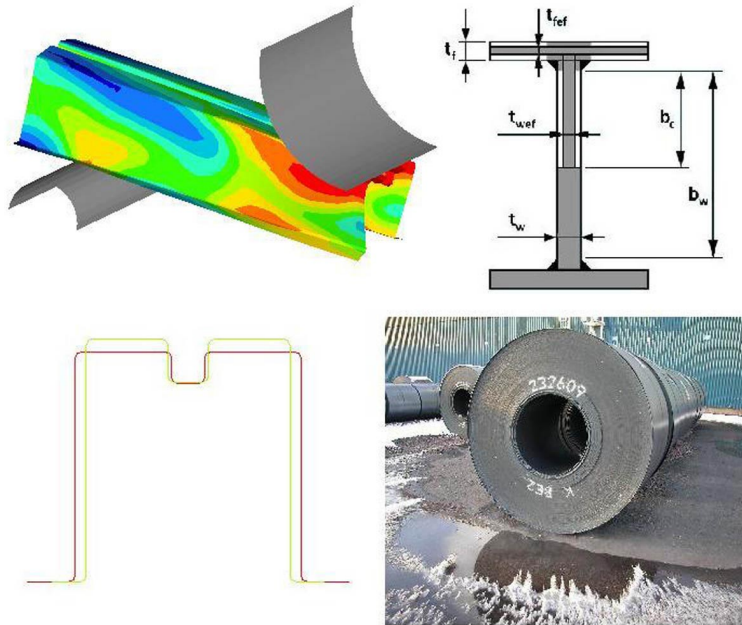




LUND
UNIVERSITY



OPTIMERING AV BALKTVÄRSNITT MED AVSEENDE PÅ BÄRFÖRMÅGA

SARA MATTSSON

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

OPTIMERING AV BALKTVÄRSNITT
MED AVSEENDE PÅ BÄRFÖRMÅGA

Examensarbete utfört av

SARA MATTSSON

Handledare

Per Johan Gustafsson och Torulf Nilsson,
Avd. f. byggnadsmekanik

Sara Skärhem,
SSAB Tunnbrå AB, Avd. f. Applikationsteknik

Förord

Detta examensarbete är utfört under sommaren och hösten 2004 vid Avdelningen för byggnadsmekanik vid Lunds tekniska högskola i samarbete med SSAB Tunnpå AB i Borlänge. Min geografiska placering har under hela arbetet varit vid SSAB Tunnpå AB, Borlänge.

Först vill jag tacka mina handledare civ.ing. Sara Skärhem vid SSAB Tunnpå AB, Borlänge, samt civ.ing. Torulf Nilsson och prof. Per Johan Gustafsson vid Avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds tekniska högskola, för all hjälp och allt stöd under arbetets gång. Med deras kunskaper och stöd har detta examensarbete varit roligt och givande.

Vid SSAB Tunnpå AB, Borlänge, vill jag även tacka Jarmo Hirvelä, Per Frisk och Anders Sundberg för att de tillverkat balkarna till provningen. Tack också till Anders Rosvall för all hjälp vid provningen av balkarna. Till sist vill jag även passa på att tacka alla medarbetare i Hållfasthetsgruppen vid avdelningen Applikationsteknik för alla smarta tips under arbetets gång.

Jag vill också passa på att tacka Henrik Pahlitzsch med kollegor på Altair Engineering i Lund. Deras support på programmen HyperMesh samt HyperStudy har varit till mycket stor hjälp.

Sunnansjö, december 2004

Sara Mattsson

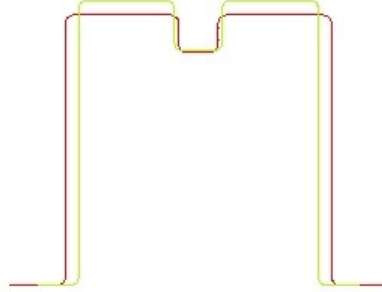
Abstract

SSAB Tunnplåt AB manufactures high strength steel to e.g. beams to trailers, containers, trucks and cars. In high strength steel designs the ratio width to thickness is also high and therefore the risk for local buckling is high. When buckling occurs the stress will redistribute and large deformation will occur. It is therefore important to take buckling into consideration when dimensioning high strength steel structures.

In this master's dissertation the cross section geometry of a hat profile beam has been optimized in respect to the load bearing capacity in bending. The optimization has been performed with the optimization program HyperStudy and the FE-solver ABAQUS. The load bearing capacity for the nominal geometry and the optimized geometry has also been calculated according to the European standard for steel structures, Eurocode 3. Finally prototypes of the nominal and the optimized beam have been manufactured and tested in a three point bending test.

An FE-model with a parameterized description of the cross-section geometry has been used in the optimization program. Due to the geometry, load case, material and boundary condition large deformations in form of buckles will occur. Therefore the theory of large deformations is applied in the FE-calculations. To minimize the solver time for the optimization an explicit solver method, ABAQUS/Explicit, has been used. The use of the explicit solver method has been verified by a convergence study. The cross-section geometry for the nominal and the optimized cross-sections can be seen in Figure 1 and they have the dimensions according to Table 1.

Eurocode 3 uses effective cross-sections to represent the effect of the stress redistribution due to the buckling phenomena. When buckling occurs in a part of the cross section exposed to a pressure load, the width of the cross section part will be replaced by an effective width. The load bearing capacity will then be calculated with the effective measures instead of the original cross sectional measures.



Figur 1: The nominal, red, and optimized, green, cross-section geometry

Tabell 1: The cross section dimensions for the nominal and the optimized beam respectively

	Nominal geometry [mm]	Optimized geometry [mm]
Beam height	110	131
Beam width	40.0	25.0
Groove depth	10.0	13.2
Groove width	10.0	12.0
Free edge	20.0	10.0
Radii	3.00	3.00

The load bearing capacity according to the FE-analysis, Eurocode 3 and the bending test is shown in Table 2. The optimization of the beam according to the FE-calculations gave an 11 % increase of the load bearing capacity. It was not possible to extract the load bearing capacity for the optimized beam in the bending test since the webs of the optimized beam collapsed due to the local transverse resistance. In the testing as well as in the FE-analysis the local transverse resistance has been taken into account and this is the reason why the load bearing capacity calculated from Eurocode 3 is not possible to compare to the values from the FE-analysis and the bending test.

Tabell 2: The results from the load bearing capacity calculations according to FEM, Eurokod and testing

	FEM [kNm]	Eurocode 3 [kNm]	Bending test [kNm]
Nominal geometry	15.5	10.7	12.4
Optimized geometry	17.2	12.4	—

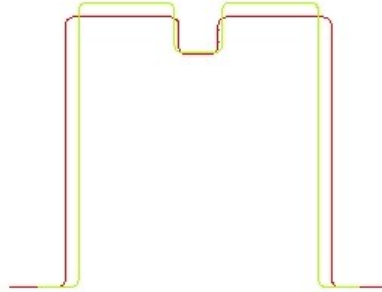
Sammanfattning

SSAB Tunnbrät AB tillverkar höghållfasta stål som bland annat används för att tillverka balkar till trailers, containrar, lastbilar, bilar med mera. För tunnbrätkonstruktioner är förhållandet mellan bredd och tjocklek oftast mycket högt och risken för att lokal buckling inträffar är därmed hög. Vid buckling ändras spänningsfördelningen och det kan uppstå stora deformationer. Det är därför viktigt att ta hänsyn till bucklingsfenomenet vid dimensionering av tunnbrätkonstruktioner.

I detta examensarbete har tvärsnittsgeometrin för en balk med hattprofil optimerats med avseende på bärförmågan i böjande belastning. Optimeringen avsåg att finna en optimal utformning av balktvärsnittets geometri för maximal bärförmåga vid trepunktsböjbelastning, givet plåtens tjocklek och balkens tvärsnittsarea. Optimeringen har utförts med optimeringsprogrammet HyperStudy från Altair Engineering tillsammans med FE-programmet ABAQUS. Bärförmågan för den ursprungliga balkgeometrin och den optimerade geometrin har även kontrollräknats enligt den europeiska byggnormen Eurokod 3 och slutligen har både den ursprungliga och optimerade balken tillverkats och provats i ett trepunktsböjprov.

En FE-modell med parametriserad beskrivning av balkens tvärsnittsgeometri har tagits fram. Till följd av balkens geometri, lastfall, material och randvillkor uppkommer stora geometriska olinjäriteter i form av bucklor och därför har teorin för stora deformationer tillämpats vid FE-beräkningarna. För att minimera lösningstiden för FE-analyserna vid optimeringen har en explicit lösningsmetod använts. Den explicita analysmetoden har verifierats genom en konvergensstudie. Det ursprungliga och optimerade tvärsnittet, Figur 2, har dimensioner enligt Tabell 3.

Eurokod 3 använder effektiva tvärsnitt för att representera den spänningsomlagring som uppstår vid buckling. Då buckling uppstår i en tryckt tvärsnittsdel ersätts måttet på tvärsnittsdelens bredd med måttet på en effektiv bredd vid beräkning av bärförmågan.



Figur 2: Det ursprungliga, rött, respektive det optimerade tvärsnittet, grönt

Tabell 3: Det ursprungliga respektive det optimerade tvärsnittets dimensioner

	Ursprungligt tvärsnitt [mm]	Optimerat tvärsnitt [mm]
Balkens höjd	110	131
Balkens bredd	40.0	25.0
Rillans djup	10.0	13.2
Rillans bredd	10.0	12.0
Balkens fria kant	20.0	10.0
Radierna	3.00	3.00

Bärförmågan enligt FE-beräkningarna, Eurokod 3 samt provningen återfinns i Tabell 4. Optimeringen av balkens bärförmåga gav enligt FE-beräkningarna en ökning av bärförmågan på 11 %. På grund av provets och balkmodellens utformning är det ej möjligt att jämföra resultaten från FE-analyserna samt provningen med Eurokod 3. Eurokod 3 tar här enbart hänsyn till en belastningssituation med ren böjning. Vid provningen och i FE-modellerna tas även hänsyn till upplagskrafterna som i detta fall har varit orsaken till den optimala balkens kollaps. Detta har lett till att den optimerade balkens bärförmåga inte kunde erhållas experimentiellt.

Tabell 4: Bärförmågan enligt FEM, Eurokod 3 samt prov

	FEM [kNm]	Eurokod 3 [kNm]	Prov [kNm]
Ursprunglig geometri	15.5	10.7	12.4
Optimerad geometri	17.2	12.4	—

Innehåll

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Problemformulering	1
1.3	Mål	2
1.4	Avgränsningar	2
1.5	Metod	2
1.6	Företagsbeskrivning	3
2	Teori	4
2.1	Bärförmåga	4
2.2	Geometrisk stabilitet	5
2.2.1	Första ordningens teori	5
2.2.2	Andra ordningens teori	5
2.2.3	Tredje ordningens teori	7
2.3	Buckling	8
2.3.1	Lokal buckling	10
2.3.2	Distorsionsknäckning	12
2.3.3	Global knäckning	12
2.4	Restspänningar och plasticering	14
3	Normer	16
3.1	Allmänt om normer	16
3.2	Eurokod 3	17
3.2.1	Effektiva storheter vid buckling	19
3.2.2	Effektiva storheter vid distorsionsknäckning	20
4	Utförande	24
4.1	Beskrivning av Programvara	24
4.2	Arbetsgång vid Optimering i HyperStudy	24
4.3	Beräkningsmodell	26
4.3.1	Balkgeometri	26
4.3.2	Randvillkor och Laster	27
4.3.3	Materialmodell	28

4.3.4	Parametrisering	30
4.3.5	Imperfektioner	30
4.3.6	Analystid	31
4.3.7	Konvergensanalys	31
4.4	Beräkning av bärförmåga enligt Eurokod 3	31
4.4.1	Beräkning av bärförmåga vid böjande moment	31
4.4.2	Beräkning av upplagskraft	33
5	Provning	35
5.1	Tillverkning av balkar	35
5.2	Provuppställning	35
5.3	Arbetsgång vid provning	35
6	Resultat och analys	38
6.1	FE–Beräkningar	38
6.1.1	DOE–Studie	38
6.1.2	Optimeringen	38
6.1.3	Beräkningar med imperfektioner	42
6.1.4	Resultat från tidsstudie och konvergensanalys	48
6.2	Resultat från beräkningar enligt Eurokod 3	48
6.3	Resultat från provningen	50
6.4	Jämförelse mellan FE–beräkning och prov	51
7	Slutsatser och diskussion	56
7.1	Optimering	56
7.2	Jämförelse mellan FEM, Eurokod 3 samt prov	56
7.3	Förslag till förbättring och fortsatt arbete	58
A	Materialegenskaper	61
A.1	Allmänna egenskaper	61
A.2	Dragprov	62
B	ABAQUS filer	64
B.1	Templex–fil för optimering	64
B.2	ABAQUS–fil för egenmodsanalys	68

Kapitel 1

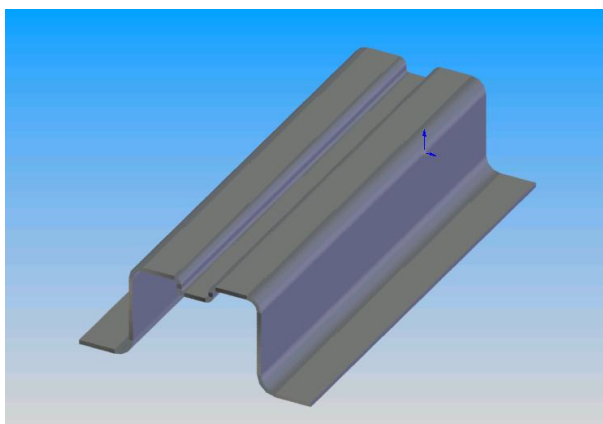
Inledning

1.1 Bakgrund

SSAB Tunnsplåt AB tillverkar höghållfasta stål, stål med mycket hög sträckgräns. Dessa stål används bland annat för att tillverka tunnväggiga balkar till trailers, containrar, lastbilar med mera. Balkarna dimensioneras för olika applikationer vanligtvis med avseende på bärförmågan. Det är vanligt att dimensionera efter den elastiska bucklingsspänningen fast den verkliga bärförmågan överstiger den elastiska bucklingsspänningen. Detta innebär att användning av det överkritiska området, mellan sträckgräns och brottgräns, där tvärsnittsdelar tillåts att buckla, skulle medföra en högre tillåten last för konstruktionen. Vid användning av höghållfast stål är det överkritiska området mindre än vid användning av mjuka konventionella stål. Detta tillsammans med att högre spänningar tillåts ökar risken för buckling. Då den elastiska bucklingsspänningen beror på elasticitetsmodulen och geometrin kan en optimering av balkens tvärsnitt öka balkens bärförmåga.

1.2 Problemformulering

Genom parametrering av tvärsnittsytan för en balkprofil studeras hur utformning och placering av förstävningar påverkar balkens bärförmåga. En finita elementmodell, FE-modell, skall tas fram för balken och detta tvärsnitt skall sedan optimeras med avseende på bärförmågan. Detta sker genom användning av optimeringsprogrammet HyperStudy från Altair Engineering och FE-lösaren ABAQUS. Resultatet från optimeringen kontrolleras mot beräkningar enligt byggnormen Eurokod del 3. Prototyper av det optimerade balktvärsnittet samt ursprungsprofilen tillverkas och provas praktiskt i SSAB Tunnsplåt ABs hållfasthetslaboratorium i Borlänge.



Figur 1.1: Hattprofil med rilla

1.3 Mål

Målet med detta examensarbete är att optimera ett balktvärsnitt för att hitta den geometri som ger balken den högsta bärförmågan genom att parametrisera FE-modeller.

1.4 Avgränsningar

För detta arbete gäller en tidsbegränsning på 20 arbetsveckor. På grund av denna tidsbegränsning har följande avgränsningar valts.

- Ett balktvärsnitt behandlas, en hattprofil, se Figur 1.1
- Ett belastningsfall, trepunktsböjning, beaktas
- Ett material beaktas, Docol 1000 DP, med tjockleken 2 mm
- Tvärsnittet optimeras för en given tvärsnittsarea, d.v.s. arean för respektive tvärsnitt är konstant
- Optimeringen sker inom ramarna för optimeringsprogrammet HyperStudy

1.5 Metod

Det parametriserade balktvärsnittet analyseras med finita elementmetoden, FEM. Till följd av balkens geometri, lastfall, material och randvillkor uppkommer stora geometriska olinjäriteter i form av bucklor vilket bidrar till

att teorin för stora deformationer måste beaktas. Materialet uppvisar vissa deformationshårdnande effekter vilket betyder att en olinjär modell för materialbeteendet måste beaktas.

För att minimera lösningstiden används en explicit lösningsmetod ABAQUS/ Explicit för att lösa fallen med de parametriserade balkmodellerna. Imperfektioner kommer att beaktas på det redan optimerade tvärsnittet vid beräkning av bärförmågan.

Bärförmågan beräknas enligt normen Eurokod 3 och slutligen tillverkas prototyper av balken med ursprungsform samt den optimala formen och provas med trepunktsböjprov i SSABs hållfasthetslaboratorium. Slutligen jämförs och analyseras resultaten från de olika beräkningsmetoderna och provningen.

1.6 Företagsbeskrivning

SSAB, Svenskt Stål Aktiebolag, bildades 1978 genom en sammanslagning av de stora järnverken NJA och Domnarvet samt gruvorna i Grängesberg. Under 70-talet rådde en stor stålkras i hela världen och sammanslagningen var ett måste för att dessa verk skulle överleva. SSAB Tunnpå AB bildades 1988 genom en sammanslagning av divisionerna i Luleå och Borlänge vid en omorganisation av SSAB.

SSAB Tunnpå AB är det största dotterbolaget i SSAB-koncernen och Nordens största tillverkare av tunnpå. Bolaget har sammanlagt ca 4 300 anställda placerade i Borlänge, Luleå, Finspång och Ronneby samt utländska dotterbolag.

I Luleå finns den metallurgiska produktionen som omfattar koksverk, masugn och stålverk med stränggjutning. Kolet till koksverket importeras bland annat från Australien, USA och Kanada och malmen kommer från LKAB i Malmberget strax utanför Gällivare. Metallurgin levererar årligen drygt två miljoner ton stålämnen, så kallade slabs, till Borlänge för vidareförädling. Tre gånger per dygn skickas ämnena på järnväg till Borlänge.

I Borlänge ligger produktionen av tunnpå – varmvalsad, kallvalsad, metallbelagd samt färgbelagd. År 2003 producerades ungefär 2,6 miljoner ton stålprodukter. Stålämnen från Luleå värms upp i två ugnar i Borlänge och valsas till råband. Förädling av dessa råband sker sedan bland annat i betsträckor, kallvalsverket och klippsträckor. I linjerna för metallbeläggning får tunnpåen ett skikt av zink. Påsen kan även beläggas med färg efter tycke och smak. [1]

Kapitel 2

Teori

2.1 Bärförmåga

Bärförmågan för en balk definieras som den högsta last som balken kan bära innan den kollapsar. Detta betyder att mekanismen bakom kollapsen blir dimensionerande. Balkens bärförmåga beror på lastfall, materialval samt balkens geometriska utförande.

