

# Opplagring av stålbejelker i broer

**Vegard Fossbakken**

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: desember 2013

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk



## MASTEROPPGAVE 2013

for

Vegard Fossbakken

### Opplagring av stålbjelker i broer

Design and capacity at the support point of bridge beams

Stålstandardene gir omfattende regler og anvisninger for å beregne kapasitet på opplagerpunktene for stålbjelker. For broer er det vanlig med kontinuerlige bjelker over flere støtter, og opptredende krefter i bjelkene består vanligvis av moment og skjærkraft, og en betydelig opplagerkraft. Det er vanlig med avstivingsløsninger med stiverplater ved opplagerpunktene for å hindre stegknekking i bjelkene.

Oppgaven skal ta for seg noen typiske bruksempler fra norsk praksis, og se på regnereglene og problematikken tilknyttet opplagerpunktene. Det skal gjøres nøyere beregninger med numeriske regneprogrammer for å bestemme bjelkenes virkelige kapasitet på opplagerpunkt, for vanlig forekommende kombinasjoner av de opptredende bjelkesnittkreftene. Dette skal sammenlignes med resultater fra de etablerte beregningsanvisningene i standarder og litteraturen generelt.

Oppgaven består av følgende aktiviteter:

1. Gjennomgang av beregningsreglene for bjelkers kapasitet på opplagerpunkt, og bjelkenes grunnkapasiteter med hensyn på moment, skjærkraft og aksialkraft.
2. Etablering av numerisk modell med Abaqus for utvalgte bjelkegeometrier og bjelkespenn.
3. Numerisk beregning av kapasitet for utvalgte lastkombinasjoner.
4. Sammenligning av simuleringer og beregninger etter beregningsreglene.

Kandidatene kan i samråd med faglærer velge å konsentrere seg om enkelte punkter i oppgaven, eller juster disse.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

**Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 22. desember 2013.**

Faglærer er Førsteamanuensis Arne Aalberg (NTNU).





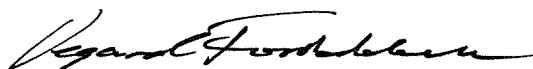
## Forord

I denne oppgaven har temaet vært kapasitet av indre opplager for flerspenns stålbelegbruer. Jeg har fått mulighet til å fordype meg i en del av det fagfeltet jeg til vanlig arbeider med hos Bru og ferjekaiseksjonen i Statens vegvesen. Dette innebærer utvikling av teoriforståelse og regneark for dimensjonering av stålbelegbruer. I tillegg har jeg fått kunnskap om bruken av elementmetodeprogrammet Abaqus, et program jeg kommer til å benytte ved flere anledninger.

Jeg ønsker å takke faglærer og veileder Førsteamanuensis Arne Aalberg for faglig støtte, samt Stipendiat Marius Endre Andersen som har bidratt til forståelsen av elementmetodeprogrammet Abaqus.

Jeg vil også rette en stor takk til kollegaer ved Bru og ferjekaiseksjonen og Vegdirektoratet, samt min samboer Bente Veiåker Engmo for gode diskusjoner og støtte.

Trondheim 16. desember 2013



Vegard Fossbakken



## Sammendrag

Ved beregningene av ei bru benyttes et stort spekter av beregningsmetoder og teori for å oppnå en tilfredsstillende sikkerhet til konstruksjonen. Det lønner seg også økonomisk å bruke ekstra resurser på dimensjonering, samt å finne gode konstruktive løsninger. Dette for å redusere kostnader med byggematerialer eller arbeidstid, men også for å oppnå brukervennlighet og lang levetid.

I denne oppgaven er det sett nærmere på stålbjelker og problematikken tilknyttet til indre opplagerpunkt for ei stålbjelkebru med flere spenn. Geometri og lastsituasjon er valgt med utgangspunkt i Blakstadbrua på E39 i Gjemnes kommune. To tverrsnitt, A og B, er beregnet med og uten vertikal stiver. Tverrsnitt A som er likt med Blakstadbrua er i tverrsnittsklasse 3, mens tverrsnitt B har tynnere steg i tverrsnittsklasse 4. Det er utført numeriske simuleringer i elementprogrammet Abaqus som er sammenlignet med håndberegninger etter gjeldende standarder samt Statens vegvesens håndbøker. Komplette eksempler på håndberegninger av tverrsnittskontroll er vist i vedlegg 1. Beregninger og tilhørende teori er beskrevet i eget kapittel.

Numeriske simuleringer ble utført i to trinn. Første trinn var en knekkingssimulering hvor aktuelle knekkformer ble funnet. Andre trinn var en kapasitetsberegning som benyttet knekkformene i første trinn som formfeil. Et dekkende utvalg knekkformer ble benyttet og minst gunstige formfeil ble identifisert og benyttet i videre analyse. Kapasiteten til en modell med den minst gunstige knekkformen som formfeil sammenlignet med kapasiteten til en modell med 1. knekkform som formfeil hadde i alle tilfellene en differanse under 2 %. Formfeilene ble alle gitt en maks utbøynings amplitude lik 10 mm, men forskjellige verdier av amplituden ble utprøvd for noen tilfeller. En matematisk helt rett konstruksjon belastet aksialt krever trolig større belastning før knekking opptrer enn en konstruksjon med skjevheter som gir eksentrisitetsmoment. Hvilken type form eller hvor eksakt verdi det er på amplituden som benyttes ser ut til å ha mindre betydning.

Blakstadbrua (Tverrsnitt A med stiver) har i følge de numeriske simuleringene ca. 25 % større kapasitet enn funnet ved håndberegningene. Spenningsverdiene fra de numeriske simuleringene og fra håndberegningene viste en differanse hovedsakelig lik 2 %. Resultatene viser også store likheter mellom interaksjonsformlene og spenningsberegningene med differanser mellom 0 % og 8 %. For denne oppgavens tilfeller viste det seg at en ved å tilfredsstille kravene i interaksjonsformlene i praksis også tar hensyn til elastisk kapasitet og

at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner ved flytning eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flytning i stålet. Om dette gjelder for andre tilfeller enn de beregnet i denne oppgaven er ikke belyst.

Tverrsnitt B med stiver viste samme tendens som tverrsnitt A, men med ca. 30 % større kapasitet ved numerisk simulering enn ved håndberegnete interaksjonsformler og tilsvarende differanse i spenningsutnyttelse mellom 0 % og 16 %.

Tverrsnitt A uten stiver gikk til brudd ved håndberegninger med ca. 130 % utnyttelse. Tilsvarende geometri og last førte ikke til brudd i FEM-simuleringen med utnyttelse under 95 %. Spenningsresultatene gav noe større differanser mellom simuleringer og håndberegninger med verdier under 40 %. Tverrsnitt B uten stiver viste samme tendens som tverrsnitt A men med større utnyttelse og med differanser under 54 %.

Tendensen viser at forskjellene mellom numeriske simuleringer og håndberegninger øker noe ved økende utnyttelse av tverrsnittet, men at håndberegningene ved denne oppgavens tilfeller viser minimum 25 % lavere kapasitet enn FEM-simuleringene. De største forskjellene opptrer for spenninger i tverrsnitt uten stivere. Dette skyldes trolig store deformasjoner som gir omfordeling av krefter i FEM-modellene ved bruddbelastning. Resultatene viser i sin helhet mindre spredning enn det ble antatt at de skulle gjøre før simuleringene startet.

Referanselasttilfellet med og uten aksiallast gav nesten like resultater med ca. 1 % differanse. Lasttilfellet med kun lagerlast gav noe større forskjeller (under 10 %) i forhold til de to andre lasttilfellene, men viste ingen klare tendenser.

Bruddformene av FEM-modellene virket logiske og var lett gjenkjennelige med bruddformer beskrevet i litteraturen.



## Summary

During the calculation of a bridge it is necessary to use a wide range of computational methods and theory to achieve a satisfactory level of safety for the construction. It is also good for the economic in the long run to use more resources in the design. This is to reduce the construction cost and labour cost, but also to reduce future maintainers cost.

In this thesis, it is examined the steelbeams and the challenges associated with the inner support for a steelgirderbridge with multiple spans. Geometry and load situation are selected based on Blakstadbrua on E39 in Gjemnes municipality. Two cross-sections, A and B, are designed with and without the vertical stiffener. Cross-section A which is equal to Blakstadbrua is a class 3 section, while section B has thinner web and is a class 4 section. It is performed numerical simulations in the finite element method program Abaqus witch is compared with hand calculations by current standards as well as guidelines from the Norwegian Public Roads Administration. A complete example of hand calculations of design resistance verification is shown in Appendix 1. Design procedures and corresponding theory is described in separate chapters.

Numerical simulations were performed in two steps. The first step was a buckle analysis where appropriate buckling modes were found. The second step was a capacity analysis using buckling modes from the first steps as geometric imperfections. A wide range of buckling shapes was used and the least favourable geometric imperfections were identified and used in further analysis. The capacity of a model with the least favourable buckling shape as geometric imperfections when compared with the capacity of a model with 1'st buckling shape as geometric imperfections had in all cases a difference below 2 %. The geometric imperfections were all given an amplitude equal to 10 mm, but different values were tested for some cases. A mathematical absolutely correct design loaded with an axial force probably require higher loads before buckling occurs than a structure with imperfections that provides eccentricity moment. Which type of form or the exact value of the amplitude which is used seems to be less important.

Blakstadbrua (cross section A with stiffener) has according to the numerical simulations approximately 25 % more capacity than found by hand calculations. Stressvalues from the numerical simulations and from the hand calculations showed a difference mainly equal to 2 %. The results also show great similarities between the interaction formulas and calculations of stress with differences between 0 % and 8 %. For cases in this thesis it revealed that by

satisfying the requirements of the interaction formulas in practice it also satisfy the elastic capacity requirements and that there are no substantial plastic deformation or fracture of the structure due to repeated yielding of the steel. If this applies to cases other than those processed in this thesis is not considered.

Cross-section B with stiffener showed the same tendency as the cross-section A, but with approximately 30 % greater capacity found by numerical simulation than by hand calculated interaction formulas. The corresponding stress utilization differs between 0 % and 16 %.

Cross-section A without stiffener showed failure by hand calculations with approx. 130 % utilization. Similarly, geometry and load did not showed failure by FEM simulation with utilization below 95 %. Stressresults showed slightly greater differences between simulations and hand calculations with values below 40 %. Cross-section B without stiffener showed the same tendency as the cross-section A but with greater utilization and with differences below 54 %.

The trend indicates that the differences between numerical simulations and hand calculations increases slightly with increasing utilization of the cross section, but the hand calculations in this thesis cases showing at least 25 % lower capacity than the FEM simulations. The largest differences occur for stresses in the cross-section without stiffeners. This is probably due to large deformations that provide redistribution of forces in the FEM models at failure load. The results differed less than assumed before the simulation started.

Reference load case with and without axial forces gave almost the same results with approximately 1 % difference. The load case with only transverse forces gave somewhat larger differences (below 10 %) compared to the other two load cases, but showed no clear trends.

Failure forms of the FEM models seemed logical and were easily recognizable from fracture types described in the literature.

## Symboler

$A_{\text{eff}}$	Effektivt areal redusert pga plateknekking og/eller shear lag	$[\text{mm}^2]$
$A_{\text{c,eff}}$	Effektivt areal av trykkflens redusert pga plateknekking	$[\text{mm}^2]$
$E$	Elastisitetsmodul	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$e_N$	Aksialkraftens eksentrisitet	$[\text{mm}]$
$f_d$	Dimensjonerende spenning	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$F_{\text{Ed}}$	Dimensjonerende punktlast	$[\text{kN}]$
$f_y$	Flytespenning , flytegrense	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$f_{y,w}$	Flytespenning for steg, flytegrense	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$f_u$	Bruddspenning, strekkfasthet	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$I_y$	2. arealmoment om y akse	$[\text{mm}^4]$
$M_{\text{Ed}}$	Dimensjonerende moment	$[\text{kNm}]$
$M_{\text{f,Rd}}$	Plastisk momentkapasitet av flensareal	$[\text{kNm}]$
$M_{\text{pl,Rd}}$	Plastisk momentkapasitet	$[\text{kNm}]$
$N_{\text{Ed}}$	Dimensjonerende aksialkraft	$[\text{kN}]$
$N_{\text{cr}}$	Kritisk kraft for knekking	$[\text{kN}]$
$t$	Tykkelse	$[\text{mm}]$
$t_w$	Tykkelse steg	$[\text{mm}]$
$u$	Forskyvninger	$[\text{mm}]$
$V_{\text{Ed}}$	Dimensjonerende skærkraft	$[\text{kN}]$
$W_y$	Tverrsnittsmodul (motstandsmoment) om y-aksen	$[\text{mm}^3]$
$x, y, z$	aksebetegnelse, koordinater	
$\sigma$	Normalspenning	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$\sigma_j$	Jevnføringsspenning ved von Mises flytekriterium	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
$\varepsilon$	Flytespenningsforhold	
$\gamma_M, \gamma_{M_1}$	Materialfaktorer for bruddformer	
$\nu$	Poisson-tall	



## Tabeller

Tabell 1 Sammenstilling krav til formfeil amplitude .....	25
Tabell 2 Stålverdier S 355 M/ML .....	28
Tabell 3 von Mises spenninger ved Arc Length lik 2,004 for snitt A, referanselast og knekkform nr. 19 .....	33
Tabell 4 Et utvalg knekkformer med oppnådd LPF og differanse i % av minst gunstige LPF for alle modeller .....	38
Tabell 5 Sammenstilling av utnyttelser i Abaqus og håndberegninger.....	42



## Figurer

Figur 1 Bøye og skivespenninger i plate .....	4
Figur 2 Knekkform og knekkfaktor for fritt opplagt rektangulær plate med enaksialt trykk. ...	5
Figur 3 Knekkfaktor for aksialbelastede plater med ulike randbetingelser. ....	6
Figur 4 Rektangulær plate med lineært varierende aksialkraft .....	6
Figur 5 Knekkform for momentbelastet plate med sidekantforhold $\alpha=a/b=2,8$ . ....	7
Figur 6 Typisk bruddform fremkalt av et dominerende bøyemoment [4] .....	11
Figur 7 Typisk bruddform fremkalt av dominerende skjærkraft [4] .....	12
Figur 8 Bjelkeutsknitt med krefter og todimensjonalt spenningsbilde for steg .....	14
Figur 9 Typisk bruddform fremkalt av kombinasjon av bøyemoment og skjærkraft [4] .....	16
Figur 10 Lastsituasjon referanseverdier i kN og meter for Blakstadbrua .....	20
Figur 11 Tverrsnitt A med stiver .....	22
Figur 12 Utdrag av arbeidstegning for stålbjelke med stiversystem, Blakstadbrua .....	23
Figur 13 "Section Sketch" viser deler av modelleringen av tverrsnitt A med omriss av stiver i grått. ....	24
Figur 14 Grensebetingelser Abaqus modell .....	26
Figur 15 Element inndeling tverrsnitt A med vertikal stiver .....	27
Figur 16 Første knekkform for referansetilfelle med egenverdi lik 2,8342 .....	29
Figur 17 Andre knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 2,8834 .....	29
Figur 18 Tredje knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 3,2703 .....	29
Figur 19 Attende knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 4,7981 .....	30
Figur 20 Nittende knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 4,9876 .....	30
Figur 21 Plott av LPF for Riks beregning av Snitt A med 19. knekkform prioritert .....	32
Figur 22 Fargeplott med de første opptredende flytetøyningene (PEEQMAX) i mest belastet del av godstykkelse, utdrag senter bjelke. ....	33
Figur 23 Plott av LPF for Riks beregning av Snitt A med 19. knekkform prioritert. Forstørret rundt flyte- og bruddpunkt .....	34
Figur 24 Plastisk tøyning uttrykt med energi, ALLPD .....	35
Figur 25 Deformasjonsbilde fra Riks med første knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8247 .....	36
Figur 26 Deformasjonsbilde fra Riks med andre knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8069 .....	36

Figur 27 Deformasjonsbilde fra Riks med tredje knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8215	37
.....	37
Figur 28 Deformasjonsbilde fra Riks med attende knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8089	37
.....	37
Figur 29 Deformasjonsbilde fra Riks med nittende knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,796	37
.....	37
Figur 30 Bruddform Tverrsnitt A med referanselast, Ux30.....	43
Figur 31 Bruddform Tverrsnitt A med kun punktlast fra lager, Ux30.....	43
Figur 32 Bruddform Tverrsnitt A uten vertikalstiver, med referanselast, Ux30.....	44
Figur 33 Bruddform Tverrsnitt A uten vertikalstiver, kun med punktlast fra lager, Ux30.....	44
Figur 34 Bruddform Tverrsnitt B med referanselast, Ux30.....	45
Figur 35 Bruddform Tverrsnitt B uten aksiallast, Ux30.....	45
Figur 36 Bruddform Tverrsnitt B med kun punktlast fra lager, Ux30.....	46
Figur 37 Bruddform Tverrsnitt B uten vertikalstiver, med referanselast, Ux30.....	46
Figur 38 Bruddform Tverrsnitt B uten vertikalstiver, kun med punktlast fra lager, Ux30.....	47



## Innhold

Forord.....	i
Sammendrag.....	iii
Summary.....	v
Symboler.....	vii
Tabeller.....	ix
Figurer.....	xi
1 Innledning.....	1
2 Bakgrunnsteori, Elastisk plateknekking.....	3
2.1 Generelt.....	3
2.2 Elastisk bøyning med last normalt på plateplan.....	3
2.3 Differensialligning for plateknekking.....	3
2.4 Plate med enaksialt trykk.....	4
2.5 Plate med momentbelastning.....	6
2.6 Skjærbelastede plater.....	7
2.7 Plater med en-aksialt trykk og moment.....	8
2.8 Elastisk knekking av plater med langsgående stivere.....	8
3 Kapasitet av plater og stivere.....	9
3.1 Generelt.....	9
3.2 Effektivt tverrsnitt shear lag.....	9
3.3 Kapasitet av aksial og momentbelastede plater.....	10
3.4 Kapasitet av skjærbelastede plater.....	11
3.5 Kapasitet av plater med punktlast på platerand.....	12
3.6 Interaksjon mellom snittkrefter.....	13
3.7 Flensindusert stegknekking.....	16
3.8 Dimensjonering av stivere.....	17
4 Belastning av brubjelke.....	19

4.1	Reel situasjon og statisk analyse .....	19
4.2	Isolering av utsnitt med tilhørende krefter .....	19
5	FEM-simulering av utsnitt i Abaqus .....	21
5.1	Generelt .....	21
5.2	Geometri .....	21
5.3	Statisk system og elementmodell .....	25
5.4	Materialverdier .....	27
5.5	Analysemetode i Abaqus .....	28
5.6	Analyse av knekkformer .....	35
5.7	Feilkilder .....	39
6	Resultater .....	41
6.1	Sammenstilling .....	41
6.2	Tverrsnitt A med vertikalstiver .....	42
6.3	Tverrsnitt A uten vertikalstiver .....	43
6.4	Tverrsnitt B med vertikal stiver .....	45
6.5	Tverrsnitt B uten vertikalstiver .....	46
6.6	Vertikal deformasjon .....	47
7	Konklusjon .....	49
8	Referanser .....	51
9	Vedlegg 1 .....	53

# 1 Innledning

Ved beregningene av ei bru benyttes et stort spekter av beregningsmetoder og teori for å oppnå en tilfredsstillende sikkerhet til konstruksjonen. Det lønner seg også økonomisk å bruke ekstra resurser på dimensjonering, samt å finne gode konstruktive løsninger. Dette for å redusere kostnader med byggematerialer eller arbeidstid, men også for å oppnå brukervennlighet og lang levetid.

I denne oppgaven er det sett nærmere på stålbjelker og problematikken tilknyttet til indre opplagerpunkt for ei stålbjelkebru med tre spenn. Geometri og lastsituasjon er valgt med utgangspunkt i ei eksisterende bru nærmere bestemt Blakstadbrua på E39 i Gjemnes kommune. Her er det blant annet bjelke-effekter som bøyemoment om sterk akse, aksialkrefter og vertikale skjærkrefter som møter vertikale opplagerkrefter fra brulageret i en platebetraktning. Også andre krefter som torsjon, horisontale skjærkrefter og opplagerkrefter, samt moment om svak akse bør vurderes og holdes under kontroll men er valgt ikke å belyses nærmere.

Det er i denne oppgaven lagt størst vekt på plateteori og mindre vekt på bjelketeori. For numerisk simulering er det etablert modeller i Finite Element Method (FEM) programmet Abaqus. Aktuelle analysemetoder er vurdert og beskrives. Resultater fra FEM-simuleringen sammenlignes med resultater fra beregningsreglene i gjeldende standarder.



## 2 Bakgrunnsteori, Elastisk plateknekking

### 2.1 Generelt

Hele kapittel 2 er utdrag fra eller delvis omskriving av P. K. Larsen [1]

### 2.2 Elastisk bøyning med last normalt på plateplan

Forutsetninger for teorien er at materialet er elastisk og at det følger Hookes lov. Det forutsettes også at man har en plan spenningstilstand (*for eksempel*:  $\sigma_x \neq 0, \sigma_y \neq 0, \sigma_z = 0$ ) og at man benytter Bernoulli-Naviers hypotese (plane tverrsnitt forblir plane) for å beskrive sammenhengen mellom forskyvninger og tøyninger. Deformasjoner er små, platens tykkelse er konstant og tøyninger i platens middelplan kan neglisjeres.

Timoshenko og Woinowsky-Krieger presenterer utledninger av platers differensialligninger uttrykt ved moment,  $M$ , eller nedbøyning,  $w$ .

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial x} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q$$

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial x^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \nabla^4 w = \frac{q}{D}$$

Platestivheten  $D$  er gitt ved

$$D = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)}$$

En entydig løsning for differensialligningen krever at det foreskrives to randbetingelser (forskyvning, rotasjon eller spenningsresultant) på hver av platens render. Analytisk løsning finnes kun for noen få plategeometrier, randbetingelser og belastninger. For noen praktiske tilfeller eksisterer det løsninger på tabellarisk form. For uregelmessige geometrier er numeriske løsninger basert på elementmetode helt dominerende i praksis. Ligningene danner likevel grunnlaget for utviklingen av teorien for plateknekking.

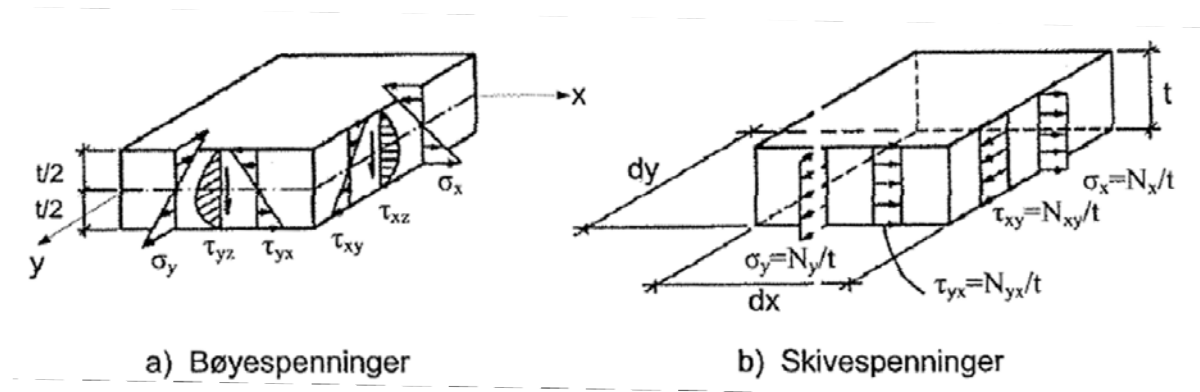
### 2.3 Differensialligning for plateknekking

Dersom en belaster en plate med skivekrefter (membrankrefter,  $N_x, N_y, N_{xy}$ ) oppstår det gjevnt fordelte skivespenninger over platetykkelsen som vist på Figur 1 b). Platen blir ustabil ved kritisk kraft  $N$ . En infinitesimal forskyvning  $w$ , gir stabilitetsbetingelsen som igjen gir likevektsligninger i deformert tilstand.

I deformert tilstand gir membrankreftene en komponent i z-retning av eksentrisiteten som må medtas i likevektsligningen for denne retningen. Dette er linken til bøyepeningene (platebøyning), som vist på Figur 1 a), og differensialligningene uttrykt ved moment og nedbøyning.

En får da differensialligning for plateknekking

$$\nabla_w^4 = \frac{1}{D} \left( N_x \frac{\partial_w^2}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial_w^2}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial_w^2}{\partial x \partial y} \right)$$



Figur 1 Bøye og skivespenninger i plate

## 2.4 Plate med enaksialt trykk

For en rektangulær plate fritt opplagt langs alle render, og belastet med en konstant skivekraft  $-N_x$  i x-retning, kan differensialligningen forenkles til:

$$\nabla_w^4 + \frac{N_x}{D} \left( \frac{\partial_w^2}{\partial x^2} \right) = 0$$

Randbetingelsene er gitt ved  $M_x=0$  og  $w=0$  for  $x=\{0,a\}$  samt  $M_y=0$  og  $w=0$  for  $y=\{0,b\}$ .

Randbetingelsene er tilfredsstillt for forskyvningsfunksjonen

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

Som innsatt i differensialligningen og løst for  $N_x$  kan den elastiske knekkspenningen skrives som

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

hvor

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

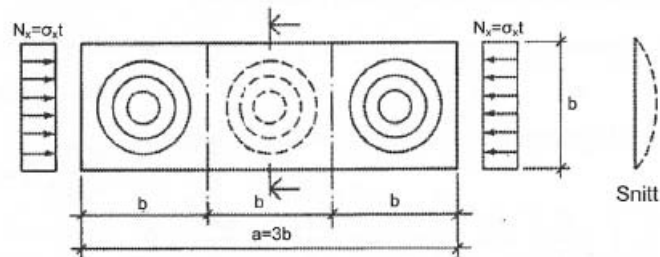
$\sigma_e$  er en basis knekkspenning avhengig av materialet ( $E$ ,  $\nu$ ) og platens slankhet ( $b/t$ ).  $k_{\sigma}$  er knekkfaktoren som ivaretar platens randbetingelser og fordeling av de ytre laster.

Mest interessant er den laveste kritiske spenningen som en finner ved  $n=1$ , altså knekking i en sinushalvbølge i  $y$ -retning og  $m=a/b$  halvbølger for sidekantforhold lik heltall, se Figur 2 og Figur 3. For rektangulære, fritt opplagte plater med enaksialt trykk kan en for alle praktiske formål sette

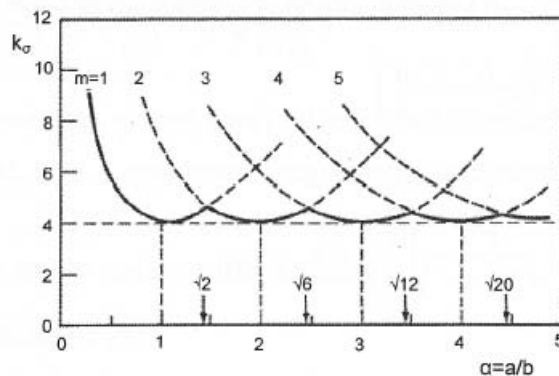
$$k_{\sigma} = 4 \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} \geq 1$$

$$k_{\sigma} = \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} < 1$$

Det største avviket fås for  $m=1$  og  $\alpha = \sqrt{2}$  hvor avviket er 12,5 %.

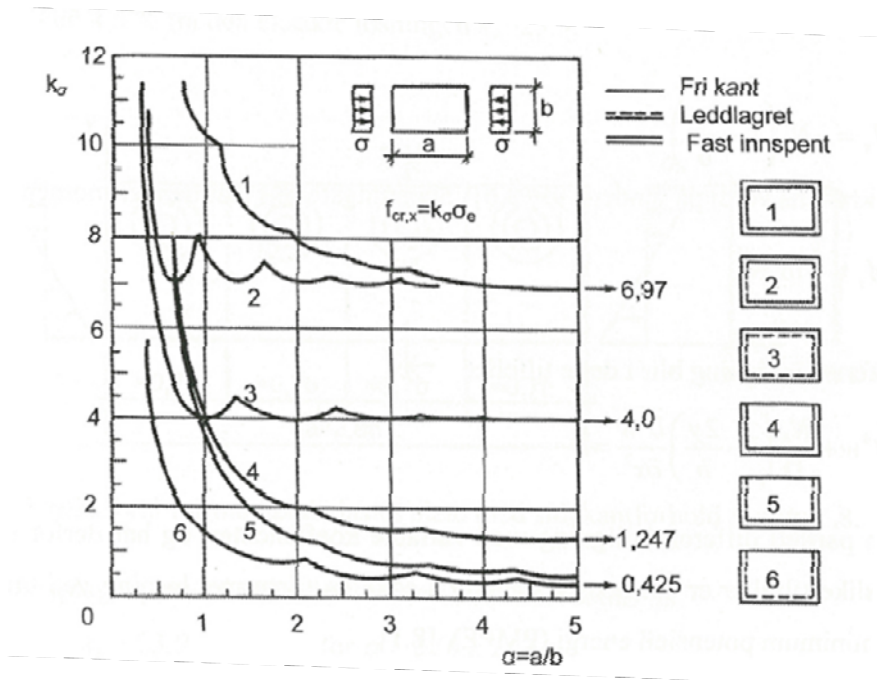


a) Knekkform for plate med  $a=3b$  under konstant aksialkraft



b) Knekkfaktor

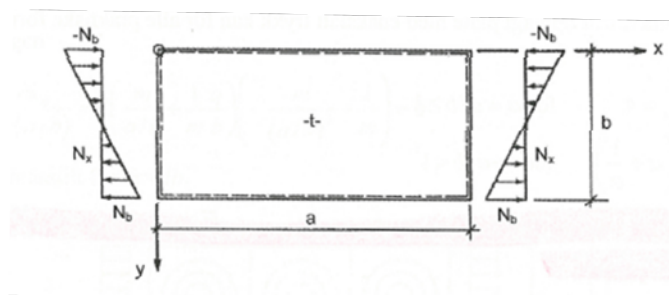
Figur 2 Knekkform og knekkfaktor for fritt opplagt rektangulær plate med enaksialt trykk.



Figur 3 Knekkfaktor for aksialbelastede plater med ulike randbetingelser.

For å øke platens kritiske spenning kan en øke platens tykkelse eller legge inn stivere. Dersom en legger stivere i y-retning (tverrstivere) må disse være stive og stå så tett at platen oppfører seg som om  $\alpha < 1$ . Dette krever mange stivere og er uøkonomisk. En eller flere langsgående stivere (i x-retning) tvinger platen til å knekke i flere halvbølger i y-retning, dvs  $n > 1$ , noe som øker  $k_\sigma$ . Dette er ofte mere økonomisk og stiverne kan da også bidra i å bære aksialkraften.

