelig at profilet gikk til brudd ved åpningen som følge av skjærkrefter, dermed ble det gjennomført en firepunkts-test. Dette skjedde ikke ettersom profilet var for tykt til å knekke ut som ønsket.

For å gjennomføre forsøket bedre burde det blitt benyttet et profil med et svakere steg. På denne måten kan steget ved åpningen tvinges til å knekke ut. Åpningen burde også blitt skjært ut nærmere bjelkens midtpunkt for å bruke opp momentkapasiteten eller det burde benyttes en kortere spennvidde og en testrigg som gir høyere belastning for å bruke opp skjærkapasiteten.

Det hadde også vært ideelt om forsøket ble gjennomført med kameramåling slik at man kunne se utviklingen av åpningene igjen ettersom de ikke ble observert før forsøket avsluttet. Dette var dessverre ikke tilgjengelig da forsøket ble utført.

Kapittel 8

Konklusjon

I denne oppgaven har det blitt sett nærmere på to forskjellige beregningsmetoder for bjelker med åpninger i stegene.

For å ha sammenligningsgrunnlag for beregningsformlene ble det gjennomført et forsøk. Det var ønskelig å tvinge steget ved siden av åpningen til å knekke ut som følge av skjær, men det viste seg i forsøket at profilet var for sterkt til at dette var mulig. Dette førte til at de trykkbelastede hjørnene i åpningene fløt ut som følge av en belastning på $P = 265\text{kN}$. Dette var ikke i nærheten av den knekkformen som var ønsket i steget ved siden av åpningen. For å tvinge steget ved åpningen til å knekke burde forsøket vært gjennomført med et svakere profil hvor steget ligger i tverrsnittsklasse 4.

Hagens veiledning er utviklet for å kontrollere bjelker med stegåpninger slik at kontrollen tar kort tid å gjennomføre. Dette fører til at det er lagt vekt på å redusere antall beregninger. Beregningene for skjærkapasiteten tar dermed for seg både effekten av vierendeel-momenter og reduksjon av skjærkapasitet som følge av kneking av steg. Hagens beregningsmetode er enkel å benytte, men som følge av dette er den også konservativ. Dette ser vi ettersom forsøket tålte 84% mer enn Hagens formler forutså.

Beregningsmetoden i EN 1993-1-13 er hakket mer krevende enn Hagens. For å kombinere effekt av skjær og moment reduseres stegtykkelsen i stedet for å benytte en interaksjonsformel som i doktoravhandlingen. Ingen av kapasitetskontrollene ble etter EN 1993-1-13 nådd, selv om det oppstod flyt og utbøyinger ved åpningen. Tillegget mangler dermed en tilsvarende måte

Kapittel 8. Konklusjon

å kontrollere kombinasjonene av spenningene som oppstår ved hjørnene av åpningene.

Modellering i Abaqus har blitt benyttet for å bestemme kapasitet, få oversikt over spenningsutvikling og å observere mulige knekkformer. Resultatene fra spenningsutvikling samsvarer med teori, og deformasjonene som oppstod i forsøket ble også funnet i Abaqus. Selve kapasiteten ble derimot noe lavere enn den som ble funnet i forsøk.

Kapittel 9

Videre arbeid

Ettersom bjelken i forsøket ikke knakk som ønsket hadde det vært ideelt å gjort en tilsvarende oppgave med et svakere profil. Ved å benytte et profil med steg i tverrsnittsklasse 4 kan en tvinge frem knekking i steget ved åpningen. På denne måten kan en tvinge frem ønskede resultater ut fra forsøket.

Referanseliste

- [1] Larsen, P.K. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Tapir akademisk forlag, 2010.
- [2] Standard Norge NS-EN 1993-1-1 2005 + A1:2014 + NA:2015. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Brussel, Belgia:2005.
- [3] Standard Norge NS-EN 1993-1-5 2005:2006 + NA:2009. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner del 1-5: Plater påkjent i plateplanet. Brussel, Belgia:2006.
- [4] Hagen, N. C. *On the Shear Capacity of Steel Plate Girders with Large Web Openings*. PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2005.
- [5] Hovde, H. Platebærere med store stegåpninger. Master thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2009.
- [6] Nonstad, P. D. Imperfections in steel girders with web openings. Master thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2009.
- [7] Panedpojaman, P. og Rongram, R. Design equations for vierendeel bending of steel beams with circular web openings. *Proceedings of the World Congress on Engineering 2014, Vol II*. Tilgjengelig fra: http://www.iaeng.org/publication/WCE2014/WCE2014_pp1493-1498.pdf.
- [8] Trinh, H. M. Konsentrerte tverrkrefter i bjelkesteget. Master thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2017.

-
- [9] Standard Norge NS-EN 1090-2:2008+A1:2011. Execution of steel structures and aluminium structures - part 2: Technical requirements for steel structures. Brussel, Belgia:2008.
- [10] European comitee for standardisation. Draft of en 1993-1-13 - steel beams with large web openings - april 2017. Berlin, Germany, 2017.
- [11] Larsen, P.K., Clausen, A. H. og Aalberg, A. *Stålkonstruksjoner - Profil og former*, volume 3. Tapir akademisk forlag, 2014.

