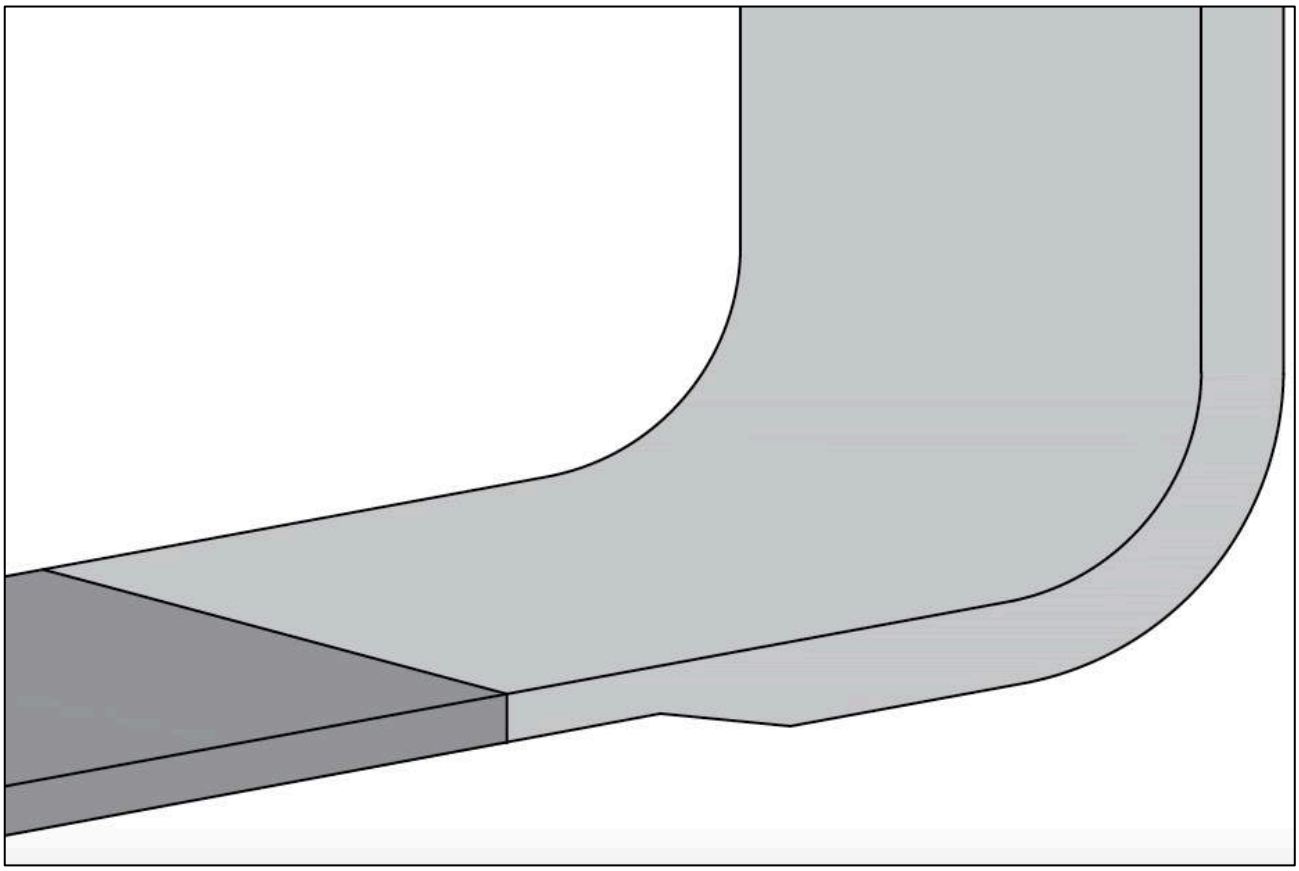
CHALMERS



# Konstruktion i höghållfast stål

## Hur bärverk utformas för höga spänningar

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet Byggingenjör

VICTOR HJELMGREN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Forskargruppen Stål- och träbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Examensarbete BOMX03-16-40
Göteborg, Sverige 2016

EXAMENSARBETE BOMX03-16-40

# Konstruktion i höghållfast stål

Hur bärverk utformas för höga spänningar

*Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet*

*Byggingenjör*

VICTOR HJELMGREN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Forskargruppen Stål- och träbyggnad
CHALMERS TEKNISKA LEKSKOLA

Göteborg, 2016

Konstruktion i höghållfast stål
Hur bärverk utformas för höga spänningar

*Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet*
*Byggingenjör*

VICTOR HJELMGREN

© VICTOR HJELMGREN, 2016

Examensarbete BOMX03-16-40 / Institutionen för bygg- och miljöteknik,
Chalmers Tekniska Högskola 2016

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Forskargruppen Stål- och träbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:
Hörn där svetsen av hänsyn till utmattning flyttats till lågt påkänd zon, se avsnitt 4.5.2.

Chalmers Reproservice/Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2016

Konstruktion i höghållfast stål

Hur bärverk utformas för höga spänningar

*Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet*

*Byggingenjör*

VICTOR HJELMGREN
Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Forskargruppen Stål- och träbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola

## SAMMANFATTNING

Höghållfast stål, det vill säga stål med sträckgränser över 460 och uppemot 2000 MPa, har ännu inte etablerat sig på allvar inom byggbranschen. Användande av sådant stål har flera fördelar; det sparar material och därigenom pengar, förvarings- och transportbehov, miljöpåverkan med mera. Ändå är den europeiska standardserien Eurocode anpassad för stål med sträckgränser upp till 460 MPa, med ett tilläggskapitel för kvaliteter upp till 700 MPa. Konstruktionsmässigt skiljer sig konstruktioner i höghållfast stål en del från konstruktioner i mjukt stål. I syfte att utnyttja de höga sträckgränserna eftersträvas höga spänningar i materialet. Därför används tunnare plåtar än brukligt, vilket medför ett par utmaningar att ta särskild hänsyn till, för att göra sträckgränsen dimensionerande. Elastisk utböjning är en. En annan är bucklingsrisken, som ökar med förtunnade plåtar. Dessutom behöver geometriska ojämnheter och svetsar placeras strategiskt med tanke på den förhöjda risken för utmattningsbrott. Detta kompendium skall vägleda i hur man konstruerar i höghållfast stål, med fokus på hur höga spänningsnivåer kan tas om hand.

Nyckelord: höghållfast stål, konventionellt stål, mjukt stål, materialutnyttjande, elastisk utböjning, lokal buckling, bredd, slankhet, avstyvning, kantveck, rilla, skjuvbuckling, utmattning, svets

High Strength Steel Structures

How to Design for High Stress Levels

*Diploma Thesis in the Engineering Programme*

*Building and Civil Engineering*

VICTOR HJELMGREN
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Structural Engineering
Research Group of Steel and Timber Structures
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The usage of so called high strength steel, with yield strengths at 460 MPa and above – even up to 2000 MPa – is low within civil and building engineering. Yet using this hard steel has several advantages; it saves material and thereby money, transport and storage demands, environmental impact et cetera. However, European structural standard series Eurocode has an additional chapter about yield strengths between 460 and 700 MPa, but mentions nothing about steel stronger than that at all. Design-wise, structures made of high strength steel differ from those made of regular, soft steel. In order to make use of the high yield and ultimate tensile strengths, high stresses are wanted. Therefore, the sections are designed thinner than usual, hence a couple of challenges to take into consideration. One challenge is elastical deformation. Even the buckling risk rises as sections get thinner. Also, geometrical deviations and welds must be taken care of in order to avoid fatigue fractures. This compendium is a guide to designing high strength steel structures, with emphasis on taking care of high stress levels.