## 2.5 Plate med momentbelastning



Figur 4 Rektangulær plate med lineært varierende aksialkraft

Figur 4 viser en rektangulær, fritt opplagt plate belastet med en lineært varierende aksialkraft,  $N_x$ .

$$N_x = -N_b \left(1 - \frac{2y}{b}\right)$$



Eller som momentresultant

$$M_z = \frac{1}{6} t b^2 N_b$$

Platens differensialligning blir i dette tilfellet

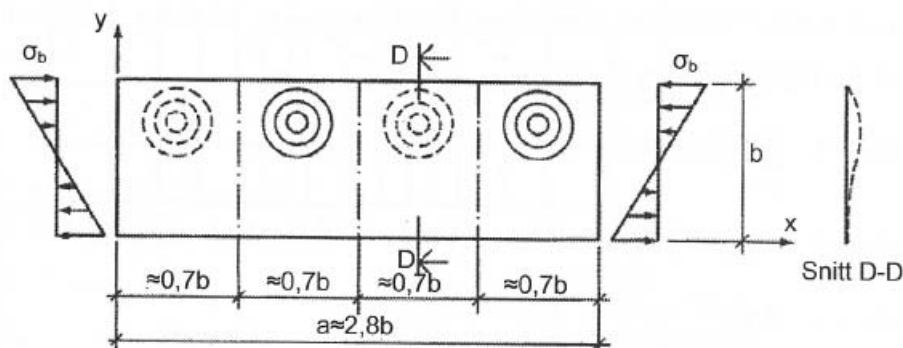
$$\nabla_w^4 + \frac{N_b}{D} \left(1 - \frac{2y}{b}\right) \frac{\partial_w^2}{\partial x^2} = 0$$

En kan ved bruk av prinsippet om minimum potensiell energi (PMPE) finne en tilnærmet løsning. Noe tilsvarende som ved enaksielt jevnt trykk kan en finne at platen knekker ut i  $a/0,7b$  halvbølger i x-retning, med halvbølgelengde  $0,7b$  (se Figur 5) og tilhørende knekkfaktor  $k_b = \frac{81 \cdot \pi^2}{32} = 24,98$  som avviker 4,5 % fra eksakt løsning  $k_\sigma = 23,9$ .

For den fritt opplagte platen kan knekkfaktoren tilnærmet settes lik

$$k_\sigma = 23,9 \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} \geq \frac{2}{3}$$

$$k_\sigma = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6\alpha^2 \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} < \frac{2}{3}$$



Figur 5 Knekkform for momentbelastet plate med sidekantforhold  $\alpha = a/b = 2,8$ .

## 2.6 Skjærbelastede plater

Noe tilsvarende for aksialbelastet plate kan en fra skjerkraften,

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

via PMPE på en kvadratisk plate, finne knekkfaktoren  $k_\tau = \frac{9 \cdot \pi^2}{8} \approx 11,1$ . En nøyaktigere løsning fås ved å ta med flere ledd i utbøyningsformelen, og det kan vises at løsningen konvergerer mot  $k_\tau = 9,34$  for en kvadratisk plate.

Knekkfaktoren for fritt opplagte, skjærbelastede plater er tilnærmet gitt ved

$$k_{\tau} = \frac{5,34}{\alpha^2} + 4 \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} \leq 1$$

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \text{for} \quad \alpha = \frac{a}{b} > 1$$

## 2.7 Plater med en-aksialt trykk og moment

Kombinasjonen av enaksialt trykk og moment opptrer relativt ofte, og tabell 8.1 gir løsninger for knekktallet  $k_{\sigma}$  for noen aktuelle kombinasjoner. En regner her på sikker side med at for eksempel steget i et I-profil er fritt opplagt på alle fire sidene, mens en utstikkende flens har en fri kant og resterende tre kanter er leddet. Dette er en vanlig antagelse også i praktisk design.

## 2.8 Elastisk knekking av plater med langsgående stivere

Som nevnt i avsnitt 2.4 så er langsgående stivere mest økonomisk riktig. En stiver har areal  $A_s$  og 2. arealmoment  $I_s$  for bøyning ut av planet. En stiver med lav stivhet vil deformeres sammen med platen som knekker, men vil bidra til den potensielle energien ved beregninger av den kritiske spenningen. Dersom stiverens stivhet  $EI_s$  overgår en grenseverdi forblir stiveren rett og platefeltet på begge sidene av stiveren oppfører seg som to separate platefelt med null forskyvning ved stiveren.

I prosjekteringsreglene skilles det mellom plater med en eller to stivere, og plater med tre eller flere stivere. I det første tilfellet bestemmes kritisk last ved å betrakte stiverne som diskrete søyler på elastisk underlag, mens teorien for knekking av ortotrope plater benyttes for å bestemme kritisk kraft i det siste tilfelle. Ortotrope plater har ulike egenskaper i tre ortogonale retninger og vil ikke bli behandlet i denne oppgaven.

For plater med en eller to identiske stivere betraktes platefeltet som en samling av diskrete trykkstaver på elastisk underlag, hvor staven består av stiveren pluss medvirkende bredde av platen. Den kritiske kraft for den elastiske understøttede stiveren er gitt av følgende ligninger.

$$N_{cr,w} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} + \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 k_w \quad \text{for} \quad L \leq L_C = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{k_w}}$$

$$N_{cr,w} = 2\sqrt{h_w \cdot EI} \quad \text{for} \quad L > L_C = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{k_w}}$$

Stivheten  $k_w$  skyldes platens bøyestivhet i tverretning.

### 3 Kapasitet av plater og stivere

#### 3.1 Generelt

Stålkonstruksjoner for bruer i regi av Statens vegvesen skal i følge Håndbok 185 [6] punkt 5.4.1.2 prosjekteres iht. Eurokode 3, Del 2 [7] og Eurokode 4, Del 2 [8]. Håndbok 185 [6] stiller ingen begrensninger mht. øvrige krav i Eurokodene men er ment som hjelp for å finne relevante krav. Ved dimensjonering og kontroll av grensetilstander kan det i følge Håndbok 185 [6] punkt 4.2.2.8 tas hensyn til elastoplastisk oppførsel ved bestemmelse av lastvirkning og motstand for bruddgrensetilstanden og ulykkesgrensetilstanden. For bruddgrensetilstanden forutsetter dette at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner ved flytning eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flytning i stålet. Knekking eller andre ikke-lineære ustabiliteter må tas hensyn til i beregningen.

Kapittel 3 beskriver blant annet kapasitetsberegninger av stålbejelke med vertikalstiver over indre opplager. Vedlegg 1 viser aktuelle utregninger i bruddgrensetilstand for tverrsnitt B med referanselasttilfelle. Lastsituasjoner og tverrsnittsgeometri beskrives nærmere i henholdsvis kapittel 4.2 og 5.2.

#### 3.2 Effektivt tverrsnitt shear lag

Mobiliseringsgraden av brede flenser reduseres på grunn av skjærtøyning ved belastning av tverrsnittet. Det vil si at spenningene fra bjelkekrefter synker i verdi fra punkt rett ved steget og mot fri kant av flensene for I-profil. Dette kalles shear lag og tas hensyn til ved bruddgrensetilstands beregninger ved å redusere flensbredden med en faktor  $\beta$  som i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 3.2 er definert som

$$\beta = 1 \quad \text{for} \quad \kappa \leq 0.02$$
$$\beta = \frac{1}{1+6 \cdot \left( \kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa} \right) + 1.6 \cdot \kappa^2} \quad \text{for} \quad 0.02 < \kappa \leq 0.7$$
$$\beta = \frac{1}{8.6 \cdot \kappa} \quad \text{for} \quad 0.7 < \kappa$$

Hvor

$$\kappa = \alpha_0^* \cdot \frac{b_0}{L_e}$$

For område over indre støtte er  $L_e=0.25(L_1+L_2)$  hvor  $L_1$  og  $L_2$  er de tilhørende feltlengdene.

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 \cdot t_f}} \text{ for tvverrsnittsklasse 4}$$

En ser at ved fullt effektivt tvverrsnitt i klasse 1 – 3 blir  $\alpha_0^* = 1,0$ . Dersom det er langsgående stivere benyttes  $\alpha_0$ , som også blir lik 1,0 dersom det ikke er langsgående stivere.

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}}$$

$A_{sl}$  er arealet av langsgående stivere innenfor bredden  $b_0$  av utstikkende flensen på en side av steget til et I-profil. Her er  $t$  lik tykkelsen av flensen.

Shear lag i flenser kan neglisjeres ved tvverrsnittskontroll dersom  $b_0 < L_e/50$ .

Ved globalanalyser skal effektiv bredde av flensutstikk være den minste av virkelig bredde og  $L/8$  for fritt opplagte bjelker i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 2.2. Det vil si at shear lag ikke vil gi redusert flensverrsnitt i globalanalysen for de fleste stålbelegbruene med I-bjelker.

### 3.3 Kapasitet av aksial og momentbelastede plater

Kapasiteten til enkelte aksialbelastede plater kan være større enn ved den kritiske spenningen nevnt i kapittel 2.4 og kalles da overkritisk spenning eller overkritisk kapasitet. Platens kritiske kapasitet er uttrykt som trykkarealet multiplisert med en kritisk ikke lineært fordelt spenning som i snitt over platen er mindre en  $f_y$ . Teorien om den overkritiske kapasiteten tar utgangspunkt i å redusere trykkarealet med reduksjonsfaktoren  $\rho$  og at  $f_y$  kan oppnås over hele det reduserte tvverrsnittet, [1]. Figur 6 viser typisk bruddform fremkalt av et dominerende bøyemoment [4] hvor trykk flens og trykkbelastet del av steget bøyes ut i en knekkform.

Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 4.4 med Tabell 4.1 og 4.2 tar for seg utregning og beskrivelser av effektivt areal for henholdsvis indre og utstikkende trykkelementer med lineært varierende spenningsfordeling. For flenselementer i I-profiler skal spenningsfordelingen som benyttes som input i tabellen, bestemmes av tvverrsnittets fulle areal. For stegelementer derimot beregnes spenningene på basis av trykkflensens effektive areal redusert for plateknekkning og shear lag og med stegets fulle areal. Dette betyr at det må utføres flere sett med spenningsberegninger under beregningen av tvverrsnittsverdiene.

Moment- og aksialkapasitet for elementer i tverrsnittsklasse 3 kan bestemmes ved å regne de tilhørende lineært varierende spenningene over tverrsnittet. Spenningen skal i det mest utsatte punkt ikke overstige dimensjonerende flytespenning,  $f_d$ . Elementer i tverrsnittsklasse 4 regnes på tilsvarende måte bortsett fra at normalspenninger kun regnes med det gjenstående effektive arealet.



Figur 6 Typisk bruddform fremkalt av et dominerende bøyemoment [4]

### 3.4 Kapasitet av skjærbelastede plater

Skjærbelastede plater med slankhet  $h_w/t$  som er større enn  $\frac{72}{\eta} \varepsilon$  for et uavstivet tilfelle eller som er større enn  $\frac{31}{\eta} \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$  for et avstivet tilfelle, skal i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 5.1 sjekkes for skjærknekkning. Skjærknekkingskoeffisienten,  $k_\tau$  uttrykkes som følger.

$$k_\tau = 5.34 + 4.00(h_w / a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{for} \quad a / h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34(h_w / a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{for} \quad a / h_w < 1$$

$a$  er her avstanden mellom vertikale stivere,  $h_w$  er steghøyden og  $k_{\tau sl}$  er et eventuelt bidrag fra en langsgående stiver. En ser at for store avstander mellom vertikalstiverne og for uten langsgående stivere, går  $k_\tau$  mot 5.34. Formel for  $k_\tau$  endres ved bruk av en eller to langsgående stivere og samtidig vertikale stivere som står så tette at forholdet  $a/h_w < 3$ .

Overkritisk skjærkapasitet bestemmes med et bidrag fra steget,  $V_{bw,Rd}$ , og et bidrag fra flensene,  $V_{bf,Rd}$ , men skal i sin helhet ikke overstige stegets plastiske skjærkapasitet multiplisert med  $\eta = 1.2$  for s355 stål. Flensenes skjærbidrag regnes ut fra flensenes kapasitet redusert av momentutnyttelse og redusert med en faktor som gjør at bidraget minker ved stor avstand mellom vertikalstiverne og ved relativt kraftige flenser i forhold til steget. Stegets skjærbidrag tilsvarer dets plastiske skjærkapasitet redusert med en knekkingsfaktor,  $\chi_w$ , som i

denne oppgavens tilfeller er valgt for myke endestivere etter Eurokode 3, Del 1-5 [3] tabell 5.1.

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} \quad \text{for} \quad \bar{\lambda}_w \geq \frac{0,83}{\eta} \quad \text{med} \quad \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \quad \text{ved bruk av stivere.}$$

En ser at slankheten øker med høyere steg og tynnere godstykkelse  $t$ , som igjen reduserer knekkingsfaktoren og stegets bidrag til skjærkapasiteten.

Designmodellen i Eurokode 3, Del 1-5 [3] tar utgangspunkt i metoden om rotert strekkfelt, men er justert etter forsøksdata [1]. Denne oppgaven går ikke i dybden på dette, men det nevnes at metoden tar utgangspunkt i at spenningsfeltet i steget omlagres når steget knekker ut på grunn av skjærkrefter i plateplanet. En slik knekkform er karakteristisk med at steget knekker i en langstrakt diagonal form opp mot overflensen rett over opplager mens flensene danner flyteledd og tillater stegets høydeendring, som vist på Figur 7.



Figur 7 Typisk bruddform fremkalt av dominerende skjærkraft [4]

### 3.5 Kapasitet av plater med punktlast på platerand

Platens bæreevne med punktlast på platerand er avhengig av stegets slankhet  $h/t$ , og man kan identifisere tre bruddformer [1].

- For små slankheter plastifiseres steget lokalt i område under lasten.
- For middels slanke steg knekker steget «globalt». Og knekkmønsteret omfatter det meste av steget.

- Store slankheter fører til en lokal foldingsmekanisme (crippling) umiddelbart under lasten, mens resten av steget forblir tilnærmet udeformert.

Reglene i Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 6 om konsentrerte laster, er basert på en modell som betrakter punktlasten jevnt fordelt over en platestripe med effektiv lengde  $L_{eff}$ . Dette gir dimensjoneringsbetingelsen

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} t_w \cdot L_{eff}$$

$$L_{eff} = L_y \cdot \chi_F$$

Hvor  $L_y$  er effektiv lastlengde på steg bestemt av lastens utbredelse gjennom flensen påvirket av dens motstand mot bøyingsdeformasjon ved brudd.  $\chi_F$  er en reduksjonsfaktor for lokal knekking av steget.  $\chi_F$  tar hensyn til at platestripen kan knekke som en søyle mellom platebærerens flenser. [1]

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F}$$

hvor  $\bar{\lambda}_F$  er relativ slankhet definert ved

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{f_{yw} \cdot t_w \cdot I_y}{F_{cr}}}$$

Den kritiske kraften  $F_{cr}$  er gitt ved

$$F_c = 0,9 \cdot k_f \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$$

Knekkfaktoren  $k_f = 6+2(h_w/a)^2$  velges for lastsituasjonstype (a) i figur 6.1 [3] som beskriver en punktlast på flens hvor lasten er i likevekt med skjærkreftene i steget. Verdien  $a$  er vist som lengden mellom vertikale stivere.

### 3.6 Interaksjon mellom snittkrefter

For tverrsnitt i tverrsnittsklasse 3 kan interaksjon mellom moment, aksialkraft og skjærkraft kontrolleres ved hjelp av von Mises flytekriterium, [1] kapittel 3.2.1. I en todimensjonal spenningstilstand vil flytning inntre når spenningskomponentene  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  og  $\tau_{xz}$  i det mest påkjente punkt tilfredsstillers kriteriet

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Spenningskomponentenes lokasjon er vist på Figur 8. En ser at  $\sigma_y$  fra lageret er gunstig for et punkt på steget rett over lageret når den opptrer i kombinasjon med  $\sigma_x$  fra bjelkekraftene og begge spenningskomponentene har likt fortegn.

For steget blir langsgående aksialspenning utregnet ved

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed,z}}{I_z} y + \frac{N_{Ed,x}}{A}$$

Hvor  $I_z$  er 2. arealmoment til bjelke om horisontal tverrakse mens  $y$  er vertikalavstand fra tverrsnittets tyngdepunkt til aktuelt sted på steget.  $A$  er tverrsnittets areal.

Vertikal aksialspenning regnes ut ved

$$\sigma_y = \frac{F_{Ed,y}}{A_{bs}}$$

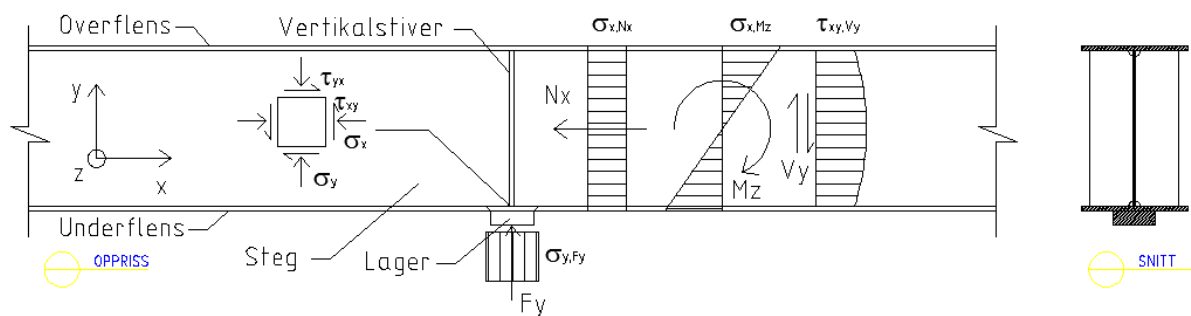
Hvor  $A_{bs}$  er horisontalt areal av steg og stiver med utstrekning tilsvarende 45 graders trykkspredning fra lageret og gjennom flensen.

Skjærspenning utregnes ved

$$\tau_{xy} = \frac{V_{Ed,y} \cdot S_z}{I_z \cdot t_w}$$

Hvor  $S_z$  er 1. arealmoment om horisontal tverrakse.

Aktuelle tverrsnittskrefter med tilhørende spenningsfordeling for bjelkesteget er vist på Figur 8.



**Figur 8 Bjelkeutsnitt med krefter og todimensjonalt spenningsbilde for steg**

For platebærere i tverrsnittsklasse 4 påkjent av moment og aksialkraft påvises kapasiteten ved



$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_d \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{f_d \cdot W_{eff,y}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{f_d \cdot W_{eff,z}} \leq 1,0$$

For interaksjonsformel over, og spenningsberegning ved spesielle behov, bør en i følge Eurokode 3, Del 1-1 [2] punkt 6.2.10 ta hensyn til skjærkapasitet med utnyttelse over 50 % eller ved skjærknekking. Dette kan gjøres ved å redusere flytegrensen for moment- og aksialkapasitetene i skjærarealet:

$$(1 - \rho)fy$$

hvor

$$\rho = \left( 2 \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Her benyttes plastisk skjærkapasitet  $V_{pl,Rd}$ , og det står ikke at en kan benytte overkritisk skjærkapasitet selv om kontrollen skal benyttes i tilfeller ved skjærknekking.

For platebærere påkjent av moment og skjærkraft definerer Eurokode 3, Del 1-5 [3] videre utnyttelsesgraden:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1,0$$

$$\bar{\eta}_1 + \left( 1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{for} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

Her reduseres stegets bidrag til momentkapasiteten pga av opptredende skjærkraft. Aksialkraftkapasiteten inngår ikke i  $\bar{\eta}_1$  slik den gjør i  $\eta_1$  og er dermed ikke fullt dekkende for situasjoner med aksialkraft. For  $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$  neglisjeres interaksjonen.

For platebærere belastet med en konsentrert last  $F_{Ed}$  på trykkflensen ivaretas interaksjonen mellom punktlast, moment og aksialkraft ved

$$\eta_2 + 0,8 \cdot \eta_1 \leq 1,4 \quad \text{hvor} \quad \eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}}$$

For denne interaksjonsformelen med punktlast på steg, står det ikke noe i Eurokode 3, Del 1-5 [3] om at  $\eta_1$  kan inneholde reduksjon av flytegrense for samtidig å ta hensyn til skjærkraftutnyttelse. Dermed er ikke denne formelen heller fullt dekkende. Men i de fleste

tilfeller av opplagerpunkter for bruer benyttes vertikale stivere og en unngår dermed problematikken med å forhindre steget i å knekke ut på grunn av punktlast på steg.

Design of Plated Structures [11] kapittel 2.7.5 presenterer følgende interaksjonsformel for skjærkraft og punktlast på steg:

$$\left[ \eta_3 \cdot \left( 1 - \frac{F_{Ed}}{2 \cdot V_{Ed}} \right) \right]^{1,6} + \eta_2 \leq 1,0$$

Denne formelen er foreløpig ikke inkludert i Eurokode 3, Del 1-5 [3] og heller ikke i tilhørende Nasjonalt tillegg NA. Interaksjonsformelen er derfor ikke benyttet videre i denne oppgaven.

Figur 9 viser typisk bruddform fremkalt av kombinasjon av bøyemoment og skjærkraft [4]. Bruddformen på dette bildet minner om brudd form for ren skjærkraft på Figur 7 med den diagonale utbøyningen, men bulen er bredere og forskjøvet mot trykkflensen.



Figur 9 Typisk bruddform fremkalt av kombinasjon av bøyemoment og skjærkraft [4]

### 3.7 Flensindusert stegknekking

Flensindusert knekking kontrolleres med følgende slankhetskrav fra Eurokode 3, Del 1-5 [3]

$$\frac{h_f}{t_w} \leq 0,55 \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

Faktoren lik 0,55 gjelder for tverrsnitt utnyttet med elastisk momentkapasitet.

Flensindusert knekking er ikke aktuelt i følge håndberegninger i vedlegg 1 side 29 og er ikke belyst nærmere i denne oppgaven.

### 3.8 Dimensjonering av stivere

Vertikal stiver ved opplager stiver av steget mot knekking og avlaster steget med tanke på opplagerkraften ved å fordele opplagerkraften over lageret.

Medvirkende bredde av steget  $b_w$  i stiversystemet skal etter Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 9.1 regnes som:

$$b_w \leq 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon_w \cdot t_w$$

Stiversystemet skal dimensjoneres for en total aksialkraft,  $N_{st}$

$$N_{st} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed}$$

Dersom stiveren er plassert over støtte settes  $N_{st,Ed}$  som opplagerkraften, og dersom stiveren står i felt benyttes aksialkraft som skyldes strekkfelt i stegpanelet. Tilleggskraften  $\Delta N_{st,Ed}$  er en forenkling som tar vare på virkningen av tverrlasten  $q_{dev}$  fra 2.ordens effekten av vertikalkraften [3] punkt 9.2.1. Denne tilleggskraften er en fiktiv kraft som ikke eksisterer i noen likevekts betraktning for kreftene i systemet.

$$\Delta N_{st,Ed} = \sigma_m \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}}$$

$b$  = stiverens vertikalspenn mellom bjelkeflensenes senter.

$N_{Ed}$  settes som den største av maks aksialkraft i bjelken og ekvivalent aksialkraft i bjelkens trykksone. Korreksjon for plateknekkning,  $\frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} = 1$  konservativt sett mens  $a_1$  og  $a_2$  skal være avstand mellom vertikalstiverne.

For stivere med liten hvelvningsstivhet  $I_w$ , som åpne tverrsnitt, kan kapasitet for torsjonsknekkning påvises uten nærmere analyse ved

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E}$$

Hvor  $I_p$  er det polare 2. arealmoment av stiveren alene om dens innfestingspunkt til platen, og  $I_T$  er St Venants tverrsnittskonstant av stiveren alene, i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 9.2.1. Det er nærliggende å tro at dersom denne kontrollen ikke går gjennom kan tillat flytespenning  $f_y$  for stiveren reduseres tilsvarende

$$f_y \leq \frac{E I_T}{5.3 I_p}$$

Stiversystemet skal, i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] 9.3.3, minimum ha et 2. arealtrehetsmoment lik  $I_{st} > 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$  når avstanden mellom vertikalstiverne delt på steghøyden er større enn kvadratrotten av 2.

Stiversystemets totale aksialkraft,  $N_{st}$ , skal ikke overstige stiverens kritiske kraft (Eulerlast)  $N_{cr,st}$  i følge P. K. Larsen [1] punkt 9.8.3, hvor

$$N_{cr,st} = \frac{\pi \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

$I$  er stiverens 2. arealmoment om akse parallelt med steget. Knekk lengden,  $L_k$  skal i følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 9.3.4 ikke være mindre enn  $0,75h_w$ , noe som tilsvarer knekk lengden for en fritt opplagt stav belastet med varierende aksialtrykk fra ca. 0 i en ende og 1 i motsatt ende, [9] Tabell 4.16.

Dersom forholdet  $N_{st}/N_{cr,st} > 0.04$  kreves påvisning av knekking etter Eurokode 3, Del 1-1 [2] punkt 6.3.1.2 med at

$$N_{st} \leq N_{st,Rd} = \chi_{st} \cdot A_{st} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

hvor

$$\chi_{st} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,st}}}$$

I følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 9.4 skal knekkurve c benyttes, og en finner Imperfeksjonsfaktor  $\alpha = 0.49$  fra tabell 6.1 i Eurokode 3, Del 1-1 [2].  $A_{st}$  er tverrsnittsarealet av stiveren og medvirkende steg med lengden  $b_w$ .

## 4 Belastning av brubjelke

### 4.1 Reel situasjon og statisk analyse

I denne oppgaven er det valgt å se på ei kontinuerlig stålbjelkebru og dens kapasitet ved indre opplager. For å begrense omfanget velges det å se på kun en stålbjelke med utsnitt 8,0 m til hver side for indre opplager og da med to typiske geometrier og typisk lastsituasjon. Som utgangspunkt benyttes geometriske størrelser, materialvalg og lastverdier fra Blakkstadbrua på E39 som ble bygget i 2012. Dette er ei tre spenns stålbjelkebru med samvirkende betongdekke. Brua har spennviddene 28, 34 og 28 m med konstant total brubredde lik 10,0 m og med to parallelle stålbjelker med høyde lik 1,7 m. Globalanalysen til brua er tidligere utført med numeriske simuleringer i FEM-programmet RM Bridge som ivaretar samvirkeproblematikken til brua, men gir også resultater for stålbjelkene isolert sett. Det er i slike globalanalyser praksis for å modellere uten medvirkende betongdekke, men kun stålbjelker og armering i område over indre støtter da betongen der sprekker opp og blir konservativt sett uvirksom. Dette fører til at de numeriske simuleringene som utføres i denne oppgaven er representative på dette punktet for de beregningsmetodene som ofte benyttes, selv om betongdekket ikke modelleres. Armeringen over støtte er heller ikke medtatt selv om globalanalysen regner med den. Dette gir et tverrsnitt som er mykere enn samvirketverrsnittet i de globale numeriske simuleringene og ble forventet at skulle føre til større krumninger av bjelken om tverraksen. Det er valgt ikke å gå nærmere inn på globalanalysen til slike bruer.

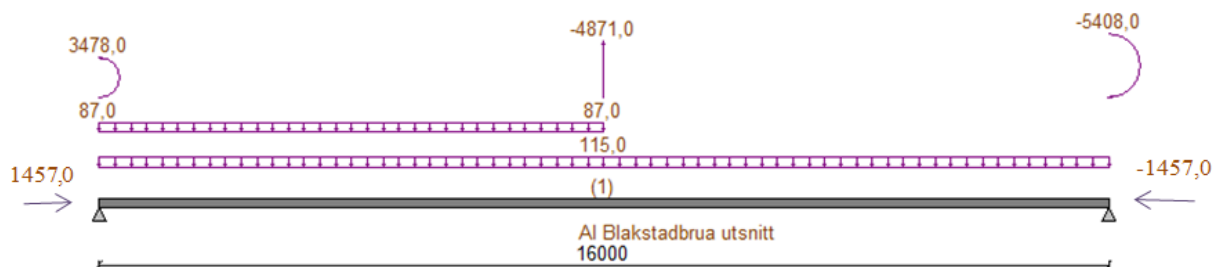
### 4.2 Isolering av utsnitt med tilhørende krefter

8 meters lengde av stålbjelken til hver side av opplager er valgt for å sikre at spenningsfordelingen normaliserer seg nære interesseområdet og ikke påvirkes av grensebetingelsene i endene. En annen årsak for valg av utsnittets lengde er at typiske avstander mellom tverrkryss som stiver av brukonstruksjonen sideveis er 8,0 m. Selv om momentnullpunktet mellom støtte og felt varierer, så ligger momentnullpunktet også rundt 8,0 meter fra indre støtte for kontinuerlige bruer med spenn mellom 28 m og 36 m.

For å kunne gjøre statiske numeriske simuleringer av utsnittet er det hensiktsmessig å fastholde utsnittet i endene i stedet for ved lageret. På denne måten fås en fritt opplagt bjelke

med spenn på 16,0 m. Opplagerkraften fra lageret kan da påføres som vertikal last midt på bjelken. En kan i tillegg manipulere seg frem til ønskede snittkrefter ved fokusområdet på midten ved å påføre bjelken endemomenter, vertikale flate laster på overflens og aksial last på bjelkeendene.

Når utsnittet er bestemt kan en se på lastene på konstruksjonsdelen. Bjelkene til Blakkstadbrua har i globalanalysens bruddgrensetilstand et dominerende opptredende maks moment om tverraksen over indre støtte lik  $M_{Ed,z} = -18854$  kNm. Tilhørende opplagerkraft fra lageret er  $F_{Ed,y} = 4871$  kN, aksialkraft pga samvirke er  $N_{Ed,x} = -1457$  kN og skjerkraft på venstre og høyre side av lager er henholdsvis  $V_{Ed,yV} = 2730$  kN og  $V_{Ed,yH} = 2140$  kN. Oppgaven tar for seg variasjoner av denne lastsituasjonen. Disse snittkreftene er valgt som referanseverdier og oppnås midt på en fritt opplagt bjelke med spenn lik 16 m og med følgende last situasjon, se Figur 10.



**Figur 10 Lastsituasjon referanseverdier i kN og meter for Blakstadbrua**

Det regnes også på et lasttilfelle tilsvarende referansetilfellet men uten aksiallast og et tilfelle kun med punktlast fra lager  $F_{Ed,y} = 4871$  kN.

Tilfellet med kun punktlast gir følgende snittkrefter rett over lageret:

- $M_{Ed,z} = -4871 \text{ kN} \times 8 \text{ m} \times 8 \text{ m} / 16 \text{ m} = -19484 \text{ kNm}$
- $V_{Ed,yV} = V_{Ed,yH} = 4871 \text{ kN} / 2 = 2435,5 \text{ kN}$
- $N_{Ed,x} = 0$

## 5 FEM-simulering av utsnitt i Abaqus

### 5.1 Generelt

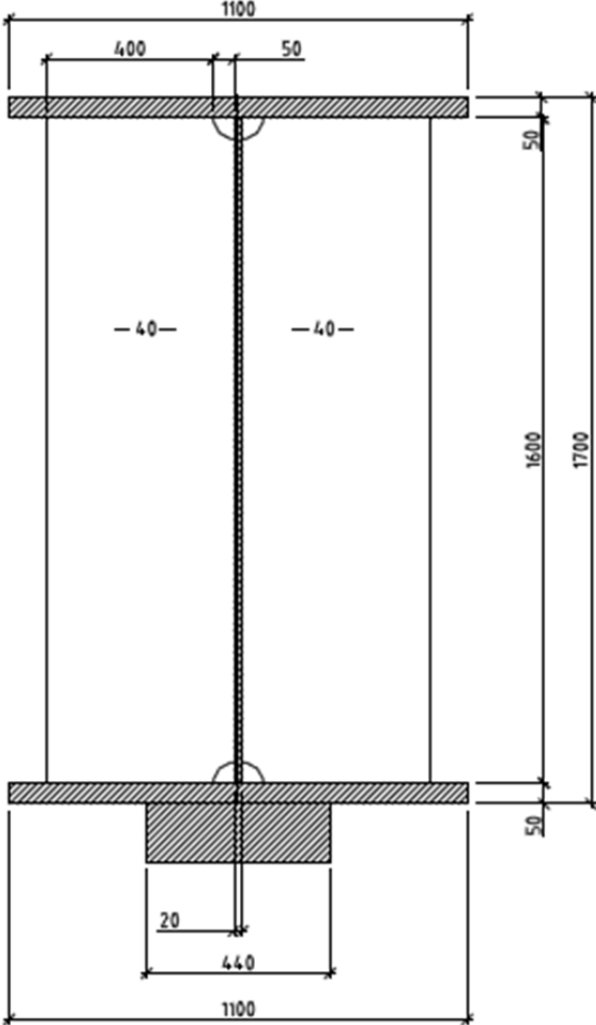
Abaqus regner uten benevning på alle verdier. Dette betyr at inndataverdier må være valgt med konsekvent benevning. For lengdeverdier er det her benyttet meter som enhet og for kraft benyttes Newton.