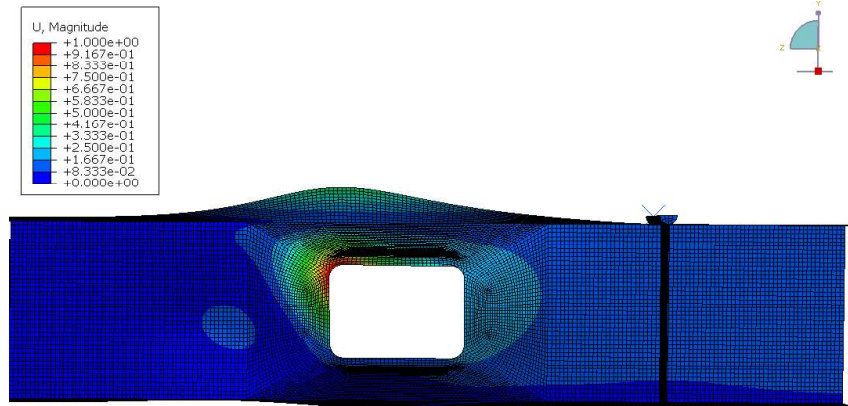
Vedlegg

Vedleggsliste

Vedlegg A: Knekkformer og egenverdier	2
Vedlegg B: Beregninger av fullstendig steg etter EN 1993-1-1	3
Vedlegg C: Beregninger av EN 1993-1-13	8
Vedlegg D: Beregning av maksimal belastning som følge av redusert stegtykkelse.	21
Vedlegg E: Beregninger av Hagens veiledning.	24
Vedlegg F: Beregninger som viser oversikt over momenter.	30
Vedlegg G: Beregninger av stivheter forsøkene.	32

Vedlegg A: Knekkformer og egenverdier

1. Knekkform - Egenverdi: 480 117

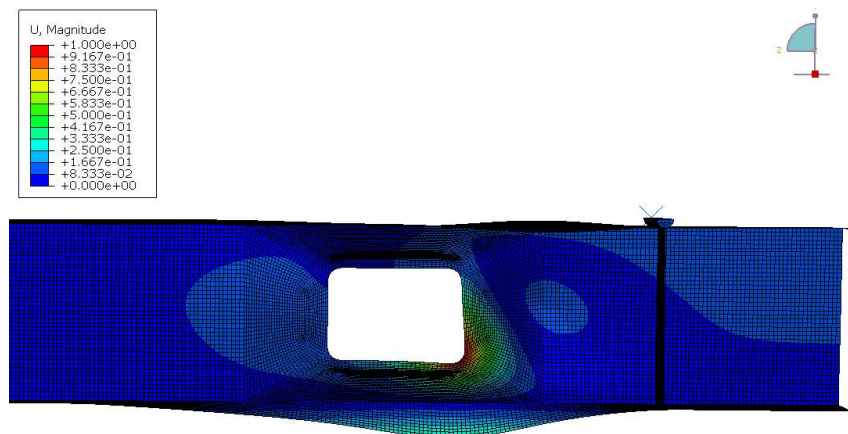


Y
Z

ODB: Job-10.odb Abaqus/Standard 3DEXPERIENCE R2017x Tue Jun 05 15:58:54 W. Europe Daylight Time 2018

Step: Step-1
Mode 2: EigenValue = 4.80117E+05
Primary Var: U, Magnitude
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+02

2. Knekkform – Egenverdi: 514 612



Y
Z

ODB: Job-10.odb Abaqus/Standard 3DEXPERIENCE R2017x Tue Jun 05 15:58:54 W. Europe Daylight Time 2018

Step: Step-1
Mode 3: EigenValue = 5.14612E+05
Primary Var: U, Magnitude
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+02

Vedlegg B: Beregninger av fullstendig steg etter EN 1993-1-1

Beregninger for bjelke med fullstendig steg.

Dimensjoner for tverrsnitt.

$$h := 222\text{mm}$$

$$b := 110\text{mm}$$

$$t_w := 6.1\text{mm}$$

$$t_f := 8.7\text{mm}$$

$$r := 12\text{mm}$$

Materiale og faktorer

$$f_y := 373\text{MPa}$$

$$\xi_w := \sqrt{235 \frac{\text{MPa}}{f_y}} = 0.794$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\eta := 1$$

Skjærkapasitet fullstendig steg

Fullstendig areal IPE 220

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 204.6 \cdot \text{mm}$$

$$A_w := 2 \cdot b \cdot t_f + t_w (h - 2 \cdot t_f) = 3.162 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1.51 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{pIRd} := A_v \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \right) = 309.682 \cdot \text{kN} \quad \text{EN 1993-1-1 6.2.6 (2)}$$

Kontroll for skjærnekking etter EN1993-1-1 6.2.6 (6)

$$\frac{h_w}{t_w} = 33.541 \quad \frac{72\varepsilon}{\eta} = 57.149$$

sideb $h_w/t_w < 72\varepsilon/\eta$, er det ikke fare for skjærnekking.