Kriteriet för en konstruktions funktion vid statisk last uttrycks ofta som den last då sambandet mellan last och deformation upphör att vara linjär. Detta kan vara då den elastiska bucklingsspänningen, knäckningsspänningen eller sträckgränsen uppnås och konstruktionen börjat att plasticera eller kollapsa i samband med knäckning. Definitionen av bärförmåga kan inte användas strikt vid dimensionering då deformationer kan förändra verkningssättet hos konstruktionen. Till exempel kan en balk som deformeras erhålla en formförändring som gör att balken inte passar in i konstruktionen. Detta bidrar till att ett designkriterium ofta används i samband med bärförmågan.

En balks verkliga bärförmåga ligger en bit över det linjära området på grund av spänningsomlagringar som lokalt sänker spänningarna. Detta betyder att balken kan fortsätta att bära last även då viss plasticering eller buckling inträffat [5]. Imperfektioner i den obelastade balken så som initialbucklor, initialkrokigheter och egenspanningar kan minska balkens bärförmåga [2].

En beräkningsmodell för bärförmåga skall enligt Boverkets konstruktionsregler, BKR 99, avsnitt 8:312, speciellt beakta inverkan av lokal buckling, skålning och skjuvdeformationer. Den gynnsamma effekten från deformationshårdnande kan i vissa fall tillgodoräknas vid beräkningar av bärförmåga hos ett slankt tvärsnitt. Inverkan av lokal buckling vid beräkning av bärförmågan kan beaktas genom att beräkningen utförs med effektiva tvärsnitt med reducerade mått enligt en norm, till exempel Eurokod 3 [7].

2.2 Geometrisk stabilitet

Geometrisk instabilitet innefattar begrepp så som knäckning, buckling och vippning. Instabilitet innebär att relationen mellan kraft och deformation blir olinjär på grund av geometrins utformning och det aktuella lastfallet. Instabilitetsfenomenet illustreras enklast genom att genomföra beräkningar på en enkel geometri med första, andra och tredje ordningens teori enligt nedan [3].

2.2.1 Första ordningens teori

Första ordningens teori bygger på förutsättningarna för linjära beräkningar. Det betyder att endast små förskjutningar och rotationer får förekomma och att materialet är linjärelastiskt. Vid beräkning av jämviktsläget i första ordningens teori tas ingen hänsyn till deformationen. Detta medför att *strukturens respons är linjärt beroende av lasten*. Första ordningens teori ger ingen information om stabilitetsgränsen för konstruktionen.

För första ordningens teori gäller med god noggrannhet vid förutsättningar enligt Ekvation 2.1 där P och F är tryckklaster och u är nedböjning enligt Figur 2.1 [3].

$$\begin{cases} P \cdot u \ll F \cdot L \\ u \ll L \end{cases} \quad (2.1)$$

2.2.2 Andra ordningens teori

Andra ordningens teori förutsätter att jämvikten ställs upp i det deformerade läget. Andra ordningens teori används vid geometriskt olinjära analyser med små deformationer. Genom analys med denna metod kan en teoretisk övre gräns för bucklingslasten bestämmas, den elastiska bucklingsspänningen. Därför benämns beräkningar enligt andra ordningens teori även som linjär bucklingsanalys. För exempel på problem som kan lösas med andra ordningens teori se Figur 2.2.

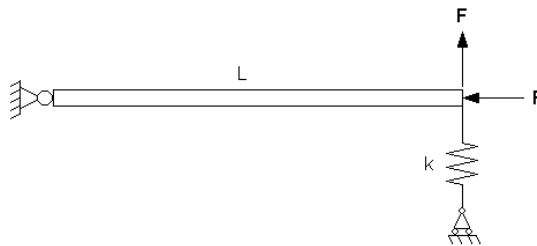
I andra ordningens teori ställs jämvikten upp med hänsyn till deformationen, se Figur 2.3. Momentjämvikt i deformerat läge enligt Figur 2.3 ger vid små vinklar enligt Ekvation 2.2 en jämviktsekvation enligt Ekvation 2.3.

$$\begin{cases} \cos \theta \approx 1 \\ \sin \theta \approx \theta \end{cases} \quad (2.2)$$

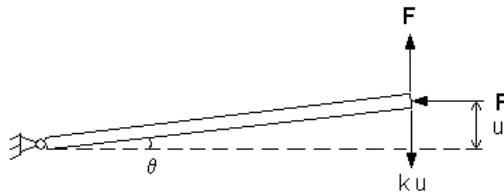
$$F \cdot L + P \cdot u - k \cdot u \cdot L = 0 \quad (2.3)$$



Figur 2.1: Fast inspänd balk belastad i den fria änden



Figur 2.2: En enkel konstruktion



Figur 2.3: Frläggning av stängen med hänsyn till deformationen

Kraften kan då uttryckas enligt Ekvation 2.4 och där utläses att styvheten minskar på grund av tryckkraften P .

$$F = \left(k - \frac{P}{L}\right) \cdot u \quad (2.4)$$

Strukturens stabilitet då $F = 0$ och $u \neq 0$ uppfylls för Ekvation 2.4 om

$$k - \frac{P}{L} = 0 \quad (2.5)$$

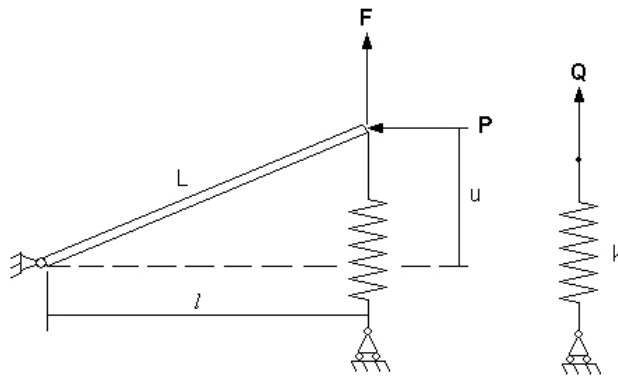
Detta innebär att ett utböjt jämviktsläge existerar även för $F = 0$, vilket definierar strukturens knäcklast, Ekvation 2.6, ibland även kallad den elastiska bucklingslasten [3].

$$P_{cr} = k \cdot L \quad (2.6)$$

2.2.3 Tredje ordningens teori

Den *tredje ordningens teori* är den olinjära bucklingsanalys som beskriver ett fullständigt kraft – deformationssamband för godtyckliga deformationer. Balken i Figur 2.2 belastas med en axiell kraft P så att förhållandet i Figur 2.4 erhålls.

Momentjämvikten runt balkens inspända ände uttrycks enligt Ekvation 2.7.



Figur 2.4: Stång-fjäder konstruktion utsatt för stora deformationer

$$F \cdot l + P \cdot u - Q \cdot l = 0 \quad (2.7)$$

Längden l uttrycks enligt Ekvation 2.8 och Q motsvarar fjäderns egenskaper enligt Ekvation 2.9.

$$l = \sqrt{L^2 - u^2} \quad (2.8)$$

$$Q = k \cdot u \quad (2.9)$$

Kraften F kan då uttryckas enligt Ekvation 2.10

$$F = Q - P \frac{u}{l} = \left(k - \frac{P}{L} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{u^2}{L^2}}} \right) \cdot u \quad (2.10)$$

I detta fall påverkas kvoten F/u både av kraften P och utböjningen u . Om kraften F uttrycks enligt Ekvation 2.11 i enlighet med knäcklasten från andra ordningens teori kan den tryckkraften P lösas ut och uttryckas enligt Ekvation 2.12 [3].

$$F = \alpha \cdot k \cdot L \quad (2.11)$$

$$\frac{P}{kL} = \left(1 - \frac{\alpha}{L} \right) \cdot \sqrt{1 - \frac{u^2}{L^2}} \quad (2.12)$$

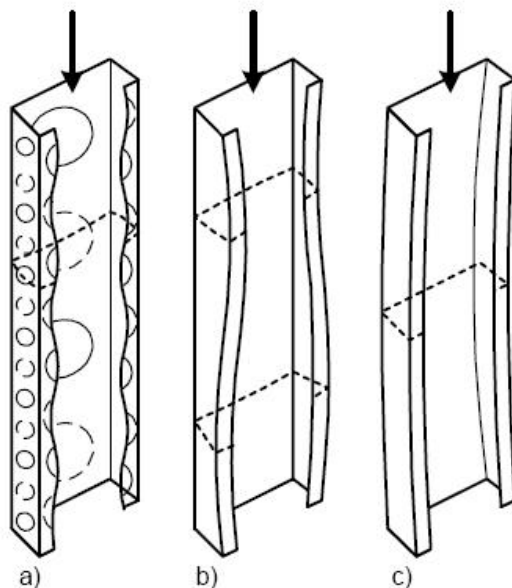
Termen α kan ses som en störning av knäcklasten och påverkar bärförmågan.

FE-programmet ABAQUS/Explicit använder i princip tredje ordningens teori vid olinjär bucklingsanalys då parametern *NLGEOM=YES ingår i input-filen. Vid en modellering av ett hållfasthetsproblem i ett FE-program erhåller modellen perfekta dimensioner motsvarande att termen α är noll. Detta ger en högre bärförmåga än det verkliga fallet. Genom att implementera imperfektioner i modellen kan termen α erhålla ett värde skilt från noll och analysen kommer då att ge en bärförmåga närmare den verkliga bärförmågan.

2.3 Buckling

Buckling är som namnet antyder små bulor eller bucklor som kan uppstå på plåtfält som påverkas av tryck- eller skjuvspänningar i plåtens plan. Detta är ett stabilitetsfenomen som är speciellt vanligt för slanka detaljer, detaljer där bredden är mycket större än detaljens tjocklek. Vid buckling omlagras spänningarna i plåtfältet så att spänningarna minskar i de utböjda delarna och ökar mellan bucklorna. Detta medför att ett energimässigt lägre jämviktsläge uppstår.

Buckling uppkommer ofta lokalt i en tvärsnittsdelen som utsätts för tryckspänning. Det finns tre huvudtyper av buckling eller knäckning som kan förekomma vid kallformade profiler och dessa är lokal buckling, distorsionsknäckning samt global knäckning, se Figur 2.5. Om brott uppkommer i en tryckt tvärsnittsdelen sker det så gott som alltid till följd av lokal buckling eller distorsionsknäckning, i de fall då detta är möjligt.



Figur 2.5: Exempel på a) lokal buckling, b) distorsionsknäckning och c) global knäckning, i detta fall böjknäckning [2]

Plätens slankhet är den faktor som har störst betydelse vid buckling. Buckling kan uppstå både före och efter det att sträckgränsen uppnåtts, slanka plåtar bucklar tidigare än icke slanka plåtar. I de fall plåten bucklar innan sträckgränsen uppnåtts kallas spänningen då den ideellt plana plåten bucklar ut för den elastiska bucklingsspänningen, σ_{cr} . Den elastiska bucklingsspänningen är proportionell mot $(t/b)^2$, där t och b är plåtfältets tjocklek respektive bredd, och avtar därför kraftigt med ökad slankhet. Däremot utgör inte bucklingslasten någon övre gräns för bärförmågan så som knäckningslasten gör vid tryckta stänger. Bucklingslasten kan beräknas med hjälp av *Andra ordningens teori* för geometrisk olinjäritet, se Kapitel 2.2.2. Det som händer med konstruktionen efter det att bucklingslasten har uppnåtts måste behandlas med *Tredje ordningens teori*, se Kapitel 2.2.3.

Balkar som utsätts för tryckspänning, och därmed riskerar att buckla, delas in i olika tvärsnittsklasser beroende på dess geometriska utformningar. Klasserna är indelade enligt brottbeteende och dimensioneringsmetod. Tvärsnittsklassernas indelning beror på vilken norm som används. Mer om tvärsnittsklasser och hur balktvärsnitt dimensioneras kan läsas i Kapitel 3.2.

En fyrsidigt upplagd slank plåt, exempelvis en inre fläns eller ett liv i en balk, har en bärförmåga som överstiger den elastiska bucklingsspänningen då kanterna förhindrar plåten att böja ut. En plåt utan stadgade kanter kommer däremot att böjas ut och knäckas likt en tryckt stång. En fyrsidigt upplagd plåt kommer att deformeras som en dubbelkrökt yta under förutsättning att de belastade kanterna förblir raka efter utbucklingen.

Bärförmågan utöver bucklingslasten har betydelse vid slanka plåtar och ökar med ökande slankhet. Detta beror på att det finns större utrymme för spänningsomlagring när skillnaden mellan bucklingsspänningen och sträckgränsen är stor, se Figur 2.6. Området som tillåter spänningsomlagring kallas för överkritiskt område och innefattar spänningsområdet mellan den elastiska bucklingsspänningen och konstruktionens brottspänning [2].

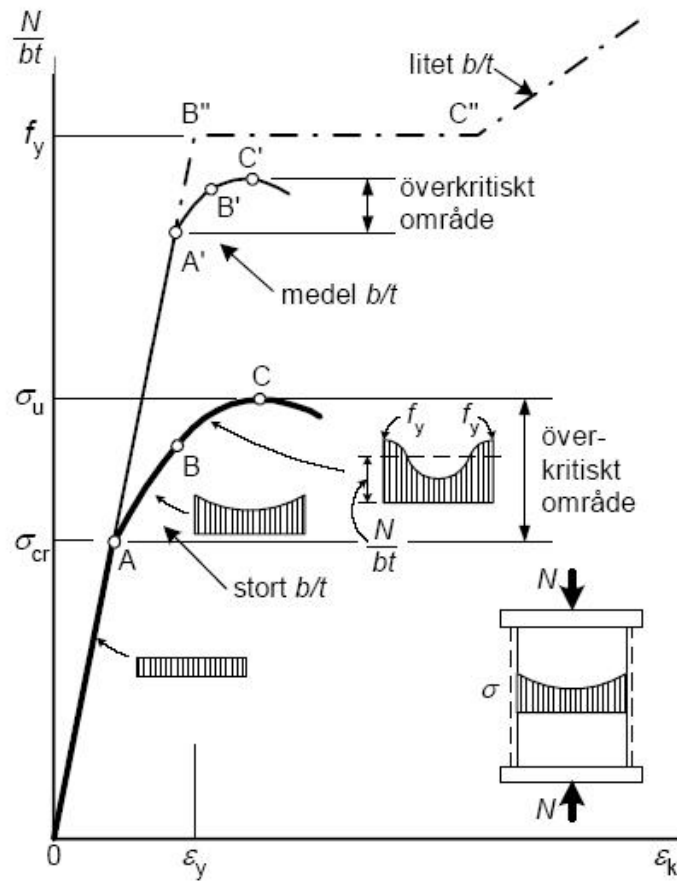
För att stabilisera plana plåtytor mot buckling kan balkprofiler som ska klara höga spänningar förses med avstyvningar. Avstyvningen kan vara i form av en rilla (en skåra i plåten), ett veck på plåten eller som en påsvetsad plåt längs eller tvärs plåtfältet. Det är vanligast att avstyvningarna tillverkas genom bockning eller rullformning och utformas då som rillor eller veck. Om avstyvningens knäckspänning är högre än den oavstyvade plåtens bucklingsspänning förhindrar avstyvningen plåtens deformationer. Varje plåtfält kan anses inspänt av avstyvningarna och bucklingsspänningen för varje enskilt plåtfält är dimensionerande [5].

2.3.1 Lokal buckling

Lokal buckling uppstår innan sträckgränsen uppnåtts och det är därför särskilt viktigt att ta hänsyn till bucklingsfenomenet vid dimensionering av liv och flänsar för balkar. Speciellt viktigt är det vid konstruktion av balkar i höghållfast stål där tjocklekarna är små i förhållande till plåtfältets bredd.

Lokal buckling sker i form av en eller flera små bucklor längs en fläns eller ett liv. Längden hos bucklorna är av samma storleksordning som tvärsnittsdelen bredd med undantag för tvärsnittsdelar med fri kant. För tvärsnittsdelar med fri kant är bucklingslängden 2 till 5 gånger tvärsnittets bredd.

Karakteristiskt för lokal buckling är att det finns ett utpräglat överkritiskt område. Detta betyder att lokal buckling uppstår vid relativt låga spänningar och att lasten kan ökas utöver den elastiska bucklingsspänningen. Det slutliga brottet kommer att uppstå i en buckla som tar överhand över de övriga bucklorna. Lokal buckling kan beskrivas bra med effektiva tvärsnittsstorheter, se Kapitel 3.1; [2].



Figur 2.6: Spänning-stukningsdiagram för plåtfält med olika slankhet, b/t . Bredden på plåtfältet betecknas b och tjockleken på plåtfältet betecknas t . I figuren betecknar σ_{cr} den elastiska bucklingsspänningen, σ_u den spänning vid vilken plåtfältet kollapsar och f_y plåtens sträckgräns. Vid A kommer plåtfältet upphöra att uppträda linjärelastiskt, vid B kommer plåtfältet att börja plasticera och vid C kommer konstruktionen att kollapsa [2]

2.3.2 Distorsionsknäckning

Distorsionsknäckning eller distorsionsbuckling uppkommer vid användning av kallformade profiler med fria kanter som utsätts för tryckspänning. Vid distorsionsbuckling finns inget utpräglat överkritiskt område och konstruktionen knäcker ut i långa vågor. Till distorsionsknäckning räknas även knäckning av avstyvningar så som rillor i flänsar och veck i liv.

De två vanligaste fallen av distorsionsknäckning är knäckning av kantvecket vid Z- och C-balk samt knäckning av avstyvningar så som rillor och veck. Aktuellt för detta examensarbete är att dimensionera mot knäckning av rillan vid böjning.

Rillan knäcker ut i vågor med en halv våglängd som är tre till fem gånger flänsens bredd. Vid beräkning av bärförmåga för en profil försedd med en avstyvande rilla måste distorsionsknäckning beaktas. Knäcklasten för rillan bestäms på samma sätt som för en stång på elastiskt underlag, se Figur 2.7. För en flänsrilla i en momentbelastad balk bestäms knäcklasten enligt Ekvation 2.13.

$$N_{cr} = 2\sqrt{cEI} \quad (2.13)$$

Bäddmodulen, c , beror på rillans utböjning, y_r , och placeringen på flänsen. För en centrisk placerad flänsrilla kan utböjningen beräknas med hjälp av två enhetslast, $u/2$, i kanterna av rillan, se Figur 2.8. Utböjningen för rillan kan då uttryckas enligt

$$y_r = \frac{0.5ub_p s_r}{D} b_p + \frac{ub_p^3}{2 \cdot 3} = \frac{ub_p^3}{6D} \left(1 + \frac{3b_s}{b_p}\right) \quad (2.14)$$

Där plattstyvheten, D , är

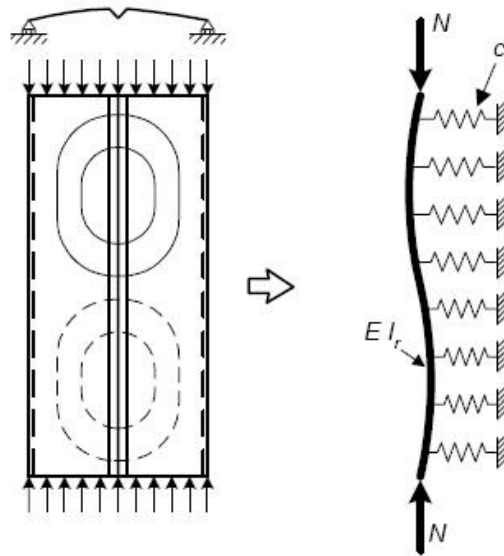
$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2.15)$$

Den första termen i 2.14 beror av böjningen av rillan vilken ger en vinkeländring som multiplicerat med b_p ger utböjningen. Den andra termen tillkommer till följd av den plana delens nedböjning. Genom insättning av $c = u/y_r$ i Ekvation 2.13 erhålls ett nytt uttryck på knäcklasten enligt Ekvation 2.16 [2].