### 5.2 Geometri

Geometrien til tverrsnitt A, se Figur 11, som er benyttet i både håndberegningene og i FEM-beregningene, tar utgangspunkt i geometrien til Blakstadbrua, men er forenklet i forhold til virkeligheten. Figur 12 viser utdrag av en arbeidstegning for stålbjelkene og stiversystem over indre støtte på Blakstadbrua. Forenklingene antas å være konservative, da virkelig bru har større stiver og i tillegg et sett med mindre stivere på hver side av hovedstiveren. Figur 12 viser også enda et stiversett ytterst for opptak av jekkekrefter ved lagerreparasjon. I tillegg har hovedstiveren i virkeligheten en diagonal flens som stiver av hovedstiveren og som gir den større bøyekapasitet. En annen forskjell er tverrkrysset som er festet til hovedstiveren på Blakstadbrua. Tverrkrysset stiver av brubjelkene mot vipping og sikrer overføring av tverrkrefter fra overbygningen til underbygningen til brua. Krefte som går gjennom tverrkrysset antas å kunne holdes utenfor denne simuleringen på grunn av hovedstiverens ekstra tverrsnittsareal og flensen til hovedstiveren som ikke medtas i modellene.

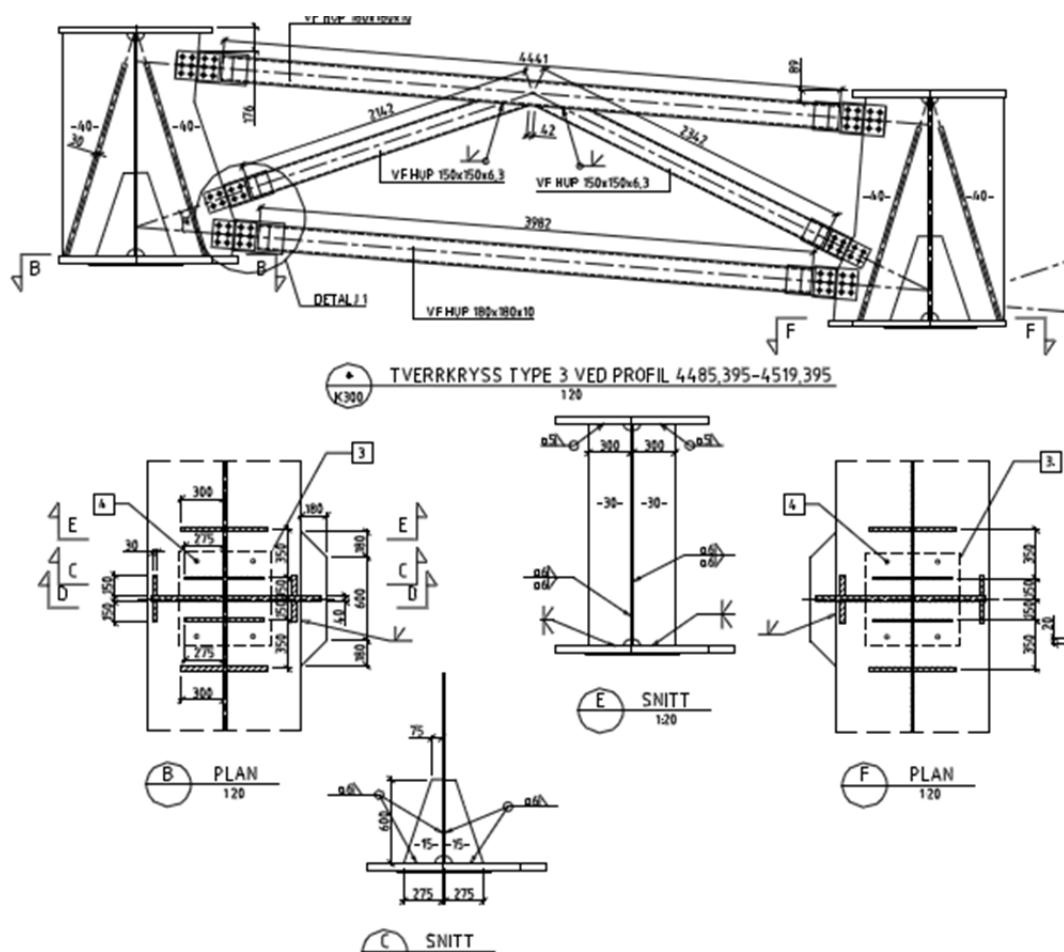
Tverrsnitt A på Figur 11 består av en overflens og en underflens, begge med total bredde lik 1100 mm og en tykkelse på 50 mm. Steget er 20 mm tykt og 1600 mm høyt mellom flensene. På hver side av steget er det en 40 mm tykk vertikal stiver med total bredde lik 450 mm hver. Stiverne har 50 mm utsparing i hjørne mellom steg og flens. Denne er i virkeligheten  $\frac{1}{4}$  sirkel, men modelleres i elementprogrammet som kvadratisk for å forenkle elementnettet. Etter noen simuleringer vises ikke tegn til spenningskonsentrasjoner eller andre uregelmessige effekter rundt utsparingene. Det antas derfor at denne forenklingen ikke har noen betydning for resultatene. Under I-tverrsnittet er det tegnet et 440 mm bredt rektangel som tilsvarer den bredden av brulageret som overfører de tilhørende opplagerkrefte fra brua. Dette er også en forenkling hvor det er lagt vekt på egenskapen til lageret med det minste areal for trykkoverføring til bjelken. I virkeligheten er de øvre delene av lageret noe bredere og det kan

tenkes at det sørger for en «mykere» kraftoverføring enn i FEM-modellen som har kontant avslutning av på sidene.



Figur 11 Tverrsnitt A med stiver



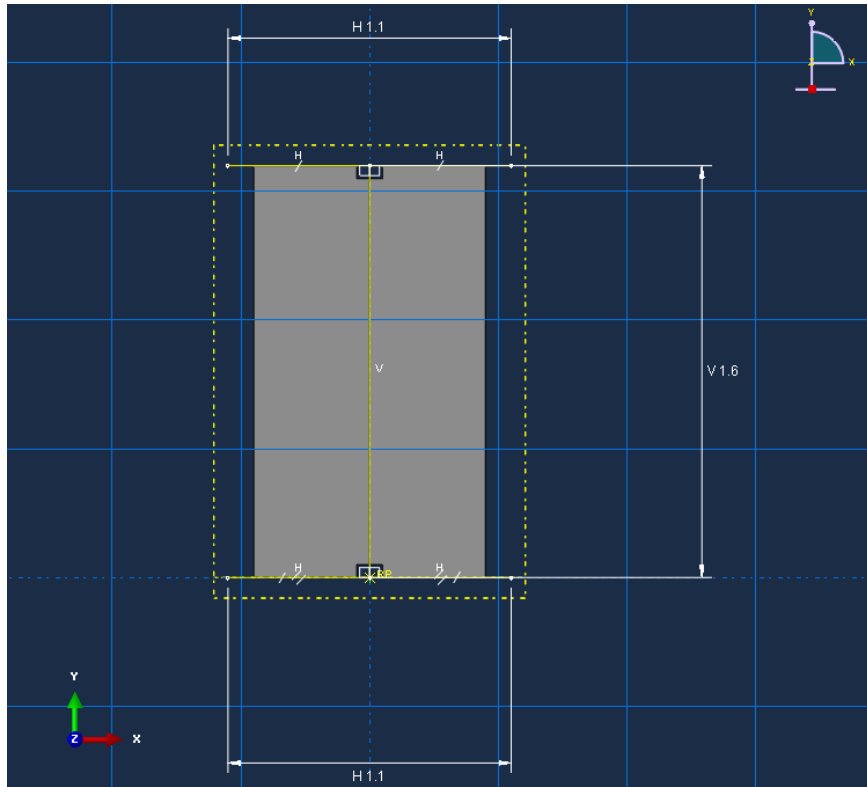


**Figur 12** Utdrag av arbeidstegning for stålbejle med stiversystem, Blakstadbrua

Det er også utført beregninger og numerisk simulering av en geometri tilsvarende tverrsnitt A, men uten vertikal stiver. Den geometrien omtales som «Tverrsnitt A uten stiver». Tilsvarende er det utført beregninger og simulering av tverrsnitt B både med og uten stiver. Tverrsnitt B er lik tverrsnitt A bortsett fra at stegtykkelse er redusert til 15 mm. Dermed er hele tverrsnitt A i tverrsnittsklasse 3, mens tverrsnitt B har steg i tverrsnittsklasse 4 med en tverrsnittsreduksjonsfaktor  $\rho = 0,89$  for referanselasten og  $\rho = 0,94$  for lasttilfellet med kun punktlast på steg, kfr vedlegg 1 side 13. Bjelkens stivhet blir med reduksjon i stegtykkelse fra 20 mm til 15 mm redusert fra  $I_A=0,082 \text{ m}^4$  til  $I_B=0,080 \text{ m}^4$ , se vedlegg 1 side 2. I følge Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt 2.2 kan effektene av plateknekking ignoreres i en globalanalyse dersom  $\rho > 0,5$ . Det antas med bakgrunn i dette at forholdene mellom lastene i referansetilfellet er realistiske også for tverrsnitt B og kan benyttes for analyse.

På Figur 13 vises en del av modelleringen av tverrsnitt A i Abaqus med omriss av vertikalstiver i grått. Modelleringslinjen for flensene ligger helt inntil stegets utstrekning med

avstand 1600 mm. Dette kommer av at tykkelsen til flensene er modellert utenfor denne linjen slik at det ikke skal kalkuleres med full flenstykkelse og stegtykkelse i de samme krysningspunktene.



Figur 13 "Section Sketch" viser deler av modelleringen av tverrsnitt A med omriss av stiver i grått.

Ved produksjon av en brukonstruksjon for Statens vegvesen er det tillatt med et avvik fra planlagt geometri. I følge Prosesskode 2 [10] Tabell 85.2-2, «Tillat avvik på konstruksjonselement, bjelke», tillates det et «Retthetsavvik (krumning) liv»,  $V_3 = \pm 0,6\%$  av bjelkens høyde,  $h$ . Tilsvarende krav er å finne i Eurokode 3, Del 1-5 [3] Tabell C.2 hvor et panel eller subpanel (stegplate) med horisontalt spenn lik  $a$  og vertikalt spenn lik  $b$ , ikke skal regnes med en krumningsform med mindre amplitude enn den minste av  $a/200$  og  $b/200$ . Resultat fra alle aktuelle krav er vist i Tabell 1. Prosesskode 2 [10] åpner for den største krumningsamplituden i steget for tverrsnitt A:  $0,6\%$  av bjelkehøyden  $1,7\text{ m}$  er avrundet til  $10\text{ mm}$  krumningsamplitude.

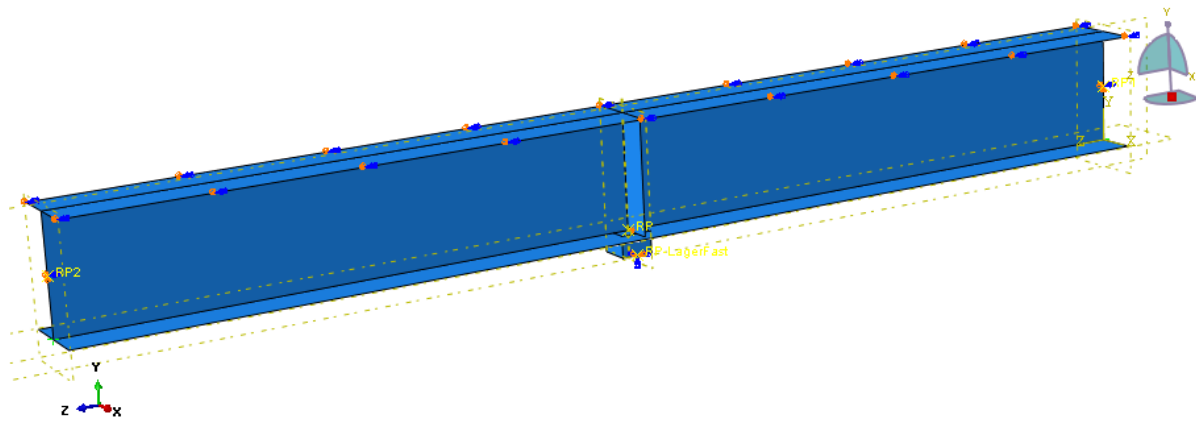
**Tabell 1 Sammenstilling krav til formfeil amplitude**

	<b>Krav: amplitude &gt;</b>	<b>h, a, b</b>	<b>amplitude</b>
<b>Prosesskode 2 [10]</b>	0,6 % av h	1,7 m	10,2 mm
<b>Eurokode 3, Del 1-5 [[3]</b>	Den minste av	a/200	8,5 mm
<b>Eurokode 3, Del 1-5 [[3]</b>		b/200	

Det stilles blant annet også krav til skråstilling og eksentrisitet av bjelkelivet, men på grund av at bjelken skal være avstivet med overliggende betongdekke og tverrkryss mot vipping, så antas disse formfeilene ikke å ha innvirkning av betydning på beregninger i denne oppgaven.

### 5.3 Statisk system og elementmodell

Som nevnt i kapittel 4.2 er det vertikale statiske systemet tilsvarende en fritt opplagt bjelke med opplagerpunkter sentrisk i tverrsnittet i hver ende vist på Figur 14. Det ble gjennom forsøk modellert opplagerbetingelser for bjelkeendene med fastholdning kun i en sentrisk node. Dette førte til store spenningskonsentrasjoner rundt noden. Ved å fastholde alle nodene i endetverrsnittet mot vertikal forskyvning, ble tverrsnittet automatisk strekt i det nodene måtte holde samme høyde samtidig med at tverrsnittet skulle rotere. Dette medførte uønskede tvangskrefter. Bjelkeendene ble derfor modellert som «Rigid Body» med «Reference Point» i en node sentrisk i tverrsnittet. Denne metoden fungerer med å holde fast alle nodene i tverrsnittet i forhold til den ene noden i senter. Med denne metoden kan nodene sammen rotere fritt slik at opplagerreaksjonene fordeles uten tvangskrefter og kunstige spenningskonsentrasjoner. Her er bjelken også fastholdt mot bevegelse i tverretning og rotasjon om bjelkens lengdeakse. Frie kanter på overflensen er fastholdte mot sideveis bevegelse og rotasjon om lengdeaksen for å simulere fastholdning med dybler opp i et betongdekke. Sentrisk rett over lageret er underflensen fastholdt mot bevegelse i bjelkens lengderetning. Dette trengs for å holde bjelken i ro over lageret til tross for symmetrisk horisontal belastning. Lageret er fastholdt i begge horisontalretningene for at det ikke skal forskyve seg i forhold til bjelken. Disse fastholdingene skapte ingen merkbare tvangskrefter.

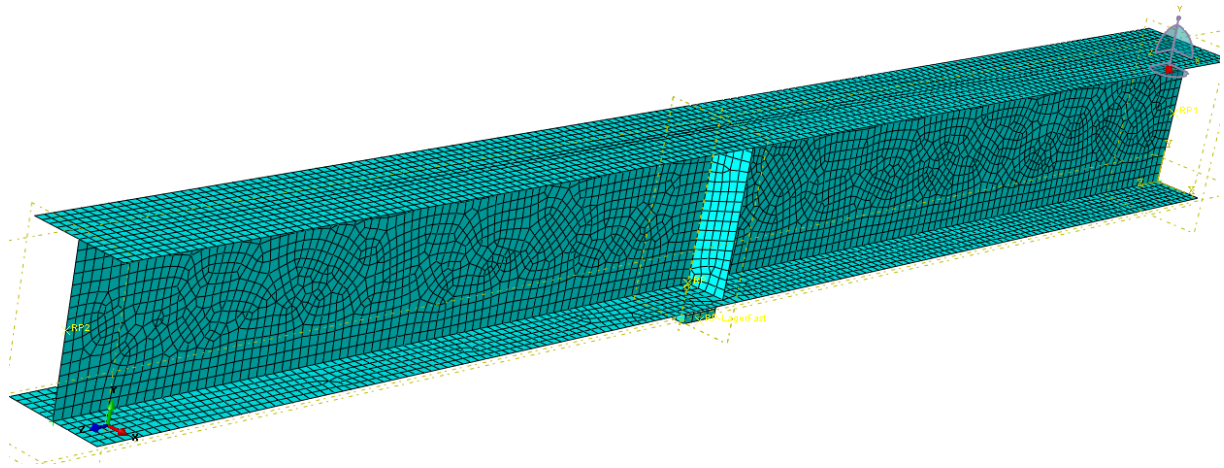


**Figur 14 Grensebetingelser Abaqus modell**

For å simulere bjelkens kontakt med lageret på en rasjonell og realistisk måte så modelleres bjelken og lageret adskilt fra hverandre. Under «Interaction» er det opprettet en type «General contact» som sammen med «Interaction Property» definerer at all kontakt mellom elementer skal være såkalt «Hard contact». En friksjonskoeffisient mellom kontaktflater er her satt til verdien 0,04 som er typisk for opptredende belastning- og for benyttet lager som på Blakstadbrua.

Elementene er bestemt til å ha en global størrelse på ca. 100 mm. Dette antas å være tilstrekkelig for at modellen skal gi en tilfredsstillende fordeling og variasjon av spenninger over tverrsnittet. Resten av valgene, til og med elementstrukturen, er valgt av programmet selv. På Figur 15 vises elementstrukturen og at det er en viss uorden over elementene i steget, mens flensene er i større grad ordnet. Dette skyldes stiveren og dens utsparinger. Det ble gjort noen manuelle forsøk med å styre elementstrukturen, men uten hell. Forsøk med manuell styring av elementene ble avsluttet da det viste seg at modellen fungerte som ønsket, samt at det ikke ble oppdaget noen form for uheldige virkninger av elementstrukturen.

For bjelke og stivere ble det benyttet S4R elementer og S3 elementer. S4R elementene er firkantet med 4 noder og de benytter redusert integrasjon. S3 elementene er trekantet med 3 noder. Begge elementtypene regner med endelige membrantøyninger og er egnet til spenningsberegninger. Lageret ble modellert med C3D8R element, et 8 noders volumelement som også benytter redusert integrasjon.



Figur 15 Element inndeling tverrsnitt A med vertikal stiver

## 5.4 Materialverdier

Valgt materiale for oppgaven er stålsort S 355 M/ML med flytespenning og strekkfasthet etter Eurokode 3, Del 1-1 [2]. Tilhørende tøyning for spenning i elastisk område opp til  $f_y$ , er lineært varierende med stigningstall lik E-modul ( $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ) mens fra  $f_y$  opp til  $f_u$  er stigningstallet lik E-modul / 100 i henhold til Eurokode 3, Del 1-5 [3] figur C.2. Poisson-tall i elastisk område er  $\nu = 0,3$ . Når materialet utsettes for en tøyning i lengderetningen så trekker det seg sammen i tverr-retning og spenningen per tverrsnittsareal blir i virkeligheten større. Denne sammenhengen beskrives av Eurokode 3, Del 1-5 [3] punkt C.6 som følger.

$$\sigma_{sann} = \sigma(1 + \varepsilon)$$

$$\varepsilon_{sann} = \ln(1 + \varepsilon)$$

Abaqus tar hensyn til denne tverrsnittsendringen og det benyttes sanne spenninger og sanne tøyninger ved inndata, se understrekte verdier, som vist i Tabell 2. Den Logaritmiske plastiske tøyningen som benyttes er regnet som total logaritmisk tøyning ved maks sann spenning minus maksspenningens elastiske tøyning, eller som vist i utdrag fra brukermanualen til Abaqus [5] punkt 23.1.1.

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom})$$

$$\varepsilon_{In}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E}$$

Tøyningen har en logaritmisk fordeling, men det antas å kunne benytte lineær variasjon mellom flytetøyningen og bruddtøyningen da denne kurven er tilnærmet rett. Flytespenningen antas å gi ingen logaritmisk plastisk tøyning.

Tabell 2 Stålverdier S 355 M/ML

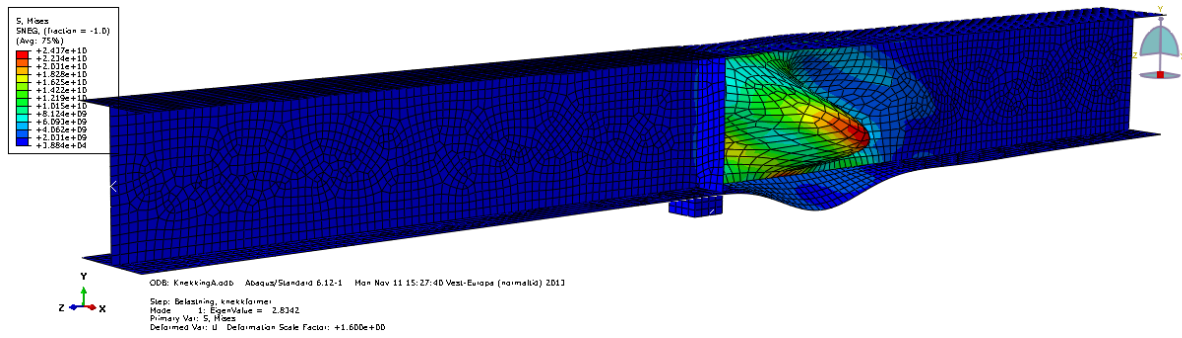
	Godstykkelse $\leq 40$ mm		40 mm < Godstykkelse $\leq 80$ mm	
	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$
<b>Nominell spenning</b> $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355	470	335	450
<b>Nominell tøyning <math>\epsilon</math></b> [%]	0,1690	5,6452	0,1595	5,6357
<b>Sann spenning</b> $\sigma_{sann}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	<u>355,6001</u>	<u>496,5326</u>	<u>335,5344</u>	<u>475,3607</u>
<b>Logaritmisk tøyning <math>\epsilon_{sann}</math></b> [%]	0,1689	5,4916	0,1594	5,4826
<b>Logaritmisk plastisk tøyning</b> $\epsilon_{Pl,sann}$ [%]	<u>0</u>	<u>5,2552</u>	<u>0</u>	<u>5,2563</u>

Materialfaktor  $\gamma_M$  ble satt til verdien 1,0 i FEM beregningene og i håndberegningene. Dette tilsvarer at materialverdier og geometri er kjent og eksakt. Det forenklet også sammenligningene av resultatene.

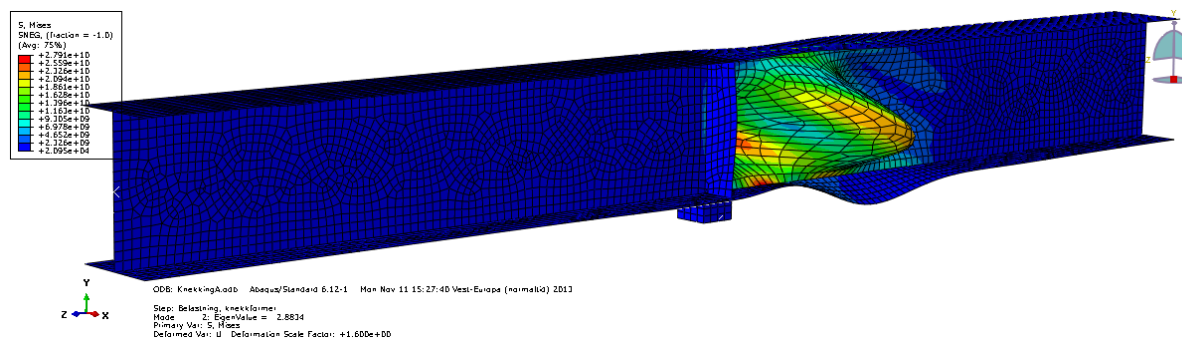
## 5.5 Analysemetode i Abaqus

Det ble kjørt to forskjellige numeriske simuleringer etter hverandre i Abaqus for å løse denne oppgaven. Den første er en knekkingssimulering av typen «Linear perturbation, buckle» og den andre er en kapasitetssimulering som benevnes «Static, Riks prosedyre (Riks)». De to modellene må bestå av et identisk elementnett med samme nodenummerering, da Riks-simuleringen benytter deler av resultatene fra knekkingssimuleringen. Det er i denne oppgaven også modellert samme lastsituasjon for de to simuleringene. Knekkings-simuleringen genererer et ønsket antall mulige knekkformer med tilhørende egenverdi. Figur 16 til Figur 20 viser en variasjon av opptredende knekkformer (knekkform 1, 2, 3, 18 og 19) med egenverdier og farget spenningsplott (von Mises) for referansetilfellet. Disse knekkformene dekker utknekkning nære punktlast på midten med lave egenverdier og utknekkinger i nesten hele steglengden, men med høyere egenverdi. Egenverdien beskriver hvor stor andel av modellert last som er påført modellen før tilhørende knekking forekommer. Modellert last er i denne sammenheng bare en enhetslast som skaleres et nødvendig antall

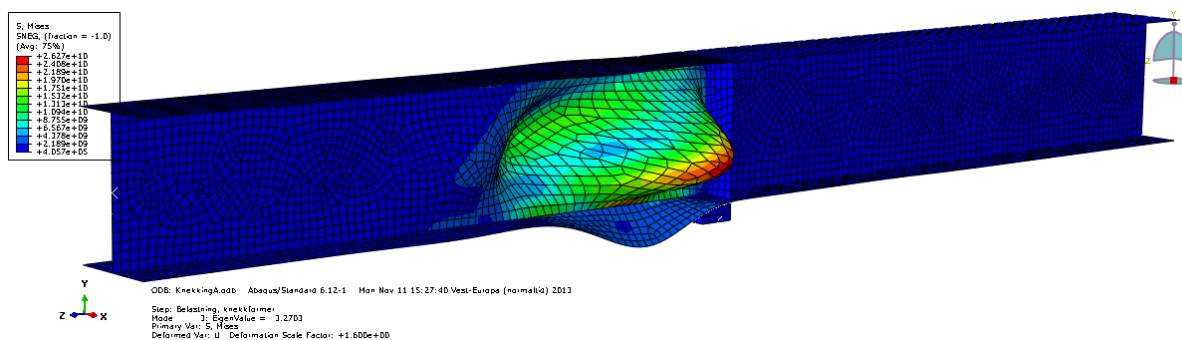
ganger inntil modellens stivhetsmatrise oppnår singularitet. Siden modellen er modellert i meter og Newton så vises knekkformene med maksimal amplitude lik 1 meter i figurene. Det ble ikke funnet knekkformer som inkluderer knekking av stiver, kun moderat bøyning som ikke gav utslag i farget spenningsbilde.



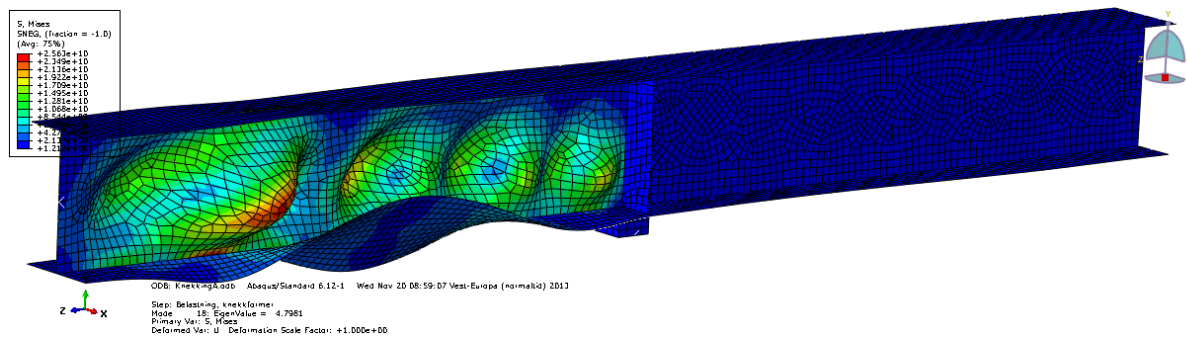
**Figur 16 Første knekkform for referansetilfelle med egenverdi lik 2,8342**



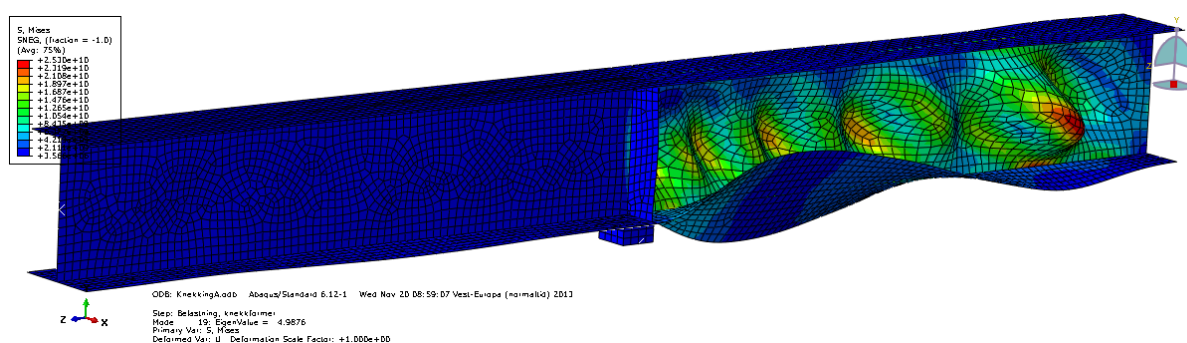
**Figur 17 Andre knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 2,8834**



**Figur 18 Tredje knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 3,2703**



**Figur 19 Attende knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 4,7981**



**Figur 20 Nittende knekkform for referansetilfellet med egenverdi lik 4,9876**

For knekkingssimuleringen kan en under programmets funksjon «Edit keywords» legge til følgende kommandolinjer:

```

**node file, global=yes, last mode=5
U”

```

Dette medfører at programmet lager en nodefil med nodedeformasjoner U i globalt aksesystem for modellen med eksempelvis de første 5 knekkformene. Denne filen benyttes av Riks-simuleringen og innføres som geometriske formfeil med ønsket amplitude i første simuleringssteg ved at følgende kommandolinjer tastes inn i «Edit keywords» etter «Material»:

```

*imperfection, file=KnektkingA, step=1
1,0.01
2,0.01
3,0.01
4,0.01
5,0.01

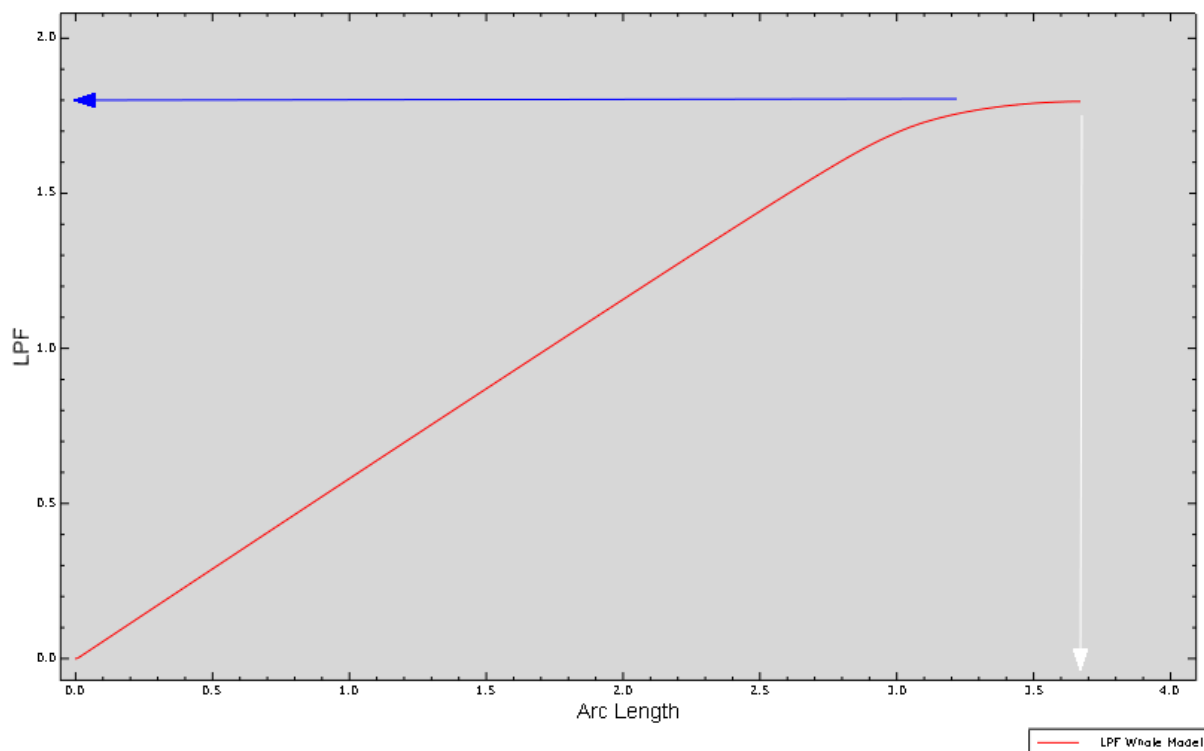
```



Rekkefølgen på knekkformene (formfeilene) bestemmer deres prioritet i simuleringen. Tallet etter knekkformen bestemmer amplitude verdien til hver enkelt knekkform. Kravene til amplitude i Tabell 1 gjelder i følge figurer i kildene for eksempel krumning over hele steghøyden, men de er uklare i forhold til andre knekkformer hvor en utbøyning bare dekker en del av steghøyden og det kanskje er to utbøyninger over hverandre. Det kan tenkes at et tilfelle med to utbøyninger over hverandre burde ha en mindre amplitude enn en utbøyning som dekker hele steghøyden, for å gi et realistisk forhold mellom de to formfeilene.