Moment:

$$W_{pl} := 2 \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - t_f \right) \cdot t_f \cdot b + \left(\frac{h}{2} - t_f \right) \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f \right) \cdot \frac{1}{2} \right] = 2.68 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{c,Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 95.192 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{EN 1993-1-1 6.2.5 (2)}$$

Maks belastning P:

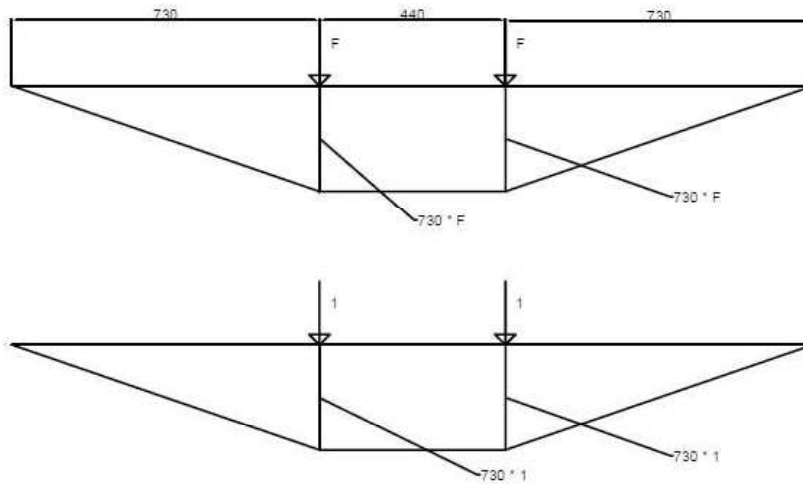
$x := 0.730 \text{ m}$ Avstand for maks moment for fullstendig
tverrsnitt

$$P_{jekk.Mhel} := \frac{M_{c,Rd}}{x} \cdot 2 = 260.8 \text{ kN}$$

Dette gir $V_{Ed} = 130,4 \text{ kN}$

Ved denne kraften er $V_{Ed}/V_{p,Rd} < 0,5$, og dermed er det ikke nødvendig
å redusere steget.

Enhetslastmetode for teoretisk nedbøyning uten bjelke



Beregning med spennvidde 1,9m:

$$P := 265 \text{ kN}$$

$$F := \frac{P}{2} = 132.5 \text{ kN}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$I := W_{pl} \cdot \frac{h}{2} = 2.974 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$\delta := \frac{1}{E \cdot I} \left(730 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 440 \text{ mm} \cdot 730 \text{ mm} \cdot F + \frac{2}{3} 730 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 730 \text{ mm} \cdot F \cdot 730 \text{ mm} \right) = 10.999 \text{ mm}$$

Beregning av teoretisk stivhet

$$k_{\text{teoretisk}} := \frac{P}{\delta} = 24.093 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Beregning med spennvidde 1,8m:

$$\delta_2 := \frac{1}{E \cdot I} \left(680 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 440 \text{ mm} \cdot 680 \text{ mm} \cdot F + \frac{2}{3} \cdot 680 \text{ mm} \cdot 1 \cdot 680 \text{ mm} \cdot F \cdot 680 \text{ mm} \right) = 9.201 \cdot \text{mm}$$

Beregning av teoretisk stivhet

$$k_{\text{teoretisk2}} := \frac{P}{\delta_2} = 28.803 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Vedlegg C: Beregninger av EN 1993-1-13

Beregninger fra EN 1993-1-13.

Dimensjoner bjelke

$$h := 222\text{mm}$$

$$b := 110\text{mm}$$

$$t_w := 6.1\text{mm}$$

$$t_f := 8.7\text{mm}$$

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 204.6\text{mm}$$

Radius bjelkesteg:

$$r := 12\text{mm}$$

Spennvidde:

$$l_w := 1900\text{mm}$$

Div faktorer

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\eta := 1$$

Åpningens mål

$$h_o := 110\text{mm}$$

$$L_o := 160\text{mm}$$

Materiale:

$$E := 200000\text{MPa}$$

$$f_y := 373\text{MPa}$$

$$\varepsilon_w := \sqrt{235 \frac{\text{MPa}}{f_y}} = 0.794$$

Tverrsnittsklasser fullstendig steg

Tverrsnittsklasse etter EC3-1-1 Tabell 5.2

Steg

$$c_{\text{steg}} := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 0.181 \text{ m}$$

$$\varepsilon \frac{c_{\text{steg}}}{t_w} = 23.5 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Flens

$$c_{\text{flens}} := \frac{(b - t_w)}{2} = 51.95 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon \cdot \frac{c_{\text{flens}}}{t_f} = 4.74 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

T-seksjon:

Flensen er tverrsnittsklasse 1, må bestemme tverrsnittsklassen til det resterende steget i T-seksjonen etter 5.2 (2).