Key words: high strength steel, regular steel, soft steel, elastical deformation, local buckling, width, slenderness ratio, stiffener, shear buckling, fatigue, weld

# Innehåll

SAMMANFATTNING I
ABSTRACT II
INNEHÅLL III
FÖRORD VI

1 INLEDNING 1
1.1 Bakgrund 1
1.1.1 Höghållfast stål av i dag 1
1.1.2 Varför höghållfast? 1
1.2 Syfte 2
1.3 Avgränsningar 2

2 INTRODUKTION TILL HÖGHÅLLFAST STÅL 4
2.1 Kuriosa: Höghållfast stål i Friends Arena 4
2.2 Skillnader i beteende mellan hårt och mjukt stål 4
2.3 Generell konstruktionsprincip 5

3 STATIK 6
3.1 Elastisk utböjning 6
3.2 Lokal buckling 6
3.2.1 Effektiv bredd 6
3.2.2 Förhållandet bredd/tjocklek 7
3.2.3 Asymmetriskt varierande tryck och drag 8
3.2.4 Beräkning av effektiv bredd med avseende på buckling 8
3.2.5 Åtgärder mot buckling 14
3.2.6 Rillor och kantveck 15
3.2.7 Dimensionering av rillor och kantveck 16
3.2.8 Svetsade avstyvningar 21
3.3 Knäckning av pelare 22
3.4 Skjuvbuckling 23
3.4.1 Förslag på beräkningsgång 24
3.4.2 Exempel: Dimensionering av liv med avseende på skjuvbuckling 25
3.5 Svetsar 26
3.5.1 Undermatchande svetsar 26
3.5.2 Den värmepåverkade zonen (HAZ) 26
3.5.3 Stumsvetsar 27
3.5.4 Kälsvetsar 27

4 UTMATTNING 29
4.1 Detta är utmattning 29

4.1.1 Utmattningslast och utmattningshållfasthet 29
4.1.2 Spänningsparametrar 30
4.1.3 Sprickbildning och spricktillväxt 30
4.1.4 Anvisningsverkan och spänningskoncentrationer 31
4.1.5 Kuriosa: Utmattning i pappkonstruktion med limförband 33
4.2 Utmattningsbelastade konstruktioner i höghållfast stål 33
4.3 Ytor 34
4.3.1 Råhetens inverkan på utmattningshållfasthet 35
4.4 Kanter 36
4.4.1 Att undvika hög spänning 37
4.5 Svetsar 37
4.5.1 Experiment: Statisk last kontra utmattningslast 38
4.5.2 Placering av svetsar med hänsyn till spänningar 39
4.5.3 HFMI 41
4.5.4 Att välja skruv före svets 42

5 SUMMERING 43
5.1 Förslag på användningsområden för kompendiet 43
5.2 Förslag på fortsatta studier 43

6 REFERENSER 44
6.1 Skriftliga källor 44
6.2 Muntliga källor 45

BILAGOR 46
Bilaga 1: Upplägg för föreläsning 47
Bilaga 2: Powerpoint för föreläsning 48
Bilaga 3: Handskrivna anteckningar för föreläsning 63
Bilaga 4: Overhead-bilder för föreläsning 73

# Förord

Detta examensarbete tar form av ett kompendium avsett för högskolestudenter. Kompendiet är framtaget i samarbete med SSAB, Svenskt Stål AB, i Borlänge, ett företag med vilket en första kontakt togs i november 2015. SSAB tillverkar sedan 30 år tillbaka så kallat höghållfast stål, något som används flitigt inom fordonsindustrin men inte alls i samma omfattning inom byggbranschen. SSAB har förhoppningar om att framtidens ingenjörer skall besitta en grundläggande förståelse för hur stål med höga sträckgränser fungerar, vilket i förlängningen skall leda till ett ökat användande av det höghållfasta stålet. Handledare Pierre Bergsten och kollegan Mattias Clarin samt forskningschef Eva Pétursson har därför engagerat sig i att tillsammans med undertecknad göra detta undervisningsmaterial så pedagogiskt och informativt som möjligt. På Chalmers Tekniska Högskola har rådgivning kommit från examinator Mohammad Al-Emrani. Förhoppningen är att detta examensarbete skall bidra till att göra Chalmersstudenter bekanta med – och intresserade av – höghållfast stål och dess karaktäristika.

Göteborg, maj 2016

Victor Hjelmgren

# Beteckningar

Följande beteckningar är kategoriserade efter begynnelsebokstäver och uppdelade i latinska och grekiska bokstäver; versaler och gemener.

**Latinska versaler**

| | |
|---|---|
| $A$ | Tvärsnittsarea |
| $A_{eff}$ | Effektiv tvärsnittsarea |
| $A_s$ | Effektiv area för kantveck |
| $E$ | Elasticitetsmodul |
| $F$ | Nyttig svetslängd |
| $F_j$ | Verklig svetslängd |
| $I$ | Tröghetsmoment |
| $I_{eff}$ | Effektivt tröghetsmoment |
| $I_s$ | Effektivt tröghetsmoment för kantveck |
| $K_r$ | Ytfaktor |
| $K_t$ | Spänningskoncentrationsfaktor för anvisningar |
| $R$ | Spänningsförhållande vid utmattningslast |
| $R_e$ | Sträckgräns |
| $R_m$ | Brottgräns |
| $Ra$ | Råhet för yta |
| $Rz$ | Råhet för yta |
| $R$ | Spänningsförhållande vid utmattningslast |
| $V_{b,Rd}$ | Tvärkraftskapacitet |

**Latinska gemener**

| | |
|---|---|
| $a$ | a-mått på svets |
| $a$ | Anvisningsdjup |
| $a$ | Avstånd mellan transversella avstyvningar |
| $b$ | Bredd för plan plåt |
| $b_{eff}$ | Effektiv bredd för plan plåt |
| $f_{euk}$ | Hållfasthet för svetselektrodmaterial |
| $f_u$ | Brottgräns för grundmaterial |
| $f_{uw}$ | Brottgräns för svetsgods |
| $f_y$ | Sträckgräns för grundmaterial |
| $h_w$ | Tvärsnittshöjd alternativt avstånd mellan flänsars tyngdpunkter |
| $k_\tau$ | Faktor med avseende på avstånd mellan avstyvningar |
| $k_\sigma$ | Bucklingskoefficient |
| $t$ | Plåttjocklek |
| $t_d$ | Effektiv plåttjocklek |
| $t_w$ | Livtjocklek |

**Grekisk versal**

| | |
|---|---|
| $\Delta\sigma$ | Spänningsvidd |

**Grekiska gemener**

| | |
|---|---|
| $\alpha$ | Anvisningsfaktor |
| $\gamma_M$ | Partialkoefficient med avseende på dimensionerande lastfenomen |
| $\gamma_n$ | Partialkoefficient med avseende på säkerhetsklass |

| | |
|---|---|
| $\varepsilon$ | Faktor för sträckgräns |
| $\lambda_d$ | Slankhet med avseende på distortionsknäckning |
| $\lambda_p$ | Slankhet med avseende på lokal buckling |
| $\rho$ | Reduktionsfaktor för effektiv bredd |
| $\rho$ | Spetsradie för anvisning |
| $\sigma$ | Spänning |
| $\sigma_0$ | Nominell spänning i tvärsnitt |
| $\sigma_a$ | Spänningsamplitud |
| $\sigma_{cr}$ | Kritisk bucklingsspänning |
| $\sigma_m$ | Medelspänning |
| $\sigma_{max}$ | Maximal spänning i en cykel |
| $\sigma_{max}$ | Maximal spänning i ett tvärsnitt |
| $\sigma_{min}$ | Minimal spänning i en cykel |
| $\sigma_u$ | Utmattningshållfasthet |
| $\sigma_u^*$ | Utmattningshållfasthet för provstav med fiktivt slät yta |
| $\chi_d$ | Reduktionsfaktor med avseende på distortionsknäckning |
| $\chi_p$ | Reduktionsfaktor med avseende på lokal buckling |
| $\chi_v$ | Reduktionsfaktor med avseende på skjuvbuckling |
| $\psi$ | Spänningsförhållande vid buckling |

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Det stål man vanligen finner i stålbyggnader, gamla som nya, är långt ifrån det starkaste som finns på marknaden. Inom fordonsindustrin används stål med mer än tre gånger så hög sträckgräns ($f_y$-värde) som materialet i en konventionell stålbyggnad. Stål med sträckgränser från 460 MPa och uppåt brukar refereras till som höghållfast stål. Då en hög sträckgräns i materialet har många fördelar finns en drivkraft för att öka användandet av detta, även inom byggindustrin.