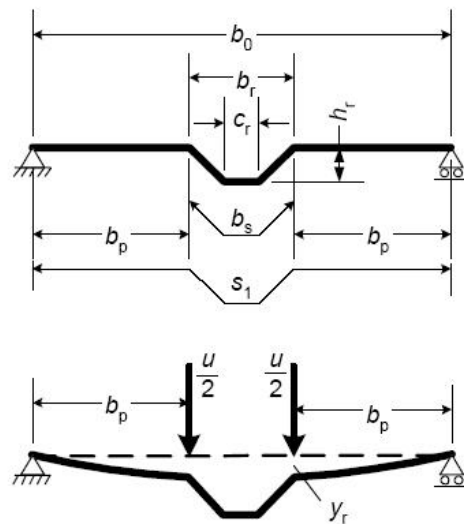
$$N_{cr} = 4.2E \sqrt{\frac{I_r t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}} \quad (2.16)$$

2.3.3 Global knäckning

Det finns många typer av global knäckning beroende på hur deformationen vid knäckning sker. Böjknäckning, vridknäckning samt vippning är några exempel på global knäckning. Gemensamt för alla typer av global knäckning är att hela balken böjer ut i en buckla och knäcks [2].



Figur 2.7: Modell för knäckning av en fläns med rilla. Rillan modelleras som en balk upplagd på fjädrar med bäddmodulen, c [2]



Figur 2.8: Fläns med rilla i mitten [2]

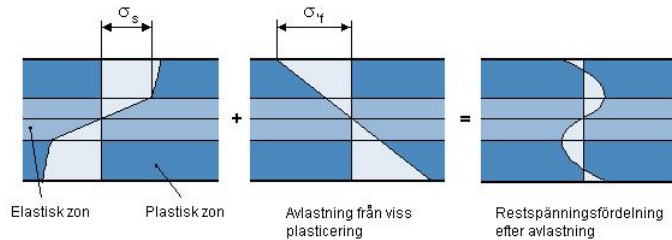
2.4 Restspänningar och plasticering

Vid kallformning av balkprofiler kommer inre spänningar att introduceras i detaljen. Då detaljen formas överstiger spänningen sträckgränsen och när produkten avlastas uppstår återfjädring. De restspänningar som återstår efter återfjädringen är de inre spänningarna, se figur 2.9. Restspänningsfördelningen i den formade detaljen beror på graden av plasticering. Det är dessa restspänningar som orsakar återfjädringen. Om formningen kan drivas ända till genomplasticering av tvärsnittet elimineras återfjädringen nästan helt.

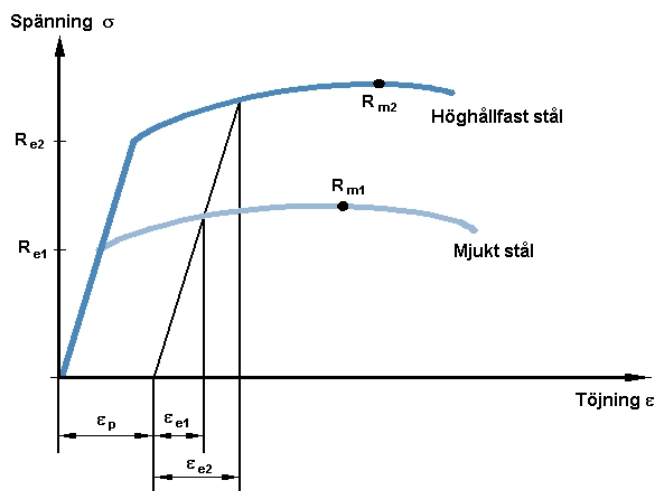
En plastisk deformation innebär en permanent formförändring med konstant volym. Då materialet belastas uppstår först en elastisk töjning och först efter att materialets sträckgräns har uppnåtts kommer materialet att börja deformeras plastiskt. När materialet sedan avlastas kommer den elastiska deformationen att försvinna och detta kallas för återfjädring. Återfjädringen ökar med ökad hållfasthet. Vid användning av höghållfasta stål måste återfjädringen beaktas. I Figur 2.10 ses ett spännings-töjningsdiagram för ett mjukt och ett höghållfast stål med sträckgränserna R_{e1} respektive R_{e2} samt motsvarande brottgränser R_{m1} och R_{m2} . Belastningen är sådan att den plastiska deformationen ε_p skall vara lika för de båda materialen efter avlastning.

I spänning-töjningsdiagrammet i Figur 2.10 kan även utläsas att stålet deformationshårdar efter att sträckgränsen uppnåtts. Sambandet mellan spänning och deformation efter det att sträckgränsen uppnåtts kan beskrivas enligt Ekvation 2.17 där σ är den sanna spänningen, K är en materialkonstant, ε är den sanna plastiska töjningen och n är kallhårdningsexponenten. Det är kallhårdningsexponenten som beskriver den deformationshårdande effekten [4].

$$\sigma = K \cdot \varepsilon^n \quad (2.17)$$



Figur 2.9: Överlagring av spänningsfördelning från formning och avlastning ger en restspänningsfördelning i tvärsnittet. De ljusa fälten i mitten av tvärsnittet är det elastiska området [4]



Figur 2.10: Plastisk och elastisk deformation för två stål med olika hållfasthet. ϵ_p beskriver den plastiska deformationen och ϵ_e beskriver den elastiska deformationen även kallad återfjädring [4]

Kapitel 3

Normer

3.1 Allmänt om normer

Det finns olika normer och rekommendationer vid konstruktionsarbete och det finns olika normer för olika konstruktionsområden, till exempel för byggnader, hissar, kranar och tryckkärl. De är alla uppbyggda på det sätt som passar den aktuella branschen bäst [6]. Två exempel på normer inom byggindustrin är Eurokod 3, samt Tunnbränsnorm, StBK-N5. StBK-N5 utvecklades under 70-talet och spreds först till Norden och sedan även till övriga delar av Europa där den senare blev underlag för de europeiska reglerna, Eurokod 3 [2].

En norm är ofta mycket generell och konservativ, lämnar mindre utrymme för nytänkande och ger normalt konstruktionslösningar som ligger på den säkra sidan [6]. Förutom de två ovannämnda normerna finns en regelbok, Boverkets konstruktionsregler, BKR 99, och en handbok från Boverket, Boverkets handbok om stålkonstruktioner [7], BSK 99, till hjälp vid konstruktionsarbete för att uppnå de svenska reglerna och förordningarna inom byggsektorn. Anvisningarna enligt BSK 99 är på väg att ersättas av de mer övergripande Europeiska normerna [7].

Vid beräkning enligt byggnormer erhålls ett börvärde på bärförmågan, som normalt inte är medelvärdet av bärförmågan utan istället ett värde kallat det karakteristiska värdet. Detta värde definieras ofta som den undre 5 % fraktilen av bärförmågan. Beroende på material och användningsförhållanden divideras detta värde sedan med olika koefficienter som är större eller lika med 1.0 för att få en säker konstruktion.

Särskilt utmärkande för tunnbränsprofiler är deras benägenhet för lokal buckling, se Kapitel 2.3.1, och distorsionsknäckning, se Kapitel 2.3.2. Hänsyn till buckling och distorsionsknäckning kan tas genom reduktion av spänning-

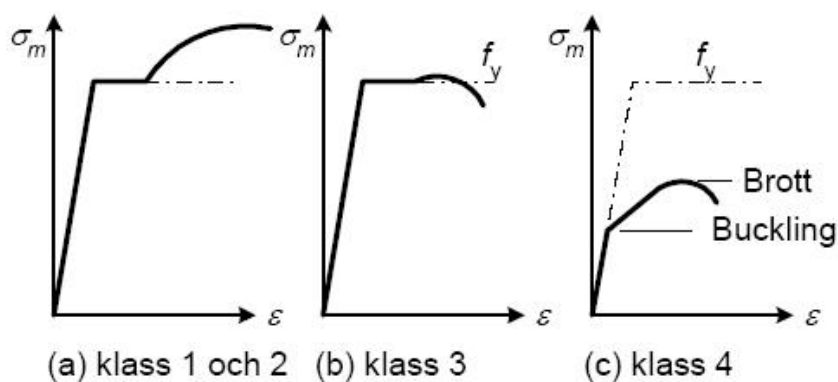
gen eller genom att ett reducerat tvärsnitt används vid bestämningen av bärförmågan. Idag är modeller baserade på effektiva tvärsnitt vanligast vid beräkningar av bärförmågan för kallformade tunnplåtsprofiler. Dessa modeller har fördelen av att mer eller mindre inkludera effekten av spänningsomlagringarna inom tvärsnittet till följd av lokal buckling. Effekten av spänningsomlagringarna ökar vid ökad slankhet.

Beräkningsproceduren för tvärsnittsklasserna med låg slankhet liknar den som används vid konventionella profiler med hög slankhet. Skillnaden är att effektiva tvärsnittsdimensioner används istället för de ursprungliga dimensionerna. Det effektiva tvärsnittet sammanställs av de olika tvärsnittsdelarnas effektiva bredder, sedan beräknas tvärsnittsstorheter på samma sätt som vid tvärsnitt med icke slanka delar. Det effektiva tvärsnittets utseende beror på tvärsnittets ursprungsdimensioner, slankheten samt vilken typ av belastning som profilen utsätts för. EK3-1-3 samt StBK-N5 använder sig av effektiva bredder för att bygga upp det effektiva tvärsnittet medan BSK 99 använder sig av effektiva tjocklekar. Båda metoderna ger ofta samma resultat men effektiv tjocklek är enklare att använda vid komplicerade tvärsnitt [2].

3.2 Eurokod 3

Eurokod är normer framtagna av *European Committee for Standardisation* för att skapa gemensamma konstruktionsregler för hela Europa. Till Eurokod finns en nationell bilaga där varje land ytterligare kan specificera vilka normer och regler som skall gälla i det aktuella landet. Eurokod är uppdelad i 9 olika konstruktionsområden och den tredje delen omfattar normer för dimensionering av stålkonstruktioner. Eurokod 3 är i sin tur uppdelad i olika delar rörande olika stålkonstruktioner. Aktuella delar för tunnplåtskonstruktioner är bland annat del 1-3 *Supplementary rules for coldformed thin gauge members and sheeting* samt del 1-5 *Supplementary rules for planar plated structures without transverse loading* [9] [10].

Vid beräkning av bärförmåga vid böjning av kallformade tunnplåtsbalkar enligt Eurokod 3 delas balkarna in i olika tvärsnittsklasser som beror av de tryckta tvärsnittsdelarnas slankhet. I Eurokod 3-1-1 har fyra tvärsnittsklasser definierats enligt nedan. För typiska dragprovkurvor för respektive tvärsnittsklass se Figur 3.1.



Figur 3.1: Samband mellan spänning och töjning för tvärsnittsdelen från olika tvärsnittsklasser [2]

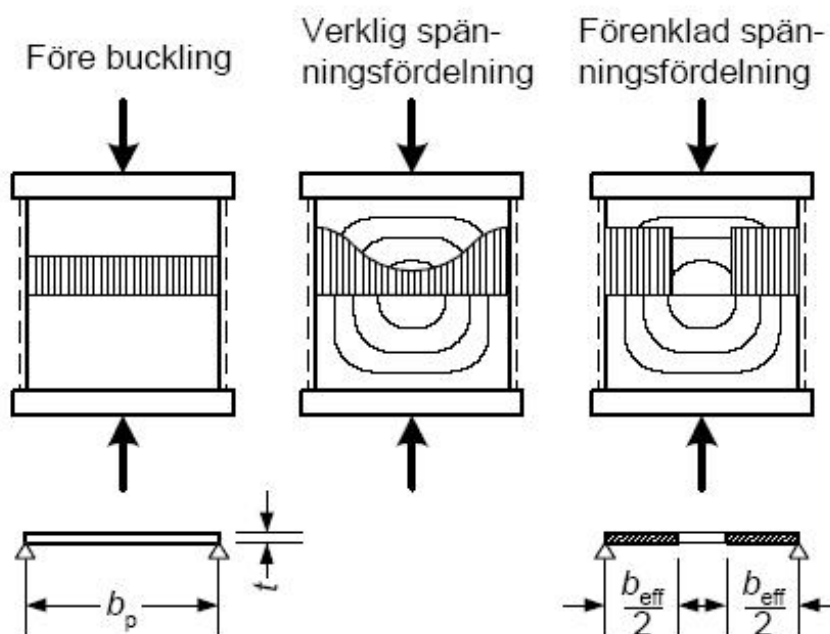
Tabell 3.1: Övre slankhetsgränser för de olika tvärsnittsklasserna i Eurokod uttryckta som relativ slankhet enligt Ekvation 3.1

Tvärsnittsdelen	klass 1	klass 2	klass 3	klass 4
Fläns, fri kant	0.48	0.54	0.75	$\lambda > 0.75$
Fläns, innre	0.58	0.67	0.74	$\lambda > 0.74$
Liv	0.52	0.60	0.89	$\lambda > 0.89$

- **Klass 1 och 2** Tvärsnittet uppnår plastisk momentbärförmåga.
- **Klass 3** Tvärsnittet uppnår minst elastisk momentbärförmåga. Buckling uppkommer efter att sträckgränsen uppnåtts, post buckling.
- **Klass 4** Tvärsnittet uppnår inte elastisk momentbärförmåga på grund av lokal buckling, elastisk buckling. [8]

Slankheten för en tryckt tvärsnittsdelen beräknas enligt Ekvation 3.1 och gränserna för de olika tvärsnittsklasserna kan läsas i Tabell 3.1; [8].

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_{yb}}{k_\sigma \pi^2 E}} = 1.052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{k_\sigma E}} \quad (3.1)$$



Figur 3.2: Effektiv bredd, b_{eff} för en tryckt fläns i tvärsnittsklass 2 eller 3 [2]

3.2.1 Effektiva storheter vid buckling

I de fall balkarna innefattas av tvärsnittsklass 4 ligger balkens bärförmåga under den last som krävs för att uppnå flytning, se Kapitel 2.3. För att simulera den spänningsomlagring som sker vid buckling ersätts balkens tvärsnitt med effektiva bredder, se Figur 3.2, innan bärförmågan beräknas. För tvärsnittsklass 1 till och med 3 beräknas bärförmågan som vanligt med tvärsnittsstorheter utan effektiva mått.

För tvärsnitt i klass 4 beräknas den effektiva bredden enligt Ekvation 3.2 [9].

$$b_{eff} = \rho b_p \quad (3.2)$$

b_{eff} och b_p beskrivs i Figur 3.2 och där ρ är reduktionsfaktorn som beräknas för inre tvärsnittsdelar enligt Ekvation 3.3. Inre tvärsnittsdel betyder att tvärsnittsdelens kanter förblir parallella efter deformation, exempel på detta kan vara en fläns i en lådbalk.

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.55(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \leq 1.0 \quad (3.3)$$

För tvärsnittsdelar med fri kant beräknas reduktionsfaktorn enligt Ekvation 3.4.

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} \leq 1.0 \quad (3.4)$$

I kallformad plåt ökar sträckgränsen på grund av deformationshärdning efter kallbearbetning och sträckgränsen efter formning betecknas f_{ya} i Eurokod och dess inverkan får utnyttjas i balkar som inte bucklar i tvärsnittsklass 1 och 2. I övriga tvärsnittsklasser används sträckgränsen före bearbetning som betecknas i Eurokod som f_{yb} .

För inre tvärsnittsdelar som utsätts för tryckbelastning beräknas de effektiva bredderna utifrån vilken spänningsfördelning som råder över tvärsnittsdelen enligt ekvationerna i Tabell 3.2. För tvärsnittsdelar med fri kant som utsätts för tryckbelastning beräknas de effektiva bredderna utifrån rådande spänningsfördelning enligt ekvationerna i Tabell 3.3. Ur dessa figurer kan även bucklingsfaktorn, k_σ , som är beroende på spänningsfördelningen över tvärsnittet samt plåtfältets gränsvillkor bestämmas [8].

3.2.2 Effektiva storheter vid distorsionsknäckning

I de fall tvärsnittsprofilen är försedd med en avstyvande rilla måste distorsionsknäckning av rillan beaktas vid beräkning av balkens bärförmåga. Rillans knäcklast beräknas enligt Kapitel 2.3.2. Beräkningen av bärförmågan sker då i följande steg, se Figur 3.3.

1. Effektiv bredd för de plana fälten beräknas under förutsättningen att kanterna är ledat upplagda och att rillan utgör ett stelt upplag.
2. Rillan och angränsande effektiva delar betraktas som en tryckt stång som är elastiskt stadgad av tvärgående plåtstrimlor.
3. Tvärsnittsarean för rillan reduceras till en effektiv area som beror av knäcklasten [2].

Tvärsnitssarean för rillan reduceras till ett effektivt tvärsnitt genom att först beräkna rillans knäcklast, N_{cr} , enligt Ekvation 3.5 där b_p och b_s förklaras i Figur 3.4. Tröghetsmomentet, I_r , beskriver rillans tröghetsmoment.

$$N_{cr} = 4.2E \sqrt{\frac{I_r t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}} \quad (3.5)$$

Den kritiska knäckningsspänningen bestäms därefter genom Ekvation 3.6.

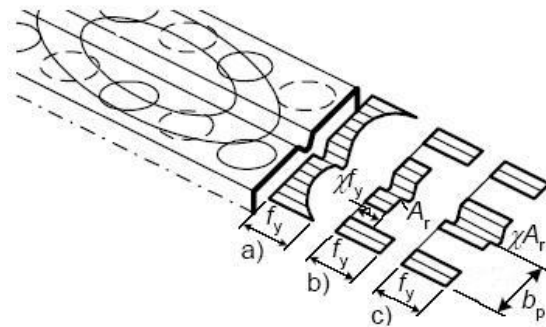
$$\sigma_{cr,r} = \frac{N_{cr}}{A_r} \quad (3.6)$$

Tabell 3.2: Beräkning av effektiv bredd för inre tvärsnittsdelar utifrån spänningsfördelningen [10]

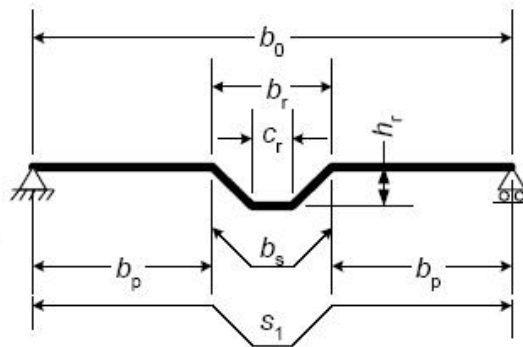
Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabell 3.3: Beräkning av effektiv bredd för inre tvärsnittsdelar med fri kant utifrån spänningsfördelningen [10]

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	1	ψ	-3
Buckling factor k_{σ}	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$		-1
Buckling factor k_{σ}	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$		23,8



Figur 3.3: Fläns med rilla, a) verklig spänningsfördelning över fläns och rilla, b) spänningsfördelning efter reduktion för buckling, c) spänningsfördelning efter reduktion för distorsionsknäckning [2]



Figur 3.4: Beskrivning av tvärsnittsmått för en fläns med längsgående rilla [2]

Slankhetsparametern λ_d beräknas med Ekvation 3.7. Index d används för att markera att tvärsnittet reduceras med avseende på distorsionsknäckning.