Steket kan beregnes som tverrsnittsklasse 2 dersom lengden av steget er kortere enn $10 \varepsilon t_w$

$$L_{\text{steg}} := \frac{h}{2} - r - t_f - \frac{h_o}{2} = 35.3 \cdot \text{mm} \quad \text{EN1993-1-13 5.2 (2)}$$

$$10 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 48.418 \cdot \text{mm}$$

Dette fører til at vi kan beregne plastisk etter tverrsnittsklasse 2 for hele lengden til steget. Det er dermed også lite sannsynlig at steget knekker.

Skjærkapasitet fullstendig steg

Fullstendig areal IPE 220

$$A_w := 2 \cdot b \cdot t_f + t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f) = 3.162 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1.51 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{pIRd} := A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 309.682 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet med åpning i steg etter EN 1993-1-13 6.2 (1).

$$V_{opIRd} := \left(V_{pIRd} - h_o \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \right) = 172.062 \cdot \text{kN}$$

Maksimal belastning i firepunktstesten blir dermed

$$P_{jekk.V} := V_{opIRd} \cdot 2 = 344.124 \cdot \text{kN}$$

Effektiv stegtykkelse etter EC3-1-13 6.2 (2)

I følge Abaqus-analyser, er maks belastning på jekken $P = 234\text{kN}$. Dermed blir V_{Ed} som under:

$$P := (265\text{kN})$$

$$V_{Ed} := \frac{P}{2} = 132.5\text{ kN}$$

$$p := \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{oplRd}} - 1 \right)^2 = 0.292$$

For $p < 0.5$ blir $t_{w,eff}$:

$$t_{w,eff} := t_w = 6.1\text{ mm}$$

$t_{w,eff}$ skal benyttes for å beregne globalt moment og Vierendeel-momentkapasitet

Momentkapasitet - Delkapittel 6.3

EC3-1-13 6.3 (1), fjerner åpningens areale og beregner W_{pl}

$$W_{plo} := 2 \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + t_{w,eff} \cdot \frac{h_w^2}{8} - \frac{h_o^2}{2} \cdot t_{w,eff} \cdot \frac{1}{4} \right] = 2.495 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{c,Rd} := W_{plo} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 88.637 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$x_{max} := 0.495 \text{ m}$$

Maksimal belastning på jekken:

$$P_{Jekk.M} := M_{c,Rd} \cdot \frac{2}{x_{max}} = 358.129 \cdot \text{kN}$$

Dette er uten å redusere stegtykkelsen. Stegtykkelsen må reduseres som følge av store skjærkraft. Se beregning i vedlegg F

Kapasitet mot knekking av komprimert T-seksjon:

Dersom åpningens lengde har tilstrekkelig liten lengde, trengs det ikke å sjekke for knekking i T-seksjonen. Dette er hentet fra EN 1993-1-13 6.3 (3).

Åpningens lengde er $L_o = 160$ mm.

Litt mellomregninger for å kontrollere nødvendig lengde for åpningen:

$x := 0.415$ m Avstand til moment midt i åpningen

$M_{Ed} := \frac{P}{2} \cdot x = 54.987$ m·kN Moment som oppstår midt i åpningen.

$$h_t := \left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_o}{2} \right) = 47.3 \text{ mm}$$

Åpningens lengde må være mindre enn følgende:

$$10 \cdot h_t \cdot \varepsilon \cdot \left(\frac{M_{c,Rd}}{M_{Ed}} \right)^{0.5} = 476.668 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Som igjen må være mindre enn følgende:

$$12 \cdot h_t = 567.6 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Dermed er det ingen fare for at T-seksjonen knekker som følge av globalt moment.

Kapasitet mot Vierendeelbøyning. - Delkapittel 6.4

Åpningen må ha tilstrekkelig kapasitet for å kunne overføre skjærkreftene. Skjærkreftene fører til vierendeel-momenter som igjen fører til aksialkrefter som oppstår i T-seksjonene. Dermed må momentkapasiteten i T-seksjonene reduseres som i 6.4 (6).

Etersom åpningen ligger midt i steget, blir $W_{pl,t,T} = W_{pl,b,T} = W_{pl,T}$

$$W_{plT} := \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_w}{4} \right) \cdot t_{w,eff} \cdot \frac{3h_w}{8} \right] = 1.26 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Dette fører til at $M_{V,b,Rd} = M_{V,t,Rd}$.

$$M_{V,b,Rd} := W_{plT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 44.761 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Det må ta hensyn til aksialkreftene som oppstår som følge av vierendeel-momentet. Vierendeel-momentet er gitt ved:

$$M_{Vierendeel} := V_{Ed} \cdot \frac{L_0}{2} = 10.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkreftene vil virke i tyngdepunktet til T-seksjonene.