### 1.1.1 Höghållfast stål av i dag

I dagsläget förekommer höghållfast stål i försvinnande liten omfattning på byggmarknaden. Av allt stål som tillverkas i världen är det bara 1,8 procent som överskrider 700 MPa i sträckgräns. Det innebär 25 000 000 av totalt 1 400 000 000 ton, och det är fordonsbranschen som dominerar användandet av det höghållfasta stålet (Bergsten, 2016). Den europeiska konstruktionsstandarden för bärverk, Eurocode, är utformad under antagandet att konventionellt, mjukt stål används. För sträckgränser mellan 460 och 700 MPa har Eurocode ett särskilt tilläggskapitel (SIS, SS-EN 1993-1-12:2007). Stålkvaliteter högre än så behandlas inte alls i Eurocode utan lämnas till konstruktören att garantera ett säkert användande av. Till bärkablar i hängbroar, som endast belastas i drag då dimensioneringen är förhållandevis enkel, används ibland stål med brottgränser omkring 2000 MPa (Huang & Lin, 2016, s. 292; Lee, 2013, s. 11).

Varför behövs då särskilda regler och särskild kunskap för stål med hög hållfasthet? Vid förhöjda sträckgränser eftersträvas minskade tvärsnitt och höga spänningar i materialet, för att uppnå ett stort materialutnyttjande. Dessa förutsättningar får konstruktioner att bete sig annorlunda än när de är tillverkade i mjukt stål och utsätts för låga spänningar. Konstruktören får andra fenomen och andra utmaningar att ta i beaktning. Främst rör det sig om tre saker: Elastisk utböjning, instabilitet och utmattning (Bergsten, 2016; Clarin, 2016). Ståltillverkaren SSAB har en handbok för konstruktörer som behandlar just höghållfast stål (Alm, Augustsson, Bäckman, Eckerlid, Gozzi, Gustafsson, Ivarsson, Juoppa, Larsson, Nilsson, Pétursson, Rydahl, Reindberth, Samuelsson, Sperle och Troive, 2010).

### 1.1.2 Varför höghållfast?

Att använda så starkt stål som möjligt kan tyckas självklart, men så enkelt är det inte. Med ett högt materialutnyttjande är det billigare att använda höghållfast stål än mjukt, eftersom en mindre mängd stål går åt. Men per kilogram är stålet desto dyrare ju högre hållfastheten är. Och då det alltså gäller att spara så mycket material som möjligt, måste extra lång tid läggas ned på beräkningsstadiet. Att överdimensionera en konstruktion kan spara konstruktörstimmar och därmed pengar, men görs detta med höghållfast stål kommer inte materialets goda egenskaper till sin rätt (Bergsten, 2016). Kravet på tunna plåtar kan också ge vissa inskränkningar i den arkitektoniska friheten.

Förutom att pengar kan sparas på själva stålet är några fördelar med låg materialåtgång en sänkt egenvikt och därmed lasteffekt, mindre gods att frakta, mindre förvaringsbehov och minskad miljöpåverkan.

## 1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att arbeta fram ett underlag för högskoleundervisning på ämnet konstruktion i höghållfast stål, med inriktning mot byggindustrin. Formen blir ett kompendium integrerat i rapporten, samt manus för en föreläsning på samma ämne. Underlaget kan användas till att introducera högskolestudenter för det höghållfasta stålet samt ge en grundläggande förståelse för hur materialet används. På sikt kan detta leda till att användandet av höghållfast stål växer inom byggbranschen, med positiva följder för både ekonomi och miljö. Kompendiet skall ses som ett komplement till Bärande konstruktioner del 1 och 2, som är kurslitteratur för de kurser inom konstruktionsteknik som ges på grundnivå på Chalmers Tekniska Högskola. Material och upplägg för föreläsningen redovisas som bilagor.

## 1.3 Avgränsningar

Fokus ligger på de huvudsakliga skillnader som finns mellan konstruktion i höghållfast stål och i mjukt stål. De avseenden där ingen särskild hänsyn behöver tas till minskat tvärsnitt och ökad spänning kommer inte att belysas.

Det förutsätts att läsaren som minst studerar i årskurs två på någon högskoleutbildning på grundnivå inom civil ingenjörskonst, eller motsvarande. Läsaren bör ha läst ett par kurser inom konstruktionsteknik och torde således vara bekant med de begrepp som omnämns i kompendiet. De flesta begreppen kommer därför inte att förklaras i detalj. Ett undantag är utmattning, som inte berörs mer än högst ytligt på Chalmers grundutbildningar men har stor betydelse när man dimensionerar bärverk i höghållfast stål.

Det skall också påpekas att innehållet i detta kompendium inte skall ses som heltäckande inom området höghållfast stål. Mängder av fenomen och aspekter har uteslutits av olika skäl, främst för att hålla omfattningen av examensarbetet på en rimlig nivå. Det faktum att kompendiet fokuserar på konstruktionsmässiga skillnader gör att informationen kan se skral ut på sina håll.

Eftersom utmattning är ett förhållandevis nytt fenomen för både examensarbetaren och den tilltänkta målgruppen går detta kapitel inte in på någon fördjupande nivå. På ämnet görs heller inga beräkningar. Av hänsyn till de tilltänkta åhörarnas begränsade bakgrundskunskap hålls föreläsningen om utmattning förenklad och fokus ligger, som i kompendiet, på principiella aspekter.

Temperaturen kan vara en faktor som påverkar hållfastheten. Här kommer dock att förutsättas att temperaturerna inte är extrema och att ingen hänsyn till dessa behöver tas.

I kompendiet omnämns knäckningskurvor utan att detta ämne gås närmare in på. Diskussionen innehåller dock ett resonemang om hur detta hade kunnat utvecklas om förkunskaperna varit större.