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,r}}} \quad (3.7)$$

Utifrån slankhetsparametern λ_d bestäms reduktionsfaktorn χ_d som används för att reducera tjockleken på de angränsande flänsarna, Ekvation 3.8, 3.9 eller 3.10 [2].

För $\lambda_d \leq 0.65$

$$\chi_d = 1.0 \quad (3.8)$$

För $0.65 < \lambda_d < 1.38$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723\lambda_d \quad (3.9)$$

För $\lambda_d \geq 1.38$

$$\chi_d = 0.66/\lambda_d \quad (3.10)$$

Kapitel 4

Utförande

4.1 Beskrivning av Programvara

Vid modellering och optimering av balkmodellen har programvara från Altair Engineering använts. Altair Engineering har lanserat en samling program för FE-modellering under namnet HyperWorks. De program som beskrivs nedan är de som använts i detta examensarbete.

HyperMesh är ett finita element pre- och postprocesseringsprogram som gör det möjligt att bygga upp modeller, studera resultat samt exekvera andra program. Genom HyperMesh är det möjligt att starta optimeringsprogrammet HyperStudy eller använda den inbyggda optimeringsalgoritmen HyperOpt samt den inbyggda FE-lösaren OptiStruct. Vid användning av en extern FE-lösare kan en input-fil skapas och exporteras från HyperMesh [11].

HyperStudy är inget eget beräkningsprogram i sig självt utan en generell mjukvara som kan användas för att studera beteendet hos olika CAD och FE-modeller. I HyperStudy kan man undersöka modeller genom att utföra Design Of Experiment studier, DOE-studier, optimerings- och/eller stokastiska undersökningar. Från en mall eller genom länkar till HyperMesh kan detta program producera input-filer och starta beräkningar med önskad FE-lösare. HyperStudy extraherar önskade resultat från analyserna och sammanställer dem statistiskt [12].

4.2 Arbetsgång vid Optimering i HyperStudy

Optimeringen av de två balktvärsnitten utförs med preprocessprogrammet HyperMesh samt optimeringsprogrammet HyperStudy och beräkningarna utförs i ABAQUS/Explicit. Beräkningsmodellen byggs upp och parametriseras i HyperMesh. Därefter genomförs optimeringen i HyperStudy. HyperStudy skapar utifrån den parametriserade modellen inputfiler till ABAQUS

och resultatet från dessa beräkningar analyseras i HyperStudy.

I HyperMesh förses modellen med domäner genom verktyget HyperMorph. Dessa domäner har egenskapen att elementnätet i och runt de aktuella domänerna anpassas efter formförändringar, detta kallas för morphning. Med morphning förändras modellens form i enlighet med de önskade formförändringsparametrarna. Modellens förändrade utseende sparas som former, en för varje parameter, i en shape-fil. Denna fil tillsammans med nodernas ursprungsläge ligger till grund för designvariablerna.

Designvariablerna anger hur formen på modellen skall förändras för respektive variabel, till exempel höjden eller bredden på balken. Designvariablerna anges som en skalning av modellen där 1.0 motsvarar skillnaden mellan modellens ursprungliga form och den pålagda formen från shape-filen.

I HyperStudy skapas en templex-fil med filformat tpl som ligger till grund för hela optimeringsprocessen. I denna fil återfinns alla designvariablerna först i filen. Från denna fil framställs alla inputfiler till beräkningarna genom att koordinaterna för alla noder beräknas med hjälp av designvariablerna och shape-filen. En templex-fil ser ut som en ABAQUS input-fil fast alla nodkoordinater är ersatta med en länk till shape-filen. En designvariabel ser ut enligt följande i templex-filen:

```
{parameter(DVAR2,'rilla_djup', 0.0, -2.0, 2.0)}
```

Efter namnet på designvariabeln kommer den initiella skalningen och därefter följer den undre respektive övre gränsen för skalningen. Se Bilaga B.1 för fullständig templexfil.

I HyperStudy utförs först en *Design of Experiment Study*, DOE-studie. En DOE-studie är ett test som undersöker hur stort inflytande varje ingående designvariabel har på slutresultatet. Ur denna studie går det att utläsa vilken av designvariablerna som ger störst respektive minst effekt vid optimering. Detta kan medföra att någon eller några designvariabler går att utesluta ur optimeringen utan att det påverkar optimeringsresultatet nämnvärt. Vid komplicerade modeller kan lösningstiden för optimeringen förkortas betydligt om färre parametrar optimeras och det är också anledningen till att en DOE-studie har genomförts i detta fall. En DOE-studie utförs helt utan hänsyn till eventuella bivillkor.

I HyperStudy är det möjligt att optimera på två sätt, approximativt samt genom FE-beräkningar. I den approximativa metoden ansätts ett approximativt uttryck från resultatet av DOE-studien som utvärderas analytiskt. Optimeringsresultatet beror i detta fall på hur väl approximationen stämmer med DOE-studiens resultat. Det andra sättet är att prova sig fram genom

att skala designvariablerna och utföra beräkningar utifrån dessa skalningar. Resultatet från analyserna ligger sedan till grund för nästa beräkning. I det här fallet är lösningen inte beroende av någon approximation då flera beräkningar utförs för att hitta ett maximum eller minimum. Däremot riskerar optimeringsstudien att avbrytas då ett lokalt maximum eller minimum uppnåtts, d.v.s det är inte alltid säkert att optimeringsresultatet är det optimala resultatet.

I optimeringssteget anges de parametrar som skall optimeras samt begränsningar. I detta fall anges reaktionskraften som den parameter som skall optimeras och massan av balken anges som begränsning. Då balkens längd och massa hålls konstant hålls även tvärsnittsarean konstant. Detta gäller för båda optimeringsalternativen.

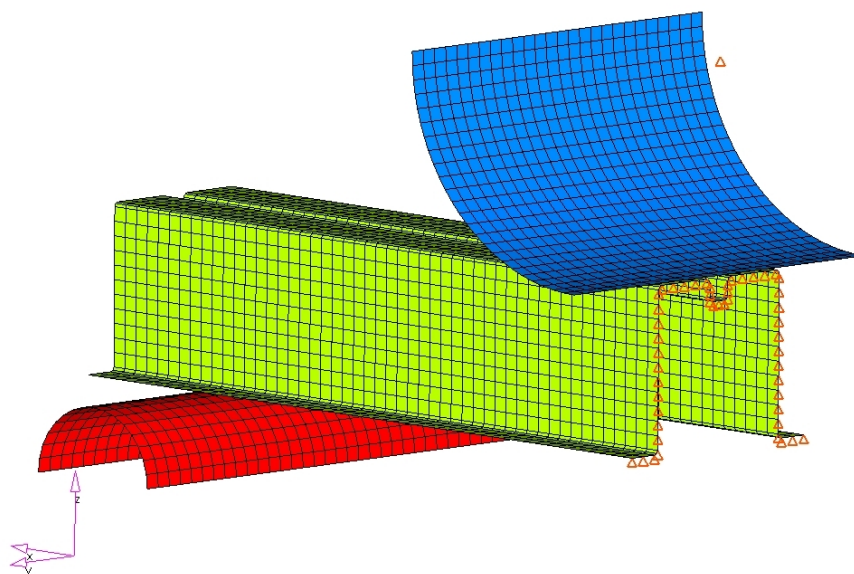
I HyperStudys beräkningsmetod är det inte möjligt att erhålla varje optimeringsanalys med konstant massa, därför sätts en övre gräns för balkens massa som HyperStudy tar hänsyn till vid utvärderingen av resultatet från beräkningarna. HyperStudy ökar och minskar designvariablernas skalning samtidigt som programmet håller koll på derivatan för att hitta det sökta maximum eller minimum. HyperStudy avslutar optimeringsanalysen då den relativa konvergensen är mindre än 0.5%, d.v.s. då förändringen mellan två analyser är mindre än 0.5%.

4.3 Beräkningsmodell

4.3.1 Balkgeometri

Balkmodellen simulerar ett trepunktsböjprov där balken ligger fritt upplagd på två stöd. På grund av symmetri modelleras endast halva balkens längd. Hela balktvärsnittet modelleras på grund av att osymmetrisk deformation uppstår vid införande av imperfektioner. I modellen trycks balken ner 150 mm av ett stelt verktyg med cirkulär form och radien 150 mm. Den ursprungliga balken har en total längd av 1 m, total höjd på 118 mm, total bredd på 64 mm. Stöden som balken läggs upp på har en radie på 50 mm och modelleras med ett mellanrum på 800 mm.

Balken modelleras med ABAQUS skalelement S4R som är fyrnodiga generella spännings/förskjutningselement med reducerad integration. Elementen är kvadratiska med en sida på 10 mm förutom i radier och rilla där elementen är mindre. Verktyget och stödet är uppbyggda av de fyrnodiga rigida elementen R3D4, se Figur 4.1.



Figur 4.1: Randvillkoren samt lasten för balkmodellen. Symmetrivärsnittet är låst i x-led, verktyget är låst i alla riktningar utom y-led och stödet är låst i alla riktningar

4.3.2 Randvillkor och Laster

I modellen ligger balken obelastade ände fritt upplagd på ett stöd vilket är låst i alla riktningar. Friktionen mellan balk och stöd är satt till 0.15 [13].

Balkmodellens symmetrisnitt är försett med ett symmetrivillkor som hindrar balken att röra sig i balkens längdriktning, noderna är låsta för rörelse i x-led. Den mittersta noden i rillan är även förhindrad att röras tvärs balkens längdriktning, y-led, för att undvika att balken glider i sidled då verktyget belastar balken, se Figur 4.1.

Verktyget är förhindrat att röras i alla riktningar utom i balkens höjdded, z-led, se Figur 4.1. Friktionen mellan verktyg och balk är satt till 0.15 [13].

Lasten i denna modell består av att verktyget sänks 150 mm i balkens höjdded, z-led, så att balken deformeras genom böjning.

Tabell 4.1: Resultat från dragprov i tre olika valsriktningar

Vals- riktn.	t [mm]	$R_{p0.2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	A_{50mm} [%]	A_{80mm} [%]	r [$\varepsilon 5\%$]	n [$\varepsilon 2 - 5\%$]
0	1.96	844	1115	11	9	0.97	0.08
45	1.97	740	1107	12	10	0.98	0.08
90	1.97	869	1128	12	10	0.84	0.07

Tabell 4.2: I tabellen står t för plåtens tjocklek, $R_{p0.2}$ är sträckgränsen som uttryckt som den spänning ger 0.2% plastisk deformation, A_{50mm} samt A_{80mm} är brottförlängningen vid 50 mm respektive 80 mm mätlängd, r är tøjningsförhållande, även kallad anisotropikoefficient och n är den deformationshårdnande exponenten

Tabell 4.3: Materialdata för Docol 1000 DP

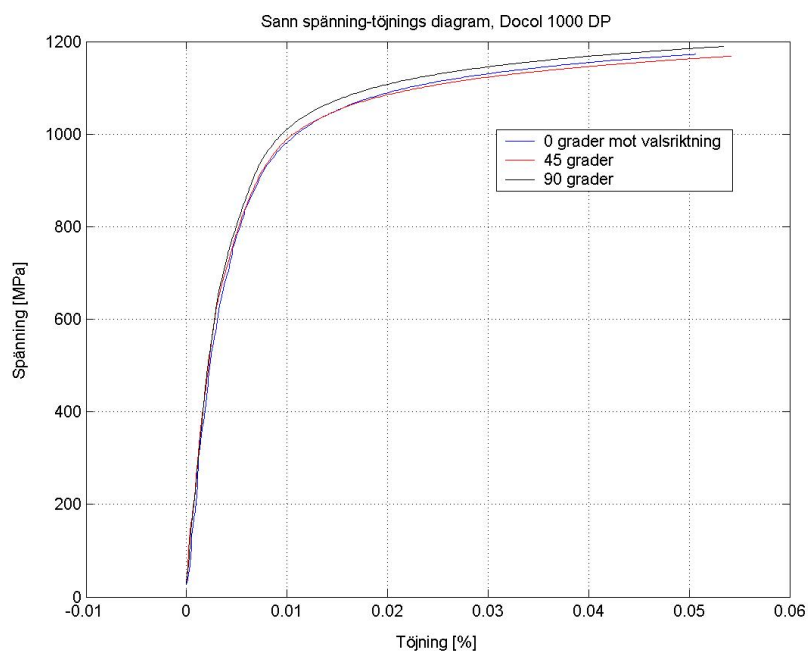
Materialdata	Värde
Elasticitetsmodul, GPa	210
Densitet, kg/m^3	7800
Poissons tal	0.3

4.3.3 Materialmodell

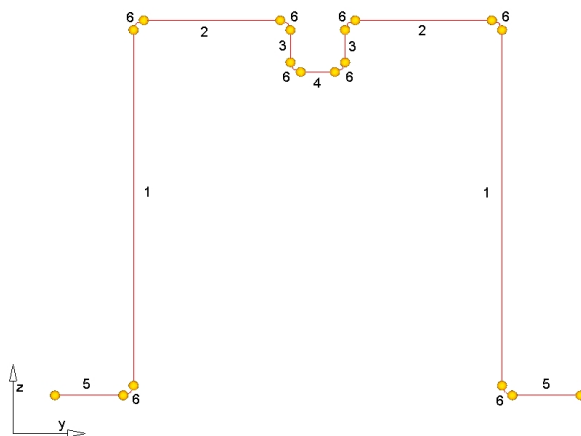
Det material som använts i de båda balkmodellerna är Docol 1000 DP vilket är ett kallvalsat stål med en brottgräns på minst 1000 MPa. Beteckningen DP står för *dual phases* och betyder att stålet har en tvåfasig mikrostruktur som i detta fall består av martensit i en ferritmatris.

Materialegenskaperna som har använts i denna beräkningsmodell är framtagna med hjälp av ett dragprov i SSAB Tunnsplåt ABs hållfasthetslaboratorium i Borlänge 2004-04-04. Provet är utfört 0, 45 samt 90 grader mot valsriktningen, se Tabell 4.2. Endast värdena för valsriktningen har använts då de balkar som skall provas tillverkas längs denna riktning.

Materialet har plastiskt deformationshårdnande egenskaper som följer sambandet sann spänning-tøjning i Figur 4.2. Den plastiska delen i materialmodellen beskrivs följer kurvan för valsriktningen i figuren som erhållits genom dragprov i SSAB Tunnsplåt ABs hållfasthetslaboratorie. För elastiska data, se Tabell 4.3. Mer att läsa om Docol 1000 DP finns i Bilaga A.



Figur 4.2: Sann spänning-töjningsdiagram för dragprov 0, 45 och 90 grader mot valsriktningen



Figur 4.3: Parametriseringen av hattprofilen med designvariablerna numrerade från 1 till 6. 1 – Balkens liv, 2 – Balkens fläns, 3 – Rillans djup, 4 – Rillans bredd, 5 – Balkens fria kanter och 6 – Balkens radier

4.3.4 Parametrisering

Designvariablerna är utförda så att tvärsnittet förändras symmetriskt. Detta innebär att samma dimensionsförändring sker på båda sidor av balktvärsnittets symmetriplan. Modellen har försetts med sex designvariabler enligt Figur 4.3.

4.3.5 Imperfektioner

En modell som är uppförd i ett beräkningsprogram har exakta mått och raka former. Detta motsvarar inte verkligheten där det alltid förekommer imperfektioner på tillverkade detaljer. För att simulera imperfektioner i ABAQUS utförs först en egenvärdesanalys och därefter importerar moder från egenvärdesanalysen till modellen.

Den mod som ger önskad imperfektion introduceras till modellen via ABAQUS-parametern `*IMPERFECTION` där modnummer och skalningsfaktor av egenmoden anges. Resultatfilerna från egenvärdesanalysen ska ligga i samma katalog som modellen som importerar moden. Detta är inte möjligt att utföra i samband med optimering i HyperStudy då programmet själv skapar katalogerna med inputfilerna för alla ABAQUS-analyserna precis före exekvering. Därför har egenvärdesanalyser samt analyser som inkluderar imperfektioner endast utförts på det ursprungliga respektive det optimerade tvärsnittet. Vid FE-analys med imperfektioner importerar de 12 första egenmoderna från egenmodsanalysen till modellen och skalas med ett värde motsvarande halva plättjockleken.

4.3.6 Analystid

Vid användning av ABAQUS explicita dynamiska lösningsmetod specificeras tiden för det simulerade förloppet, analystiden. Analystiden är inte densamma som modellens lösningstid men ett snabbt simuleringsförlopp ger en kortare lösningstid.

Eftersom DOE-studien samt optimeringsstudien utför många FE-analyser är en kort lösningstid att föredra. En kort analystid ger en hög hastighet på verktyget som trycks ner i balken och resulterar i betydande dynamiska effekter där balken kommer i svängning.

För att hitta en analystid som ger låga dynamiska effekter samt kort lösningstid har olika analystider provats och jämförts. Vid DOE-studien samt optimeringen används en analystid av 0.03 s vilket ger en hastighet på verktyget på 5 m/s. Resultaten från analyserna med en analystid av 0.03 s jämförs med analyser med analystider på 0.8 s vilket medför en hastighet på verktyget med 0.19 m/s.

4.3.7 Konvergensanalys

En konvergensanalys utförs för att verifiera att approximationerna som är gjorda i modellen är rimliga. Konvergensanalysen utförs genom att kontrollera hur stor inverkan elementstorleken har på reaktionskraften.

Genom att hålla analystiden konstant och ändra elementstorleken kontrolleras om lösningarna konvergerar. Denna analys kan även ge en anvisning på hur stort fel den använda modellen kommer att ge. I detta fall kontrolleras den FE-modell som används i optimeringen och som har kvadratiska element med en sidas längd på 10 mm mot en analys med kvadratiska element med en sida på 2 mm.

4.4 Beräkning av bärförmåga enligt Eurokod 3

4.4.1 Beräkning av bärförmåga vid böjande moment

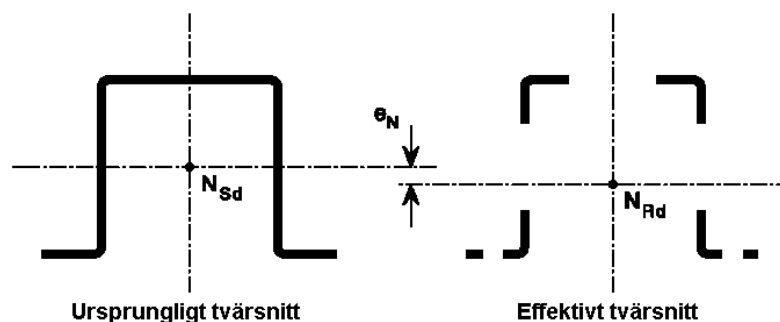
I Eurokod 3 [9] och [10] tas hänsyn till buckling genom att snittstorheter baserade på ett effektivt tvärsnitt används vid beräkning av bärförmågan. Det effektiva tvärsnittet är uppbyggd av effektiva bredder som beräknas enligt Ekvation 4.1.

$$b_{w,eff} = \rho b_w \quad (4.1)$$

ρ är reduktionsfaktorn och beror på tvärsnittsdelens slankhet. För att beräkna reduktionsfaktorn behövs tvärsnittsdelens slankhet bestämmas genom pa-

Tabell 4.4: Det ursprungliga samt optimerade tvärsnittens tvärsnittsklasser

Tvärsnittsdel	Ursprungligt	Optimerat
Fläns	1	1
Liv	4	4



Figur 4.4: Exempel på ett effektivt tvärsnitt för en hattprofilbalk [10]

rametern λ enligt Ekvation 4.2.