Finner avstand fra topp/bunn til tyngdepunkt for hver T-seksjon.

$$y_0 := \frac{\left[t_f \cdot b \cdot \frac{t_f}{2} + t_w \cdot \frac{\left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_o}{2} \right)^2}{2} \right]}{\left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_o}{2} \right) \cdot t_f + t_f \cdot b} = 8.028 \cdot \text{mm}$$

Dermed blir momentarmen z:

$$z := h - 2 \cdot y_0 = 205.944 \cdot \text{mm}$$

På grunn av symmetri, blir N.Ed over og under åpningen den samme.

$$N_{Ed} := \frac{(M_{Vierendeel} + M_{Ed})}{z} = 318.473 \cdot \text{kN}$$

Aksialkraft i hver T-seksjon:

$$N_{Ed} := N = 318.473 \cdot \text{kN}$$

Plastisk aksialkapasitet i en enkelt T-seksjon:

$$A_T := b \cdot t_f + \left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_o}{2} \right) \cdot t_w = 1.246 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} := A_T \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 442.46 \cdot \text{kN}$$

Reduserer momentkapasitetene med hensyn på aksialkraft. Benytter plastisk metode.

$$M_{pl.Rd} := M_{V.b.Rd}$$

$$M_{N.pl.Rd} := M_{pl.Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \right] = 21.571 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NV.b.Rd} := M_{N.pl.Rd}$$

Dette gir den maksimale skjærkraften som kan overføres over åpningen:

$$V_{Ed,T} := \frac{(2M_{NV,b,Rd} + 2M_{NV,b,Rd})}{L_0} = 539,3 \cdot \text{kN} \quad \text{EN1993-1-13 6.4 (3)}$$

Ettersom den opptredene skjærkraften fra punktlasten er mindre, vil ikke dette være noe problem for åpningen.

$$V_{Ed} = 132,5 \cdot \text{kN}$$

Dermed er skjærkapasiteten ved åpningen godt innenfor kapasiteten og vil heller ikke brytes med det første.

Knekking ved siden av åpning. - Delkapittel 6.5:

Etter krav fra 6.5.1 (2), må det sjekkes for knekking som følge av skjær dersom $h_w/t_w > 20\epsilon$ for rektangulære åpninger.

$$\frac{h_w}{t_w} = 33.541 \quad 33.541 > 16.72 \quad 20\epsilon = 15.875$$

Dermed må det sjekkes for skjærknekking.

Knekking ved siden av åpning etter EN1993-1-13 6.5

$$b_{w,eff} := 0.5 \cdot h_o = 55 \cdot \text{mm}$$

Relativ slankhet:

$$\lambda_1 := \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = 72.746 \quad \lambda := 3.5 \frac{h_o}{t_w} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.868$$

Knekkkurve α i figur 6.4 fra EN1993-1-1 gir

$$X_{wp} := 0.78$$

Dette gir maksimale spenning som kan oppstå i steget før steget knekker.

$$\sigma_{b,w,Rd} := X_{wp} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 277.086 \cdot \text{MPa}$$

Dette er høyeste spenningen som kan opptre ved siden av åpningen før steget er i fare for å knekke.

Opptredene spenning etter 6.5.2 (3):

$$\sigma_{w,Ed} := \frac{V_{Ed}}{h_o \cdot t_w} = 197.466 \cdot \text{MPa} \quad \text{Knekking av steg ved åpningen vil dermed ikke oppstå}$$

Maks belastning P:

$$P_{\sigma} := \sigma_{b,w,Rd} \cdot h_o \cdot t_w = 185.925 \cdot \text{kN}$$

Nedbøyning etter bruksgrensetilstanden

$$W_{pl} := 2 \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + t_{w,eff} \cdot \frac{h_w^2}{8} \right] = 2.68 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$I_a := W_{pl} \cdot \frac{h}{2} = 2.974 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$n_0 := 2$$

$$s := 1070 \text{mm}$$

$$I_{eff,o} := I_a - n_0 \cdot \left(\frac{L_o}{s} \right) \cdot h_o^3 \cdot \frac{t_w}{12} = 2.954 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøyning med redusert 2. arealmoment beregnet ved enhetslastmetoden.

$$F := \frac{P}{2} = 132.5 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta := \frac{1}{E \cdot I_{eff,o}} \left(730 \text{mm} \cdot 1 \cdot 440 \text{mm} \cdot 730 \text{mm} \cdot F + \frac{2}{3} 730 \text{mm} \cdot 1 \cdot 730 \text{mm} \cdot F \cdot 730 \text{mm} \right) = 11.074 \cdot \text{mm}$$