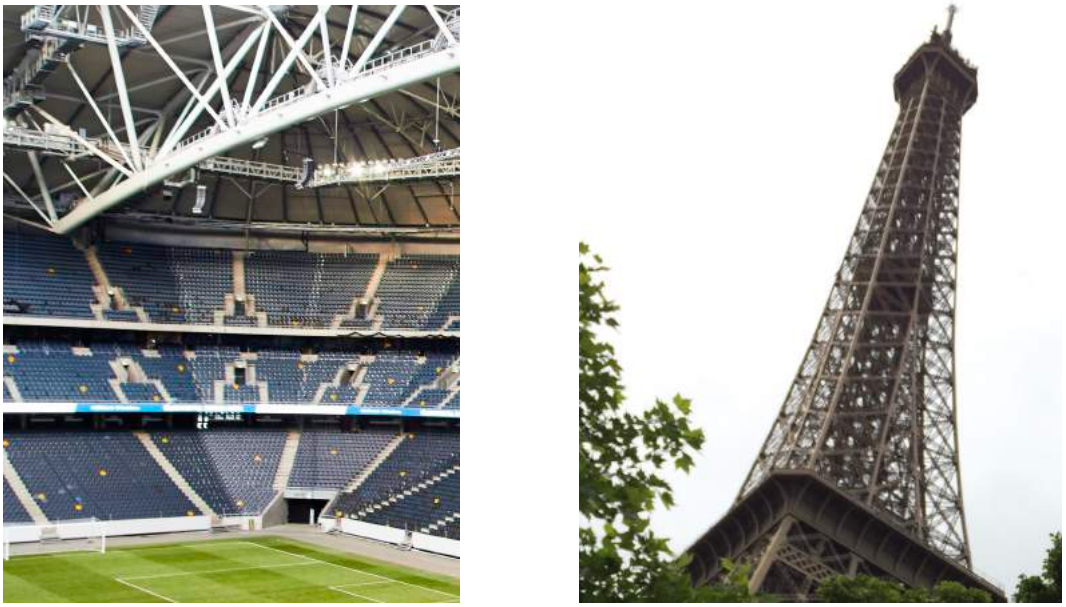
Litteraturen som använts innehåller flera avsnitt om hur höghållfasta stålkonstruktioner analyseras med hjälp av finita element-metoden. Då examensarbetaren ännu saknar förkunskaper inom detta område kommer FEM enbart att nämnas kort.

# 2 Introduktion till höghållfast stål

Ju starkare stål en konstruktion består av, desto mer kan materialåtgången reduceras. Minskade tvärsnitt innebär även sänkt egentyngd och därigenom minskade krav på bärförmåga. Ur logistisk synpunkt reduceras mängden material som skall fraktas och förvaras. I slutändan kan man vid användande av höghållfast stål spara både pengar och miljö.

## 2.1 Kuriosa: Höghållfast stål i Friends Arena

När höghållfast stål användes vid bygget av Friends Arena i Solna sparade man, enligt beräkningar, 585 ton material och 900 ton koldioxid. (Barsoum, Gyllenram, Sperle och Uppfeldt, 2012, s. 18; Stålbyggnadsinstitutet, 2016, s. 2). Hade Eiffeltornet i Paris byggts i liknande stålkvaliteter hade dess egenvikt kunnat reduceras till en femtedel (Stålbyggnadsinstitutet, 2016, s. 2).



*Figur 2.1* *a) Friends Arena, med takkonstruktion tillverkad i stål med sträckgränsen 900 MPa (Hallén, 2015). Återgiven med tillstånd. b) Eiffeltornet.*

## 2.2 Skillnader i beteende mellan hårt och mjukt stål

Vid konstruktion i mjuka stål och med spänningar därefter brukar sträckgränsen vara dimensionerande. För att utnyttja att stålet i stället har en hög sträckgräns eftersträvas att även spänningarna i materialet är höga. Vid höga spänningar tenderar andra faktorer än just sträckgränsen att vara dimensionerande. Det medför ett par utmaningar som behöver tas i beaktning, för att kunna utnyttja den höga sträckgräns materialet besitter (Clarin, 2016).

- *Böjstyvheten* påverkas av tvärsnittets mått – men inte av sträckgränsen. Samtidigt är inte elasticitetsmodulen större för hårda stål än för mjuka.

Elastiska deformationer, till exempel nedböjning, blir därför större när dimensionerna minskar, trots förhöjd hållfasthet (Clarin, 2016).

- *Stabiliteten* påverkas negativt när plåtarna blir tunnare (Clarin, 2016).
- På grund av de höga spänningarna behöver särskild hänsyn tas till *utmattning*, särskilt i de konstruktionsdelar som innehåller svetsar. En svets innebär mikroskopiska sprickor i stålet och bör därför undvikas i högt påkända zoner (Bergsten, 2016; Clarin, 2016).

## 2.3 Generell konstruktionsprincip

Sträckgränsen bör vara dimensionerande i en konstruktion i höghållfast stål, för att materialets goda egenskaper skall kunna utnyttjas. Alltså skall spänningarna i materialet ligga nära denna sträckgräns. För att detta skall kunna uppnås behöver utmaningarna som nämndes i föregående avsnitt tas om hand.

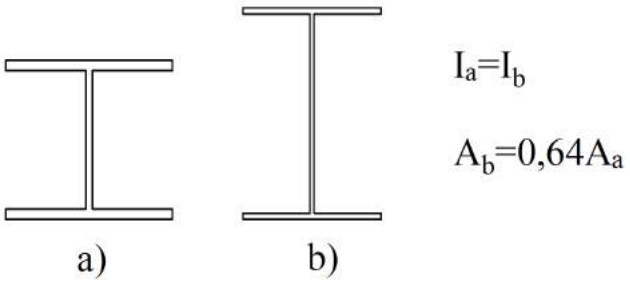
Oavsett vilket lastfenomen det gäller, finns flera faktorer som påverkar en konstruktions bärförmåga. Samtidigt finns det få faktorer som konstruktören har särskilt mycket påverkan på.

- *Spänningen* i en höghållfast konstruktion skall vara så hög som möjligt och kan därför inte göras mycket åt.
- *Plåttjockleken* kan förvisso regleras, men skall hållas låg för att spara material och utnyttja stålets styrka.
- *Livslängden* för ett utmattningsbelastat bärverk dras heller inte ned på.
- Kvar finns då *utformningen*. Nyckeln till konstruerande i höghållfast stål är alltså att designa sina konstruktioner på smarta sätt, där finurliga lösningar används för att gå runt de problem som höga spänningsnivåer innebär. På så sätt kan den höga sträckgränsen bli dimensionerande och ett högt materialutnyttjande uppnås (Clarin, 2016). Exempel på sådana lösningar ges i kapitel 3 och 4. Noterbart är att de konstruktionsprinciper som presenteras i detta kompendium med fördel kan utnyttjas även vid konstruktion med normala stålkvaliteter.

# 3 Statik

## 3.1 Elastisk utböjning

Det är viktigt att komma ihåg att höghållfast stål innebär stål med hög sträck- och brottgräns, inte stål med hög elasticitetsmodul. E-modulen är samma som för mjuka stål – omkring 200 GPa (Bergsten, 2016). Skall en konstruktion i höghållfast stål upprätthålla samma elastiska böjstyvhet som en konstruktion i mjukt stål måste tröghetsmomentet, I, vara detsamma. Detta kan anses rimma illa med drivkraften att använda små tvärsnitt, vilket är önskvärt för att hålla spänningen och materialutnyttjandet högt. Detta begränsar i viss mån användandet av höghållfast stål i konstruktioner som har höga krav vad gäller nedböjning, även om motstridigheten kan hanteras. Det gäller att utnyttja plåthöjdens inverkan på tröghetsmomentet, alltså att använda höga och tunna tvärsnitt (se Figur 3.1). Detta leder till nästa stora utmaning, som gås igenom i nästa avsnitt: Lokal buckling.



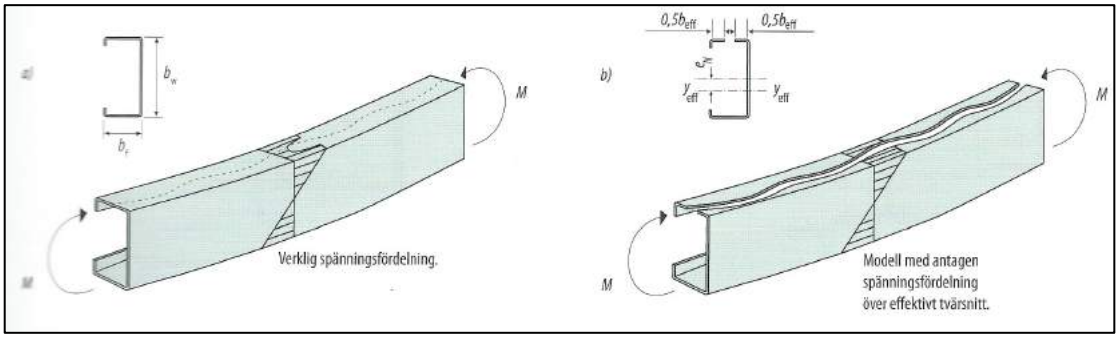

*Figur 3.1 Två olika I-balkar med samma tröghetsmoment men med olika tvärsnittsareor.*

## 3.2 Lokal buckling

Av skäl som nämns ovan är det vanligt med slanka profiler. Plåtarna skall hållas så tunna som möjligt, och därför är det viktigt att ta lokal buckling i beaktning när tvärsnitt dimensioneras.