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1.052 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_\sigma E}} \quad (4.2)$$

k_σ är bucklingskoefficienten som beror på spänningsfördelningen över tvärsnittsdelens. Denna bucklingskoefficient erhålls för dessa tvärsnittsdelar ur Tabell 3.2.

Tvärsnittsdelarna för det ursprungliga respektive det optimerade tvärsnittet är klassade enligt Eurokods klassindelning, se Tabell 3.1. De två tvärsnittens delar har tvärsnittsklasser enligt Tabell 4.4. I detta fall kommer endast livet att ersättas med effektivt mått.

Då slankhetsparametern samt spänningsfördelningen är kända kan reduktionsfaktorn, ρ , för flänsen beräknas enligt Ekvation 4.3. Figur 4.4 visar ett exempel på ett tvärsnitt med effektiva bredder.

$$\rho = \frac{\lambda - 0.055(3 + \psi)}{\lambda^2} \quad (4.3)$$

Den i examensarbetet aktuella balken har en långsgående rilla i flänsen och därför beräknas en effektiv bredd för flänsen i avseende på distorsionsknäckning, se Kapitel 2.3.2. Den kritiska knäcklasten beräknas enligt Ekvation

4.4.

$$N_{cr} = 4.2E \sqrt{\frac{I_r t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}} \quad (4.4)$$

Den kritiska knäckspänningen för rillan beräknas enligt Ekvation 4.5.

$$\sigma_{cr,r} = \frac{N_{cr}}{A_r} \quad (4.5)$$

Slankhetsparametern, λ_d , med avseende på distorsionsknäckning beräknas enligt Ekvation 4.6.

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,r}}} \quad (4.6)$$

I detta fall ligger slankhetsparametern med avseende på distorsionsknäckning inom intervallet $0.65 < \lambda_d < 1.38$ för både det ursprungliga och det optimerade tvärsnittet vilket medför att reduktionsfaktorn, χ_d , med avseende på distorsionsknäckning beräknas enligt Ekvation 4.7.

$$\chi_d = 1.47 - 0.723\lambda_d \quad (4.7)$$

Slutligen beräknas den effektiva tjockleken med avseende på distorsionsknäckning på motsvarande sätt som för effektiva bredder med avseende på buckling.

Med de effektiva tvärsnittstorheterna beräknas balkens effektiva böjmotstånd, W_{eff} . Därefter beräknas slutligen balkens bärförmåga enligt Eurokod genom Ekvation 4.8. Där γ_{M0} är en koefficient som är avsedd för beräkningar vid flytning och lokal buckling. I den svenska nationella bilagan är denna koefficient satt till 1.0.

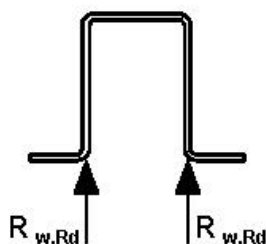
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.8)$$

4.4.2 Beräkning av upplagskraft

Upplagsstyrkan, $R_{w,Rd}$, är den kraft som ett balkliv kan klara av att bära vid punktbelastning. Den balk som behandlas i detta examensarbete har två liv och klarar därför en kraft som är två gånger $F_{w,Rd}$, se Figur 4.5. Formlerna för upplagsstyrkan i Eurokod 3 1-3 [9] baseras helt på provningar. För liv utan avstyvning är upplagskraften

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \frac{\sqrt{f_{yb} E}}{\gamma_{M1}} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \left(0.5 + \sqrt{0.02 \frac{l_s}{t}}\right) \left(2.4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right) \quad (4.9)$$

Index w står för engelskans web som betyder balkliv. Balklivets tjocklek betecknas t och bockningsradierna r . Vinkeln φ [grader] beskriver lutningen på livet i förhållande till flänsen.



Figur 4.5: Angreppspunkt för upplagskraften på den aktuella hattprofilen [9]

Beroende på avståndet från belastningspunkten till balkens fria ände delas lastfallet in i två kategorier. För upplagskraften vid stöden gäller kategori 1 och för upplagskraften (intryckningskraften) under verktyget gäller kategori 2. Den effektiva upplagsbredden, l_s , och koefficienten α är beroende av kategori [9].

För kategori 1 gäller i detta fall $l_s = 10$ mm och $\alpha = 0.075$.

För kategori 2 gäller i detta fall $l_s = 10$ mm och $\alpha = 0.115$.

Vid stöden finns inget böjande moment och upplagskraften är dimensionerande. Under verktyget finns en interaktion mellan böjande moment och upplagskraften som är dimensionerande. Interaktionen mellan böjande moment och upplagskraften kan beräknas genom Ekvation 4.10. Interaktionsformeln är framtagen helt empiriskt.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{R_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.25 \quad (4.10)$$

Genom att ersätta momentet M_{Ed} med $R_{Ed}l/4$, där l är avståndet mellan upplagen, kan den dimensionerande upplagskraften lösas ut. $M_{c,Rd}$ är den dimensionerande böjmomentet som beräknas enligt Kapitel 4.4.1.

Ovanstående ekvationer gäller under förutsättning att följande kriterium uppfylles. [9]

$$\begin{aligned} r/t &\leq 10 \\ h_w/t &\leq 200 \sin \varphi \\ 45 &\leq \varphi \leq 90 \end{aligned}$$

Kapitel 5

Provning

5.1 Tillverkning av balkar

Balkarna är tillverkade genom bockning och pressning. Först har balkens fria kanter och liv bockats och därefter har ett veck på rillans position bockats. I rillvecket har slutligen balkens rilla pressats. Höghållfasta stål har en hög hårdhet och detta medför att pressningen av rillan utförs i flera steg. På grund av begränsningar i bocknings och pressverktyg har de tillverkade balkarna, se Figur 5.1, inte exakt samma mått som de beräknade balkarna. Rillan i de tillverkade balkarna har samma dimensioner för både den ursprungliga formen samt den optimerade formen. Botten av rillan består här av en radie istället för det plana utseendet som de beräknade balkarna har, se Figur 6.1.

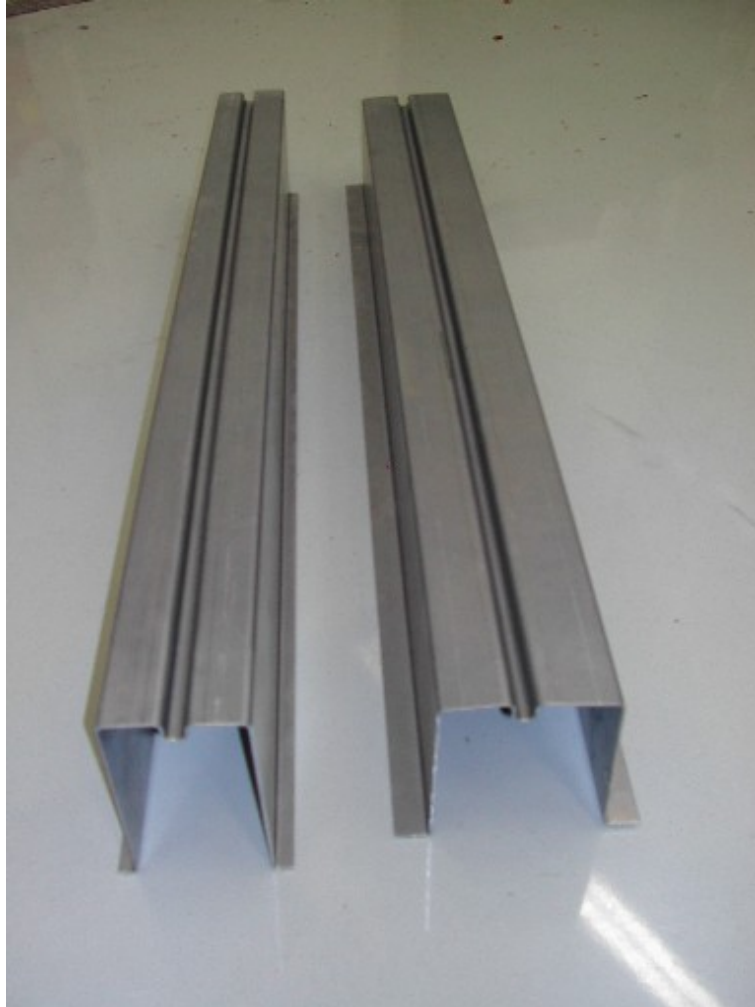
5.2 Provuppställning

Balkarna provas i en kombinerad drag- och böjprovsmaskin, se Figur 5.2. I maskinens övre del kan böjprov utföras och i maskinens undre del kan dragprov utföras. Balken som skall provas läggs upp på stöd i den övre delen och sedan flyttas stöden med låg hastighet uppåt mot verktyget så att balken böjs.

5.3 Arbetsgång vid provning

Balken läggs upp på två cylindriska stöd med en radie av 50 mm med ett mellanrum på 800 mm. Balken trycks ner så långt som möjligt, maximalt 150 mm, av ett cylindriskt verktyg med en radie av 150 mm. Under tiden balken böjs mäts reaktionskraft samt förskjutning.

Sex balkar av respektive tvärsnittsgeometri provas.



Figur 5.1: Bild på de tillverkade balkarna, den optimerade balken (t.v.) respektive den ursprungliga balken (t.h.)



Figur 5.2: Böj- och dragprovsmaskin

Kapitel 6

Resultat och analys

6.1 FE–Beräkningar

6.1.1 DOE–Studie

Resultatet från DOE–studien kan utläsas ur Figur 6.3. Figuren visar hur de enskilda designvariablerna påverkar reaktionskraften och därmed också balkens bärförmåga. De designvariabler som har en positiv lutning skall anta sitt maxvärde för att ge en så hög bärförmåga som möjligt samtidigt som de designvariabler som uppvisar en negativ lutning skall anta sitt minimivärde för att ge maximal bärförmåga. Den designvariabel som har det största absoluta värdet på derivatan är den designvariabeln som har störst inverkan på slutresultatet. I detta fall är det balkens höjd som ger den högsta inverkan på bärförmågan medan balkens bredd och radierna har minst inverkan på bärförmågan. Ur DOE–studien kan det utläsas att balken ska ha ett högt och slankt utseende för att ge maximal bärförmåga i ett trepunktsböjprov.

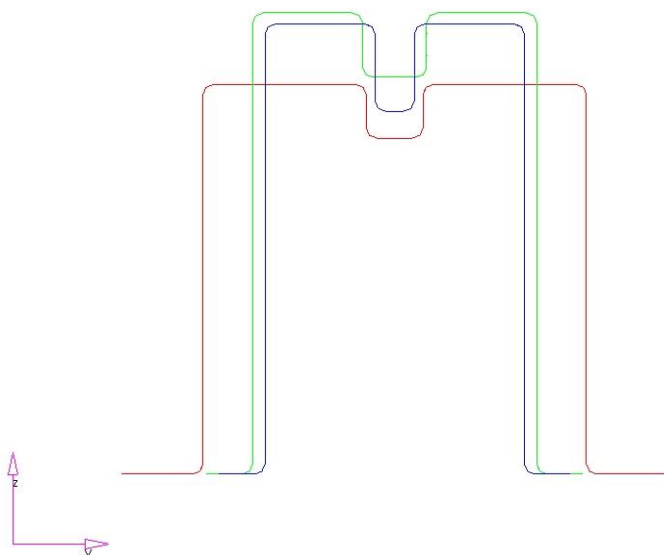
Vid optimering med flera designvariabler kan det vara fördelaktigt tidsmässigt att bara optimera de designvariabler som har störst inverkan på bärförmågan. I detta fall skulle det vara fördelaktigt att till exempel utesluta radierna samt rillans bredd.

6.1.2 Optimeringen

För att spara tid och för att balken skall vara möjlig att tillverka utesluts radierna ur optimeringen och enligt DOE–studien, Figur 6.3, sätts till sitt lägre värde på 3.0 mm.

Vid optimering med beräkningsmetoden har 22 stycken FE–beräkningar utförts. Hur bärförmågan har förändrats genom dessa beräkningar kan ses i Figur 6.4, där x–axeln representerar beräkningarna och y–axeln representerar reaktionskraften i Newton.

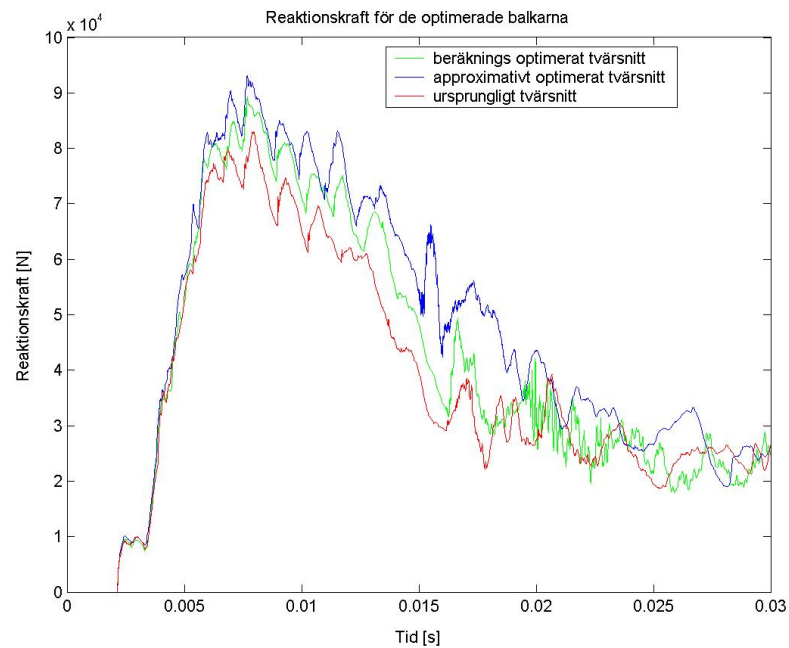
Den ursprungliga balken har en massa av 3.17 kg och en maximal reaktionskraft på 83.0 kN. Den approximativa lösningen ger en balk med massan 3.18 kg och reaktionskraft 93.2 kN. Den balk som är optimerad enligt beräkningsmetoden ger en balk med massan 3.18 kg och en bärförmåga på 89.3 kN. Den approximativt optimerade balken ger i detta fall den högsta reaktionskraften och därmed även den högsta bärförmågan men denna profil är inte möjlig att tillverka i SSABs provverkstad. I fortsättningen kommer därför tvärsnittet som är optimerat enligt beräkningsmetoden att refereras till som det optimerade tvärsnittet. Utseendet för de tre balktvärsnitten kan ses i Figur 6.1 och tvärsnitten har dimensioner enligt Tabell 6.1.



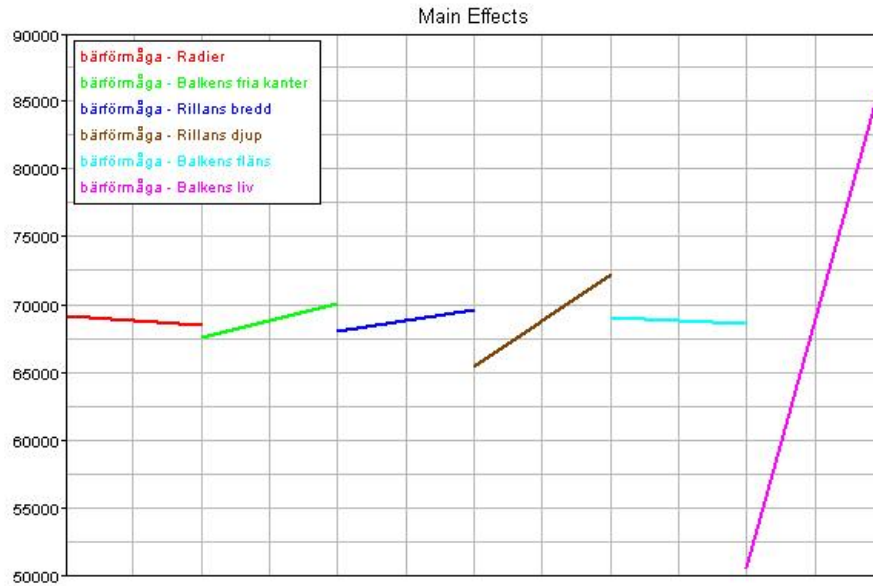
Figur 6.1: De två optimerade tvärsnitten samt ursprungstvärsnittet. Det beräkningsoptimerade tvärsnittet, grön, är det högsta tvärsnittet, det ursprungliga tvärsnittet, röd, är det lägsta tvärsnittet och det approximativt optimerade tvärsnittet, blå, ligger mellan de båda andra tvärsnitten i höjd

Tabell 6.1: De två optimerade tvärsnitten samt det ursprungliga tvärsnittets dimensioner

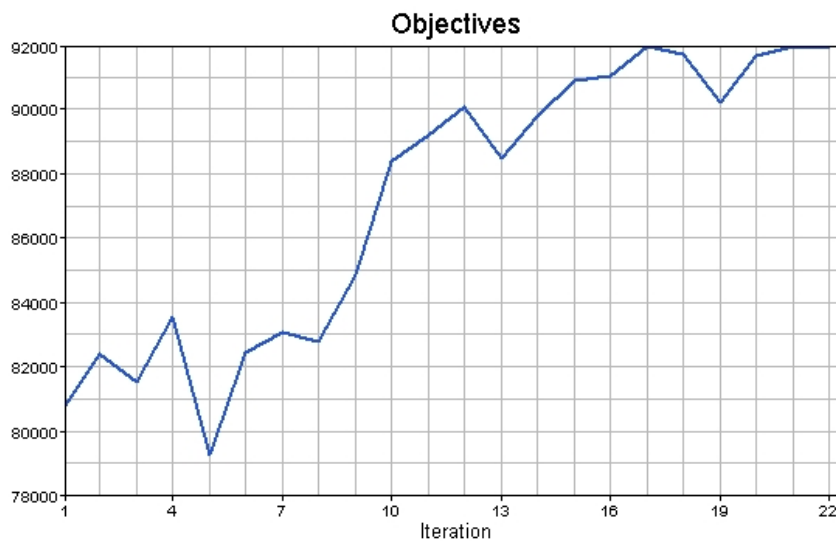
	Ursprungligt tvärsnitt [mm]	Opt. genom ber. [mm]	Approx. opt. [mm]
Balkens höjd	110	131.3	128
Balkens bredd	40.0	25.0	25.0
Rillans djup	10.0	13.2	20.0
Rillans bredd	10.0	12.0	5.0
Balkens fria kant	20.0	10.0	10.0
Radierna	3.00	3.00	3.00



Figur 6.2: Reaktionskraften som funktion av tiden för de tre tvärsnitten



Figur 6.3: DOE-studie av de sex ingående designvariablerna



Figur 6.4: Graf över hur bärförmågan förändrats med analyserna

Tabell 6.2: De maximala reaktionskrafterna för FE-analys med imperfektioner och en analystid av 0.8 s

	Reaktionskraft [kN]	Bärförmåga [kNm]
Ursprungligt tvärsnitt	77.6	15.5
Optimerat tvärsnitt	86.2	17.2

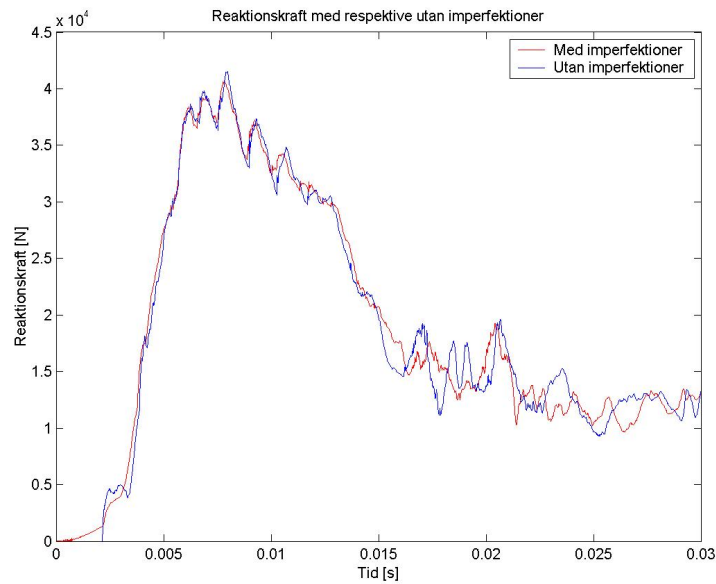
6.1.3 Beräkningar med imperfektioner

De introducerade imperfektionerna hade ingen större inverkan av bärförmågan. Ungefär samma resultat erhöles vid FE-analys med respektive utan imperfektioner, se Figur 6.5. Däremot ger en längre analystid en lägre reaktionskraft. Vid analys med imperfektioner och en analystid på 0.8 s erhöles de maximala reaktionskrafterna enligt Tabell 6.2. Reaktionskraften varierar med analystiden enligt Figur 6.6.