Riks-simuleringen finner statistisk likevekt under en ustabil fase av responsen hvor lastforskyvningsresponsen viser negativ stivhet og konstruksjonen må frigi tøyingsenergi for å forbli i likevekt, i følge brukermanualen til Abaqus [5] punkt 14.11.1. Den egner seg derfor til ikke-lineære materialmodeller og geometrisk ikke-lineære statiske problemer hvor maksbelastning og knekkingstilstander er av interesse. Riks metoden behandler lastverdien som en ukjent i tillegg til deformasjonen. Derfor benyttes «arc length» som målestokk for progresjon i beregningen og resultater blir fortløpende loggført i forhold til denne. En slik fremgangsmåte gir løsninger uavhengig av om responsen er stabil eller ustabil. Riks holder oversikt over påført last med en last proporsjonalitets faktor (LPF) som multiplisert med modellert last gir påført last for tilfellene i denne oppgaven. En simulering kan inneholde flere steg med hver sine prosedyrer og last sett. Dersom Riks steget er en fortsettelse med en tidligere lasthistorikk fra et annet steg som inngår i simuleringen, gjelder ikke denne sammenhengen med LPF, men det vises til brukermanualen til Abaqus [5] 6.2.4 hvor det står detaljert beskrevet. Dersom det er modellert flere laster i Riks-steget, viser resultatene at alle lastene påføres proporsjonalt i takt med LPF.

Figur 21 viser hvordan maksbelastningen i Riks-simuleringen av Snitt A med 19. knekkform prioritert, leses av på den vertikale LPF akse ved grafens høyeste punkt (blå pil). Langs den horisontale akse avleses Arc Length for dette punktet til å være ca. 3,6743 (hvit pil). Med en zoom-funksjon kan en lese av grafen med tilstrekkelig nøyaktighet. Figur 29 viser deformasjon- og spenningsbilde for samme Riks beregning og med Arc Length lik 3,674. Det avrundede toppunktet er karakteristisk for lignende modeller med formfeil som fungerer. Eksentrisiteten mobiliserer bøyingskapasiteten før modellen knekker og går til brudd. En eventuell høyere og spiss topp kan bety at modellen er helt rett og oppnår større kapasitet før den plutselig bryter sammen når modellen først knekker ut og får en eksentrisitet.



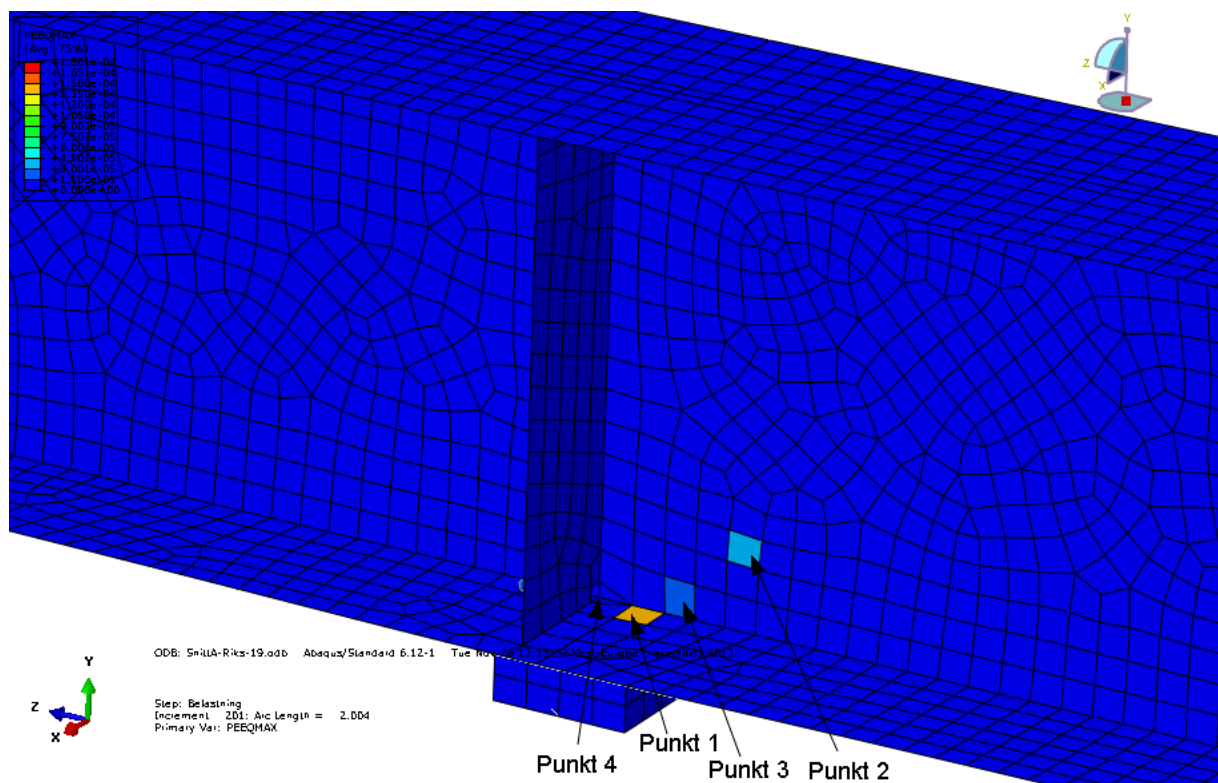
**Figur 21 Plott av LPF for Riks beregning av Snitt A med 19. knekkform prioritert**

Figur 22 viser fargeplott av bjelke med snitt A, referanselast og knekkform nr. 19 over lager hvor de første opptredende flytetøyningene oppstår. Fire aktuelle punkter er her markert med pil og tekst. Funksjonen PEEQMAX i Abaqus viser på figuren de største plastiske tøyningene gjennom godstykkelsen for gitt Arc Length lik 2,004. Første flytning oppstår ved punkt 1 i flens rett over kant av lager på grunn av lavere flytespenning i flensen enn for steget. Flensen oppnår ved Arc Length lik 2,004 en von Mises lik  $336 \text{ N/mm}^2$  på undersiden og  $137 \text{ N/mm}^2$  på oversiden. Middelerdien av disse to spenningene er  $237 \text{ N/mm}^2$ . I steget oppstår det flytning først i punkt 2 ved et element i kanten av en utbøyning tre elementlengder fra lageret. Von Mises er i dette elementet lik  $356 \text{ N/mm}^2$  på en side og  $162 \text{ N/mm}^2$  på den andre siden noe som gir middelspenning lik  $259 \text{ N/mm}^2$ . Deretter flyter et element i steget ved punkt 3 helt i kant med underflens og yttersiden av lageret. Dette elementet har von Mises lik  $231 \text{ N/mm}^2$  på første side og  $356 \text{ N/mm}^2$  på andre side med middelspenningen lik  $294 \text{ N/mm}^2$ . Alle tre punktene er vist på Figur 22 og en sammenstilling av spenningene er vist i Tabell 3. Den midlere von Mises spenningen som opptrer sentrisk i platetverrsnittet er størst i punkt 3. Stålet er også mest utnyttet i forhold til tillat flytespenning  $f_y$  i dette punktet når en kun ser på de midlere spenningene. Dette stemmer med håndberegningene (kfr. vedlegg 1 side 15 til side 23) siden dette punktet er mest belastet av bjelkekraftene som virker over hele godstykkelsen samtidig som elementet ikke berøres av de gunstige trykkspenningene fra lageret, som omtalt

i kapittel 3.6. I de to andre elementene, punkt 1 og punkt 2, er det platebøyninger som bidrar til de store spenningsutslagene i de ytterste punktene av platetykkelsen.

**Tabell 3 von Mises spenninger ved Arc Length lik 2,004 for snitt A, referanselast og knekkform nr. 19**

	Von Mises side 1	Von Mises side 2	Von Mises sentrisk	Utnyttelse fy sentrisk
<b>Punkt 1, flens over kant av lager</b>	336 N/mm <sup>2</sup>	137 N/mm <sup>2</sup>	237 N/mm <sup>2</sup>	71 %
<b>Punkt 2, steg ved utbøying</b>	356 N/mm <sup>2</sup>	162 N/mm <sup>2</sup>	259 N/mm <sup>2</sup>	73 %
<b>Punkt 3, steg over kant av lager</b>	231 N/mm <sup>2</sup>	356 N/mm <sup>2</sup>	294 N/mm <sup>2</sup>	83 %

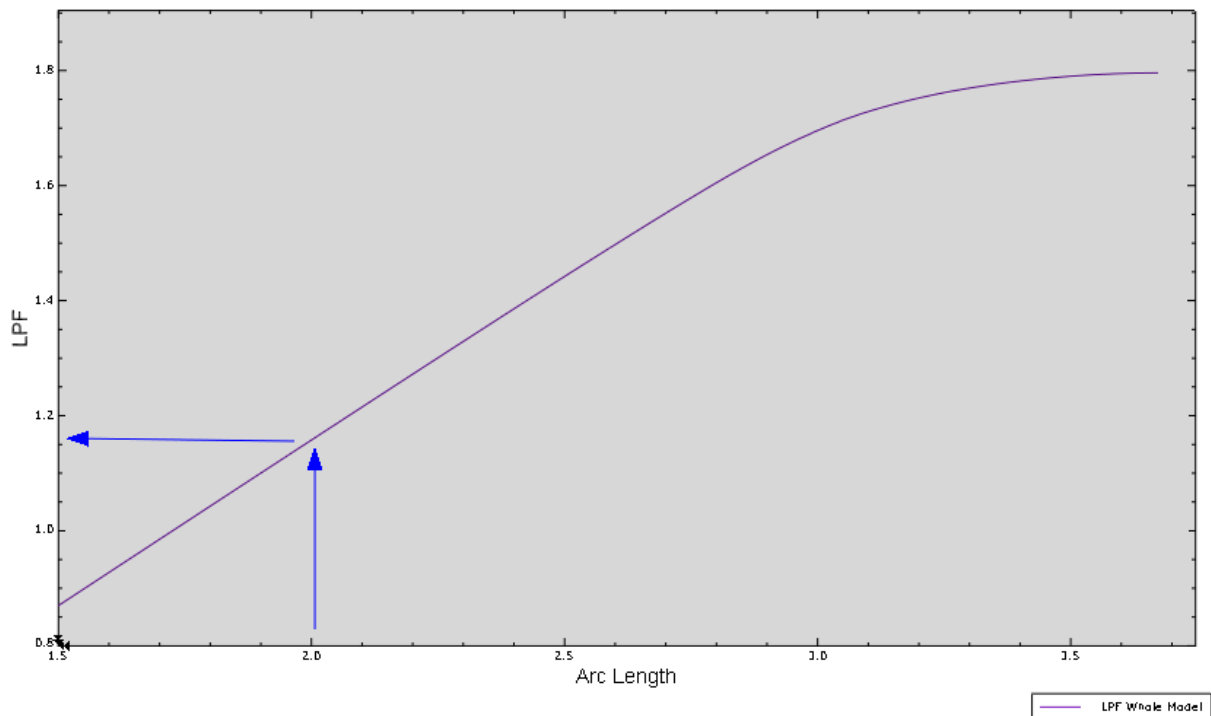


**Figur 22 Fargeplott med de første opptredende flytetøyningene (PEEQMAX) i mest belastet del av godstykkelse, utdrag senter bjelke.**

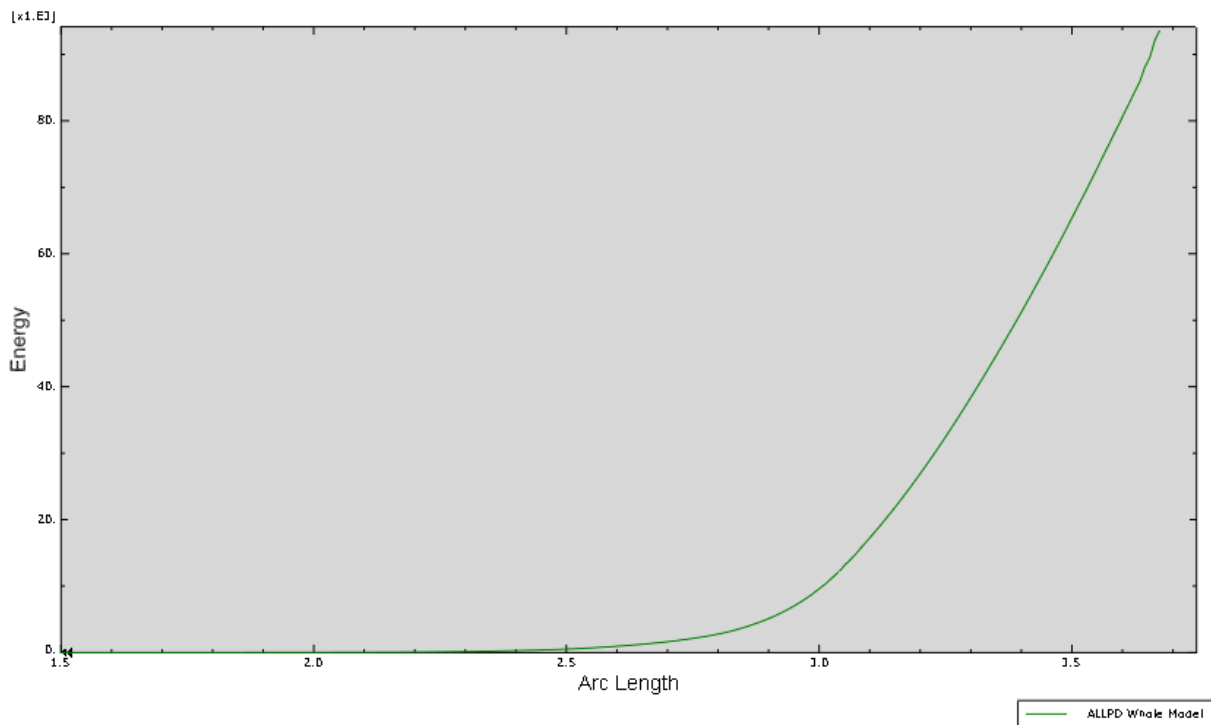
Figur 23 viser en forstørret graf av LPF og Arc Length for samme bjelke. Grafen viser bruddpunktet i øvre høyre hjørne av figuren. I nedre venstre hjørne viser pilene avlesning av LPF = 1,1600 for flytepunktet med Arc Length lik 2,004 (flytning i flens og steg). Figur 24 viser plastisk tøyning uttrykt ved energi med funksjonen «ALLPD». En forstørret versjon av grafen viser at første flytning oppstår ved Arc Length lik 1,834 som gir LPF = 1,0624. Første flytning oppstår med funksjonen «PEEQMAX» i flens ved Arc Length lik 1,844 som stemmer

overens med «ALLPD» funksjonen. Disse formene for å oppdage første opptredende plastiske tøyning kan påvise en form for elastisk kapasitet for bjelken men blir påvirket av elementstørrelse og spisse kanter. Første plastiske tøyning opptrer i Figur 24 ved liten Arc Length verdi. Først ved Arc Length med 25 % større verdi opptrer flytning i et omfang som vises på Figur 24. Verdiene opptrer også som svært konservative og vil ikke bli benyttet som resultater eller undersøkt nærmere i denne oppgaven. Derimot vil funksjonene kunne benyttes i en mindre eksakt vurdering gjerne hvor plastisk tøyning dekker et større område.

Von Mises sentrisk i stegtykkelsen rett over ytterkant av lageret (Punkt 3) og sentrisk over lager (Punkt 4) for LPF = 1 er av interesse. Disse resultatene er sammenlignbare med håndberegninger i vedlegg 1 side 15 til side 23 som regner med laster tilsvarende LPF = 1. Disse to punktene belyses nærmere i kapittel 6.



**Figur 23** Plott av LPF for Riks beregning av Snitt A med 19. knekkform prioritert. Forstørret rundt flyte- og bruddpunkt

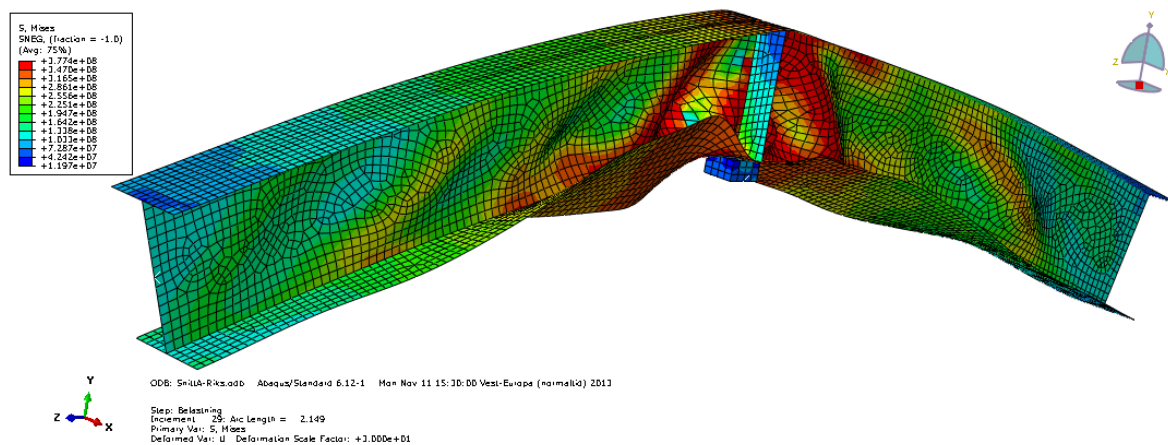


**Figur 24** Plastisk tøyning uttrykt med energi, ALLPD

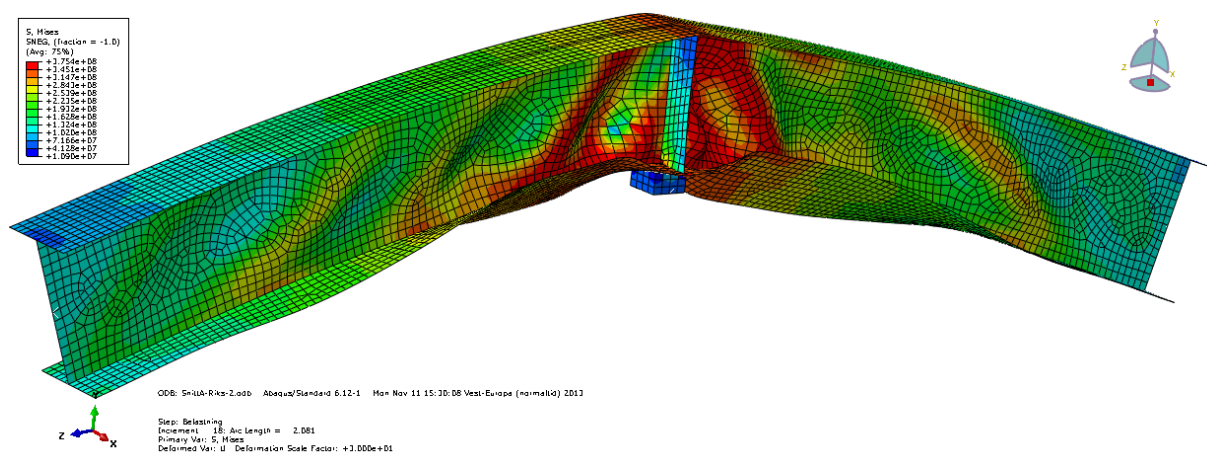
## 5.6 Analyse av knekkformer

Knekkformene 1,2,3,18 og 19 (omtalt i kapittel 5.5) for referansetilfellet ble valgt som prioritert knekkform i hver sin Riks-simuleringen av tverrsnitt A. Deformasjons- og spenningsbilde fra disse simuleringene ved brudd er vist på Figur 25 til Figur 29 hvor deformasjonen  $U$  er forstørret 30 ganger. Til tross for at de har forskjellige formfeil så er bruddformene her nesten identiske. Andre tilfeller gav større forskjeller mellom bruddformer med forskjellige prioriterte knekkformer. Til hvilken side et område ble bøyd ut kan skyldes tilfeldigheter og er ikke belyst nærmere i denne oppgaven. Det antas at dette ikke påvirket resultatene, med bakgrunn i at de videre analysene viste liten spredning av LPF verdiene, men likevel inneholdt forskjeller nok til å antyde tendensen at lave knekkformer med lav egenverdi er minst gunstig, som vist i Tabell 4. På Figur 25 til Figur 29 er størrelsen på enkelte utbøyinger og deres spenningsvariasjoner synlige forskjeller, men lettest er det å se forskjellene på de tilhørende LPF-grafene. Der viser resultatene i dette tilfellet at det ikke er knekkform 1 med lavest egenverdi som gir lavest belastning (LPF) ved brudd, men derimot knekkform 19 med høyere egenverdi. Knekkform 19 har flere utbøyinger over en større del av steget. Det kan tenkes at en slik formfeil burde gis en mindre amplitude for å bli mere realistisk og for dermed å oppnå større kapasitet enn knekkform 2 som er nest minst gunstige formfeil. Forskjellen mellom maks LPF for knekkform 2 og 19 er uansett bare ca. 0,8 %.

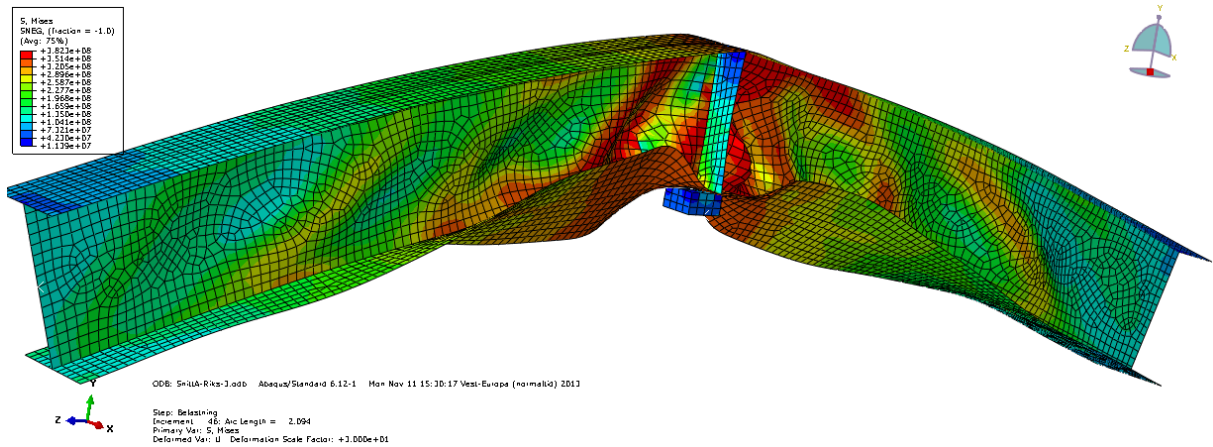
Forskjellen mellom LPF for knekkform 1 og 19 er 1,8 % og begge forskjeller anses som ubetydelige. Det er nærliggende å tro at denne forskjellen er ubetydelig også for andre tilfeller, men at en bør være oppmerksom på knekkformene og prøve forskjellige formfeil i simuleringer for i praksis å unngå matematisk helt rette deler av modellen.



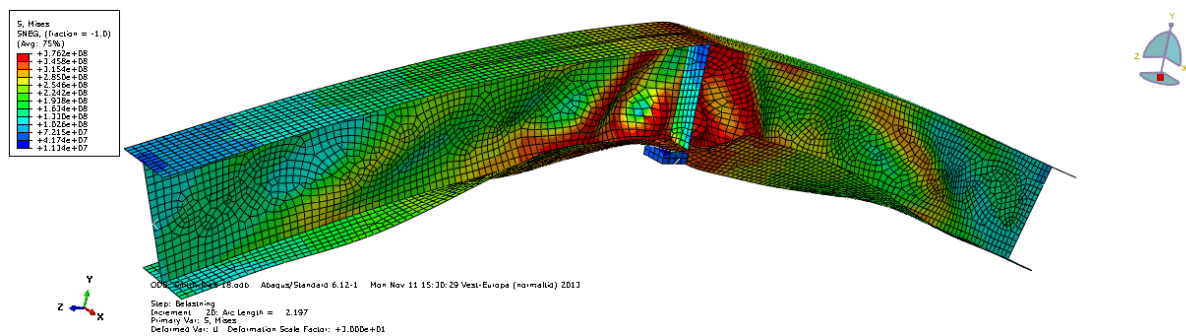
**Figur 25 Deformasjonsbilde fra Riks med første knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8247**



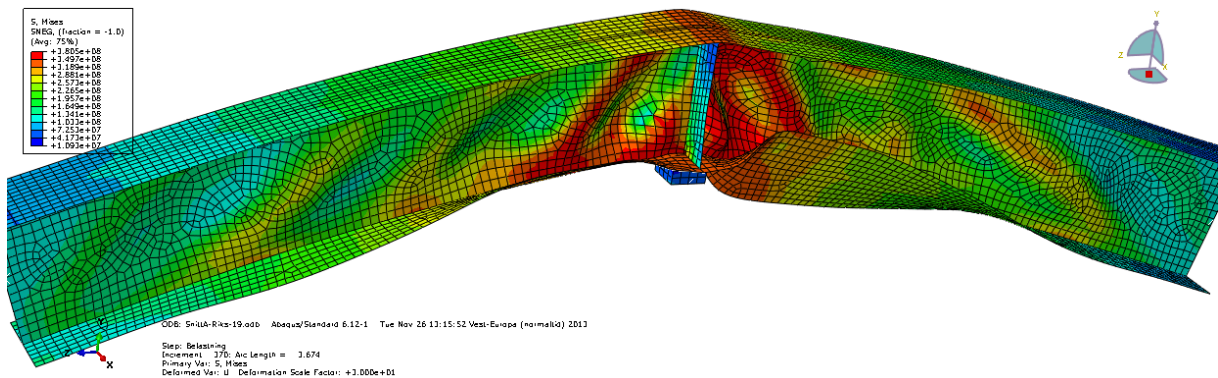
**Figur 26 Deformasjonsbilde fra Riks med andre knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8069**



**Figur 27** Deformasjonsbilde fra Riks med tredje knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8215



**Figur 28** Deformasjonsbilde fra Riks med attende knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,8089



**Figur 29** Deformasjonsbilde fra Riks med nittende knekkform prioritert, U x 30, LPF = 1,796

Både tverrsnitt A og tverrsnitt B, med stiver og uten stiver, samt med alle 3 lastkombinasjonene ble undersøkt med flere knekkformer i numeriske simuleringer for å finne de mest ugunstige formfeilene. Aktuelle resultater fra en sammenligning av disse er vist i Tabell 4, hvor maks LPF er listet for noen knekkformer for alle geometri- og aktuelle belastningsvarianter. Tabellen viser også prosentvis forskjell fra minst gunstige knekkform for samme snitt og belastning. Den knekkformen som gav lavest LPF ved brudd var av alle kombinasjonene enten en lav knekkform som nr. 1 og 2 eller en høy som nr. 15 og 19. Forskjellen i maksimal LPF som den minst gunstige knekkformen gav sammenlignet med 1. knekkform for en modell var i alle tilfellene under 2 %. Erfaringer viste at to individuelle

numeriske simuleringer av tilsynelatende samme modell kunne gi forskjeller i resultatene av denne størrelsesorden. Det er valgt ikke å se nærmere på denne effekten. De minst gunstige knekkformene ble antatt for å være mest konservative og ble derfor benyttet i videre analyser.