### 3.2.1 Effektiv bredd

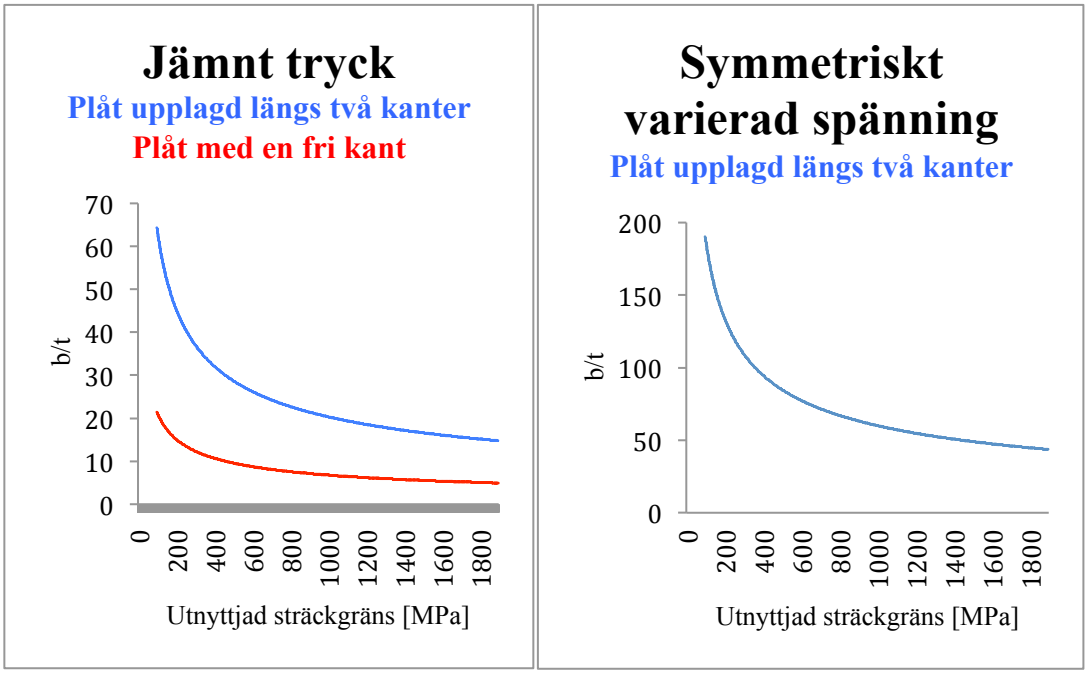
Att tunna plåtar riskerar att buckla när de utsätts för tryck är logiskt. En balk som fått lokal buckling i någon tvärsnittsdel har dock kvar sin bärförmåga, om än försämrad. Den bucklade delen av en plåt kan nämligen inte räknas in i plåtens effektiva bredd $b_{eff}$ (Alm et al, 2010, s. 4:9). Se Figur 3.2 för en illustration. Vi återkommer dock till de effektiva värdena när vi klargjort i vilka fall hänsyn till buckling behöver tas.




*Figur 3.2* *Modellering av den effektiva bredden i en bucklad överfläns (Alm et al, 2010, s. 4:9). Återgiven med tillstånd.*

### 3.2.2 Förhållandet bredd/tjocklek

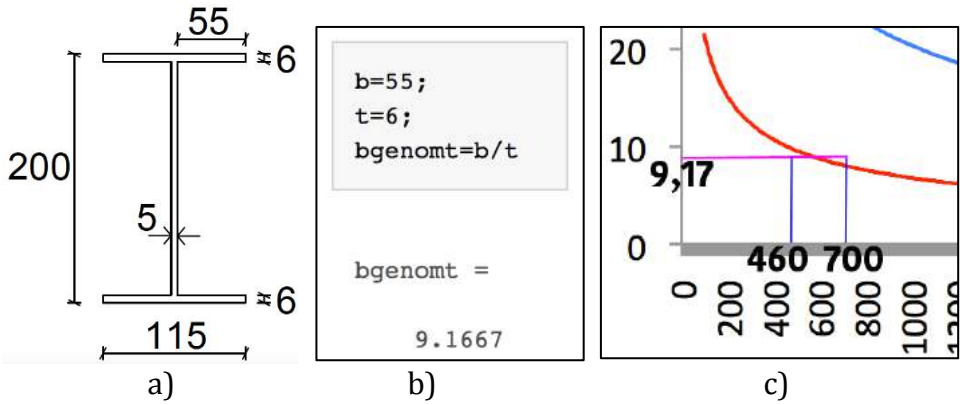
Figur 3.3 visar hur risken för lokal buckling i tryckbelastade plåtar beror på sträckgräns och geometri. y-axeln symboliserar förhållandet mellan bredd och tjocklek. x-axeln visar sträckgränsen. Vi förutsätter att vi har ett högt materialutnyttjande, det vill säga att maxspänningen i tvärsnittet är nära sträckgränsen. Samtliga tryckta plåtar i ett tvärsnitt analyseras och för plåtar som hamnar ovanför respektive graf måste hänsyn till lokal buckling tas (Alm et al, 2010, s. 4:9).




*Figur 3.3* *Illustration av hur risken för lokal buckling beror på tvärsnittsdelars bredd och tjocklek samt materialets utnyttjade sträckgräns. Graferna gäller a) plåtar belastade med jämnt tryck och upplagda längs två kanter respektive med en fri kant, och b) plåtar med symmetriskt varierad tryck- och dragspänning, upplagda längs två kanter. Informationen i graferna är hämtad ur Tabell 3.1. (Alm et al, 2010, s. 4:10–11; Clarin, 2016).*

Plana flänsar i hatt- och lådbalkar samt balkliv betraktas som ”plåtar upplagda längs två kanter”. ”Plåtar med en fri kant” är till exempel oavstyvade flänsar i C- och I-balkar. I det senare exemplet studerar man flänsens ena halva. Observera att liv och flänsar kan bestå av flera ”plåtar”. Med bredden b menas nämligen bredden av en sammanhängande fri, plan plåtyta. Bläddra fram till Figur 3.6 för exempel på hur en avstyvning kan dela upp en tvärsnittsdel i flera plåtar med varsin bredd b (Alm et al, 2010, s. 10).

Vid en titt på Figur 3.3 blir det snabbt tydligt, att ju högre spänning en plåt skall utsättas för, desto mindre skall plåtens bredd vara i förhållande till dess tjocklek. Till exempel skulle balken i Figur 3.4 vara utom bucklingsrisk om den var tillverkad i 460-stål, men buckla i överflänsen om den var i 700, förutsatt att materialutnyttjandet var högt. (Alm et al, 2010, s. 4:9–12).




*Figur 3.4* *a) I-balk med tunna plåtar. b) Matlab-beräkning av förhållandet plåtbredd/plåttjocklek för överflänsen. c) Överflänsens förhållande mellan geometri och spänning, enligt Figur 3.3, för 460- respektive 700-stål.*

Om buckling inträffar i någon tvärsnittsdel, måste den effektiva bredden $b_{eff}$ beräknas för denna tvärsnittsdel och i vidare beräkningar ersätta dess faktiska bredd b.