Spenningsberegning

Disse beregningene er gjennomført for å bekrefte at det har oppstått større spenninger i T-seksjonen

$$P = 2.65 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 1.325 \times 10^5 \text{ N}$$

$$M_{Ed,max} := \frac{P}{2} \cdot (x + 80\text{mm}) = 65.588 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y_0 = 8.028 \cdot \text{mm}$$

$$h_{wT} := \frac{h}{2} - \frac{h_0}{2} - t_f = 0.047 \text{ m}$$

$$I_{T,y} := \frac{1}{12} b \cdot t_f^3 + \frac{1}{12} t_w \cdot h_{wT}^3 + b \cdot t_f \cdot \left(y_0 - \frac{t_f}{2}\right)^2 + h_{wT} \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_{wT}}{2} + t_f - y_0\right)^2 = 2.435 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$S_{T,y} := b \cdot t_f \cdot \left(y_0 - \frac{t_f}{2}\right) + h_{wT} \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_{wT}}{2} + t_w - y_0\right) = 9.787 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$I_a = 2.974 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{a,hull} := I_a - \frac{1}{12} t_w \cdot h_0^3 = 2.907 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Finner spenninger:

Skjærkraften fordeles på to T-seksjoner, dermed blir skjærspenningen i en av dem:

$$\tau := \frac{V_{Ed}}{2} \cdot \frac{S_{T,y}}{I_{T,y} \cdot t_w} = 436.618 \cdot \text{MPa}$$

$$z_{\text{top}} := \frac{h}{2} = 0.111 \text{ m}$$

$$z_{\text{bunn}} := \frac{h}{2} - h_{\text{WT}} - t_f = 0.055 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{top}} := \frac{M_{\text{Ed.max}}}{I_{\text{a.hull}}} \cdot z_{\text{top}} = 250.457 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bunn}} := \frac{M_{\text{Ed.max}}}{I_{\text{a.hull}}} \cdot z_{\text{bunn}} = 124.1 \cdot \text{MPa}$$

Kombinasjon av spenninger som følge av skjær og moment:

$$\sigma_j := \sqrt{3 \cdot \tau^2 + \sigma_{\text{top}}^2} = 796.64 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{v}} := \sqrt{3 \cdot \tau^2 + \sigma_{\text{bunn}}^2} = 766.36 \cdot \text{MPa}$$

Som følge av denne kombinasjonen, ligger spenningen langt over bruddspenning
Dermed vil steget kunne flyte ut.

Vedlegg D: Beregning av maksimal belastning som følge av redusert stegtykkelse.

Beregning for maks mulig belastning som følge av redusert momentkapasitet.

For å beregne maksimal belastning ut fra $M_{c,Rd}$ gjentas prosedyren og reduserer stegtykkelsen frem til verdien $P_{jekk,M}$ blir omtrent samme som P . Dette er da maksimale kapasiteten.

Maks belastning som følge av den reduserte momentkapasiteten ble funnet til å være $P = 314$ kN.

$$P := (314 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} := \frac{P}{2} = 157 \cdot \text{kN}$$

$$p := \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{oplRd}} - 1 \right)^2 = 0.681$$

$$t_{w2} := 6.1 \text{ mm}$$

$$t_{w,eff} := t_{w2} \cdot (1 - p) = 1.949 \cdot \text{mm}$$

$$t_{ww} := t_{w,eff}$$

$$W_{plo} := 2 \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + t_{w,eff} \cdot \frac{h_w^2}{8} - \frac{h_o^2}{2} \cdot t_{w,eff} \cdot \frac{1}{4} \right] = 2.186 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{c,Rd} := W_{plo} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77.665 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$x_{max} := 0.495 \text{ m}$$

$$P_{jekk,M} := M_{c,Rd} \cdot \frac{2}{x_{max}} = 313.799 \cdot \text{kN}$$

Effekten av Vierendeel-moment

Kapasiteten her må også reduseres på samme måte som for momentkapasiteten.

Etersom åpningen ligger midt i steget, blir $W_{pl,t,T} = W_{pl,b,T} = W_{pl,T}$

$$W_{plT} := \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_w}{4} \right) \cdot t_{w,eff} \cdot \frac{3h_w}{8} \right] = 1.097 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Dette fører til at $M_{V,b,Rd} = M_{V,t,Rd}$.

$$M_{V,b,Rd} := W_{plT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 38.974 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Vierendeel} := V_{Ed} \cdot \frac{L_0}{2} = 12.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y_0 := \frac{\left[t_f \cdot b \cdot \frac{t_f}{2} + t_w \cdot \frac{\left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_0}{2} \right)^2}{2} \right]}{\left(\frac{h}{2} - t_f - \frac{h_0}{2} \right) \cdot t_f + t_f \cdot b} = 4.635 \cdot \text{mm}$$

$$z := h - 2 \cdot y_0 = 212.73 \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed} := \frac{M_{Vierendeel}}{z} = 59.042 \cdot \text{kN}$$

$$A_T := 1246 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} := A_T \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 4.426 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{pl.Rd} := M_{V.b.Rd}$$

$$M_{N.pl.Rd} := M_{pl.Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \right] = 38.974 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NV.b.Rd} := M_{N.pl.Rd}$$

$$V_{Ed.T} := \frac{(2M_{NV.b.Rd} + 2M_{NV.b.Rd})}{L_0} = 974.4 \cdot \text{kN}$$

Som følge av kraften P som skal til for at momentkapasiteten brytes, vil T-seksjonens motstand mot overgang av skjærkrefter være 974 kN. Dette fører til at belastningen vil brytes for $V_{Ed} = 974 \text{ kN} \rightarrow P = 2 \cdot V_{Ed}$.