**Tabell 4 Et utvalg knekkformer med oppnådd LPF og differanse i % av minst gunstige LPF for alle modeller**

Snitt og belastning \ knekkform	1	2	3	5	14	15	17	18	19
<b>Snitt A med referanselast</b>	1,8247	1,8069	1,8215					1,8089	<b>1,796</b>
	1,60 %	0,61 %	1,42 %					0,72 %	0,00 %
<b>Snitt A uten aksiallast</b>	1,9112	<b>1,9066</b>	1,9315	1,9305	1,9066	1,9066			
	0,24 %	0,00 %	1,31 %	1,25 %	0,00 %	0,00 %			
<b>Snitt A kun med lagerlast</b>	<b>1,8404</b>	1,8649	1,8706	1,8716				1,8648	
	0,00 %	1,33 %	1,64 %	1,70 %				1,33 %	
<b>Snitt A u/stiver med referanselast</b>	1,0893	<b>1,0855</b>	1,2223	1,1382					
	0,35 %	0,00 %	12,60 %	4,85 %					
<b>Snitt A u/stiver uten aksiallast</b>	1,0977	<b>1,0846</b>	1,1984	1,1382					
	1,21 %	0,00 %	10,49 %	4,94 %					
<b>Snitt A u/stiver kun med lagerlast</b>	1,06	<b>1,0481</b>	1,1263	1,0976					
	1,14 %	0,00 %	7,46 %	4,72 %					
<b>Snitt B med referanselast</b>	<b>1,4423</b>	1,5122	1,4605			1,5122		1,511	
	0,00 %	4,85 %	1,26 %			4,85 %		4,76 %	
<b>Snitt B uten aksiallast</b>	<b>1,4598</b>	1,5187	1,5232			1,5187	1,5313		
	0,00 %	4,03 %	4,34 %			4,03 %	4,90 %		
<b>Snitt B kun med lagerlast</b>	1,4061	1,4068	<b>1,4008</b>		1,4068	1,4092			
	0,38 %	0,43 %	0,00 %		0,43 %	0,60 %			
<b>Snitt B u/stiver med referanselast</b>	<b>0,7138</b>	0,7292	0,7707			0,7292			
	0,00 %	2,16 %	7,97 %			2,16 %			
<b>Snitt B u/stiver uten aksiallast</b>	0,7152	<b>0,7072</b>	0,7551			0,708			
	1,13 %	0,00 %	6,77 %			0,11 %			
<b>Snitt B u/stiver kun med lagerlast</b>	0,6933	<b>0,6866</b>	0,7611			0,6866			
	0,98 %	0,00 %	10,85 %			0,00 %			

Det ble også utført numeriske simuleringer av referansetilfellet med knekkformene 1 og 2 som prioriterte geometri feil, men med andre amplitudeverdier. Det viste seg at endring av formfeilamplitude fra

- 0,01 m til 0,005 m gav 1 – 2 % høyere maksimal LPF
- 0,01 m til 0,001 m gav 4 % høyere maksimal LPF
- 0,01 m til ingen formfeil gav 12 % høyere maksimal LPF

Om denne tendensen gjelder for flere modeller er det valgt ikke å gå nærmere inn på, men resultatene viser for denne modellen at det viktigste er å ha en formfeil i modellen. En matematisk helt rett konstruksjon belastet aksialt krever større belastning før knekking opptrer enn en konstruksjon med skjevheter som gir eksentrisitetsmoment. Hvilken type form eller hvor eksakt verdi det er på amplituden som benyttes ser ut til å ha mindre betydning.



## 5.7 Feilkilder

Alle lastene på modellen ble en og en kjørt i beregning alene og analysert for å være sikker på at de fungerte slik de var tenkt. Da ble det registrert om opplagerreaksjonene sto i likevekt med belastningen, samt om spenningsbilde og forskyvninger virket fornuftige. Dette er også gode indikasjoner på at opplagerbetingelser og elementnett fungerte som planlagt.

På grunn av at det bare er modellert et utsnitt av broen oppnås det ikke noen omlagrings effekter i felt eller resten av spennene. Økning av laster i global simulering gir ikke proporsjonale reaksjoner på alle snittkreftene og når lastene økes proporsjonalt i Abaqus er de ikke lengre i likevekt med den globale simuleringen i RM. Dette fører til at krefter gjelder kun for et lastbilde, maks BRD last med  $LPF = 1$ . Like vel antas det at resultatene fra Abaqus-modellene gir et innblikk i forholdet mellom maks BRD last og tverrsnittskapasitet.

Håndberegninger er utført med snittkrefter avlest fra global simulering (RM). Verdiene her er oppnådde verdier rett over indre støtte, selv om gjeldende standarder åpner for at noen snittkrefter kan benyttes fra område ved siden av lagerpunktet. Dette gjelder for eksempel kontroll for interaksjon mellom skjærkraft, aksialkraft og moment (Eurokode 3, Del 1-5 [3], punkt 7.1) hvor kontrollen ikke skal utføres nærmere enn en halv steghøyde fra vertikal stiver over opplager. Det kan tenkes at standarden her forutsetter at verste knekking av steget opptrer som en halv sinusbølge med toppunkt ikke nærmere stiveren enn en halv steghøyde. Tverrsnitt i tverrsnittsklasse 4 skal heller ikke regnes med redusert tverrsnitt på grunn av plateknekkning i områder nære vertikal stiver. Beregningene er likevel utført med verdier fra sentrisk over lageret av regnepraktiske årsaker og det antas at resultatene ikke er for konservative som sammenligningsgrunnlag. Tverrsnittskontroll uten reduksjon for knekking skal være tilfredsstillende i alle punkter.

Modellene benyttet i denne oppgaven tar ikke hensyn til tvangsspenninger i stålet på grunn av sveising.

Programmet skriver ut advarselsmeldinger under simuleringer. De fleste av de oppnådde meldingene gjaldt fasen etter at bjelken har gått til brudd eller at enkelte uinteressante valgte utdata kategorier ikke støttes av for eksempel valgt type numerisk simulering. En melding i knekkingssimuleringene omhandler at kontaktegenskaper ikke skrives til ut-verdi databasen (ODB). Med mistanke om at kreftene fra kontakten derfor ikke ble medregnet, ble opplagerkreftene fra lageret modellert som last direkte på bjelken for å være sikker på at lasten ble påført i knekkingssimuleringene. Det gav en endring i 4. desimal for egenverdien til

knekkform 1 og ingen merkbare endringer i knekkformene. På grunn av den minimale endringen antas det at lastene som ble påført lageret også ble medtatt i simuleringen. En annen advarselmelding omhandlet ytterste node i overflensens hjørner og at de inngår i «Rigid Body» for endene og samtidig er tildelt opplagerbetingelser for flensen. Disse nodene fikk i følge meldingen inaktive frihetsgrader, noe som antas ikke å ha påvirke resultatene. Det ble ikke funnet flere feilmeldinger av betydning for simuleringen.

## 6 Resultater

### 6.1 Sammenstilling

Aktuelle resultater fra Abaqus modellene og håndberegninger er listet i Tabell 5 med de forskjellige geometri- og lastsituasjonene i venstre kolonne. Resultater fra Abaqus modellen er listet fra andre til femte kolonne. Kolonnen «LPF maks» viser den største oppnådde LPF-verdien før brudd. «Utnyttelse 1/LPFmaks» viser tilhørende utnyttelsesgrad regnet som 1 delt på LPFmaks-verdien i den andre kolonnen. Deretter er det to kolonner for von Mises spenningsutnyttelse i forhold til  $f_y$ , avlest ved LPF = 1 for element henholdsvis i ytterkant av lageret (Punkt 3 på Figur 22) og sentrisk over lageret (Punkt 4 på Figur 22), begge for underkant steg.

Resultater fra håndberegninger i vedlegg 1 side 22, side 28 og side 32 etter kapittel 3 og Eurokode 3 Del 1-1 [2] og Del 1-5 [3] er listet til høyre i Tabell 5. Her vises enkeltvis minst gunstige utnyttelsesgrad av dimensjonerende aksialkraft  $N$ , dimensjonerende moment  $M$ , dimensjonerende skjærkraft  $V$ , samt dimensjonerende punktlast på steg  $F$ . Deretter vises de tilsvarende minst gunstige utnyttelsesgrader av interaksjonsformlene for dimensjonerende moment og aksialkraft  $MN$ , moment og aksial- og skjærkraft  $MNV$ , samt moment og aksialkraft og punktlast på steg  $MNF$ . De to siste kolonnene i tabellen viser von Mises spenningsutnyttelse fra henholdsvis kun bjelkevirkninger uten spenningsbidrag fra opplagerreaksjonene og bjelkevirkninger med spenningsbidrag fra opplagerreaksjonene, begge for et teoretisk punkt nederst på steget og rett over lageret.

For hver rekke er den mest ugunstige verdien for utnyttelse i spenninger og krefter uthevet med tykk skrift.

De tre nederste rekkene for spenningsutnyttelse i Abaqus har verdier i kursiv. Disse verdiene er vektet i forhold til LPFmaks for å bli representative i sammenligningen på grunn av at modellene her gikk til brudd før referanselastens verdier ble oppnådd (LPF < 1).

Tabell 5 Sammenstilling av utnyttelser i Abaqus og håndberegninger

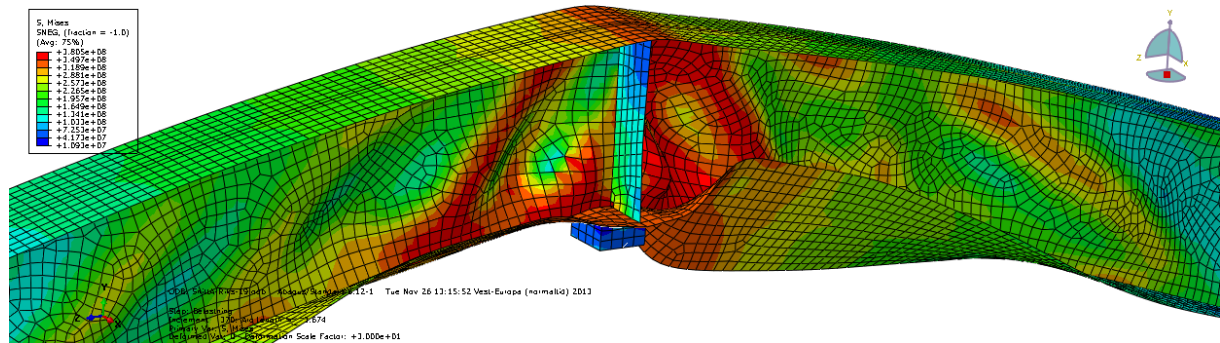
Snitt og belastningstype	ABAQUS				Minst gunstige utnyttelser fra håndberegninger etter Ek 3									
	LPF maks	Utnyttelse 1/LPFmaks	Punkt 3, Kant lager: Utn. midlet $\sigma_{jk} / f_y, LPF=1$	Punkt 4, Senter lager: Utn. midlet $\sigma_{js} / f_y, LPF=1$	N	M	V	F	MN	MNV	MNF	Bjelke $\sigma_j / f_y$	Bjelke +Lager $\sigma_j / f_y$	
Snitt A med referanselast	1,80	56 %	72 %	65 %	3 %	66 %	56 %		70 %	73 %		72 %	66 %	
Snitt A uten aksiallast	1,91	52 %	71 %	63 %	0 %	66 %	56 %		66 %	69 %		69 %	64 %	
Snitt A kun med lagerlast	1,84	54 %	73 %	65 %	0 %	69 %	50 %		69 %	75 %		69 %	63 %	
Snitt A u/stiver med referanselast	1,09	92 %	102 %	76 %	3 %	66 %	56 %	131 %	70 %	73 %	133 %	72 %	127 %	
Snitt A u/stiver uten aksiallast	1,08	92 %	102 %	81 %	0 %	66 %	56 %	131 %	66 %	69 %	131 %	69 %	128 %	
Snitt A u/stiver kun med lagerlast	1,05	95 %	105 %	103 %	0 %	69 %	50 %	131 %	69 %	75 %	133 %	69 %	126 %	
Snitt B med referanselast	1,44	69 %	77 %	73 %	4 %	69 %	99 %		72 %	74 %		82 %	77 %	
Snitt B uten aksiallast	1,46	69 %	79 %	71 %	0 %	68 %	99 %		68 %	74 %		79 %	75 %	
Snitt B kun med lagerlast	1,40	71 %	84 %	72 %	0 %	71 %	89 %		71 %	72 %		77 %	73 %	
Snitt B u/stiver med referanselast	0,71	140 %	145 %	105 %	4 %	69 %	99 %	226 %	72 %	73 %	202 %	82 %	230 %	
Snitt B u/stiver uten aksiallast	0,71	141 %	146 %	145 %	0 %	68 %	99 %	226 %	68 %	74 %	200 %	79 %	231 %	
Snitt B u/stiver kun med lagerlast	0,69	146 %	156 %	153 %	0 %	71 %	89 %	226 %	71 %	72 %	201 %	77 %	230 %	

## 6.2 Tverrsnitt A med vertikalstiver

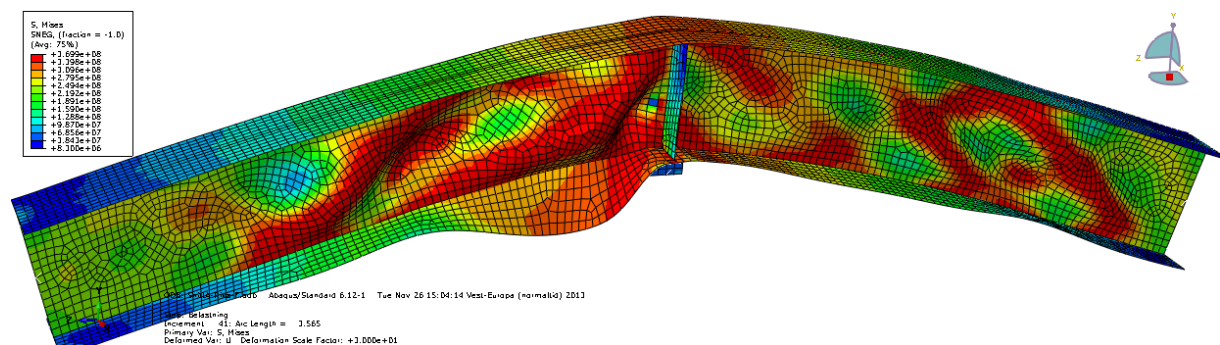
I Tabell 5 kolonne for MN og MNV ser vi for tverrsnitt A med vertikalstiver at interaksjonsformlene er dimensjonerende for håndberegningene med utnyttelse på ca. 70 %, dette på grunn av moment og skjærutnyttelse. Utnyttelse for brudd ved maks LPF i Abaqus ligger ca. 25 % under de mest ugunstige interaksjonsformlene. Figur 30 og Figur 31 viser bruddformasjon i Abaqusmodellene for tilfellet med referanselast og tilfellet med kun punktlast fra lageret. Det er på figurene klare tegn til interaksjon mellom moment og skjærkraft som omtalt i kapittel 3.6 og Figur 9. Referanselasten gir betydelige utbøyinger kun nærmest lageret mens brudd-deformasjon ved bare punktlast gir typiske skjærbrudd-deformasjoner (se kapittel 3.4 og Figur 7) som strekker lengre til sidene av bjelken. Denne forskjellen skyldes trolig at referanselasten reduserer skjærkreftene fra lagerreaksjonen et stykke fra lageret med den fordelte og motsatt rettede lasten på overflensen.

Spenningene fra Abaqus avlest i steget utenfor kant av lageret (Punkt 3,  $\sigma_{jk}$ ) stemmer overraskende bra med håndberegnete spenningene fra bjelkevirkningene uten bidrag fra opplagerkrefter i nest siste kolonne (fra 0 % til 6 % differanse). Spenningene fra Abaqus avlest i steget sentrisk over lageret (Punkt 4,  $\sigma_{js}$ ) stemmer bra med spenningene fra bjelkevirkningene med bidrag fra opplagerkrefter i siste kolonne (2 % differanse). Denne

maksimalle elastiske spenningsutnyttelsen er ca. 70 % som også stemmer overaskende bra med interaksjonsformlene, men kan godt være en tilfeldighet. I dette tilfellet viste det seg at en ved kravene i interaksjonsformlene i praksis også tar hensyn til elastisk kapasitet og at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner ved flytning eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flytning i stålet.



Figur 30 Bruddform Tverrsnitt A med referanselast, Ux30



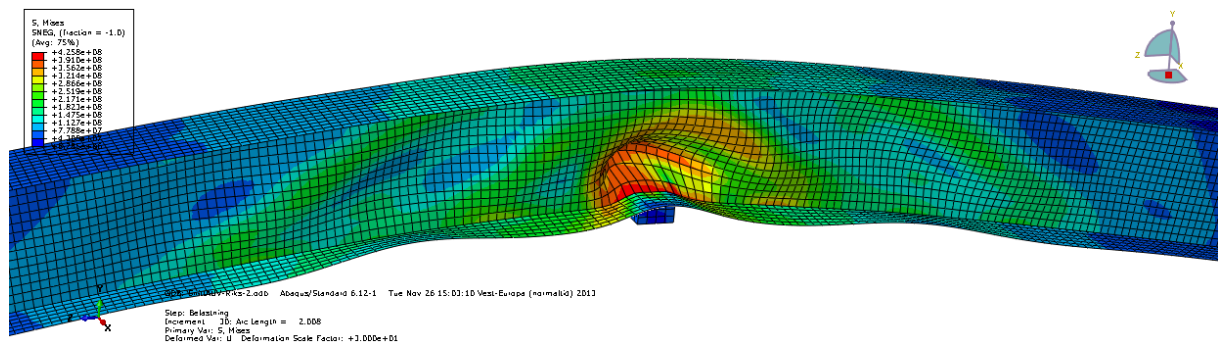
Figur 31 Bruddform Tverrsnitt A med kun punktlast fra lager, Ux30

### 6.3 Tverrsnitt A uten vertikalstiver

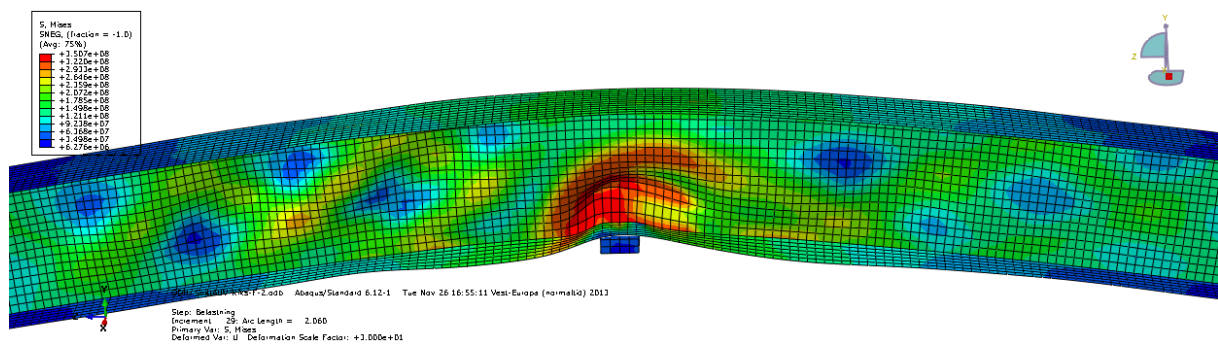
Tverrsnitt A uten stiver er i følge håndberegningene overutnyttet på grunn av punktlast på steg fra lageret. Tabell 5 viser med kolonne for F og MNF en utnyttelse i overkant av 130 % for alle 3 lasttsituasjonene. Utnyttelse for brudd ved maks LPF i Abaqus ligger ca. 30 % under den mest ugunstige interaksjonsformelen og viser at bjelken ikke går til brudd ved bruddgrenselastene fra globalanalysen (LPF = 1). Figur 32 og Figur 33 viser bruddformasjon i Abaqusmodellene for tilfellet med referanselast og tilfellet med kun punktlast fra lageret. Det er på figurene tegn til et globalt knekkmønster hvor de nedre  $\frac{3}{4}$  av steget knekker ut i en halv sinusbølge (Bucling). Dette tyder på at steget kan karakteriseres som middels slankt steg, som

omtalt i kapittel 3.5. Også for denne geometrien mobiliserer lastsituasjonen med bare punktlast en større del av bjelkelengden enn referansetilfellet og gir de typiske diagonale skjærknekkformene.

Spenningene fra Abaqus avlest i steget utenfor kant av lageret (Punkt 3,  $\sigma_{jk}$ ) og i steget sentrisk over lageret (Punkt 4,  $\sigma_{js}$ ) stemmer ikke med de håndberegnete spenningene på samme vis som de gjør for tverrsnitt A med stiver. Den store spenningsutnyttelsen fra bjelkevirkningene med bidrag fra opplagerkrefter i siste kolonne, i forhold til den lave spenningen for tilsvarende tverrsnitt med stiver, skyldes at all opplagerkraften går i steget uten å fordeles til noen stiver. Spenningene fra bjelkeeffektene uten bidrag fra opplagerreaksjonen er derimot uendret og mye lavere. Dette er motsatt reaksjon som for Abaqus-modellen med større spenninger ved siden av lageret i forhold til sentrisk over lageret både med og uten stiver. Deformasjonene av FEM-modellen i tverretning av steget er ca. 70 % større ved brudd for bjelke uten stiver enn for bjelke med stiver, i tillegg er deformasjonsformene totalt forskjellige. Trolig er spenningsomlagringer grunnet de store deformasjonene av FEM-modellen årsaken til differansen med de teoretiske spenningsverdiene fra håndberegningene.



**Figur 32** Bruddform Tverrsnitt A uten vertikallstiver, med referanselast,  $U_{x30}$

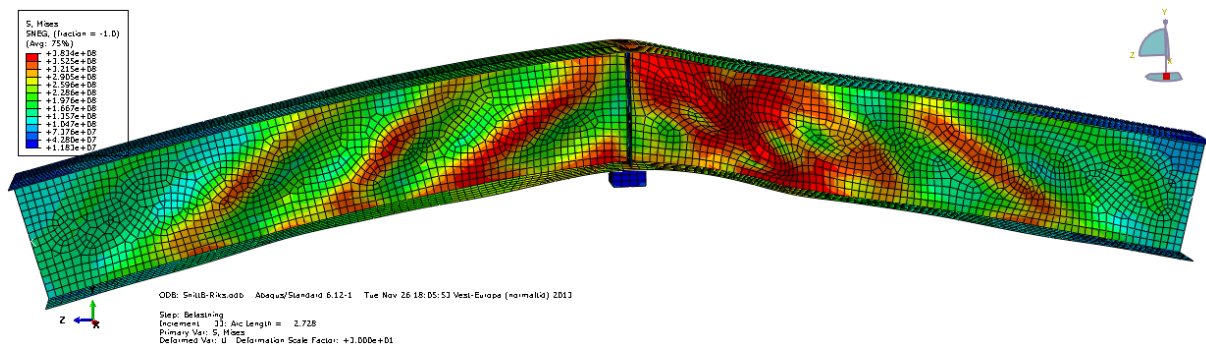


**Figur 33** Bruddform Tverrsnitt A uten vertikallstiver, kun med punktlast fra lager,  $U_{x30}$

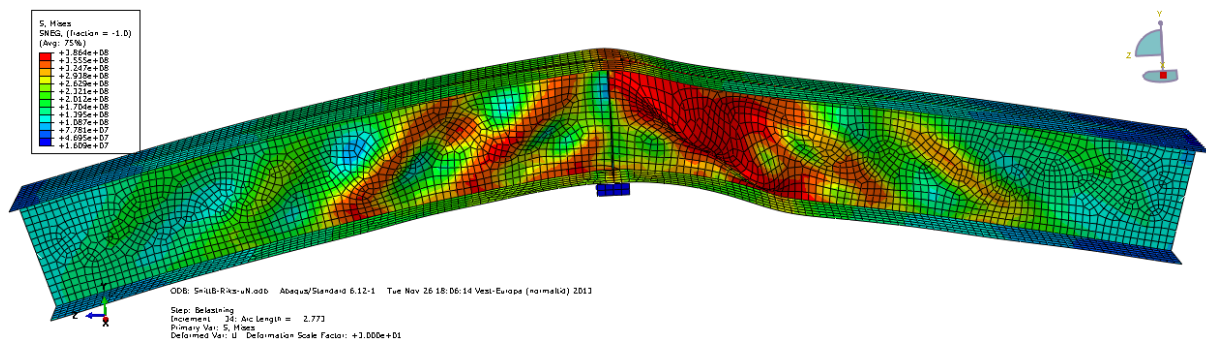
## 6.4 Tverrsnitt B med vertikal stiver

Tverrsnitt B med vertikal stiver har et tynt steg i tverrsnittsklasse 4 og er i følge håndberegningene ca. 100 % utnyttet ved skjærkappasitet for refferansetilfellet med og uten aksiallast. Tilfellet med kun punktlast fra lager gir ca. 90 % utnyttelse for skjær. Denne forskjellen skyldes i hovedsak at skjærkraftfordelingen i bjelken er usymmetrisk for refferansetilfellet og gir da en høyere verdi på en side av lageret mens det ved kun punktlast på steg er symmetrisk fordeling og lavere skjærkraftverdi. Utnyttelsen for brudd i FEM-modellene er ca. 70 % noe som er ca. 30 % lavere enn ved håndberegningene med referanselast. Bruddformene på Figur 34, Figur 35 og Figur 36 er som forventet karakteristiske for høy skjærbelastning, som beskrevet i kapittel 3.4.

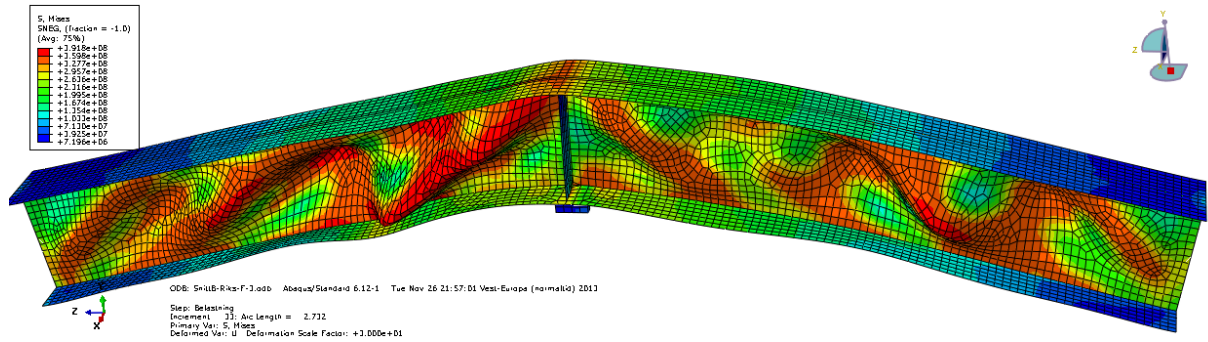
Spenningene i de aktuelle punktene er også som forventet tilsvarende som for tverrsnitt A bare med ca. 10 % høyere verdier og ca. 5 % større innbyrdes forskjeller. Dette skyldes at brutto stegareal i tverrsnitt B er 25 % redusert i forhold til tverrsnitt A, samt at plateknekking reduserer steget ytterligere ca. 10 % for normalspenninger. Spenningsberegningene gir mer gunstige resultater enn skjærkraftberegningene på grunn av at reduserende skjærknekkingeffekter ikke inngår i spenningsberegningene.



Figur 34 Bruddform Tverrsnitt B med referanselast, Ux30



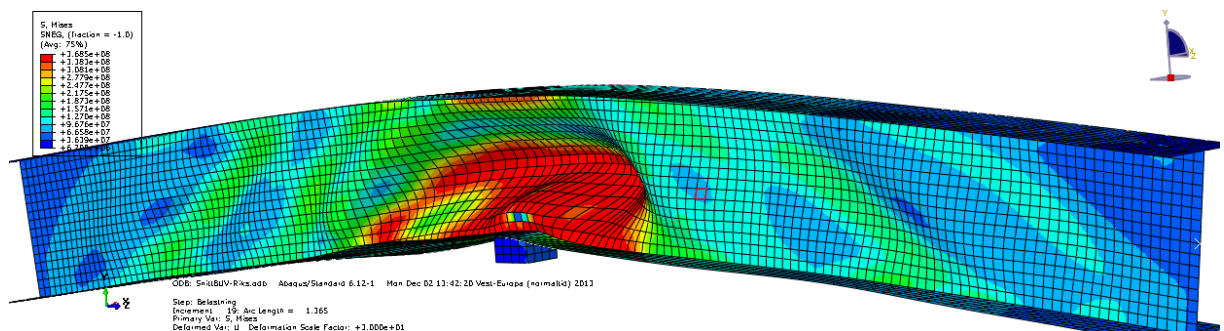
Figur 35 Bruddform Tverrsnitt B uten aksiallast, Ux30



**Figur 36 Bruddform Tverrsnitt B med kun punktlast fra lager, Ux30**

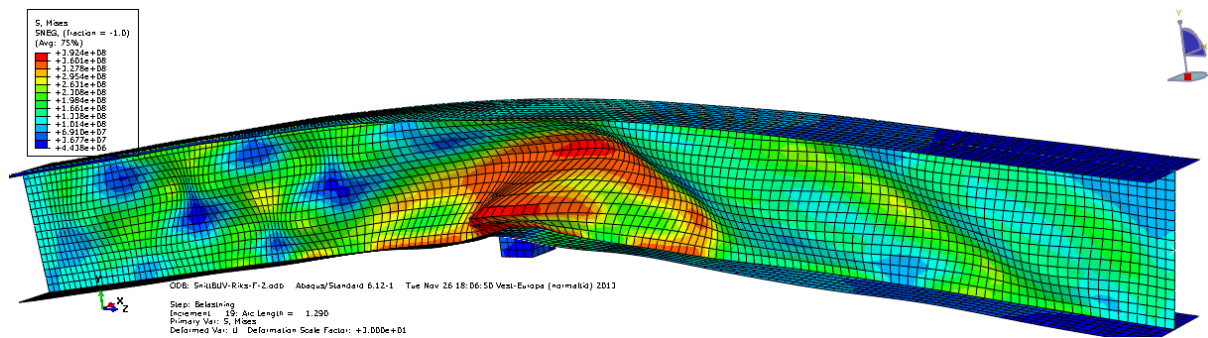
## 6.5 Tverrsnitt B uten vertikalstiver

Abaqus-modellen av tverrsnitt B uten vertikalstiver gikk som forventet til brudd før hele referanselasten ble påført ( $LPF < 1$ ). Utnyttelsesgraden for disse tilfellene av FEM-modellene ligger ca. mellom 140 % og 150 % både ved avlesing av LPF ved brudd og ved spenningsavlesing. For håndberegningene er spenningkontrollen med bidrag fra bjelke og opplagerreaksjoner minst gunstig med en utnyttelse på ca. 230 % for alle tre lasttilfellene. Punktlast på steg (kolonne F) samt interaksjonsformel for moment, aksialkraft og punktlast (kolonne MNF) viser også høy utnyttelse med henholdsvis verdier lik 226 % og ca. 200 %. Figur 37 og Figur 38 viser bruddformasjon i Abaqusmodellene for tilfellet med referanselast og tilfellet med kun punktlast fra lageret. Det er på figurene tegn til et globalt knekkmønster hvor hele steget knekker ut, men nedre 1/5 knekker til motsatt side som øvre 4/5 i en form for foldingsmekanisme (Crippling). Dette tyder på at steget kan karakteriseres som steg med høy slankhet, som omtalt i kapittel 3.5.



**Figur 37 Bruddform Tverrsnitt B uten vertikalstiver, med referanselast, Ux30**





Figur 38 Bruddform Tverrsnitt B uten vertikalstiver, kun med punktlast fra lager, Ux30

## 6.6 Vertikal deformasjon

De globale numeriske simuleringene i RM viste en maksimal nedbøyning av Blakstadbrua lik 60 mm i et felt med den bruddgrenselastkombinasjonen som er utgangspunkt for denne oppgaven. 8 meter fra indre opplagerpunkt var nedbøyningen lik 40 mm. Modellen i Abaqus viste tilsvarende vertikal deformasjon lik 30 mm mellom utsnittets senter og utsnittets ender 8 meter til siden, med antatt samme belastning. Det ble antatt i kapittel 4.1 at den globale RM-modellen skulle være stivere enn Abaqus modellen av utsnittet og dermed gi mindre nedbøyning, noe den ikke gjorde. Denne uventede forskjellen kan skyldes effekter som globalanalysen tar hensyn til, men som ikke fanges opp av et utsnitt. Lastbildet i globalanalysen har større kompleksitet enn utsnittet i denne oppgaven. I tillegg har modellen av hele brua en mere komplisert geometri med forskjellig ståltverrsnitt i felt og over støtte, samt at betongen regnes med langtidsvirkninger som kryp og svinn. Dette fører til at snittkreftene langs bjelken er forskjellige for RM-modellen og Abaqus-modellen.