### 3.2.3 Asymmetriskt varierande tryck och drag

Det är svårt att rita grafer likt dem i Figur 3.3 för de fall då spänningen varierar asymmetriskt, alltså då tyngdpunkten för det effektiva tvärsnittet samt neutrallagret är förskjutna. Det finns emellertid formler även för sådana fall och dessa redovisas i Tabell 3.1.

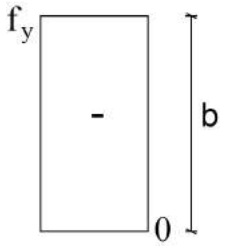
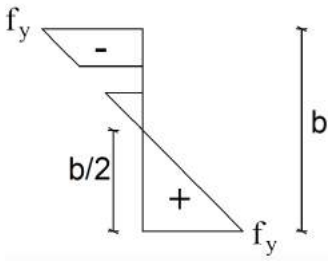
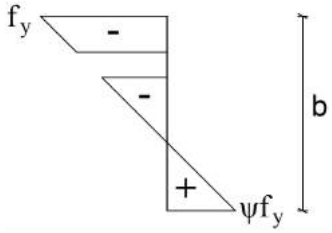
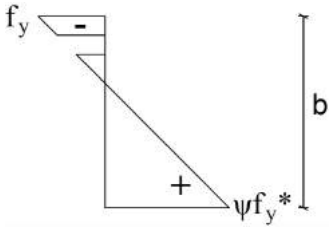
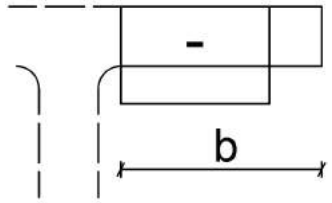
### 3.2.4 Beräkning av effektiv bredd med avseende på buckling

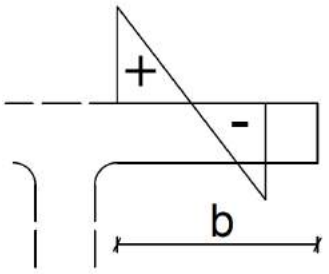
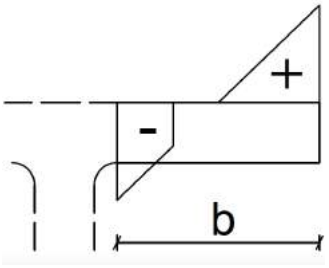
En bucklad del av ett tvärsnitt anses inte bära någon last. Vid hållfasthetsberäkningar måste därför den effektiva bredden $b_{eff}$ av en bucklad plåt ersätta den faktiska bredden b. Följaktligen är det effektiv area $A_{eff}$ och effektivt tröghetsmoment $I_{eff}$ som gäller i vidare beräkningar. Effektiv bredd och övriga effektiva storheter räknas ut i följande steg (Alm et al, 2010, s. 4:9):

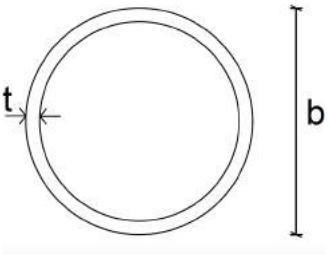
**Steg 1**: Med hjälp av Figur 3.3 eller Tabell 3.1 bestäms huruvida tvärsnittsdelarna är i tvärsnittsklass 4 och därmed behöver reduceras, eller inte. Kontrollen görs för varje

tryckbelastad tvärsnittsdel. Det är bara för delar i tvärsnittsklass 4 – som bucklar utan att sträckgränsen nåtts – som effektiv bredd behöver räknas ut. För övriga duger det med den faktiska bredden b.

*Tabell 3.1* *Slankhetsgränser för förhållandet b/t för plåtar med olika spänningsfördelning. Med andra ord: Plåtar vars b/t överskrider dessa gränsvärden är i tvärsnittsklass 4 och får sin bredd reducerad. Längst ned hittas motsvarande slankhetsgränser för rör under jämnt tryck och böjning (Alm et al, 2010, s. 4:10–4:11). Observera att tabellen fortsätter på nästa sida.*

| Uppläggning | Spännings-fördelning | Figur | Gränsvärde mellan tvärsnittsklass 3 och 4 |
|---|---|---|---|
| På två plåtar | Jämnt tryck |  | $\frac{b}{t} = 42\varepsilon$ |
| | Symmetriskt varierat tryck och drag |  | $\frac{b}{t} = 124\varepsilon$ |
| | Asymmetriskt varierat tryck och drag |  | $\frac{b}{t} = \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ |
| | Asymmetriskt varierat tryck och drag |  | $\frac{b}{t} = 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$<br>* Fiktiv spänningsnivå |
| Med en fri kant | Jämnt tryck |  | $\frac{b}{t} = 14\varepsilon$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Med en fri kant | Varierat tryck och drag, fria kanten tryckt |  | $\frac{b}{t} = 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ |
| | Varierat tryck och drag, fria kanten dragen |  | $\frac{b}{t} = 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ |

| Konstruktions-del | Spännings-fördelning | Figur | Gränsvärde mellan tvärsnittsklass 3 och 4 |
|---|---|---|---|
| Cirkulärt rör | Jämnt tryck och böjning |  | $\frac{b}{t} = 90\varepsilon^2$ |

ε beräknas enligt ekvation (3.3).

**Steg 2**: ψ bestäms enligt ekvation (3.1) som förhållandet mellan spänningarna i ömse kanter av plåten. Bucklingskoefficienten $k_\sigma$ hämtas sedan ur Tabell 3.2.

$$\psi = \sigma_2/\sigma_1 \tag{3.1}$$

där $\sigma_1$ och $\sigma_2$ illustreras i Tabell 3.3.

*Tabell 3.2 Bucklingskoefficientens värde beroende på spänningsförhållandet ψ (SIS, SS-EN_1993-1-5_2006, s. 17).*

a) Plåt upplagd längs två kanter:

| ψ | –3<ψ<–1 | ψ=–1 | –1<ψ<0 | ψ=0 | 0<ψ<1 | ψ=1 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | $5{,}98(1-\psi^2)$ | 23,9 | $7{,}81-6{,}29\psi+9{,}78\psi^2$ | 7,81 | $8{,}2/(1{,}05+\psi)$ | 4,0 |

b) Plåt med en fri kant – på den sida där påkänningen är som störst:

| $\psi$ | $\psi=-1$ | $-1<\psi<0$ | $\psi=0$ | $0<\psi<1$ | $\psi=1$ |
|---|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | 23,8 | $1,7-5\psi+17,1\psi^2$ | 1,70 | $0,578(\psi+0,34)$ | 0,43 |

c) Plåt med en fri kant – på den sida där påkänningen är som minst:

| $\psi$ | $-3<\psi<-1$ | $\psi=-1$ | $\psi=0$ | $\psi=1$ |
|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | $0,57-0,21\psi+0,07\psi^2$ | 0,85 | 0,57 | 0,43 |

Observera igen vad som påpekats i avsnitt 3.2.3: Att för plåtar med varierad spänning kan hänsyn behöva tas till att neutrallagret förskjuts. Se exempel i avsnitt 3.2.4.1.