Dermed vil ikke dette være et problem for forsøket ettersom momentkapasiteten for hele bjelken overskrides før effekten av vierendeel-momentet nærmer seg å være et problem.

Vedlegg E: Beregninger av Hagens veiledning.

Moment og Skjær-beregninger etter Hagen

Dimensjoner:

$$h := 222\text{mm}$$

$$b := 110\text{mm}$$

$$t_w := 6.1\text{mm}$$

$$t_f := 8.7\text{mm}$$

Åpning høyde:

$$D_h := 110\text{mm}$$

Åpning lengde:

$$D_a := 160\text{mm}$$

Eksentrisitet åpning

$$e_w := 0\text{mm}$$

Materiale og faktorer:

$$E := 200000$$

$$f_y := 373\text{MPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\varepsilon_w := \sqrt{235\text{MPa} \div f_y} = 0.794$$

Radius hjørne

$$r := 16\text{mm}$$

Spennvidde:

$$L_w := 1900\text{mm}$$

Beregning av knekkreduksjonsfaktor:

Det antas at stiverne under punktlastene ikke har noe å si for stivheten ved åpningen.

Nedenfor beregnes likevell det minst gunstige tilfellet for å få så høy relativ slankhet som mulig.

Avstand mellom stivere:

$a := 0$ a settes lik null for ugunstig reduksjonsfaktor.

Reduksjonsfaktor fra knekking.

$$\frac{a}{h} = 0 \quad a/h < 1 \quad \rightarrow \quad k_T := 5.34 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 4.00 = 4$$

Den relative slankheten blir større ved lavere k.t. 4.00 er laveste mulige verdien.

$$\lambda_w := \frac{h}{37.4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_T}} = 0.613$$

siden λ_w er mindre enn 0.83, fører det til at reduksjonsfaktoren blir $\chi_w = 1.0$.

$$\chi_w := 1.0$$

Beregning av c2:

Avstand topp åpning til øverst i steg.

$$s_t := \frac{h}{2} - \frac{D_h}{2} = 56 \text{ mm}$$

Effektiv radius

$$r_{\text{red}} := r \cdot \left(2 \frac{r}{D_a} \right)^2 = 0.64 \text{ mm}$$

$$c_2 := \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{4 \left[\frac{(0.5D_a - r_{\text{red}})^2}{s_t} \right] + 3}} = 0.521$$

Total skjærkapasitet etter Hagens forslag:

$$V_{c,\text{mod,Rd}} := \left(1 - \frac{D_h}{h} \right) \cdot \chi_{\text{sw}} \cdot c_2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \cdot h \cdot t_w = 73.066 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Endelig skjærkapasitet.}$$

Øvre grense for skjærkapasitet:

$$\alpha_c := \left(1 - 0.32 \cdot \frac{D_h}{h} \right) = 0.841$$

$$V_{c,\text{mod,cut.off,Rd}} := \left[\alpha_c \cdot \left(1 - \frac{D_h}{h} \right) \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \cdot h \cdot t_w = 117.905 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Moment

$$h_w := h - t_f \cdot 2 = 204.6 \text{ mm}$$

$x := 0.415 \text{ m}$ Avstand fra opplager til midtpunkt i åpningen hvor momentet måles.

Plastisk motstandsmoment

$$W_p := 2 \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_f \cdot b + \left(\frac{h_w}{2} \right) \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} \right) \cdot \frac{1}{2} \right] = 2.68 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{buckl.mod.Rd}} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left[W_p - D_h \cdot t_w \cdot \left(e + \frac{D_h}{4} \right) \right] = 88.637 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Kombinasjon av moment og skjær må tilfredsstille følgende krav:

$$\left(\frac{M}{M_{\text{buckl.mod.Rd}}} \right)^3 + \left(\frac{V}{V_{\text{c.mod.Rd}}} \right)^3 \leq 1$$

$$P := 265 \text{ kN}$$

Maks belastning fra forsøk

$$V := \frac{P}{2} = 132.5 \text{ kN}$$

$$x = 0.415 \text{ m}$$

Avstand til åpningens midtpunkt

$$M := \frac{P \cdot x}{2} = 54.987 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{M}{M_{\text{buckl.mod.Rd}}} \right)^3 + \left(\frac{V}{V_{\text{c.mod.Rd}}} \right)^3 = 6.202$$

Dermed vil belastningen ved maksimal last hentet fra Abaqus overgå Hagens interaksjonsformel betydelig.