Til tross for deformasjonsforskjellene så antas kreftene rundt senter av utsnittet for å være representative for gitt lastsituasjon i globalanalysen. De store likhetene mellom de håndberegnete spenningene og spenninger avlest i Abaqus-modellen støtter opp under denne antagelsen.



## 7 Konklusjon

I denne oppgaven er det sett nærmere på stålbjelker og problematikken tilknyttet til indre opplagerpunkt for ei stålbjelkebru med flere spenn. Geometri og lastsituasjon er valgt med utgangspunkt i Blakstadbrua på E39 i Gjemnes kommune. To tverrsnitt, A og B, er beregnet med og uten vertikal stiver. Tverrsnitt A som er likt med Blakstadbrua er i tverrsnittsklasse 3, mens tverrsnitt B har tynnere steg i tverrsnittsklasse 4. Det er utført numeriske simuleringer i elementprogrammet Abaqus som er sammenlignet med håndberegninger etter gjeldende standarder samt Statens vegvesens håndbøker. Komplette eksempler på håndberegninger av tverrsnittskontroll er vist i vedlegg 1. Beregninger og tilhørende teori er beskrevet i eget kapittel.

Numeriske simuleringer ble utført i to trinn. Første trinn var en knekkingssimulering hvor aktuelle knekkformer ble funnet. Andre trinn var en kapasitetsberegning som benyttet knekkformene i første trinn som formfeil. Et dekkende utvalg knekkformer ble benyttet og minst gunstige formfeil ble identifisert og benyttet i videre analyse. Kapasiteten til en modell med den minst gunstige knekkformen som formfeil sammenlignet med kapasiteten til en modell med 1. knekkform som formfeil hadde i alle tilfellene en differanse under 2 %. Formfeilene ble alle gitt en maks utbøynings amplitude lik 10 mm, men forskjellige verdier av amplituden ble ut prøvd for noen tilfeller. En matematisk helt rett konstruksjon belastet aksialt krever trolig større belastning før knekking opptrer enn en konstruksjon med skjevheter som gir eksentrisitetsmoment. Hvilken type form eller hvor eksakt verdi det er på amplituden som benyttes ser ut til å ha mindre betydning.

Blakstadbrua (Tverrsnitt A med stiver) har i følge de numeriske simuleringene ca. 25 % større kapasitet enn funnet ved håndberegningene. Spenningsverdiene fra de numeriske simuleringene og fra håndberegningene viste en differanse hovedsakelig lik 2 %. Resultatene viser også store likheter mellom interaksjonsformlene og spenningsberegningene med differanser mellom 0 % og 8 %. For denne oppgavens tilfeller viste det seg at en ved å tilfredsstille kravene i interaksjonsformlene i praksis også tar hensyn til elastisk kapasitet og at det ikke oppstår store plastiske deformasjoner ved flytning eller brudd i konstruksjonen på grunn av gjentatt flytning i stålet. Om dette gjelder for andre tilfeller enn de beregnet i denne oppgaven er ikke belyst.

Tverrsnitt B med stiver viste samme tendens som tverrsnitt A, men med ca. 30 % større kapasitet ved numerisk simulering enn ved håndberegnete interaksjonsformler og tilsvarende differanse i spenningsutnyttelse mellom 0 % og 16 %.

Tverrsnitt A uten stiver gikk til brudd ved håndberegninger med ca. 130 % utnyttelse. Tilsvarende geometri og last førte ikke til brudd i FEM-simuleringen med utnyttelse under 95 %. Spenningsresultatene gav noe større differanser mellom simuleringer og håndberegninger med verdier under 40 %. Tverrsnitt B uten stiver viste samme tendens som tverrsnitt A men med større utnyttelse og med differanser under 54 %.

Tendensen viser at forskjellene mellom numeriske simuleringer og håndberegninger øker noe ved økende utnyttelse av tverrsnittet, men at håndberegningene ved denne oppgavens tilfeller viser minimum 25 % lavere kapasitet enn FEM-simuleringene. De største forskjellene opptrer for spenninger i tverrsnitt uten stivere. Dette skyldes trolig store deformasjoner som gir omfordeling av krefter i FEM-modellene ved bruddbelastning. Resultatene viser i sin helhet mindre spredning enn det ble antatt at de skulle gjøre før simuleringene startet.

Referanselasttilfellet med og uten aksiallast gav nesten like resultater med ca. 1 % differanse. Lasttilfellet med kun lagerlast gav noe større forskjeller (under 10 %) i forhold til de to andre lasttilfellene, men viste ingen klare tendenser.

Bruddformene av FEM-modellene virket logiske og var lett gjenkjennelige med bruddformer beskrevet i litteraturen.

## 8 Referanser

- [1] Larsen, Per Kr., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2. utgave, Tapir Akademiske Forlag, Trondheim 2010.
- [2] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1993-1-1: 2005+NA:2008*, norsk versjon 2005.
- [3] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet, NS-EN 1993-1-5: 2006+NA:2009*, engelsk versjon, 2006.
- [4] N. Saliba, L. Gardner, *Engineering Structures, Volume 46, January 2013, Pages 375–391 Experimental study of the shear response of lean duplex stainless steel plate girders*, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London SW7 2AZ, UK, Copyright Clearance Center License Number: 3276391276255
- [5] Abaqus 6.12 Online Documentation, *Abaqus Analysis User's Manual*, version 6.12
- [6] Statens vegvesen Vegdirektoratet, Håndbok 185 *Bruprosjektering*, Eurokodeutgave, november 2011.
- [7] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 2: Bruer, NS-EN 1993-2: 2006+NA:2009*, norsk versjon 2006.
- [8] Standard Norge, *Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong, Del 2: Bruer, NS-EN 1994-2: 2005+NA:2009*, engelsk versjon 2005.
- [9] P. K. Larsen, A. H. Clausen, A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner, Profiler og formler*, Tapir Forlag, Trondheim 1997.
- [10] Statens vegvesen Vegdirektoratet, *Håndbok 026, Prosesskode 2, Standard beskrivelse for bruer og kaier*, november 2007
- [11] Darko Berg, Ulrike Kuhlmann, Laurence Davaine, Benjamin Braunn, *Design of Plated Structures*, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 1<sup>st</sup> Edition, 2010.



## 9 Vedlegg 1





## kontroll spenninger mot maks krefter stål indre støtte 100 RM Bridge effektivt tverrsnitt kl 4 og redusert tverrsnitt pga shear-lag Kontroll bjelkekrefter og oppleggslast på steg og stivere

Konstruksjonsdel: platebærer og stivere

Basert på NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009  
NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Inndata:

Stålbjelke	Spennvidde side spenn $L_1 := 28\text{m}$	Spennvidde midt spenn $L_2 := 34\text{m}$
bredder overflens	$b_{\text{sof}} := 1100\text{mm}$	tykkelse overflens $t_{\text{sof}} := 50\text{mm}$
bredder underflens	$b_{\text{suf}} := 1100\text{mm}$	tykkelse underflens $t_{\text{suf}} := 50\text{mm}$
høyde kun steg	$h_{\text{ss}} := (1700 - 50 - 50)\text{mm}$	tykkelse steg $t_{\text{ss}} := 15\text{mm}$
total høyde stålbjelke	$h_a := h_{\text{ss}} + t_{\text{sof}} + t_{\text{suf}} = 1.7\text{m}$	a-mål/radius $r_s := 5\text{mm}$
Senteravstand mellom stålbjelker	$c_{\text{ss}} := 5.7\text{m}$	
flytespenning	$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	flens $f_{yf} := 335 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ steg $f_{yw} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
E - modul stål	$E_a := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\epsilon_f := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{yf}}}$ $\epsilon_w := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{yw}}}$
tverrkontraksjonstall	$\nu := 0.3$	$\gamma_{M0} := 1.0$ $\gamma_{M1} := 1.0$

### Stålbjelke utregnede tverrsnittsverdier

areal	overflens	$A_{\text{sof}} := b_{\text{sof}} \cdot t_{\text{sof}} = 0.055 \text{m}^2$
	underflens	$A_{\text{suf}} := b_{\text{suf}} \cdot t_{\text{suf}} = 0.055 \text{m}^2$
	steg	$A_{\text{ss}} := h_{\text{ss}} \cdot t_{\text{ss}} = 0.024 \text{m}^2$
	sammenlagt bjelke	$A_a := A_{\text{sof}} + A_{\text{suf}} + A_{\text{ss}} = 1.34 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
arm ok bj. til tp overflens		$z_{\text{sof}} := t_{\text{sof}} \cdot \frac{1}{2} = 0.025 \text{m}$
arm ok bj. til tp underflens		$z_{\text{suf}} := t_{\text{sof}} + h_{\text{ss}} + t_{\text{suf}} \cdot \frac{1}{2} = 1.675 \text{m}$
arm ok bj. til tp steg		$z_{\text{ss}} := t_{\text{sof}} + h_{\text{ss}} \cdot \frac{1}{2} = 0.85 \text{m}$
arm ok bj. til tp bjelke		$z_a := \frac{A_{\text{sof}} \cdot z_{\text{sof}} + A_{\text{suf}} \cdot z_{\text{suf}} + A_{\text{ss}} \cdot z_{\text{ss}}}{A_a} = 0.85 \text{m}$

Stålbjelkens 2. arealmoment om tverrakse  $I_{z_{sof}} := \frac{1}{12} \cdot b_{sof} \cdot t_{sof}^3 + A_{sof} \cdot (z_a - z_{sof})^2$

$$I_{z_{suf}} := \frac{1}{12} \cdot b_{suf} \cdot t_{suf}^3 + A_{suf} \cdot (z_a - z_{suf})^2$$

$$I_{z_{ss}} := \frac{1}{12} \cdot t_{ss} \cdot h_{ss}^3 + A_{ss} \cdot (z_a - z_{ss})^2$$

$$I_{z_a} := I_{z_{sof}} + I_{z_{suf}} + I_{z_{ss}} = 0.08 \text{ m}^4$$

Stålbjelkens 2. arealmoment om vertikalakse  $I_{y_a} := \frac{1}{12} \cdot (t_{sof} \cdot b_{sof}^3 + t_{suf} \cdot b_{suf}^3 + h_{ss} \cdot t_{ss}^3) = 0.011 \cdot \text{m}^4$

Torsjonstregghetsmoment stål  $I_{T_a} := \frac{1}{3} \cdot (b_{sof} \cdot t_{sof}^3 + h_{ss} \cdot t_{ss}^3 + b_{suf} \cdot t_{suf}^3) = 9.347 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

$$t_{\max} := \max(t_{sof}, t_{ss}, t_{suf}) = 50 \cdot \text{mm}$$

Statisk moment maks i tyngdepunkt  $S_{\max} := A_{suf} \cdot (-z_a + z_{suf}) + t_{ss} \cdot \left(-z_a + z_{suf} - \frac{t_{suf}}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} = 0.05 \cdot \text{m}^3$

Statisk moment uk steg  $S_{uks} := A_{suf} \cdot (-z_a + z_{suf}) = 0.045 \cdot \text{m}^3$

Statisk moment ok steg  $S_{oks} := A_{sof} \cdot \left|z_a - \frac{t_{sof}}{2}\right| = 0.045 \cdot \text{m}^3$

### 3.3 Shear lag at ultimate limit state

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

Effektiv lengde  $L_e := 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 15.5 \text{ m}$

(1 ) b) kombinert shear lag og plateknekking

overflens

$$\alpha_{0,\text{sof}} := 1 = 1$$

ingen reduksjon dersom

$$\frac{b_{\text{sof}}}{2} < \frac{L_e}{50} = 0$$

$$\kappa_{\text{sof}} := \alpha_{0,\text{sof}} \cdot \frac{b_{\text{sof}}}{2 \cdot L_e} = 0.035$$

effektiv breddefaktor

$$\beta_{2,\text{sof}} := \begin{cases} 1 & \text{if } (\kappa_{\text{sof}} \leq 0.02) \\ \left[ \frac{1}{\left[ 1 + 6 \cdot \left( \kappa_{\text{sof}} - \frac{1}{2500 \cdot \kappa_{\text{sof}}} \right) + 1.6 \cdot \kappa_{\text{sof}}^2 \right]} \right] & \text{if } (0.02 < \kappa_{\text{sof}} \leq 0.7) \\ \left( \frac{1}{8.6 \cdot \kappa_{\text{sof}}} \right) & \text{if } (\kappa_{\text{sof}} > 0.7) \end{cases} = 0.872$$

underflens

$$\alpha_{0,\text{suf}} := 1 = 1$$

ingen reduksjon dersom

$$\frac{b_{\text{suf}}}{2} < \frac{L_e}{50} = 0$$

$$\kappa_{\text{suf}} := \alpha_{0,\text{suf}} \cdot \frac{b_{\text{suf}}}{2 \cdot L_e} = 0.035$$

effektiv breddefaktor

$$\beta_{2,\text{suf}} := \begin{cases} 1 & \text{if } (\kappa_{\text{suf}} \leq 0.02) \\ \left[ \frac{1}{\left[ 1 + 6 \cdot \left( \kappa_{\text{suf}} - \frac{1}{2500 \cdot \kappa_{\text{suf}}} \right) + 1.6 \cdot \kappa_{\text{suf}}^2 \right]} \right] & \text{if } (0.02 < \kappa_{\text{suf}} \leq 0.7) \\ \left( \frac{1}{8.6 \cdot \kappa_{\text{suf}}} \right) & \text{if } (\kappa_{\text{suf}} > 0.7) \end{cases} = 0.872$$

Overskriver effektiv bredde ved reduksjon for shear lag

overflens  $\text{beffs}_{\text{sof}} := \beta_{2,\text{sof}} \cdot b_{\text{sof}} = 0.959 \text{ m}$

underflens  $\text{beffs}_{\text{suf}} := \beta_{2,\text{suf}} \cdot b_{\text{suf}} = 0.959 \text{ m}$

Stålbjelke redusert for shear lag, utregnede tverrsnittsverdier betegnes med indeks "effs"

areal	overflens	$A_{effs_{sof}} := beffs_{sof} \cdot t_{sof} = 0.048 \text{ m}^2$
	underflens	$A_{effs_{suf}} := beffs_{suf} \cdot t_{suf} = 0.048 \text{ m}^2$
	sammenlagt bjelke	$A_{effs_a} := A_{effs_{sof}} + A_{effs_{suf}} + A_{ss} = 1.199 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
	arm ok bj. til tp bjelke	$z_{effs_a} := \frac{A_{effs_{sof}} \cdot z_{sof} + A_{effs_{suf}} \cdot z_{suf} + A_{ss} \cdot z_{ss}}{A_{effs_a}} = 0.85 \text{ m}$

Stålbjelkens 2. arealmoment om tverrakse  $leffs_{z_{sof}} := \frac{1}{12} \cdot beffs_{sof} \cdot t_{sof}^3 + A_{effs_{sof}} \cdot (z_{effs_a} - z_{sof})^2$

$$leffs_{z_{suf}} := \frac{1}{12} \cdot beffs_{suf} \cdot t_{suf}^3 + A_{effs_{suf}} \cdot (z_{effs_a} - z_{suf})^2$$

$$leffs_{z_{ss}} := \frac{1}{12} \cdot t_{ss} \cdot h_{ss}^3 + A_{ss} \cdot (z_{effs_a} - z_{ss})^2$$

$$leffs_{z_a} := leffs_{z_{sof}} + leffs_{z_{suf}} + leffs_{z_{ss}} = 0.07 \text{ m}^4$$

Stålbjelkens 2. arealmoment om vertikalakse  $leffs_{y_a} := \frac{1}{12} \cdot (t_{sof} \cdot beffs_{sof}^3 + t_{suf} \cdot beffs_{suf}^3 + h_{ss} \cdot t_{ss}^3) = 7.345 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^4$

Torsjonstregghetsmoment stål  $leffs_{T_a} := \frac{1}{3} \cdot (beffs_{sof} \cdot t_{sof}^3 + h_{ss} \cdot t_{ss}^3 + beffs_{suf} \cdot t_{suf}^3) = 8.17 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

Statisk moment maks i tyngdepunkt  $Seffs_{max} := A_{effs_{suf}} \cdot (-z_{effs_a} + z_{suf}) + t_{ss} \cdot \left( -z_{effs_a} + z_{suf} - \frac{t_{suf}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = 0.044 \cdot \text{m}^3$

Statisk moment uk steg  $Seffs_{uks} := A_{effs_{suf}} \cdot (-z_{effs_a} + z_{suf}) = 0.04 \cdot \text{m}^3$

Statisk moment ok steg  $Seffs_{oks} := A_{effs_{sof}} \cdot \left| z_{effs_a} - \frac{t_{sof}}{2} \right| = 0.04 \cdot \text{m}^3$

### Resultat fra RM:

Krefter fra RM Envelopes: BRD\_max.sup, minMz split, element 131 node 132 samt tillegg i vertikal skjær og torsjon fra samvirke element 731 node 132 akser etter RM

Opptredende moment ståltversnitt	$M_{Ed.z} := -18854.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Ed.y} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Opptredende torsjon ståltversnitt+ samv	$M_{Ed.x} := (0) \text{ kN} \cdot \text{m}$	Aksialkraftens eksentrisitet =0 for tvsk 1,2 og 3
Opptredende skjærkraft ståltversnitt+samv	$V_{Ed.y} := (1084.879 + 1645.503) \text{ kN}$	$V_{Ed.z} := 0 \text{ kN}$
Opptredende aksialkraft ståltversnitt	$N_{Ed.x} := 1 \cdot -1457.845 \text{ kN}$	$e_{Ny} := 0 \text{ mm}$ $e_{Nz} := 0 \text{ mm}$
Opptredende last på steg regnet ut fra skjær på begge sider	$F_{Ed.y} := (1084.879 + 1145.218 + 1645.503 + 995.727) \text{ kN} = 4.871 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	

Krefter fra RM Envelopes: BRD\_max.sup, uavhengige maksimalverdier split, element 131 node 132 samt tillegg i vertikal skjær og torsjon fra samvirke element 731 node 132 akser etter RM

Maks opptredende moment ståltversnitt	$M_{Ed.zm} := -18855 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Ed.ym} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Ed.xm} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Maks opptredende skjærkraft ståltversnitt	$V_{Ed.ym} := (1084.879 + 1645.503) \text{ kN}$		
Maks opptredende aksialkraft ståltversnitt	$N_{Ed.xm} := 1 \cdot -1457.845 \text{ kN}$		
Maks opptredende last på steg	$F_{Ed.ym} := 4.871 \times 10^3 \text{ kN}$		

Bøyepenninger fra RM Envelopes:  
BRD\_max.sup, element 131 node 132  
- underkant og overkant stålbjelke  
- venstre del av underflens og høyre del av overflens

$\sigma_{SP100uk} := -206.380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{SP100ok} := 185.847 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
$\sigma_{SP100ukv} := -207.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{SP100okh} := 187.279 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Von Mises spenninger fra RM -Sets:  
BRD\_max.sup, element 131 node 132  
- underkant og overkant stålbjelke  
- venstre del av underflens og høyre del av overflens  
- underkant steg og overkant steg  
- senter steg

$\sigma_{jSP100uk} := 208.216 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{jSP100ok} := 188.567 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
$\sigma_{jSP100ukv} := 207.897 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{jSP100okh} := 187.417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
$\sigma_{jSP1stegUK} := 234.485 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\sigma_{jSP1stegOK} := 216.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
$\sigma_{jSP1senter} := 170.442 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	

spenningsbilde for klassifisering av tverrsnitt regnet av ikke redusert tverrsnitt

$$\sigma_{Nfx} := \frac{N_{Ed.x}}{A_a} = -10.879 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mfzo} := \frac{M_{Ed.z}}{I_{za}} \cdot (-z_a) = 200.297 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mfzu} := \frac{M_{Ed.z}}{I_{za}} \cdot (-z_a + h_a) = -200.297 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Stålspenning uk bjelke

Stålspenning ok bjelke

$$\sigma_{UK} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzu} = -211.176 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{OK} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzo} = 189.417 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mfyuv} := \frac{M_{Ed.y}}{I_{ya}} \cdot \frac{b_{suf}}{2} = 0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Mfyov} := \frac{M_{Ed.y}}{I_{ya}} \cdot \frac{b_{sof}}{2} = 0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{OKv} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzo} - \sigma_{Mfyov} = 189.417 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{OKh} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzo} + \sigma_{Mfyov} = 189.417 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{UKv} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzu} - \sigma_{Mfyuv} = -211.176 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{UKh} := \sigma_{Nfx} + \sigma_{Mfzu} + \sigma_{Mfyuv} = -211.176 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

## 5.5 Klassifisering av tverrsnitt, flenser

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Tabell 5.2

utstikkende overflens Tverrsnittsdelen som utsettes for trykk i felt, sveist profil.

$$c_{sof} := \frac{b_{sof} - t_{ss}}{2} - r_s \quad c_{sof} = 0.538 \text{ m}$$

$$x_{c_{sof}} := \frac{c_{sof}}{t_{sof} \cdot \epsilon_f} \quad x_{c_{sof}} = 12.835$$

$$\text{overflensverrsnittsklasse} := \begin{cases} 1 & \text{if } (x_{c_{sof}} \leq 9) \\ 2 & \text{if } (x_{c_{sof}} \leq 10) \wedge (x_{c_{sof}} > 9) \\ 3 & \text{if } (x_{c_{sof}} \leq 14) \wedge (x_{c_{sof}} > 10) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

overflensverrsnittsklasse = 3

$f_{k_{sof}}$  := overflensverrsnittsklasse

utstikkende underflens

Tverrsnittsdelen som utsettes for trykk over støtte, sveist profil.

$$c_{\text{suf}} := \frac{b_{\text{suf}} - t_{\text{ss}}}{2} - r_{\text{s}} \quad c_{\text{suf}} = 0.538 \text{ m}$$

$$x_{\text{c}_{\text{suf}}} := \frac{c_{\text{suf}}}{t_{\text{suf}} \cdot \epsilon_f} \quad x_{\text{c}_{\text{suf}}} = 12.835$$

$$\text{underflensvernsnittsklasse} := \begin{cases} 1 & \text{if } (x_{\text{c}_{\text{suf}}} \leq 9) \\ 2 & \text{if } (x_{\text{c}_{\text{suf}}} \leq 10) \wedge (x_{\text{c}_{\text{suf}}} > 9) \\ 3 & \text{if } (x_{\text{c}_{\text{suf}}} \leq 14) \wedge (x_{\text{c}_{\text{suf}}} > 10) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

underflensvernsnittsklasse = 3

$$f_{\text{k}_{\text{suf}}} := \text{underflensvernsnittsklasse}$$

#### 4.4 Plate elements without longitudinal stiffeners

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

trykkbelastet overflens

$$\sigma_2 = \psi \sigma_1$$

Spenninger i senter  
tverrsnitt av element

Table 4.2 - knekkfaktor

$$\psi_{\text{sof}} := 1$$

$$k_{\sigma_{\text{sof}}} := \begin{cases} 0.43 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = 1) \\ \frac{0.578}{0.34 + \psi_{\text{sof}}} & \text{if } [(0 < \psi_{\text{sof}} < 1)] \\ 1.7 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = 0) \\ (1.7 - 5.0 \cdot \psi_{\text{sof}} + 17.1 \cdot \psi_{\text{sof}}^2) & \text{if } (-1 < \psi_{\text{sof}} < 0) \\ 23.8 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = -1) \end{cases} = 0.43$$

skiller her mellom størst  
trykk langs fri kant  
eller langs steg

$$k_{\sigma_{\text{sof}}} := \begin{cases} (0.57 - 0.21 \cdot \psi_{\text{sof}} + 0.07 \cdot \psi_{\text{sof}}^2) & \text{if } (-3 \leq \psi_{\text{sof}} < 1) \\ 0.43 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = 1) \\ 0.57 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = 0) \\ 0.85 & \text{if } (\psi_{\text{sof}} = -1) \end{cases} = 0.43$$

$$\sigma_{\text{E}_{\text{sof}}} := \frac{\pi^2 \cdot E_a}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{t_{\text{sof}}}{c_{\text{sof}}} \right)^2 = 1.642 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

platens lineariserte  
knekkspenning  
(A.1)

$$\sigma_{cr\_sof} := k\sigma_{sof} \cdot \sigma E_{sof} = 706.233 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

redusert plateslankhet

$$\lambda_{p\_sof} := \frac{c_{sof}}{t_{sof}} \cdot \frac{1}{28.4 \cdot \epsilon_f \cdot \sqrt{k\sigma_{sof}}} = 0.689$$

reduksjonsfaktor

$$\rho_{sof} := \begin{cases} 1 & \text{if } [\lambda_{p\_sof} \leq 0.748 \vee (\sigma_{OK} \geq 0 \wedge \psi_{sof} = 1) \vee f_{k\_sof} \leq 3] \\ \min\left(1, \frac{\lambda_{p\_sof} - 0.188}{\lambda_{p\_sof}^2}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$\sigma_{ok}$ =strekk og  
 $\psi_{sof}=1$  gir  
strekk i hele flens gir  
fult effektivt tverrsnitt  
tverrsnittsklasse 3 eller  
lavere gir fullt effektivt  
tverrsnitt

$$A_{eff\_sof} := \rho_{sof} \cdot c_{sof} \cdot t_{sof} = 0.027 m^2$$

Forutsetter trykk i  
hele flens

$$c_{eff\_sof} := \rho_{sof} \cdot c_{sof} = 0.538 m$$

Reduserer bredde  
dersom trykkspenning.

$$b_{eff\_sof} := \begin{cases} (c_{eff\_sof} \cdot 2 + t_{ss} + r_s \cdot 2) & \text{if } (\sigma_{OK} < 0) \\ b_{sof} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.1 m$$

$$\Delta A_{sof} := A_{sof} - b_{eff\_sof} \cdot t_{sof} = 0 \cdot mm^2$$

### trykkbelastet underflens

$\sigma_2 = \psi \sigma_1$   
Spenninger i senter  
tverrsnitt av element  
Table 4.2 - knekkfaktor

$$\psi_{suf} := 1$$

$$k\sigma_{suf} := \begin{cases} 0.43 & \text{if } (\psi_{suf} = 1) \\ \frac{0.578}{0.34 + \psi_{suf}} & \text{if } (0 < \psi_{suf} < 1) \\ 1.7 & \text{if } (\psi_{suf} = 0) \\ (1.7 - 5.0 \cdot \psi_{suf} + 17.1 \cdot \psi_{suf}^2) & \text{if } (-1 < \psi_{suf} < 0) \\ 23.8 & \text{if } (\psi_{suf} = -1) \end{cases} = 0.43$$

skiler her mellom størst  
trykk langs fri kant  
eller langs steg

$$k\sigma_{suf} := \begin{cases} (0.57 - 0.21 \cdot \psi_{suf} + 0.07 \cdot \psi_{suf}^2) & \text{if } (-3 \leq \psi_{suf} < 1) \\ 0.43 & \text{if } (\psi_{suf} = 1) \\ 0.57 & \text{if } (\psi_{suf} = 0) \\ 0.85 & \text{if } (\psi_{suf} = -1) \end{cases} = 0.43$$

$$\sigma E_{suf} := \frac{\pi^2 \cdot E_a}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_{suf}}{c_{suf}}\right)^2 = 1.642 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

platens lineariserte  
knekkspenning  
(A1)

$$\sigma_{cr\_suf} := k\sigma_{suf} \cdot \sigma E_{suf} = 706.233 \cdot \frac{N}{mm^2}$$



reduert plateslankhet  $\lambda_{p_{suf}} := \frac{c_{suf}}{t_{suf}} \cdot \frac{1}{28.4 \cdot \epsilon_f \cdot \sqrt{k\sigma_{suf}}} = 0.689$

reduksjonsfaktor  $\rho_{suf} := \begin{cases} 1 & \text{if } [\lambda_{p_{suf}} \leq 0.748 \vee (\sigma_{UK} \geq 0 \wedge \psi_{suf} = 1) \vee f_{k_{suf}} \leq 3] \\ \min\left(1, \frac{\lambda_{p_{suf}} - 0.188}{\lambda_{p_{suf}}^2}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 1$

$\sigma_{UK}$ =strekk og  $\psi_{suf}=1$   
gir strekk i hele flens  
gir fullt effektivt tversnitt  
tversnittsklasse 3 eller  
lavere gir fullt effektivt  
tversnitt

$$A_{ceff_{suf}} := \rho_{suf} \cdot c_{suf} \cdot t_{suf} = 0.027 \text{ m}^2$$

Forutsetter trykk i hele flens  $c_{eff_{suf}} := \rho_{suf} \cdot c_{suf} = 0.538 \text{ m}$

Reduserer bredde dersom trykkspenning.  $b_{eff_{suf}} := \begin{cases} (c_{eff_{suf}} \cdot 2 + t_{ss} + r_s \cdot 2) & \text{if } (\sigma_{UK} < 0) \\ b_{suf} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.1 \text{ m}$

$$\Delta A_{suf} := A_{suf} - b_{eff_{suf}} \cdot t_{suf} = 0 \cdot \text{mm}^2$$

### 3.3 Shear lag at ultimate limit state

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

Effektiv lengde  $L_e := 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 15.5 \text{ m}$

(1 ) b) kombinert shear lag og plateknekking

overflens  $\alpha_{0_{sof}} := \sqrt{\frac{b_{eff_{sof}}}{b_{sof}}} = 1$  ingen reduksjon dersom  $\frac{b_{sof}}{2} < \frac{L_e}{50} = 0$

$$\kappa_{sof} := \alpha_{0_{sof}} \cdot \frac{b_{sof}}{2 \cdot L_e} = 0.035$$

effektiv breddefaktor  $\beta_{2_{sof}} := \begin{cases} 1 & \text{if } (\kappa_{sof} \leq 0.02) \\ \left[ \frac{1}{\left[ 1 + 6 \cdot \left( \kappa_{sof} - \frac{1}{2500 \cdot \kappa_{sof}} \right) + 1.6 \cdot \kappa_{sof}^2 \right]} \right] & \text{if } (0.02 < \kappa_{sof} \leq 0.7) \\ \left( \frac{1}{8.6 \cdot \kappa_{sof}} \right) & \text{if } (\kappa_{sof} > 0.7) \end{cases} = 0.872$

underflens  $\alpha_{0,suf} := \sqrt{\frac{b_{eff,suf}}{b_{suf}}} = 1$  ingen reduksjon dersom  $\frac{b_{suf}}{2} < \frac{L_e}{50} = 0$

$\kappa_{suf} := \alpha_{0,suf} \cdot \frac{b_{suf}}{2 \cdot L_e} = 0.035$

effektiv breddefaktor  $\beta_{2,suf} := \begin{cases} 1 & \text{if } (\kappa_{suf} \leq 0.02) \\ \left[ \frac{1}{1 + 6 \cdot \left( \kappa_{suf} - \frac{1}{2500 \cdot \kappa_{suf}} \right) + 1.6 \cdot \kappa_{suf}^2} \right] & \text{if } (0.02 < \kappa_{suf} \leq 0.7) \\ \left( \frac{1}{8.6 \cdot \kappa_{suf}} \right) & \text{if } (\kappa_{suf} > 0.7) \end{cases} = 0.872$