**Steg 3**: Slankheten $\lambda_p$ beräknas enligt ekvation (3.2).

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \tag{3.2}$$

där

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[MPa]}} \tag{3.3}$$

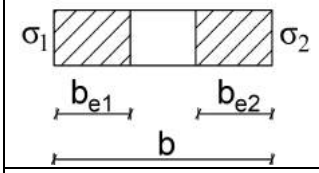
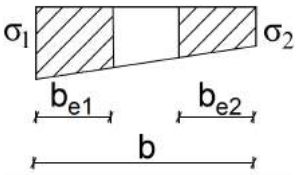
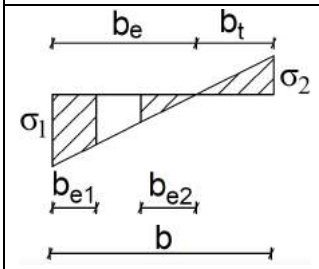
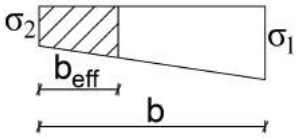
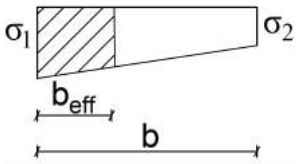
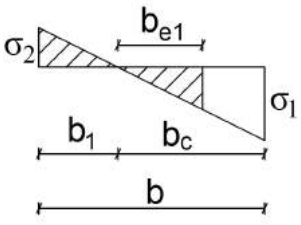
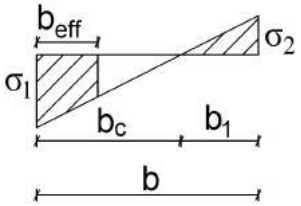
**Steg 4**: Reduktionsfaktorn ρ beräknas enligt ekvation (3.4) för plåtar upplagda längs två kanter och enligt ekvation (3.5) för plåtar med en fri kant.

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}055(3+\psi)}{\lambda_p^2} \tag{3.4}$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}188}{\lambda_p^2} \tag{3.5}$$

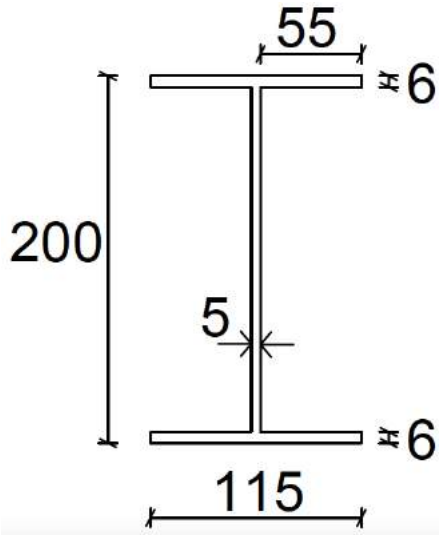
**Steg 5:** Tabell 3.3 används för att beräkna effektiva bredder för de bucklade plåtarna. Vidare kan därmed $A_{eff}$ och $I_{eff}$ beräknas (Alm et al, 2010, s. 4:12).

*Tabell 3.3 Så här kan effektiva bredder beräknas beroende på spänningsfördelning i tryckbelastade plåtar (SIS, SS-EN_1993-1-5:2006, s. 17).*

| | Spänningsfördelning | $\psi=\sigma_2/\sigma_1$ | Effektiv bredd $b_{eff}$ |
|---|---|---|---|
| Plåt upplagd längs två kanter |  | ψ=1 | $b_{eff}=\rho b$<br>$b_{e1}=b_{e2}=0{,}5b_{eff}$ |
| |  | 0<ψ<1 | $b_{eff}=\rho b$<br>$b_{e1}=2b_{eff}/(5-\psi)$<br>$b_{e2}=b_{eff}-b_{e1}$ |
| |  | ψ<0 | $b_{eff}=\rho b/(1-\psi)$<br>$b_{e1}=0{,}4_{beff}$<br>$b_{e2}=0{,}6_{beff}$ |
| Plåt med en fri kant |  | 0<ψ<1 | $b_{eff}=\rho b$ |
| |  | | |
| |  | ψ<0 | $b_{eff}=\rho b/(1-\psi)$ |
| |  | | |

### 3.2.4.1 Exempel: Beräkning av effektiv bredd

Betrakta balkprofilen som nämndes i avsnitt 3.2.2.
Bestäm effektiva bredder för tvärsnittets samtliga delar, då $f_y$=900 MPa.




[mm]

*Figur 3.5 I-balk med tunna plåtar för högt materialutnyttjande (se även Figur 3.4).*

**Lösning**

Tryckt överfläns:

1) $b = \frac{(115-5)}{2} = 55\ mm$
$t = 6\ mm$
$\frac{b}{t} = \frac{55}{6} = 9{,}17$

Gränsvärde mellan tvärsnittsklasser 3 och 4 (från Tabell 3.1, en fri kant, jämnt tryck):

$grv = 14\varepsilon = 14\sqrt{\frac{235}{f_y[MPa]}} = 14\sqrt{\frac{235}{900}} = 7{,}15$

$\frac{b}{t} > grv \Rightarrow$ Tvärsnittsdelen är för slank och behöver reduceras.

2) Spänningsförhållandet (från Tabell 3.2, plåt med en fri kant, jämnt tryck):
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1 \Rightarrow k_\sigma = 0{,}43$

3) Slankheten (ekvationer (3.2) och (3.3)):
$\lambda_p = \frac{b/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{55/6}{28{,}4\sqrt{\frac{235}{900}}\sqrt{0{,}43}} = 0{,}9633$

4) Reduktionsfaktorn (ekvation (3.5)):
$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}188}{\lambda_p^2} = \frac{0{,}9633-0{,}188}{0{,}9633^2} = 0{,}8355$

5) $b_{eff} = \rho b = 0{,}8355 \cdot 55 = \underline{46\ mm}$

Denna effektiva bredd gäller alltså flänsens ena halva. Även stycket av flänsen rakt ovanför livet ingår i flänsens totala effektiva bredd.

Underfläns:
Behöver ej beräknas eftersom den inte belastas i tryck. $b_{eff} = b = 55\ mm$

Liv:

1) $b = 200 - 2 \cdot 6 = 188\ mm$
$t = 5\ mm$
$\frac{b}{t} = \frac{188}{5} = 37{,}6$

Gränsvärde mellan tvärsnittsklasser 3 och 4 (från Tabell 3.1, upplagd på två kanter, asymmetriskt varierad last):
$grv = \frac{42\varepsilon}{0{,}67+0{,}33\psi}$

Observera här att neutrallagret har förskjutits nedåt på grund av den bucklade överflänsen. Neutrallagrets placering (tyngdpunkten av det effektiva tvärsnittet) har en direkt inverkan på förhållandet ψ mellan spänningarna i respektive ände av livet. Tyngdpunktens avstånd till nederkanten beräknas:

$\frac{(2\cdot 46+5)\cdot 6\cdot 197+188\cdot 5\cdot 100+115\cdot 6\cdot 3}{(2\cdot 46+5)\cdot 6+188\cdot 5+115*6} = 95{,}26\ mm$

Neutrallagret är alltså förskjutet med cirka 5 mm nedåt. Det medför att livets respektive kanter har följande avstånd till neutrallagret:
Övre kanten (tryckt): $6 + 188 - 95{,}26 = 98{,}74\ mm$
Nedre kanten (dragen): $95{,}26 - 6 = 89{,}26\ mm$
Detta medför att spänningsförhållandet

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{x_2}{x_1} = -\frac{89{,}26}{98{,}74} = -0{,}9041$

och

$grv = \frac{42\varepsilon}{0{,}67+0{,}33\psi} = \frac{42\sqrt{\frac{235}{900}}}{0{,}67+0{,}33(-0{,}9041)} = 57{,}75$

$\frac{b}{t} < grv \Rightarrow$ tvärsnittsdelen behöver ej reduceras. $b_{eff} = b = 188\ mm$ (d.v.s. hela plåtens bredd)