Maksimal belastning etter Hagens formler:

For å finne maksimal mulig belastning etter Hagens interaksjonsformel settes det inn kraft for å finne interaksjonsformel nærmest mulig 1.

$$P_2 := 144.25 \text{ kN}$$

Maksimal belastning etter Hagens
beregningsmetode

$$V := \frac{P_2}{2} = 72.125 \cdot \text{kN}$$

$$M := \frac{P_2 \cdot x}{2} = 29.932 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{M}{M_{\text{buckl.mod.Rd}}} \right)^3 + \left(\frac{V}{V_{\text{c.mod.Rd}}} \right)^3 = 1$$

Forhold mellom Hagens maksbelastning og reell maksbelastning.

$$\frac{P}{P_2} = 1.837$$

Dermed er maksimal belastning i virkeligheten 84% høyere enn det Hagens
veiledning tilsier.

Vedlegg F: Beregninger som viser oversikt over momenter.

Sammenligninger av Moment, skjær og kraft for de forskjellige forsøkene.

$$P_1 := 270\text{kN}$$

$$P_2 := 270\text{kN}$$

$$P_3 := 265\text{kN}$$

Åpning 1:

$$L_{o1} := 110\text{mm}$$

$$x_1 := 340\text{mm}$$

$$x_{1.lav} := x_1 - \frac{L_{o1}}{2} = 0.285\text{ m}$$

$$x_{1.hoy} := x_1 + \frac{L_{o1}}{2} = 0.395\text{ m}$$

$$V_1 := P_1 \cdot \frac{1}{2} = 135\text{ kN}$$

$$M_1 := \frac{P_1}{2} \cdot x_1 = 45.9\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1.lav} := \frac{P_1}{2} \cdot x_{1.lav} = 38.475\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1.hoy} := \frac{P_1}{2} \cdot x_{1.hoy} = 53.325\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Åpning 2:

$$L_{02} := 160\text{mm}$$

$$x_2 := 365\text{mm}$$

$$x_{2,\text{lav}} := x_2 - \frac{L_{02}}{2} = 0.285\text{ m}$$

$$x_{2,\text{hoy}} := x_2 + \frac{L_{02}}{2} = 0.445\text{ m}$$

$$V_2 := P_2 \cdot \frac{1}{2} = 135 \cdot \text{kN}$$

$$M_2 := \frac{P_2}{2} \cdot x_2 = 49.275 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,\text{lav}} := \frac{P_2}{2} \cdot x_{2,\text{lav}} = 38.475 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,\text{hoy}} := \frac{P_2}{2} \cdot x_{2,\text{hoy}} = 60.075 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Åpning 3:

$$L_{03} := 160\text{mm}$$

$$x_3 := 415\text{mm}$$

$$x_{3,\text{lav}} := x_3 - \frac{L_{03}}{2} = 0.335\text{ m}$$

$$x_{3,\text{hoy}} := x_3 + \frac{L_{03}}{2} = 0.495\text{ m}$$

$$V_3 := P_3 \cdot \frac{1}{2} = 132.5 \cdot \text{kN}$$

$$M_3 := \frac{P_3}{2} \cdot x_3 = 54.988 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3,\text{lav}} := \frac{P_3}{2} \cdot x_{3,\text{lav}} = 44.388 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3,\text{hoy}} := \frac{P_3}{2} \cdot x_{3,\text{hoy}} = 65.588 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg G: Beregninger av stivheter forsøkene.

Stivhetsberegninger

Det ble avlest to punkter langs de rettete strekkene i kurvene. Det viste seg at alle kurvene var forholdsvis rette mellom 25 kNm og 50 kNm, så dette ble brukt for beregningene i alle forsøkene.

Forsøk 1:

$$F_1 := 73.534 \text{ kN}$$

$$F_2 := 147.081 \text{ kN}$$

$$\Delta_1 := 2.785 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 := 5.148 \text{ mm}$$

$$F := F_2 - F_1 = 73.547 \text{ kN}$$

$$\Delta := \Delta_2 - \Delta_1 = 2.363 \text{ mm}$$

$$k_1 := \frac{F}{\Delta} = 31.124 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Forsøk 2:

$$F_1 := 73.55 \text{ kN}$$

$$F_2 := 147.76 \text{ kN}$$

$$\Delta_1 := 3.018 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 := 5.562 \text{ mm}$$

$$F := F_2 - F_1 = 74.21 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta := \Delta_2 - \Delta_1 = 2.544 \cdot \text{mm}$$

$$k_2 := \frac{F}{\Delta} = 29.171 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Forsøk 3:

$$F_1 := 68.548 \text{ kN}$$

$$F_2 := 137.01 \text{ kN}$$

$$\Delta_1 := 2.979 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 := 5.566 \text{ mm}$$

$$F := F_2 - F_1 = 68.462 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta := \Delta_2 - \Delta_1 = 2.587 \cdot \text{mm}$$

$$k_3 := \frac{F}{\Delta} = 26.464 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Stivhetsberegning for teoretisk perfekt bjelke kan leses i Vedlegg B