Overskriver effektiv bredde ved reduksjon for shear lag

overflens  $b_{eff,sof} := \beta_{2,sof} \cdot b_{sof} = 0.959 \text{ m}$

underflens  $b_{eff,suf} := \beta_{2,suf} \cdot b_{suf} = 0.959 \text{ m}$

$A_{eff,sof} := \beta_{2,sof} \cdot A_{sof} = 0.023 \text{ m}^2$

$A_{eff,suf} := \beta_{2,suf} \cdot A_{suf} = 0.023 \text{ m}^2$

$c_{eff,sof} := \beta_{2,sof} \cdot c_{sof} = 0.468 \text{ m}$

$c_{eff,suf} := \beta_{2,suf} \cdot c_{suf} = 0.468 \text{ m}$

$\Delta A_{sof} := A_{sof} - b_{eff,sof} \cdot t_{sof} = 7.061 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

$\Delta A_{suf} := A_{suf} - b_{eff,suf} \cdot t_{suf} = 7.061 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

spenningsbilde for klassifisering av tverrsnitt steg med redusert flensareal, betegnes med indeks "eff.f"

Avstand fra det effektive stålversnittets nøytralakse til OK bjelke

$z_{eff,f,a} := \frac{A_a \cdot z_a - \Delta A_{sof} \cdot z_{sof} - \Delta A_{suf} \cdot z_{suf}}{A_a - \Delta A_{sof} - \Delta A_{suf}} = 0.85 \text{ m}$

$A_{eff,f,a} := A_{ss} + b_{eff,suf} \cdot t_{suf} + b_{eff,sof} \cdot t_{sof} = 0.12 \text{ m}^2$

avstand fra oprinnelig nøytralakse til det effektive tverrsnittets tyngdepunkt

$e_a := z_{eff,f,a} - z_a = 0 \text{ m}$

Stålbjelkens 2. arealmoment effektivt tverrsnitt av flenser

$I_{eff,f,zsof} := \frac{1}{12} \cdot b_{eff,sof} \cdot t_{sof}^3 + b_{eff,sof} \cdot t_{sof} \cdot (z_{eff,f,a} - z_{sof})^2 = 0.033 \text{ m}^4$

FORUTSETTER TRYKK I HELE FLENS

$I_{eff,f,zsuf} := \frac{1}{12} \cdot b_{eff,suf} \cdot t_{suf}^3 + b_{eff,suf} \cdot t_{suf} \cdot (z_{eff,f,a} - z_{suf})^2 = 0.033 \text{ m}^4$

$I_{eff,f,za} := I_{eff,f,zsof} + I_{eff,f,zsuf} + I_{zss} = 0.07 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\text{eff},f,\text{Nfx}} := \frac{N_{\text{Ed},x}}{A_{\text{eff},f,a}} = -12.161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{eff},f,\text{Mfzo}} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{eff},f,za}} \cdot (-z_a) = 227.651 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{eff},f,\text{Mfzu}} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{eff},f,za}} \cdot (-z_a + h_a) = -227.651 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålspenning uk bjelke

Stålspenning ok bjelke

$$\sigma_{\text{eff},f,\text{UK}} := \sigma_{\text{eff},f,\text{Nfx}} + \sigma_{\text{eff},f,\text{Mfzu}} = -239.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{eff},f,\text{OK}} := \sigma_{\text{eff},f,\text{Nfx}} + \sigma_{\text{eff},f,\text{Mfzo}} = 215.49 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## 5.5 Klassifisering av tverrsnitt, steg

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

**steg** Tverrsnittsdelen som utsettes for bøyning

$$d_{\text{SS}} := h_{\text{SS}} - r_s - r_s$$

$$d_{\text{SS}} = 1.59 \text{ m}$$

$$x_{d_{\text{SS}}} := \frac{d_{\text{SS}}}{t_{\text{SS}} \cdot \epsilon_w}$$

$$x_{d_{\text{SS}}} = 130.283$$

$$\text{stegverrsnittsklasse} := \begin{cases} 1 & \text{if } (x_{d_{\text{SS}}} \leq 72) \\ 2 & \text{if } (x_{d_{\text{SS}}} \leq 83) \wedge (x_{d_{\text{SS}}} > 72) \\ 3 & \text{if } (x_{d_{\text{SS}}} \leq 124) \wedge (x_{d_{\text{SS}}} > 83) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

**stegverrsnittsklasse = 4**

$$sk_{\text{SS}} := \text{stegverrsnittsklasse}$$

**steg**

Tverrsnittsdelen som utsettes for bøyning og trykk

$$\psi_{\text{SS}} := \frac{\sigma_{\text{eff},f,\text{OK}}}{\sigma_{\text{eff},f,\text{UK}}} = -0.899$$

$$\psi_{\text{SS}} > -1 = 1$$

$$\psi_{\text{SS}} := \max(\psi_{\text{SS}}, -1) = -0.899$$

$$\alpha_{\text{SS}} := \frac{1}{2} + \frac{|N_{\text{Ed},x}|}{f_{yW} \cdot t_{\text{SS}} \cdot 2 \cdot d_{\text{SS}}} = 0.586$$

$$x_{d_{\text{PC}}_{\text{SS}}} := \frac{d_{\text{SS}} \cdot (13 \cdot \alpha_{\text{SS}} - 1)}{t_{\text{SS}} \cdot \epsilon_w} = 862.366$$

$$x_{d_{\text{PT}}_{\text{SS}}} := \frac{d_{\text{SS}} \cdot \alpha_{\text{SS}}}{t_{\text{SS}} \cdot \epsilon_w} = 76.358$$

$$xdec_{SS} := \frac{d_{SS} \cdot (2 + \psi_{SS})}{t_{SS} \cdot \epsilon_w} = 143.496$$

$$stegverrsnittsklasse\_c := \begin{cases} 1 & \text{if } (xdpc_{SS} \leq 396) \\ 2 & \text{if } (xdpc_{SS} \leq 456) \wedge (xdpc_{SS} > 396) \\ 3 & \text{if } (xdec_{SS} \leq 126) \wedge (xdpc_{SS} > 456) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 4$$

$$stegverrsnittsklasse\_t := \begin{cases} 1 & \text{if } (xdpt_{SS} \leq 36) \\ 2 & \text{if } (xdpt_{SS} \leq 41.5) \wedge (xdpt_{SS} > 36) \\ 3 & \text{if } (xdec_{SS} \leq 126) \wedge (xdpt_{SS} > 41.5) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 4$$

$$stegverrsnittsklasse\_ct := \begin{cases} stegverrsnittsklasse\_c & \text{if } (\alpha_{SS} > 0.5) \\ stegverrsnittsklasse\_t & \text{otherwise} \end{cases} = 4$$

$$stegverrsnittsklasse\_ct = 4$$

$$skct_{SS} := stegverrsnittsklasse\_ct$$

$$Bjelketverrsnittsklasse := \max(fk_{sof}, fk_{suf}, sk_{SS}, skct_{SS}) = 4$$

trykkbelastet steg

$$\sigma_2 = \psi \cdot \sigma_1$$

$$\psi_{SS} = -0.899$$

Table 4.1 - knekkfaktor

$$k\sigma_{SS} := \begin{cases} 4 & \text{if } (\psi_{SS} = 1) \\ \frac{8.2}{1.05 + \psi_{SS}} & \text{if } (0 < \psi_{SS} < 1) \\ 7.81 & \text{if } (\psi_{SS} = 0) \\ (7.81 - 6.29 \cdot \psi_{SS} + 9.78 \cdot \psi_{SS}^2) & \text{if } (-1 < \psi_{SS} < 0) \\ 23.9 & \text{if } (\psi_{SS} = -1) \\ [5.98 \cdot (1 - \psi_{SS})^2] & \text{if } (-3 \leq \psi_{SS} < -1) \end{cases} = 21.359$$

$$\sigma E_{SS} := \frac{\pi^2 \cdot E_a}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{t_{SS}}{d_{SS}} \right)^2 = 16.892 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

platens lineariserte knekkspenning  $\sigma_{cr_{SS}} := k\sigma_{SS} \cdot \sigma E_{SS} = 360.797 \cdot \frac{N}{mm^2}$

redusert plateslankhet  $\lambda_{p_{SS}} := \frac{d_{SS}}{t_{SS}} \cdot \frac{1}{28.4 \cdot \epsilon_W \cdot \sqrt{k\sigma_{SS}}} = 0.993$   $\sqrt{\frac{f_{yW}}{\sigma_{cr_{SS}}}} = 0.992$

reduksjonsfaktor ved tverrsnittsklasse 4  $\rho_{SS} := \begin{cases} 1 & \text{if } (\lambda_{p_{SS}} \leq 0.673 \vee skct_{SS} \leq 3) \\ \frac{\lambda_{p_{SS}} - 0.055 \cdot \max(3 + \psi_{SS}, 0)}{\lambda_{p_{SS}}^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.89$   $\psi_{SS} = -0.899$

trykksonehøyde  $b_{c,SS} := \begin{cases} d_{SS} & \text{if } (0 \leq \psi_{SS} \leq 1) \\ \frac{d_{SS}}{1 - \psi_{SS}} & \text{if } (\psi_{SS} < 0) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$

NB ! fore videre bearbeiding kfr table 4.1  $beff_{SS} := \begin{cases} \rho_{SS} \cdot d_{SS} & \text{if } (0 \leq \psi_{SS} \leq 1) = 0.745 \text{ m} \\ \left( \rho_{SS} \cdot \frac{d_{SS}}{1 - \psi_{SS}} \right) & \text{if } (\psi_{SS} < 0) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$

$be1_{SS} := \begin{cases} (0.5 \cdot beff_{SS}) & \text{if } (\psi_{SS} = 1) = 0.298 \text{ m} \\ \left( \frac{2}{5 - \psi_{SS}} \cdot beff_{SS} \right) & \text{if } (0 \leq \psi_{SS} < 1) \\ (0.4 \cdot beff_{SS}) & \text{if } (\psi_{SS} < 0) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$

$be2_{SS} := \begin{cases} (0.5 \cdot beff_{SS}) & \text{if } (\psi_{SS} = 1) = 0.447 \text{ m} \\ (beff_{SS} - be1_{SS}) & \text{if } (0 \leq \psi_{SS} < 1) \\ (0.6 \cdot beff_{SS}) & \text{if } (\psi_{SS} < 0) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$

$bt_{SS} := \begin{cases} \left( d_{SS} - \frac{d_{SS}}{1 - \psi_{SS}} \right) & \text{if } (\psi_{SS} < 0) = 0.753 \text{ m} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$

Effektiv steghøyde  $heff_{SS} := be1_{SS} + be2_{SS} + bt_{SS} + r_s \cdot 2 = 1.508 \text{ m}$

Effektivt areal trykk og strekk  $A_{eff_{SS}} := heff_{SS} \cdot t_{SS} = 0.023 \text{ m}^2$

uvirksomt areal av steg  $\Delta A_{SS} := t_{SS} \cdot (h_{SS} - heff_{SS}) = 1.38 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Stålbjelke redusert for plateknekking og shear lag, utregnede tverrsnittsverdier betegnes med indeks "eff"

arm senter uvirksomt areal til OK bjelke

$$z_{\Delta sso} := \frac{h_{ss} - heff_{ss}}{2} + be_{2ss} + bt_{ss} + r_s + t_{sof} = 1.301 \text{ m}$$

Avstand fra det effektive ståltverrsnittets nøytralakse til OK bjelke

$$z_{eff_a} := \frac{A_a \cdot z_a - \Delta A_{ss} \cdot z_{\Delta sso} - \Delta A_{sof} \cdot z_{sof} - \Delta A_{suf} \cdot z_{suf}}{A_a - \Delta A_{ss} - \Delta A_{sof} - \Delta A_{suf}} = 0.845 \text{ m}$$

$$A_{eff_a} := A_{eff_{ss}} + beff_{suf} \cdot t_{suf} + beff_{sof} \cdot t_{sof} = 0.118 \text{ m}^2$$

avstand fra oprinnelig nøytralakse til det effektive tverrsnittets tyngdepunkt

$$e_{a} := z_{eff_a} - z_a = -5.25 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Stålbjelkens 2. arealmoment effektivt tverrsnitt om hor senter effektivt stål

$$I_{eff_{zsof}} := \frac{1}{12} \cdot beff_{sof} \cdot t_{sof}^3 + beff_{sof} \cdot t_{sof} \cdot (z_{eff_a} - z_{sof})^2 = 0.032 \text{ m}^4$$

FORUTSETTER TRYKK I HELE FLENS

$$I_{eff_{zsuf}} := \frac{1}{12} \cdot beff_{suf} \cdot t_{suf}^3 + beff_{suf} \cdot t_{suf} \cdot (z_{eff_a} - z_{suf})^2 = 0.033 \text{ m}^4$$

$$I_{eff_{zss}} := \frac{1}{12} \cdot t_{ss} \cdot [h_{ss}^3 - (h_{ss} - heff_{ss})^3] + A_{ss} \cdot (z_{eff_a} - z_{ss})^2 - \Delta A_{ss} \cdot (z_{eff_a} - z_{\Delta sso})^2 = 4.833 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{eff_{za}} := I_{eff_{zsof}} + I_{eff_{zsuf}} + I_{eff_{zss}} = 0.07 \text{ m}^4$$

$$I_{za} = 0.08 \text{ m}^4$$

Stålbjelkens 2. arealmoment effektivt tverrsnitt om vert senter effektivt stål

$$I_{eff_{ya}} := \frac{1}{12} \cdot (t_{sof} \cdot beff_{sof}^3 + t_{suf} \cdot beff_{suf}^3 + heff_{ss} \cdot t_{ss}^3) = 7.345 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Torsjonstregghetsmoment effektivt stål

$$I_{eff_{Ta}} := \frac{1}{3} \cdot (beff_{sof} \cdot t_{sof}^3 + heff_{ss} \cdot t_{ss}^3 + beff_{suf} \cdot t_{suf}^3) = 8.16 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Statisk moment maks i tyngdepunkt, effektivt tverrsnitt

$$S_{eff_{max}} := beff_{suf} \cdot t_{suf} \cdot (-z_{eff_a} + z_{suf}) + t_{ss} \cdot \left(-z_{eff_a} + z_{suf} - \frac{t_{sof}}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} = 0.045 \cdot \text{m}^3$$

Statisk moment uk steg effektivt tverrsnitt

$$S_{eff_{uks}} := beff_{suf} \cdot t_{suf} \cdot (-z_{eff_a} + z_{suf}) = 0.04 \cdot \text{m}^3$$

Statisk moment ok steg effektivt tverrsnitt

$$S_{eff_{oks}} := beff_{sof} \cdot t_{sof} \cdot \left| z_{eff_a} - \frac{t_{sof}}{2} \right| = 0.039 \cdot \text{m}^3$$

Resultat fra håndberegning av fullt tverrsnitt:

Kontroll bjelke spenninger

NS EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Spenninger i overflensens senterlinje

Bøyenspenning midt overflens 
$$\sigma_{ao} := \frac{M_{Ed.z}}{I_{za}} \cdot \left( -z_a + \frac{t_{sof}}{2} \right) + \frac{N_{Ed.x}}{A_a} = 183.526 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Bøyenspenning overflens høyre 
$$\sigma_{aoh} := \sigma_{ao} + \frac{M_{Ed.y}}{I_{ya}} \cdot \frac{b_{sof}}{2} = 183.526 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Skjerspenning overflens midt 
$$\tau_{ao} := \left| \frac{V_{Ed.z} \cdot b_{sof}^2 \cdot t_{sof}}{2 \cdot 4 \cdot I_{ya} \cdot t_{sof}} \right| + \left| \frac{V_{Ed.y} \cdot b_{sof}^2 \cdot t_{sof}}{2 \cdot 4 \cdot I_{za} \cdot t_{sof}} \right| + \left| \frac{M_{Ed.x}}{I_{Ta}} \cdot t_{sof} \right| = 5.161 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Gjevnføringspenning midt overflens 
$$\sigma_{jao} := \sqrt{\sigma_{ao}^2 + 3 \cdot (\tau_{ao}^2)} = 183.744 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Gjevnføringspenning overflens høyre 
$$\sigma_{jaoh} := \sqrt{\sigma_{aoh}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{Ed.x}}{I_{effTa}} \cdot t_{sof} \right)^2} = 183.526 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Grad av sammenfallende resultat bøyenspenning fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{ao}}{\sigma_{SP100ok}} = 0.988$$

$$\frac{\sigma_{aoh}}{\sigma_{SP100okh}} = 0.98$$

$$\frac{\sigma_{jao}}{\sigma_{jSP100ok}} = 0.974$$

$$\frac{\sigma_{jaoh}}{\sigma_{jSP100okh}} = 0.979$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{jao}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.548$$

$$\frac{\sigma_{jaoh}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.548$$

Spenninger i overkant steg

Bøyenspenning ok steg 
$$\sigma_{aoks} := \frac{M_{Ed.z}}{I_{za}} \cdot (-z_a + t_{sof}) + \frac{N_{Ed.x}}{A_a} = 177.635 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Skjerspenning ok steg 
$$\tau_{aoks} := \left| \frac{V_{Ed.y} \cdot S_{oks}}{I_{za} \cdot t_{ss}} \right| + \left| \frac{M_{Ed.x}}{I_{Ta}} \cdot t_{ss} \right| = 103.228 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Gjevnføringspenning ok steg 
$$\sigma_{jaoks} := \sqrt{\sigma_{aoks}^2 + 3 \cdot (\tau_{aoks}^2)} = 252.036 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Grad av sammenfallende resultat

$$\frac{\sigma_{j\text{aoks}}}{\sigma_{j\text{SP1stegOK}}} = 1.163$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{j\text{aoks}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.71$$

### Spenninger i senter tversnitt

Bøyespennning i senter tversnitt

$$\sigma_{\text{atp}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{za}} \cdot \left( -z_a + \frac{h_a}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_a} = -10.879 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspennning i senter tversnitt

$$\tau_{\text{atp}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{max}}}{I_{za} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}} \cdot t_{\text{ss}}}{I_{Ta}} \right| = 114.147 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjevnføringsspennning i senter tversnitt

$$\sigma_{j\text{atp}} := \sqrt{\sigma_{\text{atp}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{atp}}^2)} = 198.008 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat

$$\frac{\sigma_{j\text{atp}}}{\sigma_{j\text{SP1senter}}} = 1.162$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{j\text{atp}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.558$$

### Spenninger i underk stegant

Bøyespennning uk steg

$$\sigma_{\text{auks}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{za}} \cdot (-z_a + h_a - t_{\text{suf}}) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_a} = -199.394 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspennning uk steg

$$\tau_{\text{auks}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{uks}}}{I_{za} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}} \cdot t_{\text{ss}}}{I_{Ta}} \right| = 103.228 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjevnføringsspennning uk steg

$$\sigma_{j\text{auks}} := \sqrt{\sigma_{\text{auks}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{auks}}^2)} = 267.817 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Grad av sammenfallende resultat  $\frac{\sigma_{jauks}}{\sigma_{jSP1stegUK}} = 1.142$

spenningsutnyttelse  $\frac{\sigma_{jauks}}{f_{yw}} \cdot \gamma_{M1} = 0.754$

### Spenninger i underflensens senterlinje

Bøyespennning underflens midt  $\sigma_{au} := \frac{M_{Ed.z}}{I_{za}} \cdot \left( -z_a + h_a - \frac{t_{suf}}{2} \right) + \frac{N_{Ed.x}}{A_a} = -205.285 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Bøyespennning underflens venstre  $\sigma_{auv} := \sigma_{au} + \frac{M_{Ed.y}}{I_{ya}} \cdot \frac{-b_{suf}}{2} = -205.285 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Skjerspenning underflens midt  $\tau_{au} := \left| \frac{V_{Ed.z} \cdot b_{suf}^2 \cdot t_{suf}}{2 \cdot 4 \cdot I_{ya} \cdot t_{suf}} \right| + \left| \frac{(V_{Ed.y}) \cdot b_{suf}^2 \cdot t_{suf}}{2 \cdot 4 \cdot I_{za} \cdot t_{suf}} \right| + \left| \frac{M_{Ed.x}}{I_{Ta}} \cdot t_{ss} \right| = 5.161 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Gjenvføringsspenning underflens midt  $\sigma_{jau} := \sqrt{\sigma_{au}^2 + 3 \cdot (\tau_{au})^2} = 205.48 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Gjenvføringsspenning underflens venstre  $\sigma_{jauv} := \sqrt{\sigma_{auv}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{Ed.x}}{I_{Ta}} \cdot t_{suf} \right)^2} = 205.285 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Grad av sammenfallende resultat bøyespenninger fra RM og håndberegning  $\frac{\sigma_{au}}{\sigma_{SP100uk}} = 0.995$

$\frac{\sigma_{auv}}{\sigma_{SP100ukv}} = 0.988$

$\frac{\sigma_{jau}}{\sigma_{jSP100uk}} = 0.987$

$\frac{\sigma_{jauv}}{\sigma_{jSP100ukv}} = 0.987$

spenningsutnyttelse  $\frac{\sigma_{jau}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.613$

$\frac{\sigma_{jauv}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.613$

Resultat fra håndberegning av effektivt tverrsnitt redusert for SHEAR LAG:  
Kontroll bjelke spenninger NS EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Spenninger i overflensens senterlinje

Bøyenspenning midt overflens  $\sigma_{\text{effs}_{ao}} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{effs}_{za}}} \cdot \left( -z_{\text{effs}_a} + \frac{t_{\text{sof}}}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed},x}}{A_{\text{effs}_a}} = 208.795 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Bøyenspenning overflens høyre  
Regner fullt bidrag fra hovedmoment og aksialkraft over hele effektive flensbredden, forenkling av Del 1-5, 3.2.2  
 $\sigma_{\text{effs}_{aoh}} := \sigma_{\text{effs}_{ao}} + \frac{M_{\text{Ed},y}}{I_{\text{effs}_{ya}}} \cdot \frac{b_{\text{effs}_{sof}}}{2} = 208.795 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Skjerspenning overflens midt  $\tau_{\text{effs}_{ao}} := \left| \frac{V_{\text{Ed},z} \cdot b_{\text{effs}_{sof}}^2 \cdot t_{\text{sof}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{effs}_{ya}} \cdot t_{\text{sof}}} \right| + \left| \frac{V_{\text{Ed},y} \cdot b_{\text{effs}_{sof}}^2 \cdot t_{\text{sof}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{effs}_{za}} \cdot t_{\text{sof}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{effs}_{Ta}}} \cdot t_{\text{sof}} \right| = 4.457 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Gjevnføringsspenning midt overflens  $\sigma_{\text{jeffs}_{ao}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{ao}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{ao}}^2)} = 208.937 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Gjevnføringsspenning overflens høyre  $\sigma_{\text{jeffs}_{aoh}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{aoh}}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{effs}_{Ta}}} \cdot t_{\text{sof}} \right)^2} = 208.795 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grad av sammenfallende resultat bøyenspenning fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{effs}_{ao}}}{\sigma_{\text{SP100ok}}} = 1.123$$

$$\frac{\sigma_{\text{effs}_{aoh}}}{\sigma_{\text{SP100okh}}} = 1.115$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{ao}}}{\sigma_{\text{JSP100ok}}} = 1.108$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{aoh}}}{\sigma_{\text{JSP100okh}}} = 1.114$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{ao}}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.624$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{aoh}}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.623$$

Spenninger i overkant steg

Bøyenspenning ok steg  $\sigma_{\text{effs}_{aoks}} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{effs}_{za}}} \cdot (-z_{\text{effs}_a} + t_{\text{sof}}) + \frac{N_{\text{Ed},x}}{A_{\text{effs}_a}} = 202.099 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Skjerspenning ok steg  $\tau_{\text{effs}_{aoks}} := \left| \frac{V_{\text{Ed},y} \cdot S_{\text{effs}_{oks}}}{I_{\text{effs}_{za}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{effs}_{Ta}}} \cdot t_{\text{ss}} \right| = 102.264 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Gjevnføringsspenning ok steg  $\sigma_{\text{jeffs}_{aoks}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{aoks}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{aoks}}^2)} = 268.733 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{aoks}}}}{\sigma_{\text{jSP1stegOK}}} = 1.24$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{aoks}}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.757$$

### Spenninger i senter tversnitt

Bøyespenning i senter  
tversnitt

$$\sigma_{\text{effs}_{\text{atp}}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{effs}_{\text{za}}}} \cdot \left( -z_{\text{effs}_a} + \frac{h_a}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{effs}_a}} = -12.161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning i senter  
tversnitt

$$\tau_{\text{effs}_{\text{atp}}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{effs}_{\text{max}}}}{I_{\text{effs}_{\text{za}}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effs}_{\text{Ta}}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| = 114.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjenvføringsspenning i senter  
tversnitt

$$\sigma_{\text{jeffs}_{\text{atp}}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{\text{atp}}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{\text{atp}}}^2)} = 198.995 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{atp}}}}{\sigma_{\text{jSP1senter}}} = 1.168$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{atp}}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.561$$

### Spenninger i underkant steg

Bøyespenning uk steg

$$\sigma_{\text{effs}_{\text{auks}}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{effs}_{\text{za}}}} \cdot (-z_{\text{effs}_a} + h_a - t_{\text{suf}}) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{effs}_a}} = -226.421 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning uk steg

$$\tau_{\text{effs}_{\text{auks}}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{effs}_{\text{uks}}}}{I_{\text{effs}_{\text{za}}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effs}_{\text{Ta}}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| = 102.264 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjenvføringsspenning uk steg

$$\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auks}}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{\text{auks}}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{\text{auks}}}^2)} = 287.472 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auks}}}}{\sigma_{\text{jSP1stegUK}}} = 1.226$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auks}}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.81$$

### Spenninger i underflensens senterlinje

Bøyespenning underflens  
midt

$$\sigma_{\text{effs}_{\text{au}}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{effs}_{\text{za}}}} \cdot \left( -z_{\text{effs}_{\text{a}}} + h_{\text{a}} - \frac{t_{\text{suf}}}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{effs}_{\text{a}}}} = -233.117 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bøyespenning  
underflens venstre

$$\sigma_{\text{effs}_{\text{auv}}} := \sigma_{\text{effs}_{\text{au}}} + \frac{M_{\text{Ed.y}}}{I_{\text{effs}_{\text{ya}}}} \cdot \frac{-b_{\text{effs}_{\text{suf}}}}{2} = -233.117 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning  
underflens midt

$$\tau_{\text{effs}_{\text{au}}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.z}} \cdot b_{\text{effs}_{\text{suf}}}^2 \cdot t_{\text{suf}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{effs}_{\text{ya}}} \cdot t_{\text{suf}}} \right| + \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot b_{\text{effs}_{\text{suf}}}^2 \cdot t_{\text{suf}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{effs}_{\text{za}}} \cdot t_{\text{suf}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effs}_{\text{Ta}}}} \cdot t_{\text{suf}} \right| = 4.457 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjenvføringsspenning  
underflens midt

$$\sigma_{\text{jeffs}_{\text{au}}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{\text{au}}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{\text{au}}}^2)} = 233.245 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjenvføringsspenning  
underflens venstre

$$\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auv}}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{\text{auv}}}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effs}_{\text{Ta}}}} \cdot t_{\text{suf}} \right)^2} = 233.117 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
bøyespenninger  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{effs}_{\text{au}}}}{\sigma_{\text{SP100uk}}} = 1.13$$

$$\frac{\sigma_{\text{effs}_{\text{auv}}}}{\sigma_{\text{SP100ukv}}} = 1.122$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{au}}}}{\sigma_{\text{jSP100uk}}} = 1.12$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auv}}}}{\sigma_{\text{jSP100ukv}}} = 1.121$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{au}}}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.696$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeffs}_{\text{auv}}}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.696$$

Resultat fra håndberegning av effektivt tverrsnitt redusert for både PLATEKNEKKING OG SHEAR LAG:

Kontroll bjelke spenninger

NS EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Spenninger i overflensens senterlinje

Bøyespennning midt overflens  $\sigma_{\text{eff}a0} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{eff}za}} \cdot \left( -z_{\text{eff}a} + \frac{t_{\text{sof}}}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed},x}}{A_{\text{eff}a}} = 208.139 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Bøyespennning overflens høyre  $\sigma_{\text{eff}a0h} := \sigma_{\text{eff}a0} + \frac{M_{\text{Ed},y}}{I_{\text{eff}ya}} \cdot \frac{b_{\text{eff}sof}}{2} = 208.139 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Skjerspenning overflens midt  $\tau_{\text{eff}a0} := \left| \frac{V_{\text{Ed},z} \cdot b_{\text{eff}sof}^2 \cdot t_{\text{sof}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{eff}ya} \cdot t_{\text{sof}}} \right| + \left| \frac{V_{\text{Ed},y} \cdot b_{\text{eff}sof}^2 \cdot t_{\text{sof}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{eff}za} \cdot t_{\text{sof}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{eff}Ta}} \cdot t_{\text{sof}} \right| = 4.457 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Gjevnføringsspenning midt overflens  $\sigma_{\text{j}effa0} := \sqrt{\sigma_{\text{eff}a0}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{eff}a0}^2)} = 208.282 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Gjevnføringsspenning overflens høyre  $\sigma_{\text{j}effa0h} := \sqrt{\sigma_{\text{eff}a0h}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{eff}Ta}} \cdot t_{\text{sof}} \right)^2} = 208.139 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grad av sammenfallende resultat bøyespennning fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{eff}a0}}{\sigma_{\text{SP100ok}}} = 1.12$$

$$\frac{\sigma_{\text{eff}a0h}}{\sigma_{\text{SP100okh}}} = 1.111$$

$$\frac{\sigma_{\text{j}effa0}}{\sigma_{\text{j}SP100ok}} = 1.105$$

$$\frac{\sigma_{\text{j}effa0h}}{\sigma_{\text{j}SP100okh}} = 1.111$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{j}effa0}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.622$$

$$\frac{\sigma_{\text{j}effa0h}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.621$$

Spenninger i overkant steg

Bøyespennning ok steg  $\sigma_{\text{eff}a0ks} := \frac{M_{\text{Ed},z}}{I_{\text{eff}za}} \cdot (-z_{\text{eff}a} + t_{\text{sof}}) + \frac{N_{\text{Ed},x}}{A_{\text{eff}a}} = 201.416 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Skjerspenning ok steg  $\tau_{\text{eff}a0ks} := \left| \frac{V_{\text{Ed},y} \cdot S_{\text{eff}sofs}}{I_{\text{eff}za} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{eff}Ta}} \cdot t_{\text{ss}} \right| = 102.264 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Gjevnføringsspenning ok steg  $\sigma_{\text{j}effa0ks} := \sqrt{\sigma_{\text{eff}a0ks}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{eff}a0ks}^2)} = 268.22 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeff aoks}}}{\sigma_{\text{jSP1stegOK}}} = 1.237$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeff aoks}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.756$$

### Spenninger i senter tversnitt

Bøyespennning i senter  
tversnitt

$$\sigma_{\text{eff atp}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{effza}}} \cdot \left( -z_{\text{effa}} + \frac{h_a}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{effa}}} = -13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning i senter  
tversnitt

$$\tau_{\text{eff atp}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{effsmax}}}{I_{\text{effsza}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effsTa}}} \cdot t_{\text{ss}} \right| = 114.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Gjenvføringsspenning i senter  
tversnitt

$$\sigma_{\text{jeff atp}} := \sqrt{\sigma_{\text{eff atp}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{eff atp}}^2)} = 199.096 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeff atp}}}{\sigma_{\text{jSP1senter}}} = 1.168$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeff atp}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.561$$