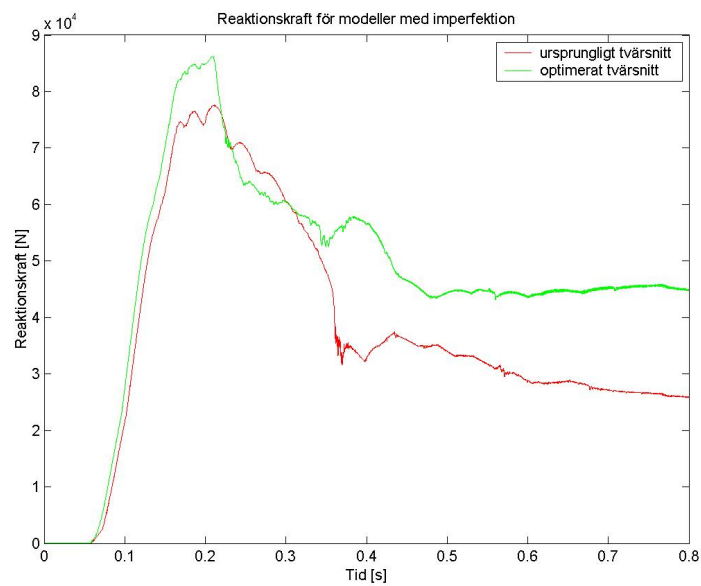
Bärförmågan för de två FE-analyserna beräknas enligt Ekvation 6.1 där P är den punktlast som belastar balken på mitten och L är avstånden mellan stöden som balken är upplagd på.

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \quad (6.1)$$

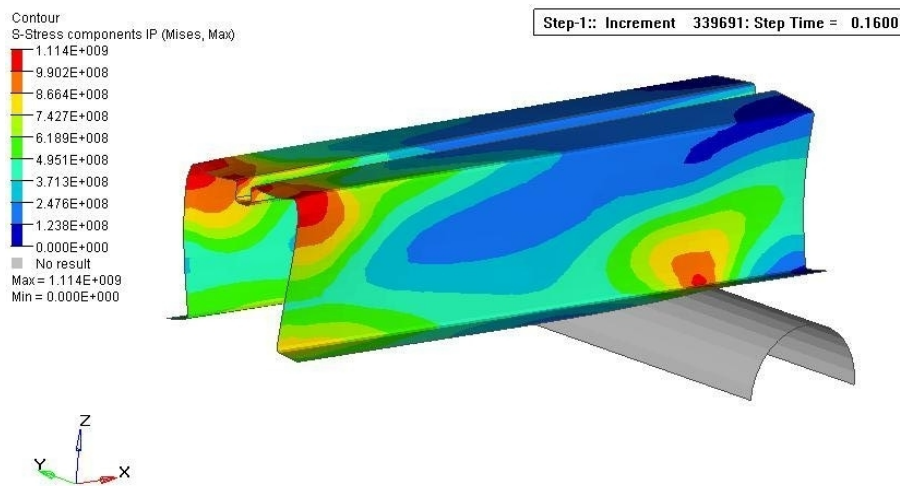
Vid en analystid av 0.8 s kollapsar balkarna vid ungefär 0.2 s. Belastningsförloppet för den ursprungliga balken kan ses i Figur 6.7, 6.8, 6.9 och 6.10. Den optimala balkens belastningsförlopp kan ses i Figur 6.11, 6.12, 6.13 och 6.14. Spänningen i balkarna är relativt låg och detta tyder på att balkarna kollapsat på grund av lokal buckling.



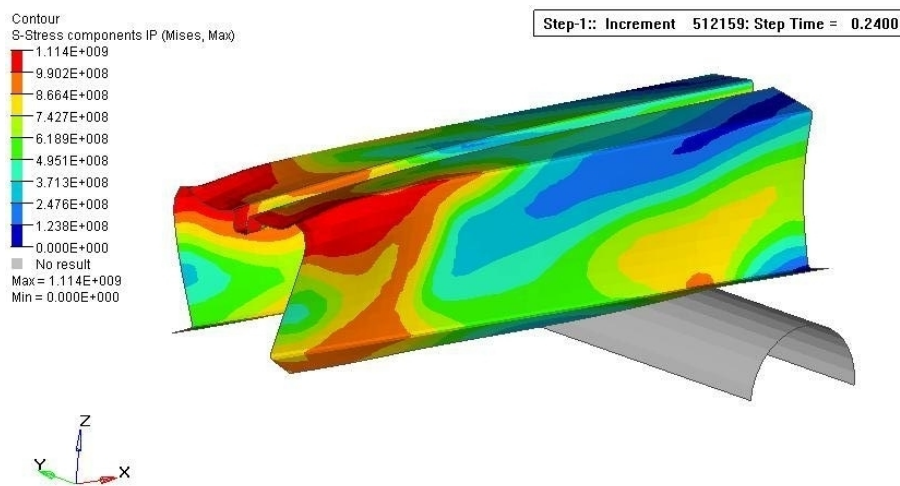
Figur 6.5: Reaktionskraften för en FE-analys med respektive utan imperfektioner för den ursprungliga tvärsnittsgeometrin



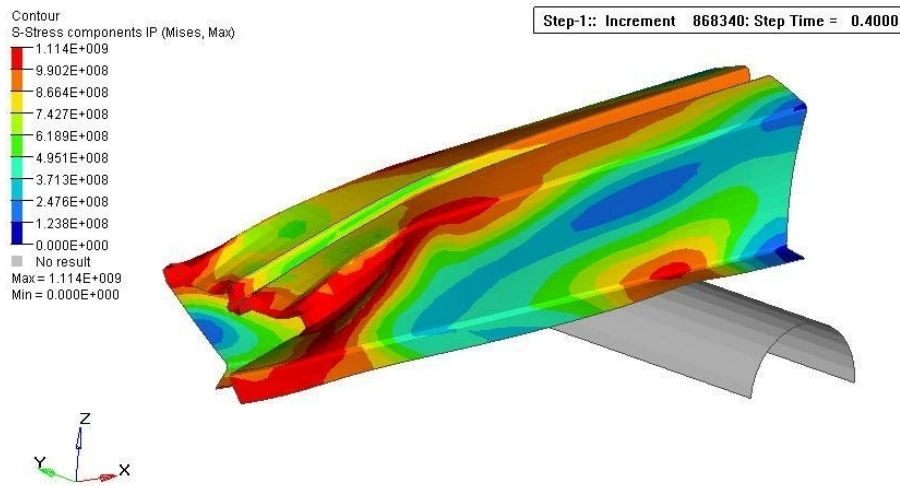
Figur 6.6: Reaktionskraften som en funktion av tiden för det ursprungliga samt det optimerade tvärsnittet med imperfektioner.



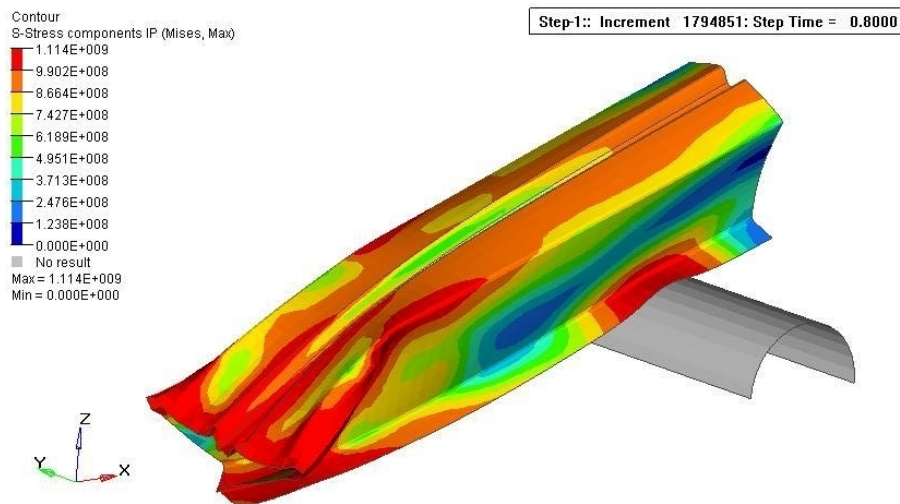
Figur 6.7: Den ursprungliga balken efter 0.16 s



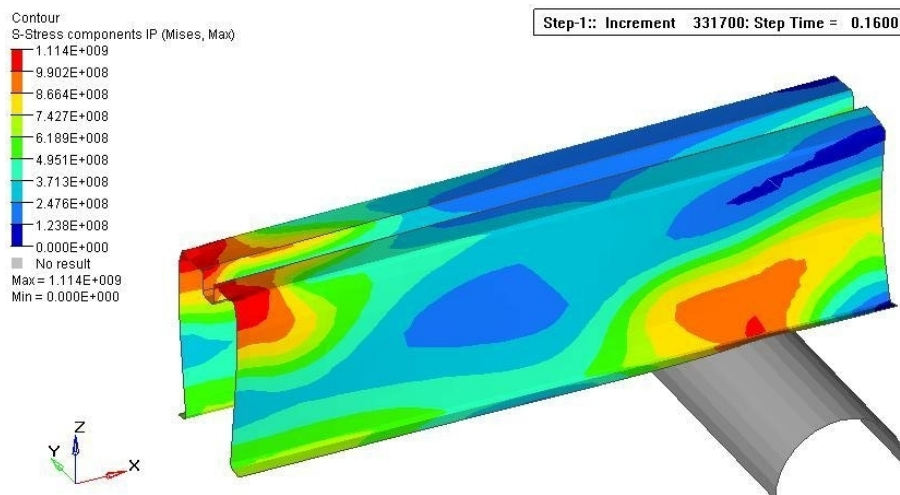
Figur 6.8: Den ursprungliga balken efter 0.24 s



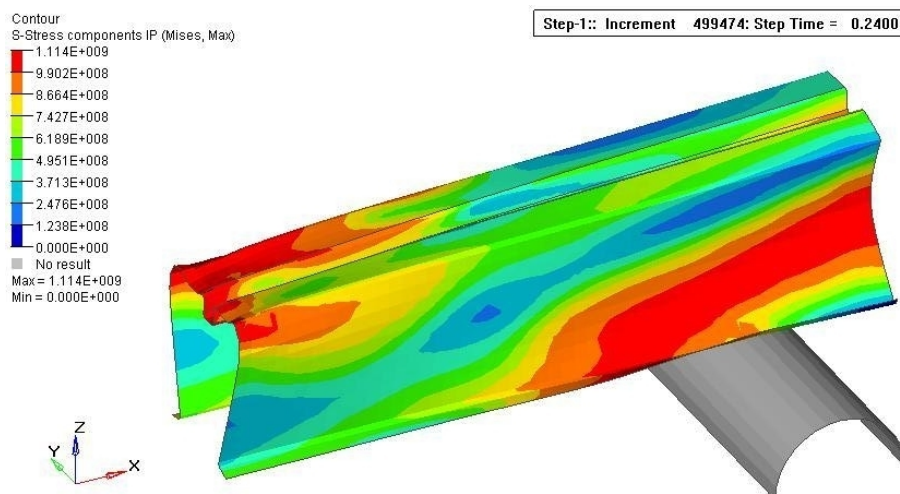
Figur 6.9: Den ursprungliga balken efter 0.40 s



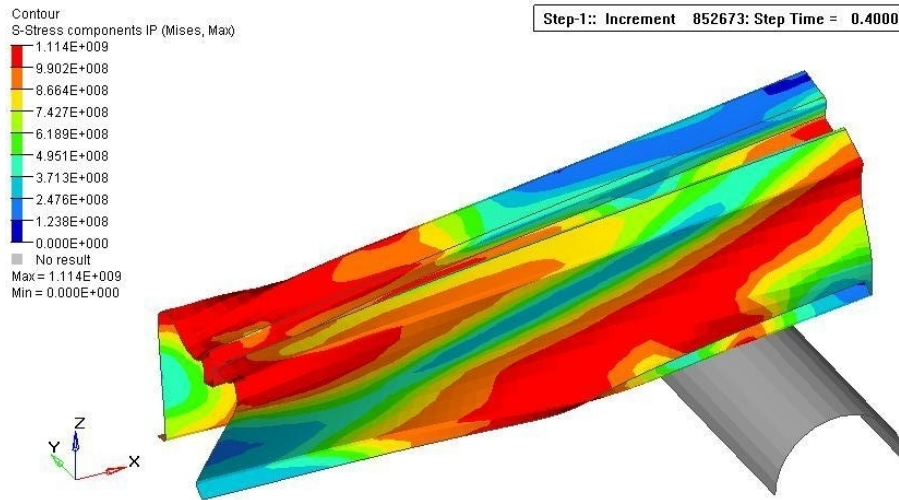
Figur 6.10: Den ursprungliga balken efter 0.80 s



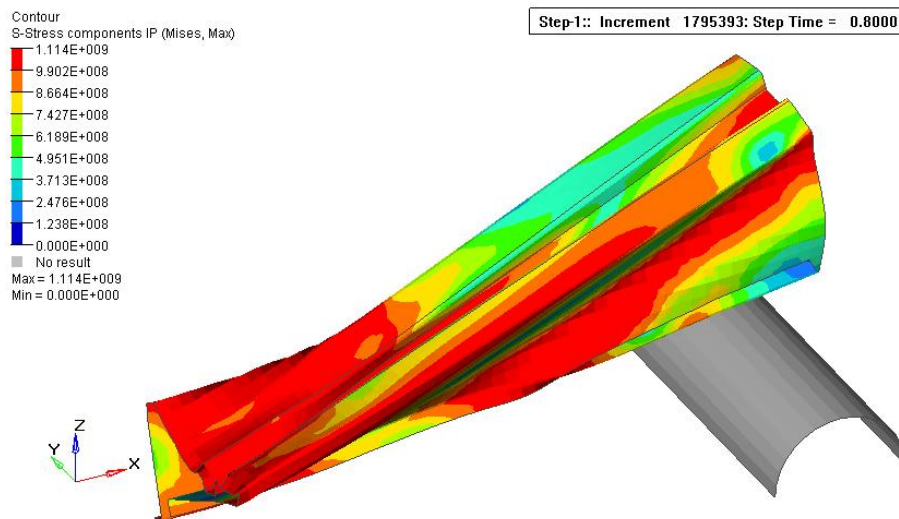
Figur 6.11: Den optimala balken efter 0.16 s



Figur 6.12: Den optimala balken efter 0.24 s



Figur 6.13: Den optimala balken efter 0.40 s



Figur 6.14: Den optimala balken efter 0.80 s

Tabell 6.3: Tabell över elementstorlekens respektive analystidens inverkan på reaktionskraften

Elementstorlek [mm]	Analystid [s]	Max. Reaktionskraft [kN]	Lösningstid
10	0.8	38.89	15 h 38 min
10	0.05	40.84	1 h 7 min
10	0.03	40.35	37 min
10	0.01	44.59	14 min
5	0.05	39.75	3 h 55 min
2	0.05	39.06	36 h 15 min

6.1.4 Resultat från tidsstudie och konvergensanalys

I konvergensanalysen samt tidsstudien jämförs hur reaktionskraften förändras för modellen med avseende på analystiden respektive elementstorleken. Resultat från analyser med olika analystider respektive elementstorlekar utläses ur Tabell 6.3. I denna tabell kan även analystiden respektive elementstorlekens effekt på lösningstiden utläsas.

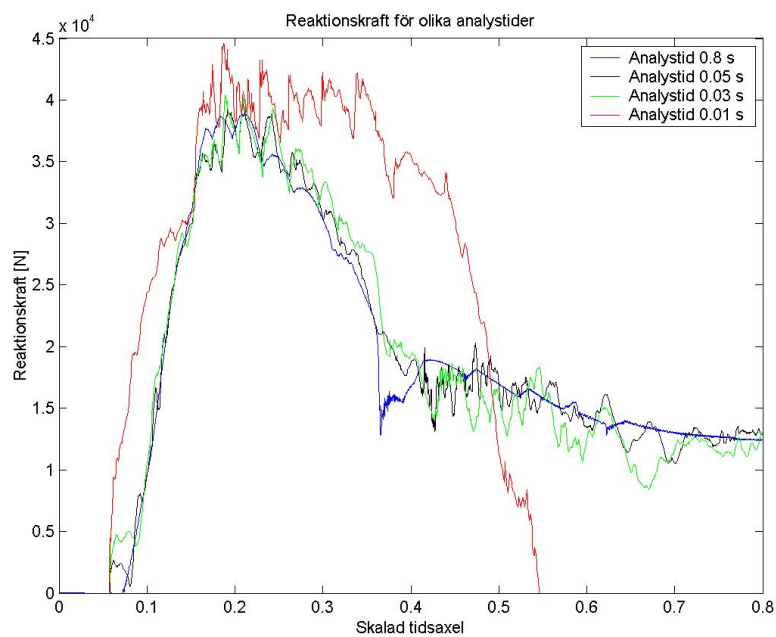
I Figur 6.15 redovisas hur reaktionskraften förändras vid olika analystider. Här kan tydligt utläsas att ju kortare analystid är desto större är inverkan av dynamiska effekter. Vid en analystid av 0.01 s är de dynamiska effekterna övervägande och vid en analystid av 0.8 s har de dynamiska effekterna betydligt mindre påverkan på reaktionskraften. För att kunna utföra en DOE-studie respektive en optimeringsstudie krävs relativt korta analystider. Därför har en analystid av 0.03 s valts vid DOE-studien respektive optimeringen och i Figur 6.15 utläses att skillnaderna mellan en analystid av 0.8 s respektive 0.03 s är acceptabla eftersom graferna har samma form.

I Figur 6.16 jämförs reaktionskraften för en FE-analys med en elementstorlek av 2 mm mot en FE-analys med en elementstorlek av 10 mm. Reaktionskraften för analysen med 2 mm element ger lägre reaktionskraft än för analysen med 10 mm element.

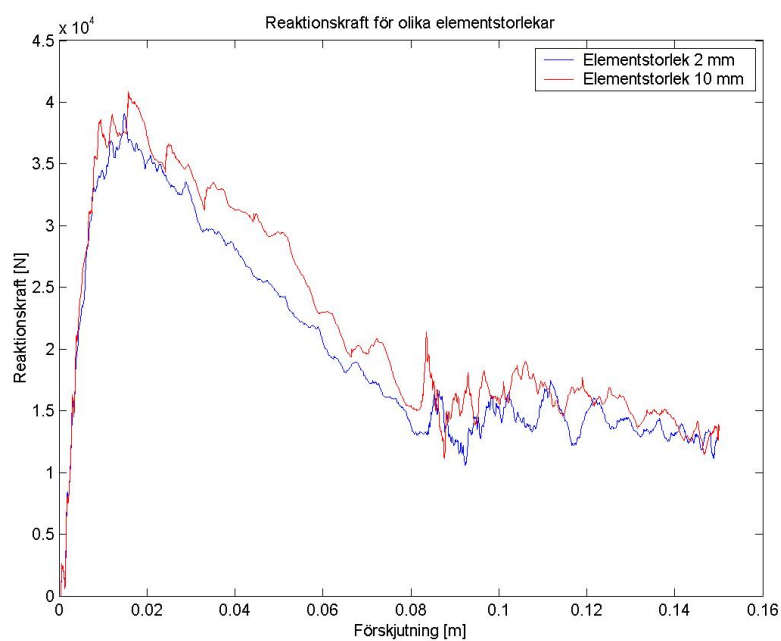
6.2 Resultat från beräkningar enligt Eurokod 3

Bärförmågan för den optimerade respektive den ursprungliga balken i ren böjande belastning beräknad enligt Eurokod 3, se Kapitel 4.4.1, återfinns i Tabell 6.4.

Upplagskraften vid stödet respektive verktyget är inte beroende av höjden så upplagskraften vid stöden bli densamma för båda geometrierna, 19.5 kN. Upplagskraften under verktyget skiljer sig åt för de olika geometrierna beroende



Figur 6.15: Analystidens inverkan på reaktionskraften



Figur 6.16: Elementstorlekens inverkan på reaktionskraften

Tabell 6.4: Resultatet från bärförmågaberäkningar enligt Eurokod 3

	Max. Böjmoment [kNm]
Ursprungligt tvärsnitt	10.7
Optimerat tvärsnitt	12.4

Tabell 6.5: Resultatet från beräkningarna av upplagskraft vid stöden respektive verktyget enligt Eurokod 3

	Stöd [kN]	Verktyg [kN]
Ursprungligt tvärsnitt	19.5	29.2
Optimerat tvärsnitt	19.5	30.1

på interaktionen mellan böjmoment och upplagskraft. Upplagskrafterna för de två geometrierna återfinns i Tabell 6.5.

6.3 Resultat från provningen

Vid genomförandet av trepunktsböjprovet upptäcktes att balkarna var för höga för att verktyget skulle kunna tryckas ner 150 mm. Det var enbart möjligt att trycka ner verktyget 55 mm men detta räcker för att balken skall kollapsa och balkens maximala reaktionskraft uppnås. Figur 6.17 visar en av balkarna med ursprungligt tvärsnitt i nedtryckt läge i böjprovsmaskinen.

Genomförandet av böjprovet för balkarna med den ursprungliga tvärsnittsgeometrin genomfördes utan problem. Vid provning av balkarna med den optimala geometrin veks balkarnas liv och balkarna kollapsade på grund av för hög upplagskraft vid stöden. De maximala reaktionskrafterna från provningen kan utläsas ur Tabell 6.6, där balk 1 till och med 6 har den ursprungliga balkgeometrin och balk 7 till och med 12 har den optimala tvärsnittsgeometrin.

Medelvärdet för den maximala reaktionskraften för den ursprungliga balken är 62.16 kN. Detta ger en bärförmåga på 12.4 kNm. För den ursprungliga tvärsnittsgeometrin erhöles en låg spridning på den maximala reaktionskraften.

Vid provningen av balkarna med den optimala tvärsnittsgeometrin kollapsade de tre första balkarna genom att balklivet gav vika. Vid prov av balk 10 flyttades stöden ihop till 600 mm mellanrum i ett försök att erhålla den maximala reaktionskraften som ger en kollaps genom böjande moment för en optimal balk. Den balken uppvisade viss plasticering under verktyget in-

Tabell 6.6: Tabell över de provade balkarna

Balk	Reaktionskraft	Kommentar
Balk 1 ursp	62.1 kN	Kollaps genom böjning och intryckning, samma brottmod som FE-Analysen
Balk 2 ursp	62.1 kN	Kollaps genom böjning och intryckning
Balk 3 ursp	58.7 kN	Balken halkade av stödet under belastning
Balk 4 ursp	62.3 kN	Kollaps genom böjning och intryckning
Balk 5 ursp	61.7 kN	Kollaps genom böjning och intryckning
Balk 6 ursp	62.6 kN	Kollaps genom böjning och intryckning
Balk 7 opt	45.7 kN	Kollaps genom för hög upplagskraft
Balk 8 opt	41.5 kN	Kollaps genom för hög upplagskraft
Balk 9 opt	46.4 kN	Kollaps genom för hög upplagskraft
Balk 10 opt	70.8 kN	600 mm mellan stöden, kollaps vid upplag
Balk 11 opt	52.9 kN	Träklossar monterade i balkens ändar för att förstyya balkliven, kollaps vid upplag
Balk 12 opt	64.7 kN	Träklossar i balkens ändar, kollaps vid upplag

nan balken kollapsade över stöden genom att balklivet gav vika. Denna balk erhöi en bärförmåga av 10.6 kNm. Ytterligare försök att styva upp balklivet gjordes genom att montera träklossar i balkens ändar över stöden. Detta gav en något högre reaktionskraft men klossarna lossnade innan den maximala reaktionskraft som ger kollaps via böjande moment erhöi. Vid provning av den optimerade balken erhöi inte tillräckligt underlag för att dra några slutsatser angående den optimerade balkens verkliga bärförmåga under böjande belastning vilket önskades att prova.

6.4 Jämförelse mellan FE-beräkning och prov

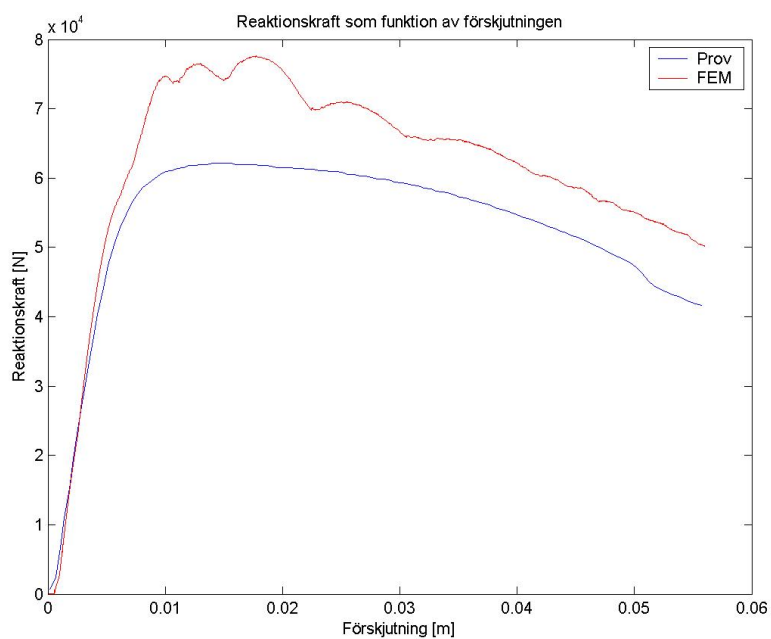
Vid jämförelse av resultaten erhöi genom provning respektive resultaten erhöi genom FE-beräkningar med imperfektioner och lång analystid ligger provresultaten på en lägre nivå än de beräknade värdena. Detta framgår ur Figur 6.18 där belastningsförloppet för en av balkarna med ursprunglig tvärsnittsgeometri jämförs med motsvarande FE-analys. Både FE-analysen och provningen tar hänsyn till de höga upplagskrafterna och brottmoderna är de samma i båda fallen.

Vid jämförelse av deformationen av balkarna med den ursprungliga tvärsnittsgeometrin mot motsvarande förskjutning av den FE-modellerade balken finns flera likheter. Mitt under balken där verktyget verkar går balkens undre delar ihop medans de över stödet glider isär i båda fallen. Se Figur 6.19 och Figur 6.20.



Figur 6.17: En av balkarna med ursprungligt tvärsnitt i nedtryckt läge i böjprovmaskinen

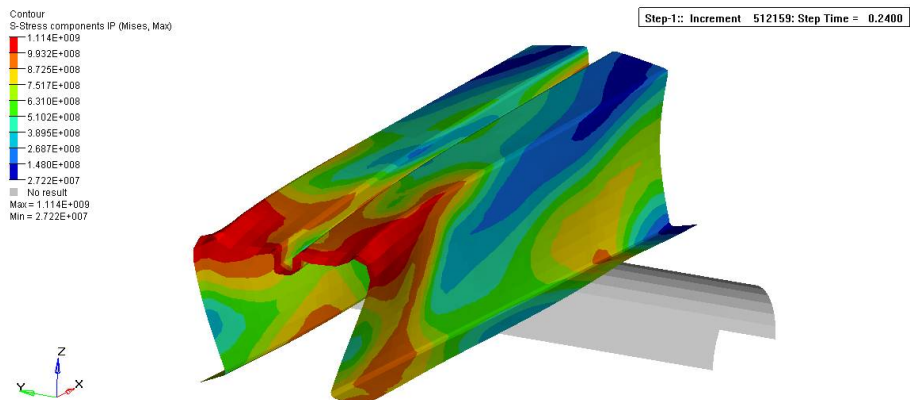
För den optimala balken erhöles inget värde för högsta böjmomentet i något av proven. Däremot finns viss likhet mellan de provade balkarna respektive de modellerade balkarna. Figur 6.22 visar hur den optimerade balkens undre del i slutet av simuleringen viker sig och glider iväg åt ett håll och balklivet kollapsar. Detta var vad som hände under provningen av de optimerade balkarna i ett tidigare skede. Figur 6.21 visar den kvarvarande deformationen på en av de optimerade balkarna, där balkens undre delar glidit iväg och balklivet kollapsat.



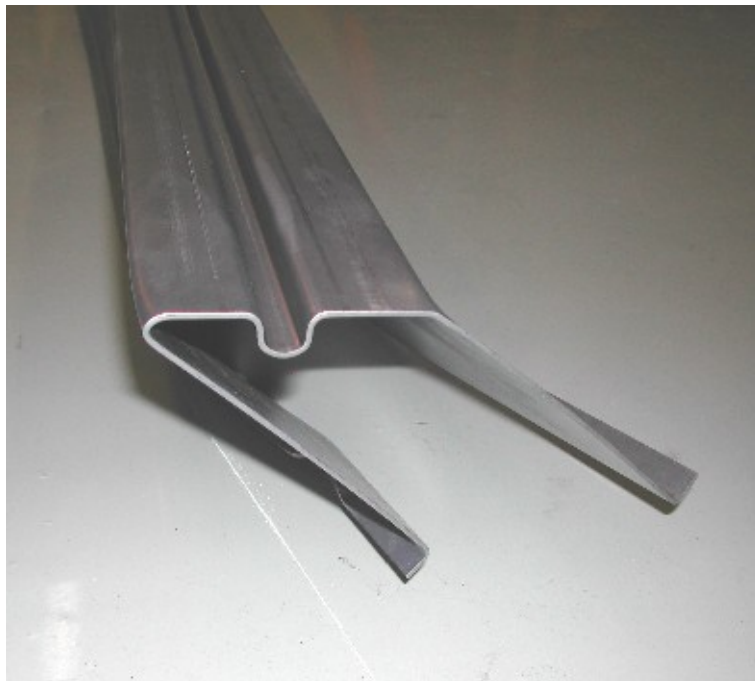
Figur 6.18: Reaktionskraft som funktion av förskjutning för en av de provade balkarna respektive den FE-modellerade balken för den ursprungliga tvärsnittsgeometrin



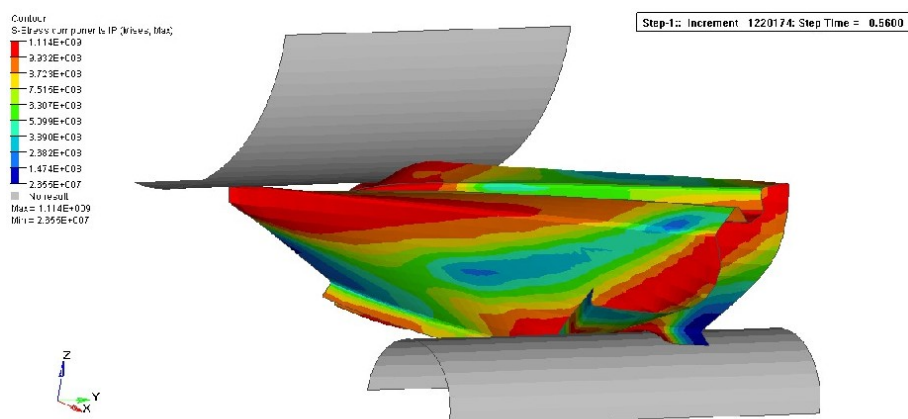
Figur 6.19: Den ursprungliga balken deformerad efter böjprov



Figur 6.20: Den ursprungliga balken FE-modellerad



Figur 6.21: Den optimerade balken efter prov



Figur 6.22: FE-modellen för den optimerade balken vid kollaps över stödet

Kapitel 7

Slutsatser och diskussion

7.1 Optimering

Efter optimering erhöles en hög och slank balkprofil. Höjden har en stor inverkan på balkens böjmotstånd och därmed även balkens bärförmåga vid böjande belastning. För att erhålla en hög balk med samma vikt som den ursprungliga balken har balkens bredd minskats. Till följd av balkens ökade slankhet har balken blivit mer instabil och risken för olika instabilitetsfenomen som till exempel buckling ökar.

En optimal balk är således en avvägning mellan högt böjmotstånd och instabilitet. Det är svårt att optimera en balk utan ett direkt användningsområde. Vanligtvis finns det flera yttre faktorer som påverkar balkens utseende och ett exempel på det kan vara begränsningar i utrymme. Enligt de olika sätten att beräkna bärförmågan vid böjande belastning så har den optimerade balken högre bärförmåga men vid provning kollapsar balken innan den maximala reaktionskraften uppnåtts på grund av för hög upplagskraft. Den optimerade balken har därför inte provats med det önskade lastfallet och det går därför inte att säga om arbetes mål om en optimal balk uppnåtts.

7.2 Jämförelse mellan FEM, Eurokod 3 samt prov

Den ursprungliga respektive optimerade balkens bärförmåga har uppskattats genom FE-analys, genom beräkning enligt normen Eurokod 3 och slutligen genom tillverkning av balkprototyper samt provning av dessa. De värden på bärförmågan som erhöles återfinns i Tabell 7.1.

På grund av provets utformning är det inte möjligt att jämföra FE-analyserna samt provet med Eurokod 3 då de inte dimensionerar samma sak. Eurokod tar enbart hänsyn till det böjande momentet medan FE-analyserna samt provningen ger brott genom upplagskraften då balklivet kollapsar.

Tabell 7.1: Resultaten från beräkningarna av bärförmåga enligt FEM, Eurokod 3 samt prov

	FEM [kNm]	Eurokod 3 [kNm]	Prov [kNm]
Ursprunglig geometri	15.5	10.7	12.4
Optimerad geometri	17.2	12.4	—

Prototyper av de två balkarna provades i slutet av examensarbetet. För den ursprungliga tvärsnittsgeometrin erhöles ett medelvärde på bärförmågan på 12.4 kNm. För den ursprungliga balkgeometrin ger Eurokod 3 ett värde i rent böjande moment som ligger lägre än provningen. För den optimerade balken kunde ingen bärförmåga i böjande moment säkerställas genom provningen på grund av att den optimerade balkens liv kollapsade på grund av för hög upplagskraft vid stöden. Detta fenomen uppmärksammades i samband med provningen och undersöktes noggrannare genom att beräkna upplagskrafterna enligt Eurokod 3.

Vid inspektion av de provade balkarna återfinns viss plasticering kring stöden, detta påvisar att det finns viss problematik med lastinföringen vid böjprovet. Det styrker ytterligare att balkarna kollapsat till följd av upplagskraften. Ett annat utförande på provet skulle ha kunnat förhindra balkarnas kollaps i balklivet och testat balkarnas bärförmåga i böjande moment, det lastfall som balken var optimerad för.

Vid beräkning av upplagskraften har balklivets höjd ingen inverkan på den maximala upplagskraften enligt Eurokod 3 och den är därför lika stor för de båda geometrierna. Den ursprungliga balken klarar vid provningen upplagskrafter som är mycket högre än den framräknade upplagskraften. I detta fall kollapsar balken inte till följd av upplagskrafterna. Den optimala balken kollapsar till följd av upplagskraften och i detta fall är överensstämmelsen mellan prov och Eurokod 3 god. Detta tyder på att balklivets höjd har betydelse för balklivets stabilitet. Enligt samtal med Professor emeritus Torsten Höglund, KTH, så borde termen α i Ekvation 4.9 vara beroende av balklivets höjd.

De högre värdena på bärförmågan för FEM kan bero på felaktiga approximationer under beräkningarna. Bland annat kan imperfektionerna spela en större roll för bärförmågan än vad som framgått under FE-analyserna. Imperfektionerna på de provade balkarna var stora och mätbara. Bland annat hade balkens flänsar och liv olika dimensioner på de flesta balkar. Detta kan bidra till att belastningen ansätts på en begränsad yta på balken istället för

över hela balkens bredd samtidigt och detta kan i sin tur leda till att den elastiska bucklingsspänningen, och därmed även brottspänningen, i praktiken blev lägre än beräknat.

Trots att dimensionerna på de tolv provade balkarna varierade så var spridningen på bärförmågan för balkarna med den ursprungliga tvärsnittsgeometrin mycket låg. Detta tyder på den svåra problematiken med buckling. Det är ytterst svårt att förutse vad som händer vid buckling. Det är även svårt att förutse effekterna av imperfektionerna. Vissa imperfektioner kan ha förstärkande effekt medan andra kraftigt sänker bärförmågan.

Konvergensanalysen tyder på att den verkliga bärförmågan ligger lägre än vad FE-analyserna visar. Detta belyser vikten av att inte enbart lita på resultaten från en FE-analys vid dimensionering.

7.3 Förslag till förbättring och fortsatt arbete

En annan arbetsordning i examensarbetet skulle kunna bidra till bättre överensstämmelse mellan FE-beräkningarna och böjprovet. Med denna arbetsordning skulle det ursprungliga tvärsnittet kunna tillverkas och provas i början av arbetet. Provet av den ursprungliga balken skulle sedan ligga till grund för FE-modellen så att den kan finjusteras för att så mycket som möjligt efterlikna verkligheten. Därefter optimeras balktvärsnittet och slutligen beräknas bärförmågan enligt norm samt att den optimerade balken böjprovas.