### Spenninger i underkant steg

Bøyespennning uk steg

$$\sigma_{\text{eff auks}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{effza}}} \cdot (-z_{\text{effa}} + h_a - t_{\text{suf}}) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{effa}}} = -228.845 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning uk steg

$$\tau_{\text{eff auks}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot S_{\text{effsuks}}}{I_{\text{effsza}} \cdot t_{\text{ss}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{effsTa}}} \cdot t_{\text{ss}} \right| = 102.264 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Gjenvføringsspenning uk steg

$$\sigma_{\text{jeff auks}} := \sqrt{\sigma_{\text{eff auks}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{eff auks}}^2)} = 289.385 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{auks}}}}{\sigma_{\text{jSP1stegUK}}} = 1.234$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{auks}}}}{f_{yW}} \cdot \gamma_{M1} = 0.815$$

### Spenninger i underflensens senterlinje

Bøyespenning underflens  
midt

$$\sigma_{\text{eff}_{\text{au}}} := \frac{M_{\text{Ed.z}}}{I_{\text{eff}_{\text{za}}}} \cdot \left( -z_{\text{eff}_{\text{a}}} + h_{\text{a}} - \frac{t_{\text{suf}}}{2} \right) + \frac{N_{\text{Ed.x}}}{A_{\text{eff}_{\text{a}}}} = -235.567 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bøyespenning  
underflens venstre

$$\sigma_{\text{eff}_{\text{auv}}} := \sigma_{\text{eff}_{\text{au}}} + \frac{M_{\text{Ed.y}}}{I_{\text{eff}_{\text{ya}}}} \cdot \frac{-b_{\text{eff}_{\text{suf}}}}{2} = -235.567 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjerspenning  
underflens midt

$$\tau_{\text{eff}_{\text{au}}} := \left| \frac{V_{\text{Ed.z}} \cdot b_{\text{eff}_{\text{suf}}}^2 \cdot t_{\text{suf}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{eff}_{\text{ya}}} \cdot t_{\text{suf}}} \right| + \left| \frac{V_{\text{Ed.y}} \cdot b_{\text{eff}_{\text{suf}}}^2 \cdot t_{\text{suf}}}{2 \cdot 4 \cdot I_{\text{eff}_{\text{za}}} \cdot t_{\text{suf}}} \right| + \left| \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{eff}_{\text{Ta}}}} \cdot t_{\text{suf}} \right| = 4.457 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Gjevnføringsspenning  
underflens midt

$$\sigma_{\text{jeff}_{\text{au}}} := \sqrt{\sigma_{\text{eff}_{\text{au}}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{eff}_{\text{au}}})^2} = 235.694 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjevnføringsspenning  
underflens venstre

$$\sigma_{\text{jeff}_{\text{auv}}} := \sqrt{\sigma_{\text{eff}_{\text{auv}}}^2 + 3 \cdot \left( \frac{M_{\text{Ed.x}}}{I_{\text{eff}_{\text{Ta}}}} \cdot t_{\text{suf}} \right)^2} = 235.567 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Grad av sammenfallende resultat  
bøyespenninger  
fra RM og håndberegning

$$\frac{\sigma_{\text{eff}_{\text{au}}}}{\sigma_{\text{SP100uk}}} = 1.141$$

$$\frac{\sigma_{\text{eff}_{\text{auv}}}}{\sigma_{\text{SP100ukv}}} = 1.134$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{au}}}}{\sigma_{\text{jSP100uk}}} = 1.132$$

$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{auv}}}}{\sigma_{\text{jSP100ukv}}} = 1.133$$

spenningsutnyttelse

$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{au}}}}{f_{y_f}} \cdot \gamma_{M1} = 0.704$$

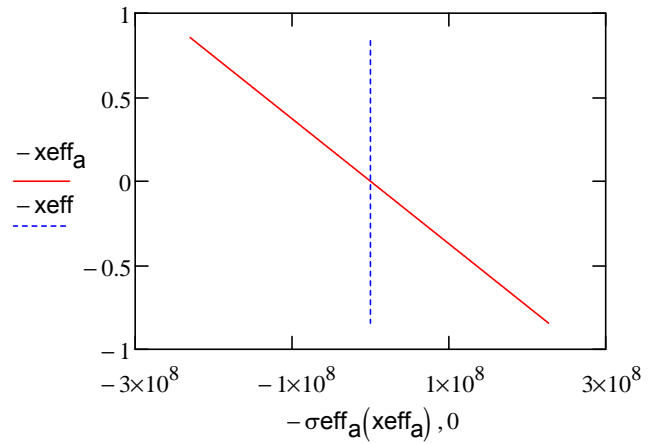
$$\frac{\sigma_{\text{jeff}_{\text{auv}}}}{f_{y_f}} \cdot \gamma_{M1} = 0.703$$

Bøyespenninger av moment grafisk fremstilt for ståltverrsnitt

$$x_{eff_a} := z_{eff_a}, z_{eff_a} - 1mm .. (z_{eff_a} - h_a)$$

$$x_{eff} := z_{eff_a}, z_{eff_a} - 1mm .. (z_{eff_a} - h_a)$$

$$\sigma_{eff_a}(x_{eff_a}) := \frac{M_{Ed,z}}{I_{eff_{za}}} \cdot x_{eff}$$





## Kontroll steg over opplager

### 5 Resistance to shear

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

#### 5.1 Basis

stegets slankhet      slankhet :=  $\frac{d_{ss}}{t_{ss}}$

avstand mellom  
tverrstivere      **ats := 8000mm**

skjærknekkingskoeffisient (A3)  
Ingen bidrag fra  
langsgående stiver

$$k_{\tau} := \begin{cases} \left[ 5.34 + 4.0 \cdot \left( \frac{d_{ss}}{ats} \right)^2 \right] & \text{if } \left( \frac{ats}{d_{ss}} \geq 1 \right) \\ \left[ 4.0 + 5.34 \cdot \left( \frac{d_{ss}}{ats} \right)^2 \right] & \text{if } \left( \frac{ats}{d_{ss}} < 1 \right) \end{cases} = 5.498$$

materialfaktor knyttet  
til virkning av flens osv.       $\eta := 1.2$        $\eta = 1,2$  for s235, s275 og s355  
                 $\eta = 1,05$  for s420 og s460

$$\text{slankhet} = 106 < \frac{72 \cdot \epsilon_w}{\eta} = 48.817 \quad \text{for uavstivede steg}$$

$$< \frac{31 \cdot \epsilon_w \cdot \sqrt{k_{\tau}}}{\eta} = 49.284 \quad \text{for avstivede steg}$$

**Hvis slankheten overskrider verdiene over, så skal steget undersøkes for skjærknekking**

#### 5.2 Design resistance

$$\text{krav}_{\text{flens}} := 15 \cdot 2 \cdot \epsilon_f \cdot t_{\text{sof}} > \text{beff}_{\text{sof}} = 1$$

Stegets relative slankhet  
med tverrstiver kun ved  
opplegg

$$\lambda_{_w} := \frac{1}{86.4 \cdot \epsilon_w} \cdot \frac{d_{ss}}{t_{ss}} = 1.508$$

Stegets relative slankhet  
med mellomliggende  
tverrstivere

$$\lambda_{_w} := \frac{1}{37.4 \cdot \epsilon_w \cdot \sqrt{k_{\tau}}} \cdot \frac{d_{ss}}{t_{ss}} = 1.486$$

$$c_f := \text{ats} \cdot \left( 0.25 + \frac{1.6 \cdot \text{beff}_{\text{sof}} \cdot t_{\text{sof}}^2 \cdot f_{yf}}{t_{ss} \cdot h_{ss}^2 \cdot f_{yw}} \right)$$

Momentkapasitet flenser  
Redusert av aksialkraft  
(antar det skal være  
bjelkens aksialkraft)

$$M_{f,Rd} := \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} \cdot \frac{(\text{leff}_{z\text{suf}} + \text{leff}_{z\text{sof}})}{(z_{\text{eff}a} - h_a)} \cdot \left[ 1 - \frac{|N_{Ed,x}| \cdot \gamma_{M0}}{(\text{beff}_{\text{sof}} \cdot t_{\text{sof}} + \text{beff}_{\text{suf}} \cdot t_{\text{suf}}) \cdot f_{yf}} \right]$$

Flensenes skjærbidrag

$$V_{\text{bf},Rd} := \frac{\text{beff}_{\text{sof}} \cdot t_{\text{sof}}^2 \cdot f_{yf}}{c_f \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right]$$

$$V_{\text{bf},Rd} = 117.615 \cdot \text{kN}$$

knekkingsfaktor for skjerknekkning av plater myk endestiver (ugunstig)

$$\chi_w := \begin{cases} \eta & \text{if } \left( \lambda_w < \frac{0.83}{\eta} \right) \\ \frac{0.83}{\lambda_w} & \text{if } \left( \frac{0.83}{\eta} \leq \lambda_w < 1.08 \right) \\ \frac{0.83}{\lambda_w} & \text{if } \left( \lambda_w \geq 1.08 \right) \end{cases} \quad \chi_w = 0.559$$

Bidrag fra steg

$$V_{bw.Rd} := \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_{ss} \cdot t_{ss}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad V_{bw.Rd} = 2.748 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Overkritisk skjerkapasitet

$$V_{b.Rd} := \min \left( V_{bw.Rd} + V_{bf.Rd}, \frac{\eta \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \cdot t_{ss} \cdot h_{ss} \right) \quad V_{b.Rd} = 2.866 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

### 6.2.10 Bøyning, skjær og aksialkraft

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Skjærareal

$$A_v := \min [A_a - 2 \cdot b_{suf} \cdot t_{suf} + (t_{ss} + 2 \cdot r_s) \cdot t_{suf} \cdot \eta \cdot h_{ss} \cdot t_{ss}] \quad A_v = 0.025 \text{ m}^2$$

Plastisk skjerkapasitet

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 5.175 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Reduksjonsfaktor flytegrense for moment og aksial kapasitet pga opptredende skjær.

$$\rho := \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed.y}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 = 3.044 \times 10^{-3}$$

### 6 Resistance to transverse forces

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

#### Punktlast fra opplager på steg

Lastutbredelse minimum

$$S_s := 440 \text{ mm}$$

Kantavstand bjelkeende - lastkant

$$c_e := 28 \text{ m}$$

Faktor for lastsituasjon. For valg av a, b eller c kfr Figure 6.1

$$k_{Fa} := 6 + 2 \cdot \left( \frac{d_{ss}}{ats} \right)^2 \quad k_{Fb} := 3.5 + 2 \cdot \left( \frac{d_{ss}}{ats} \right)^2 \quad k_{Fc} := \min \left[ 2 + 6 \cdot \left( \frac{S_s + c_e}{d_{ss}} \right)^2, 6 \right]$$

$$k_F := k_{Fa} = 6.079$$

### 6.5 Effective loaded length

$$m_1 := \frac{f_{yf}}{f_{yw}} \cdot \frac{b_{effs_{suf}}}{t_{ss}} = 60.318 \quad m_2 := 0.02 \cdot \left( \frac{d_{ss}}{t_{suf}} \right)^2 = 20.225 \quad \lambda_f > 0.5$$

$$L_{e.s} := \min \left[ \left( \frac{k_F}{2} \cdot \frac{E_a}{f_{yw}} \cdot \frac{t_{ss}^2}{d_{ss}} \right), (S_s + c_e) \right] = 0.254 \text{ m}$$

Stegets  
belastningslengde

$$L_y := \begin{cases} [S_s + 2 \cdot t_{\text{suf}} \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2})] & \text{if } (k_F = k_{Fa} \vee k_F = k_{Fb}) \\ \min \left[ S_s + 2 \cdot t_{\text{suf}} \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}), L_{e.s} + t_{\text{suf}} \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{L_{e.s}}{t_{\text{suf}}}\right)^2} + m_2, L_{e.s} + t_{\text{suf}} \cdot \sqrt{m_1 + m_2} \right] & \text{if } (k_F = k_{F1}) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$L_y = 1.437 \text{ m}$

Kritisk last  
(linearisert knekklast)

$$F_{cr} := 0.9 \cdot k_F \cdot E_a \cdot \frac{t_{ss}^3}{d_{ss}} = 2.439 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

kontroll for bruk av m2

$$\lambda_{_F} := \sqrt{\frac{f_{yw} \cdot t_{ss} \cdot L_y}{F_{cr}}} = 1.772$$

$\lambda_{_F} > 0.5 = 1$

Knekkingsfaktor

$$\chi_F := \min\left(\frac{0.5}{\lambda_{_F}}, 1\right) = 0.282$$

Stegets effektive  
belastningslengde

$$L_{\text{eff}} := \chi_F \cdot L_y = 0.406 \text{ m}$$

Lastkapasitet på steg

$$F_{Rd.y} := \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} \cdot t_{ss} \cdot L_{\text{eff}} = 2.16 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$F_{Ed.y} = 4.871 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

### Aksial- og momentkapasitet

Momentkapasitet  
sterk akse elastisk

$$M_{Rd.z} := \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{l_{\text{eff}za}}{(z_{\text{eff}a} - h_a)} = -2.746 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Ed.z} = -1.885 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Momentkapasitet  
svak akse elastisk

$$M_{Rd.y} := \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{l_{\text{eff}ya} \cdot a^2}{b_{\text{eff}y}} = 5.133 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Ed.y} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Aksialkraftskapasitet

$$N_{Rd.x} := \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \cdot A_{\text{eff}a} = 3.97 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$N_{Ed.x} = -1.458 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Del 1-1, 6.2.9.1

Plastisk momentkapasitet  
effektivt flensareal om  
senter fullt effektivt steg  
reduert av aksialkraft

$$M_{f.Rd1} := b_{\text{eff}sof} \cdot t_{\text{suf}} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} \cdot \left[ h_{ss} + \frac{1}{2} \cdot (t_{\text{sof}} + t_{\text{suf}}) \right] \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed.x}}{N_{Rd.x}} \right)^2 \right] = 2.646 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet  
effektivt flensareal +  
fullt effektivt steg  
reduert av aksialkraft

$$M_{pl.Rd1} := M_{f.Rd1} + \frac{1}{4} \cdot t_{ss} \cdot h_{ss}^2 \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed.x}}{N_{Rd.x}} \right)^2 \right] = 2.987 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## Kapasitetskontroll

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

Utnyttelse aksialkraft  $\text{kravN} := \frac{|N_{Ed.xm}|}{|N_{Rd.x}|} = 0.037$  kravN ≤ 1 = 1

Utnyttelse moment  $\text{kravM} := \frac{|M_{Ed.zm}| + |N_{Ed.xm}| \cdot |e_{Ny}|}{|M_{Rd.z}|} = 0.687$  kravM ≤ 1 = 1

4.6 Verification med reduksjon for skjær etter del 1-1, 6.2.10  $\text{kravMNV} := \frac{|N_{Ed.x}|}{|N_{Rd.x} \cdot (1 - \rho)|} + \frac{|M_{Ed.z}| + |N_{Ed.x}| \cdot |e_{Ny}|}{|M_{Rd.z} \cdot (1 - \rho)|} = 0.725$  kravMNV ≤ 1 = 1

$$\text{kravMN} := \frac{|N_{Ed.x}|}{|N_{Rd.x}|} + \frac{|M_{Ed.z}| + |N_{Ed.x}| \cdot |e_{Ny}|}{|M_{Rd.z}|} + \frac{|M_{Ed.y}| + |N_{Ed.x}| \cdot |e_{Nz}|}{|M_{Rd.y}|} = 0.723$$

kravMN ≤ 1 = 1

5.5 Verification  $\text{kravV} := \frac{|V_{Ed.y}|}{|V_{b.Rd}|} = 0.953$  kravV ≤ 1 = 1  
kravV < 0.5 = 0

6.6 Verification  $\text{kravF} := \frac{|F_{Ed.y}|}{|F_{Rd.y}|} = 2.255$  kravF ≤ 1 = 0

7.1 Interaction between shear, bending moment and axial force  $\eta_{-1} := \frac{|M_{Ed.z}| + |N_{Ed.x}| \cdot |e_{Ny}|}{|M_{pl.Rd}|} = 0.631$   $\frac{|M_{f.Rd}|}{|M_{pl.Rd}|} = 0.886$   $\eta_{-1} \leq 1 = 1$

$$\eta_{-3} := \frac{|V_{Ed.y}|}{|V_{bw.Rd}|} = 0.994$$

$$\eta_{-1} > \frac{|M_{f.Rd}|}{|M_{pl.Rd}|} = 0$$

$\eta_{-3} \leq 1 = 1$

$$\text{Krav1} := \eta_{-1} + \left(1 - \frac{|M_{f.Rd}|}{|M_{pl.Rd}|}\right) \cdot (2 \cdot \eta_{-3} - 1)^2 = 0.742$$

Krav1 < 1 = 1

7.2 Interaction between transverse force, bending moment and axial force  $\text{kravI2} := \frac{|F_{Ed.y}|}{|F_{Rd.y}|} + 0.8 \left( \frac{|N_{Ed.x}|}{|N_{Rd.x}|} + \frac{|M_{Ed.z}| + |N_{Ed.x}| \cdot |e_{Ny}|}{|M_{Rd.z}|} \right) = 2.834$  kravI2 ≤ 1.4 = 0

$\frac{\text{kravI2}}{1.4} = 2.024$

## 8 Flange induced buckling

NS-EN 1993-1-5:2005+NA:2009

Elastisk tverrsnittsutnyttelse  $k := 0.55$

slankhetskrav  $\frac{h_{ss}}{t_{ss}} = 106.6 \cdot k \cdot \frac{E_a}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_{ss}}{b_{eff_{suf}} \cdot t_{suf}}} = 243.948$

$$\frac{h_{ss}}{t_{ss}} \leq k \cdot \frac{E_a}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_{ss}}{b_{eff_{suf}} \cdot t_{suf}}} = 1$$

Innfører vertikal stiverplate på begge sider av steg over støtte for å fordele last på platerand da steget alene ikke har kapasitet til dette.

## 6 Resistance to transverse forces

NS EN 1993-1-5:2006+NA:2009

Vertikal stiver minimumsmål på hver side av steg

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

$$t_{stiv} := 40 \text{ mm}$$

$$S_s = 0.44 \text{ m}$$

Radius utsparing hjørne steg/flens

$$r_{stiv} := 50 \text{ mm}$$

avstand mellom stivere

$$e_{stiv} := 0 \text{ mm}$$

Horisontal lengde stivere

$$L_{stiv} := b_{stiv} \cdot 2 + r_{stiv} \cdot 2 + t_{ss} = 915 \cdot \text{mm}$$

Stiver tverrsnittsareal begge sider

$$A_{stiv} := L_{stiv} \cdot t_{stiv} = 0.037 \text{ m}^2$$

## 5.5 Klassifisering av tverrsnitt stiver

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Tabell 5.2

utstikkende plate Tverrsnittsdelen som utsettes for trykk, sveist profil

$$c_{stiv} := b_{stiv} + r_{stiv} - 5 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} = 442.929 \cdot \text{mm}$$

$$x_{c_{stiv}} := \frac{c_{stiv}}{t_{stiv} \cdot \epsilon_w} = 13.61$$

$$\text{stivertverrsnittsklasse} := \begin{cases} 1 & \text{if } (x_{c_{stiv}} \leq 9) \\ 2 & \text{if } (x_{c_{stiv}} \leq 10) \wedge (x_{c_{stiv}} > 9) \\ 3 & \text{if } (x_{c_{stiv}} \leq 14) \wedge (x_{c_{stiv}} > 10) \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

stivertverrsnittsklasse = 3

## 9 Stiffeners and detailing

NS-EN 1993-1-5:2005+NA:2009

### 9.1 General

Medvirkende bredde av steget for opptak av opplagerkraften  $b_w := 2 \cdot 15 \cdot \epsilon_w \cdot t_{ss} = 366.127 \cdot \text{mm}$

Stiver tverrsnittsareal + medvirkende steg  $A_{st} := A_{stiv} + b_w \cdot t_{ss} = 0.042 \text{ m}^2$

Stiver 2. arealmoment + medvirkende steg  $I_{stx} := \frac{1}{12} \cdot t_{stiv} \cdot L_{stiv}^3 + \frac{1}{12} \cdot b_w \cdot t_{ss}^3 = 2.554 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$

$$I_{stz} := \frac{1}{12} \cdot t_{ss} \cdot b_w^3 + \frac{1}{12} \cdot L_{stiv} \cdot t_{stiv}^3 = 6.623 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Torsjonstregghetsmoment  $I_{T.st} := \frac{1}{3} \cdot (b_{stiv} + r_{stiv}) \cdot t_{stiv}^3 \cdot \left(1 - 0.63 \cdot \frac{t_{stiv}}{b_{stiv} + r_{stiv}}\right) = 9.062 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$

Polart arealmoment  $I_{P.st} := \frac{1}{12} \cdot t_{stiv} \cdot (b_{stiv} + r_{stiv})^3 + \frac{1}{4} \cdot t_{stiv} \cdot (b_{stiv} + r_{stiv})^3 = 1.215 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$

### 9.2.1 minimum requirements for transverse stiffeners

Stiverens vertikalspenn mellom bjelkeflensenes senter  $b := h_{ss} + \frac{1}{2} \cdot (t_{suf} + t_{sof}) = 1.65 \text{ m}$

Bjelkens trykkareal  $A_{effs_c} := (be_{1ss} + be_{2ss}) \cdot t_{ss} + be_{ffs_{suf}} \cdot t_{suf} = 0.059 \text{ m}^2$

Den største av maks aksialkraft bjelke og ekvivalent aksialkraft i platebærerens trykksone  $N_{Ed} := \max\left(|N_{Ed.xm}|, |\sigma_{eff_{au}}| \cdot \frac{1}{2} \cdot A_{effs_c}\right) = 6.964 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Avstand fra stiverens arealsenter til ytterste fiber  $e_{maks} := b_{stiv} + r_{stiv} + \frac{1}{2} \cdot t_{ss}$

Avstand mellom vertikalstivere  $a_1 := a_2 = 8 \text{ m}$

Formavvik  $w_0 := \frac{\min(a_1, a_2, b)}{300} = 5.5 \cdot \text{mm}$

Korreksjon plateknekking kontra søyleknekking settes konservativt lik 1  $\frac{\sigma_{cr.c}}{\sigma_{cr.p}} = 1$

$$\sigma_m := 1 \cdot \frac{N_{Ed}}{d_{ss}} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) = 1.095 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ekvivalent aksialkraft i stiver  
for 2. ordens effekt av  
aksialkraft og formavvik i  
steget

$$\Delta N_{st} := \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2} = 302.024 \cdot \text{kN}$$

Total aksialkraft i stiversystem

$$N_{st} := |F_{Ed,ym}| + |\Delta N_{st}| = 5.173 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kontroll for torsjonsknekking

$$\frac{I_{T,st}}{I_{P,st}} \geq 5.3 \cdot \frac{f_{yW}}{E_a} = 0$$

$$\frac{I_{T,st}}{I_{P,st}} = 7.459 \times 10^{-3}$$

$$5.3 \cdot \frac{f_{yW}}{E_a} = 8.96 \times 10^{-3}$$

Dersom kontrollen ikke holder må det nærmere analyse til for å forsikre  
kapasitet mot torsjonsknekking

Antar at en tilsvarende reduksjon i tillat spenning for stiver er tilstrekkelig.  
En kan tenke seg at spenningen i stiveren ikke skal overstige:

$$\frac{I_{T,st}}{I_{P,st}} \cdot \frac{E_a}{5.3} = 295.536 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### 9.3.3 Intermediate transverse stiffeners

$$I_{stz,krav} := \begin{cases} \left( 1.5 \cdot h_{ss}^3 \cdot \frac{t_{ss}^3}{ats^2} \right) & \text{if } \left( \frac{ats}{h_{ss}} < \sqrt{2} \right) \\ \left( 0.75 \cdot h_{ss} \cdot t_{ss}^3 \right) & \text{if } \left( \frac{ats}{h_{ss}} \geq \sqrt{2} \right) \end{cases} = 4.05 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{stz,krav} \leq I_{stz} = 1$$

Stiverens kritiske kraft  
Elastisk knekklast  
(Eulerlast)

$$N_{cr,st} := \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_{stz}}{(0.75 \cdot h_{ss})^2} = 3.675 \times 10^6 \cdot \text{kN}$$

$$N_{cr,st} \geq N_{st} = 1$$

kreves ikke påvisning av knekking når

$$\frac{N_{st}}{N_{cr,st}} \leq 0.04 = 1$$

Stiver belastningslengde ok flens

$$L_{bs,stiv} := \min(S_s + t_{suf} \cdot 2, L_{stiv}) = 0.54 \text{ m}$$

Stegets belastningslengde ok flens

$$L_{bs,ss} := \min(S_s + t_{suf} \cdot 2 - t_{stiv}, b_w) = 0.366 \text{ m}$$

Stiver og stegets belastningsareal  
i overkant under flens

$$A_{bs} := L_{bs,stiv} \cdot t_{stiv} + L_{bs,ss} \cdot t_{ss} = 0.027 \text{ m}^2$$

Stiver belastningslengde senter  
flens

$$L_{bf,stiv} := \min(S_s + t_{suf}, L_{stiv}) = 0.49 \text{ m}$$

Stegets belastningslengde senter flens

$$L_{bf.ss} := \min(S_s + t_{suf} - t_{stiv}, b_w) = 0.366 \text{ m}$$

Stiver og stegets belastningsareal i senter under flens

$$A_{bf} := L_{bf.stiv} \cdot (t_{stiv} + t_{suf}) + L_{bf.ss} \cdot (t_{ss} + t_{suf}) = 0.068 \text{ m}^2$$

Tilleggsutbøyning

$$\Delta w := w_0 \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr.st}}{|N_{st}|} - 1} = 7.752 \times 10^{-3} \cdot \text{mm}$$

$$\Delta w \leq \frac{b}{300} = 1$$

Maksimal spenning i stiver fra aksiallast og eksentrisitetsmoment

$$\sigma_{st.maks} := \frac{|N_{st}|}{A_{bs}} + \frac{|N_{st}| \cdot w_0}{I_{stx}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{|N_{st}|}{N_{cr.st}}} \cdot e_{maks} = 196.048 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenningskontroll med redusert tillat spenning pga torsjonsknekking

$$\sigma_{st.maks} \leq \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} = 1$$

$$\sigma_{st.maks} \leq \frac{I_{T.st}}{I_{P.st}} \cdot \frac{E_a}{5.3} = 1$$

## Spenningskontroll steg og underflens

Vertikal aksialspenning i steg over flens pga opplagerkraft uten stiver

$$\sigma_{y_s} := \frac{-F_{Ed.y}}{\min(S_s + t_{suf} \cdot 2, b_w) \cdot t_{ss}} = -887 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Total jevnføringsspenning bunn steg over opplager med bidrag fra maks moment og tilhørende krefter i snittet uten stiver

$$\sigma_{jeffs_{s\_opplager}} := \sqrt{\sigma_{effs_{auks}}^2 + \sigma_{y_s}^2 - \sigma_{effs_{auks}} \cdot \sigma_{y_s} + 3 \cdot \tau_{effs_{auks}}^2}$$

$$\sigma_{jeffs_{s\_opplager}} = 817.664 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Vertikal aksialspenning i steg og stiver over flens pga opplagerkraft

$$\sigma_{y_{ss}} := \frac{-F_{Ed.y}}{A_{bs}} = -179.807 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Total jevnføringsspenning bunn steg over opplager med bidrag fra maks moment og tilhørende krefter i snittet med stiver

$$\sigma_{jeffs_{ss\_opplager}} := \sqrt{\sigma_{effs_{auks}}^2 + \sigma_{y_{ss}}^2 - \sigma_{effs_{auks}} \cdot \sigma_{y_{ss}} + 3 \cdot \tau_{effs_{auks}}^2}$$

$$\sigma_{jeffs_{ss\_opplager}} = 817.664 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

spenningsutnyttelse over opplager Bunn steg uten stiver

$$u_{effs_{s\_opplager}} := \frac{\sigma_{jeffs_{s\_opplager}}}{f_{yw}} \cdot \gamma_{M1} = 2.303$$

$$u_{effs_{s\_opplager}} \leq 1 = 0$$

spenningsutnyttelse over opplager Bunn steg med stiver

$$u_{effs_{ss\_opplager}} := \frac{\sigma_{jeffs_{ss\_opplager}}}{f_{yw}} \cdot \gamma_{M1} = 0.768$$

$$u_{effs_{ss\_opplager}} \leq 1 = 1$$



Vertikal bøyespenning i flens pga  
opplagerkraft

$$\sigma_{yf} := \frac{-F_{Ed} \cdot y}{A_{bf}} = -71.744 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Total jevnføringsspenning  
underflens over opplager  
med bidrag fra maks  
moment og tilhørende  
krefter i snittet

$$\sigma_{\text{effs}_f_{\text{opplager}}} := \sqrt{\sigma_{\text{effs}_{au}}^2 + \sigma_{yf}^2 - \sigma_{\text{effs}_{au}} \cdot \sigma_{yf} + 3 \cdot (\tau_{\text{effs}_{au}}^2)} = 206.943 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

spenningsutnyttelse over opplager  
senter underflens

$$u_{\text{effs}_f_{\text{opplager}}} := \frac{\sigma_{\text{effs}_f_{\text{opplager}}}}{f_{yf}} \cdot \gamma_{M1} = 0.618$$

$$u_{\text{effs}_f_{\text{opplager}}} \leq 1 = 1$$

Regner overslagsvis at hele opplagerkraften går i stiver og får følgende

kapasitet stiver begge sider

$$F_{\text{sigdstiv}_y} := L_{\text{bs.stiv}} \cdot t_{\text{stiv}} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} = 7.668 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetskontroll

$$\text{krav}F_{\text{sigdstiv}} := \frac{F_{Ed} \cdot y_m}{F_{\text{sigdstiv}_y}} = 0.635$$

$$\text{krav}F_{\text{sigdstiv}} \leq 1 = 1$$

### 6.3.1.1 Bøyningsknekking, stiver

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

relativ slankhet

$$\lambda_{\text{-st}} := \sqrt{\frac{A_{\text{st}} \cdot f_{yw}}{N_{\text{cr.st}}}} = 0.064$$

Tabell 6.1,  
Imperfeksjonsfaktor for  
knekkurve c

$$\alpha_{\text{st}} := 0.49$$

$$\phi_{\text{st}} := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{\text{st}} \cdot (\lambda_{\text{-st}} - 0.2) + \lambda_{\text{-st}}^2 \right] = 0.469$$

Reduksjonsfaktor for relevant knekkform

$$\chi_{\text{st}} := \min \left( \frac{1}{\phi_{\text{st}} + \sqrt{\phi_{\text{st}}^2 - \lambda_{\text{-st}}^2}}, 1 \right) = 1$$

Knekkingskapasitet

$$N_{\text{stb.Rd}} := \chi_{\text{st}} \cdot A_{\text{st}} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} = 1.494 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse av knekkingskapasitet

$$u_{N_{\text{stb.Rd}}} := \frac{|N_{\text{st}}|}{|N_{\text{stb.Rd}}|} = 0.346$$

$$u_{N_{\text{stb.Rd}}} \leq 1 = 1$$