Ett annat område att förbättra är provningen. Med livavstyvningar som förhindrar balkens liv att kollapsa hade det varit möjligt att på ett bättre sätt prova balkens bärförmåga i böjande momoment. Ett annat alternativ skulle kunna vara att välja en tunnare plåttjocklek på balkarna, då skulle det inte kräva så stora balkdimensioner för att erhålla buckling. I detta fall skulle förhållandet mellan längd på balken och dess tvärsnittsdimensioner göra att det böjande momentet får mycket större betydelse än upplagskrafterna.

Förslag till fortsatt arbete med denna optimeringsmodell är att öka antalet designvariabler och ge möjlighet till icke-symmetriska formförändringar. Det skulle även kunna vara intressant att titta på flera typer av balktvärsnitt. Ytterligare formändringar skulle kunna påverka både bärförmåga och stabilitet.

Ett annat förslag till fortsatt arbete är att studera imperfektionernas inverkan på bärförmågan. Eventuellt kan en ökad inverkan av imperfektionerna ge en minskning av bärförmågan på FE-modellen. Ett annat alternativ skulle kunna vara att tillverka fler balkprototyper med snävare toleranser.

7.3. FÖRSLAG TILL FÖRBÄTTRING OCH FORTSATT ARBETE 59

Andra provnings- och simuleringsmetoder där en balk i en given miljö studeras skulle eventuellt också vara av intresse att studera.

Ett annat förslag till fortsatt arbete är att undersöka vilken inverkan balklivets höjd har på upplagskraften. Detta skulle kunna förbättra uttrycket för upplagskraften i Eurokod 3 genom att införa ett höjdberoende för termen α .

Litteraturförteckning

- [1] SSAB Tunnpååt AB, Publiceringsdatum 2004-10-07, Hämtad 2004-11-08

<<http://www.ssabtunnplåt.com/templates/PageCol.aspx?id=2986>>
- [2] Torsten Höglund och Jan Strömberg, *Att konstruera i stål, Kallformade konstruktioner*, Förhandsutgåva, Luleå 2004
- [3] Balkteori VT04, Kursmaterial vid avdelningen för Byggnadsmekanik, Lund, 2004
- [4] Formningshandboken, *SSAB Tunnpååt AB, utgåva 2*, Borlänge 1998
- [5] Plåthandboken, *SSAB Tunnpååt AB, utgåva 7*, Göteborg 1996
- [6] Å. Eriksson, A. Lingnell, C. Olsson, H. Spennare, *Svetsutvärdering med FEM*, Industrilitteratur, Stockholm 2002
- [7] *Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner* upplaga 3:2, Boverket, Karlskrona, 2000
- [8] Bernt Johansson, *Att konstruera i stål, Tvärsnittsbärförmåga*, Förhandsutgåva, Luleå 2004
- [9] Förhandsutgåva av Eurokod 3 del 1–3
prEN1993-1-3:2003, European Standard, Bryssel, 2003
- [10] Förhandsutgåva av Eurokod 3 del 1–5
prEN1993-1-5:2003, European Standard, Bryssel, 2003
- [11] Altair Engineering, *Altair HyperMesh 6.0 Basic Training*, 2003
- [12] Altair Engineering, *SSAB HyperForm Training*, 2003
- [13] C. Nordling, J. Österman, *Physics Handbook for Science and Engineering*, Studentlitteratur, Lund, 1996
Tabell 1.10
- [14] Docol produktprogram för kallvalsad tunnpååt, *SSAB Tunnpååt AB*

Bilaga A

Materiallegenskaper

A.1 Allmänna egenskaper

Docol är produktnamnet på SSAB Tunnbrät ABs kallvalsade tunnbrät. Dessa finns i varianter från mjuka till ultrahöghållfasta stål. Den kallvalsade tunnbräten är lätt att forma, sammanfoga och har lämpliga ytor för ytbehandling och detta gör att materialet används flitigt i olika tillämpningar till exempel fordonsdetaljer, kylskåp, belysningsarmaturer samt el- och vatten radiatorer.

Docol 1000 DP är det stål som används i detta examensarbete, tillhör gruppen höghållfasta stål. Dessa stål används oftast till att sänka vikten på konstruktioner utan att ändra på styrkan. Karakteristiskt för dessa stål är att de har

- Mycket bra formbarhet i förhållande till sin höga hållfasthet
- Bra väderbeständighet (rosttrögt)
- Bra motstånd mot nötning
- Bra motstånd mot slag och stötar
- Bra magnetiska egenskaper

DP står för *dual phases* och betyder att stålet har en tvåfasig mikrostruktur där den ena fasen är ferrit och den andra martensit. Ferritfasen ger stålet bra formningsegenskaper och martensitfasen ger stålet dess höga hållfasthet. Dessa stål har låg sträckgräns i förhållande till brottgränsen vilket ger ett stort överkritiskt område. Sluthållfastheten i färdig detalj erhålls genom deformationshårdnande och varmhårdnande. Siffran i stålsortsbeteckningen anger den lägsta brottgränsen vilket för det aktuella stålet är 1000 MPa.

Den kemiska sammansättningen för Docol 1000 DP är 0.15% C, 0.20% Si, 1.50% Mn, 0.015% P, 0.002% S, 0.015% Nb och 0.04% Al [14]

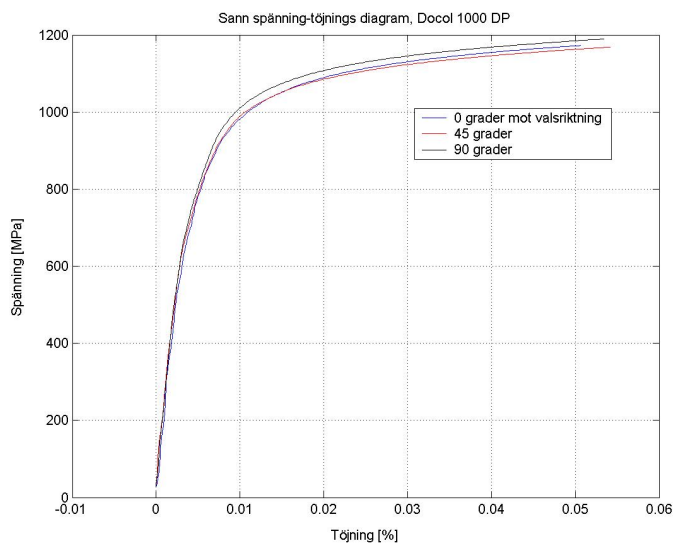
A.2 Dragprov

I Tabell A.1 visas resultatet från ett dragprov utfört enligt EN10002 och EN10130 för en 2 mm tjock Docol 1000 DP plåt. Dragprovet är utfört i SSAB Tunnbrått ABs hållfasthetslaboratorium i Borlänge. Figur A.1 beskriver materialets sanna töjnings- och spänningsbeteende och figur A.2 beskriver materialets teknologiska töjnings- och spänningsbeteende.

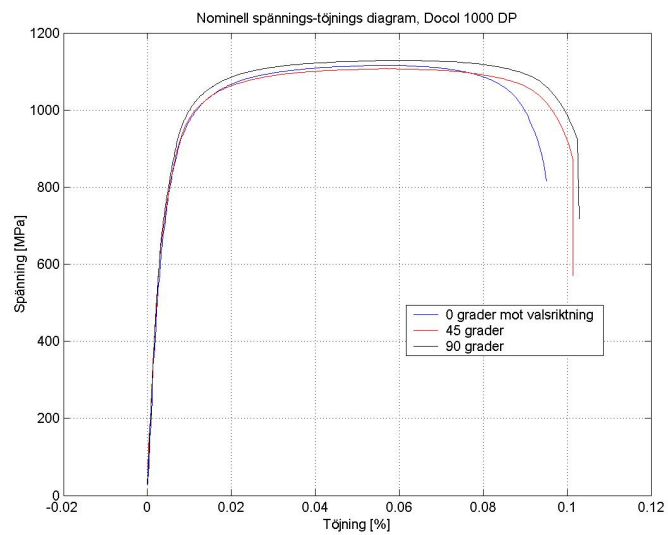
Tabell A.1: Resultat från dragprov i tre olika valsriktningar

Vals- riktn.	Th [mm]	$R_{p0.2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	A_{50mm} [%]	A_{80mm} [%]	r [$\varepsilon 5\%$]	n [$\varepsilon 2 - 5\%$]
0	1.96	844	1115	11	9	0.97	0.08
45	1.97	740	1107	12	10	0.98	0.08
90	1.97	869	1128	12	10	0.84	0.07

Tabell A.2: I tabellen står t för plåtens tjocklek, $R_{p0.2}$ är sträckgränsen som uttryckt som den spänning som ger 0.2% plastisk deformation, A_{50mm} samt A_{80mm} är brottförlängningen vid 50 mm respektive 80 mm mätlängd, r är töjningsförhållande även kallad anisotropikoefficient och n är den deformationshårdnandeexponenten



Figur A.1: Sann spänning-töjningsdiagram för dragprov 0, 45 och 90 grader mot valsriktningen



Figur A.2: Nominell spännings-töjningsdiagram för dragprov 0, 45 och 90 grader mot valsriktningen

Bilaga B

ABAQUS filer

B.1 Templex-fil för optimering

```
{parameter(DVAR1, Shape1", 0.0, -1.0, 1.0)}
{parameter(DVAR2, Shape2", 0.0, -1.0, 1.0)}
{parameter(DVAR3, Shape3", 0.0, -1.0, 1.0)}
{parameter(DVAR4, Shape4", 0.0, -1.0, 1.0)}
{parameter(DVAR5, Shape5", 0.0, -1.0, 1.0)}
{parameter(DVAR6, Shape6", 0.0, -1.0, 1.0)}
**
** ABAQUS Input Deck Generated by HyperMesh Version : 6.0
** Generated using HyperMesh-Abaqus Template Version : 6.0
**
** Template: ABAQUS/EXPLICIT
**
*NODE
{include "C:/sara/hattopt/balk.abaqus.node.tpl"}
*ELEMENT,TYPE=S4R,ELSET=balk
    5375,    5455,    5456,    124,    123
    5374,    5454,    5455,    123,    122
    ...
    5277,    178,    125,    5408,    5557
*ELEMENT,TYPE=R3D4,ELSET=verktyg
    6972,    7547,    7548,    7573,    7572
    6971,    7546,    7547,    7572,    7571
    ...
    7115,    7685,    7686,    7736,    7735
*ELEMENT,TYPE=R3D4,ELSET=stod
    7744,    8162,    8195,    8196,    8163
    7743,    8161,    8194,    8195,    8162
    ...
    7871,    8286,    8352,    8353,    8287
```

```

*SHELL SECTION, ELSET=balk, MATERIAL=docol
0.002,      5
*RIGID BODY, REF NODE =      4522,      ELSET = verktyg
*RIGID BODY, REF NODE =      5050,      ELSET = stod
**
**
** NOD- OCH ELEMENTSET
**
**
*NSET, NSET=verktygsnod
  4522,
*NSET, NSET=stodnod
  5050,
*NSET, NSET=symmetri
  175,      179,      332,      334,      924,      926,      928,      930,
  932,      934,      936,      938,      940,      942,      944,      1197,
  ...
  2986,      2988,      2990,      3398,      3549,      3551,      3700,      3702,
  3704,
*NSET, NSET=y-led
  3549,
*ELSET, ELSET=insida1
  5376,      5375,      5374,      5373,      5372,      5371,      5370,      5369,
  5368,      5367,      5366,      5365,      5364,      5363,      5362,      5361,
  ...
  5286,      5285,      5284,      5283,      5282,      5281,      5280,      5279,
  5278,      5277
*ELSET, ELSET=insida2
  1977,      1978,      1979,      1980,      1981,      1982,      1983,      1984,
  1985,      1986,      1987,      1988,      1989,      1990,      1991,      1992,
  ...
  5886,      5885,      5884,      5883,      5882,      5881,      5880,      5879,
  5878,      5877
*ELSET, ELSET=rilla1
  3777,      3778,      3779,      3780,      3781,      3782,      3783,      3784,
  3785,      3786,      3787,      3788,      3789,      3790,      3791,      3792,
  ...
  5484,      5483,      5482,      5481,      5480,      5479,      5478,      5477
*ELSET, ELSET=rilla2
  3277,      3278,      3279,      3280,      3281,      3282,      3283,      3284,
  3285,      3286,      3287,      3288,      3289,      3290,      3291,      3292,
  ...
  5784,      5783,      5782,      5781,      5780,      5779,      5778,      5777

```

```
**
**
** MATERIALDATA
**
**
** MATERIAL, NAME=docol
** DENSITY
7800.0,      0.0
** ELASTIC, TYPE = ISOTROPIC
2.1000E+11,  0.3,      0.0
** PLASTIC
844000000.,  0.0,      0.0
917000000.,  0.001674,  0.0
968000000.,  0.00377805, 0.0
1.0040E+09,  0.00601338, 0.0
1.0300E+09,  0.008368,   0.0
1.0500E+09,  0.01088657, 0.0
1.0560E+09,  0.01348573, 0.0
1.0770E+09,  0.01612699, 0.0
1.0860E+09,  0.01901705, 0.0
1.0930E+09,  0.02204446, 0.0
1.0990E+09,  0.02503853, 0.0
1.1030E+09,  0.02813226, 0.0
1.1070E+09,  0.03128862, 0.0
1.1100E+09,  0.03455495, 0.0
1.1120E+09,  0.03788234, 0.0
1.1130E+09,  0.04129397, 0.0
1.1140E+09,  0.04385102, 0.0
**
**
** KONTAKTDEFINITIONER
**
**
** SURFACE, NAME = balk-ve, TYPE = ELEMENT
balk,SPOS
** SURFACE, NAME = verktyg, TYPE = ELEMENT
verktyg,SPOS
** SURFACE, NAME = balk-st, TYPE = ELEMENT
balk,SNEG
** SURFACE, NAME = stod, TYPE = ELEMENT
stod,SPOS
** SURFACE, NAME = insida1, TYPE = ELEMENT
insida1,SNEG
** SURFACE, NAME = insida2, TYPE = ELEMENT
insida2,SNEG
** SURFACE, NAME = rilla1, TYPE = ELEMENT
rilla1,SPOS
** SURFACE, NAME = rilla2, TYPE = ELEMENT
```

```
rilla2,SPOS
*SURFACE INTERACTION, NAME = friction
*FRICTION
0.15,    0.0,    0.0,    0.0
**
**
** RANDVILLKOR
**
**
*BOUNDARY
verktygsnod,1,2
verktygsnod,4,6
stodnod,1,6
symmetri,1,1
y-led,2,2
**
**
** ANALYSEN
**
**
*AMPLITUDE, DEFINITION=SMOOTH STEP, NAME=belastning
0,    0,    0.03,    1
*STEP, NLGEOM = YES
*DYNAMIC, EXPLICIT
,    0.03,    ,    0.0
*MONITOR, DOF =    3, NODE =    4522
*BOUNDARY, TYPE=DISP, AMPLITUDE=belastning
verktygsnod,3,3,-0.15
*CONTACT PAIR, INTERACTION = friction
balk-ve,verktyg
*CONTACT PAIR, INTERACTION = friction
balk-st,stod
*CONTACT PAIR, INTERACTION = friction
insida1,insida2
*CONTACT PAIR, INTERACTION = friction
rilla1,rilla2
*FILE OUTPUT, NUMBER INTERVAL = 50
*NODE FILE
U,
RF,
*EL FILE, ELSET = balk
S,
SP,
LE,
*OUTPUT, FIELD, VARIABLE = PRESELECT, NUMBER INTERVAL = 10
*OUTPUT, HISTORY, VARIABLE = PRESELECT, FREQUENCY = 20
*RESTART, WRITE, NUMBER INTERVAL = 5
*END STEP
```

B.2 ABAQUS-fil för egenmodsanalys

```

**
** ABAQUS Input Deck Generated by HyperMesh Version : 6.0
** Generated using HyperMesh-Abaqus Template Version : 6.0
**
**
** Template: ABAQUS/STANDARD
**
*NODE
    76, 4.90000e-01, 1.25696e-01, 3.00000e-03
    77, 4.80000e-01, 1.25696e-01, 3.00000e-03
    ...
    8386, 4.50000e-01, -9.30000e-02, -5.15000e-02
    8387, 4.50000e-01, 2.470000e-01, -5.15000e-02
*ELEMENT,TYPE=S4R,ELSET=balk
    5375, 5455, 5456, 124, 123
    5374, 5454, 5455, 123, 122
    ...
    5277, 178, 125, 5408, 5557
*ELEMENT,TYPE=R3D4,ELSET=verktyg
    6972, 7547, 7548, 7573, 7572
    6971, 7546, 7547, 7572, 7571
    ...
    7116, 7686, 7784, 7786, 7736
*ELEMENT,TYPE=R3D4,ELSET=stod
    7744, 8162, 8195, 8196, 8163
    7743, 8161, 8194, 8195, 8162
    ...
    7872, 8287, 8353, 8387, 8385
*SHELL SECTION, ELSET=balk, MATERIAL=docol
0.002, 5
*RIGID BODY, REF NODE = 4522, ELSET = verktyg
*RIGID BODY, REF NODE = 5050, ELSET = stod
**
**
** NOD- OCH ELEMENTSET
**
**
*NSET, NSET=verktygsnod
4522,
*NSET, NSET=stodnod
5050,
*NSET, NSET=symmetri
175, 179, 332, 334, 924, 926, 928, 930,
932, 934, 936, 938, 940, 942, 944, 1197,
...
2986, 2988, 2990, 3398, 3549, 3551, 3700, 3702,

```



```

*NSET, NSET=y-led
  3549,
*ELSET, ELSET=insida1
  5376, 5375, 5374, 5373, 5372, 5371, 5370, 5369,
  5368, 5367, 5366, 5365, 5364, 5363, 5362, 5361,
  ...
  5286, 5285, 5284, 5283, 5282, 5281, 5280, 5279,
  5278, 5277
*ELSET, ELSET=insida2
  1977, 1978, 1979, 1980, 1981, 1982, 1983, 1984,
  1985, 1986, 1987, 1988, 1989, 1990, 1991, 1992,
  ...
  5886, 5885, 5884, 5883, 5882, 5881, 5880, 5879,
  5878, 5877
*ELSET, ELSET=rilla1
  3777, 3778, 3779, 3780, 3781, 3782, 3783, 3784,
  3785, 3786, 3787, 3788, 3789, 3790, 3791, 3792,
  ...
  5484, 5483, 5482, 5481, 5480, 5479, 5478, 5477
*ELSET, ELSET=rilla2
  3277, 3278, 3279, 3280, 3281, 3282, 3283, 3284,
  3285, 3286, 3287, 3288, 3289, 3290, 3291, 3292,
  ...
  5784, 5783, 5782, 5781, 5780, 5779, 5778, 5777
**
**
** MATERIALDATA
**
**
*MATERIAL, NAME=docol
*DENSITY
7800.0, 0.0
*ELASTIC, TYPE = ISOTROPIC
2.1000E+11, 0.3, 0.0
**
**
** RANDVILLKOR
**
**
*BOUNDARY
verktygsnod,1,2
verktygsnod,4,6
stodnod,1,6
symmetri,1,1
y-led,2,2
*STEP
*FREQUENCY 20,
*NODE FILE

```

```
U,  
*NODE PRINT, FREQUENCY=0  
*EL PRINT, FREQUENCY=0  
*END STEP
```