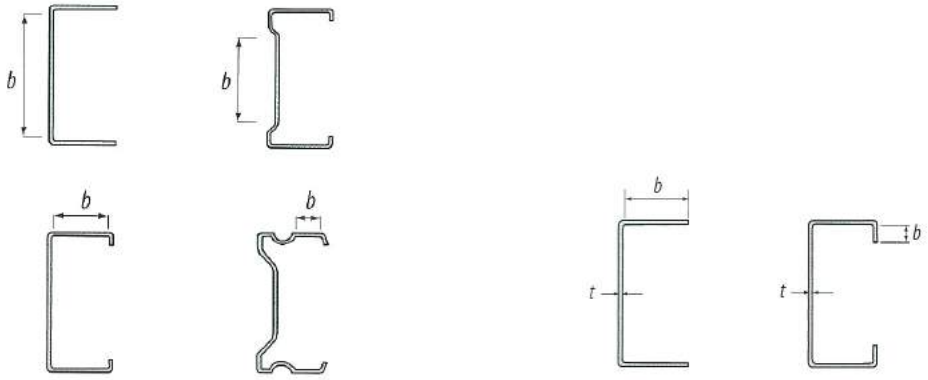
### 3.2.5 Åtgärder mot buckling

En plåts slankhet är som bekant proportionerlig mot dess bredd delat med dess tjocklek. Se ekvation (3.2). Alltså eftersträvas att detta förhållande hålls så litet som möjligt. Man kan förstås inte bara minska balkarnas bredd och höjd, då detta skulle försämra böjstyvhet och lastkapacitet. I stället kan man använda sig av avstyvningar i form av rillor och kantveck. På så sätt delas plåtens totala bredd upp i flera, smalare delar (eller mindre breda delar, för att vara tydlig). Var och en av dessa delar blir mindre slanka än en helt plan plåt och därmed sänks reduktionsfaktorn ρ för den

effektiva bredden. I slutändan uppnår vi önskad effektiv bredd, men sänker värdet b och därmed slankheten (Alm et al, 2010, s. 9–12).

### 3.2.6 Rillor och kantveck

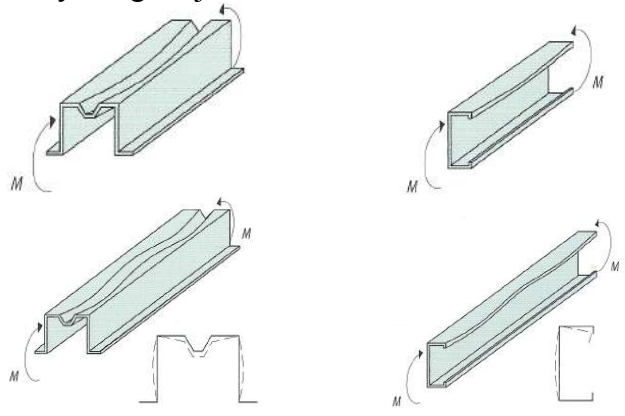
Den bredd som i bucklingsavseende spelar roll är alltså bredden av respektive fria plana plåtfält, inte hela konstruktionsdelens bredd. Dessutom betraktas en avstyvad fläns som ”upplagd längs två kanter” och har alltså inte längre ”en fri kant”. En titt i Tabell 3.1 gör då gällande att slankhetsgränsen b/t höjs ordentligt. Exempel på hur kantveck och rillor kan förändra en plåts geometri och därmed dess slankhet hittar du i Figur 3.6.




*Figur 3.6 Exempel på hur avstyvningar kan påverka bredden b och därmed slankheten. a gäller plåtar upplagda längs två kanter och b visar plåtar med en fri kant. (Alm et al, 2010, s. 4:10–11). Återgiven med tillstånd.*

#### 3.2.6.1 Distortionsknäckning

Kantveck och rillor är det vanligaste sättet att styva upp en tryckbelastad plåt (Alm et al, 2010, s. 4:14). Dessa skall dimensioneras mot så kallad distortionsknäckning, som illustreras i Figur 3.7. Av figuren framgår också vilken avstyvning som skall dimensioneras mot respektive typ av distortionsknäckning. Det antas att den avstyvade överflänsen i exempel b är upplagd längs två kanter, vilket förutsätter att avstyvningen själv håller.




*Figur 3.7 Två vanliga exempel på distortionsknäckning; a) i rilla och b) i kantveck (Alm et al, 2010, s. 4:14). Återgiven med tillstånd.*

### 3.2.7 Dimensionering av rillor och kantveck

Här följer en beräkningsgång för hur man dimensionerar rillor och kantveck och sedan kontrollerar att effekten är den önskade (Alm et al, 2010, s. 4:14).

**Steg 1**: Avstyvingens typ och storlek väljes.

**Steg 2**: Fria plana plåtfält kontrolleras, som i avsnitt 3.2.4, för att se om något är i tvärsnittsklass fyra och därmed i behov av reduktion. Tänk på att fläns och/eller liv i detta fall är uppdelade i flera plana plåtfält, vardera med bredden b (se Figur 3.6). Avstyvade flänsar kan antas upplagda längs två plåtar – förutsatt att avstyvningarna är tillräckliga.

**Steg 3**: Med hjälp av måtten i Figur 3.8 till 3.11 och någon av följande ekvationer beräknas den kritiska bucklingsspänningen $\sigma_{cr}$.

För *kantveck* i *böjbelastad* profil, till exempel en balk (se Figur 3.8):

$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}} \tag{3.6}$$

I Figur 3.8 gäller att

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_p}{2} \tag{3.7}$$

för tvärsnittsklass 1–3 och

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_{eff}}{2} \tag{3.8}$$

för tvärsnittsklass 4, samt att

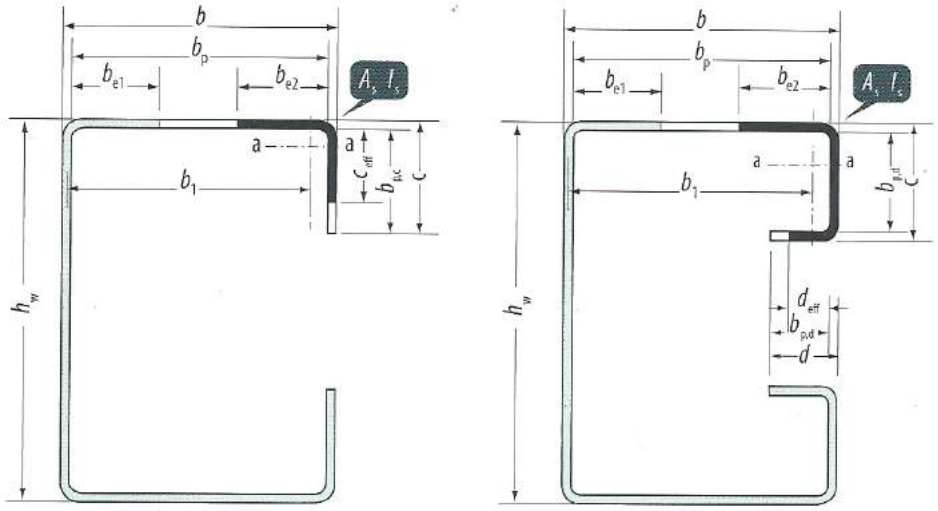
$$c_{eff} = b_{p,c}$$

om kantvecket är riktigt dimensionerat.

Man räknar med att hela kantbocken medverkar och räknar därför med hela denna i effektiva arean $A_s$ och effektiva tröghetsmomentet $I_s$. Visar det sig att antagandet är felaktigt får man ändå buckling, och behöver således räkna om med en större kantbock.

För *kantveck* i *normalkraftsbelastad* profil, till exempel en pelare (se Figur 3.8):

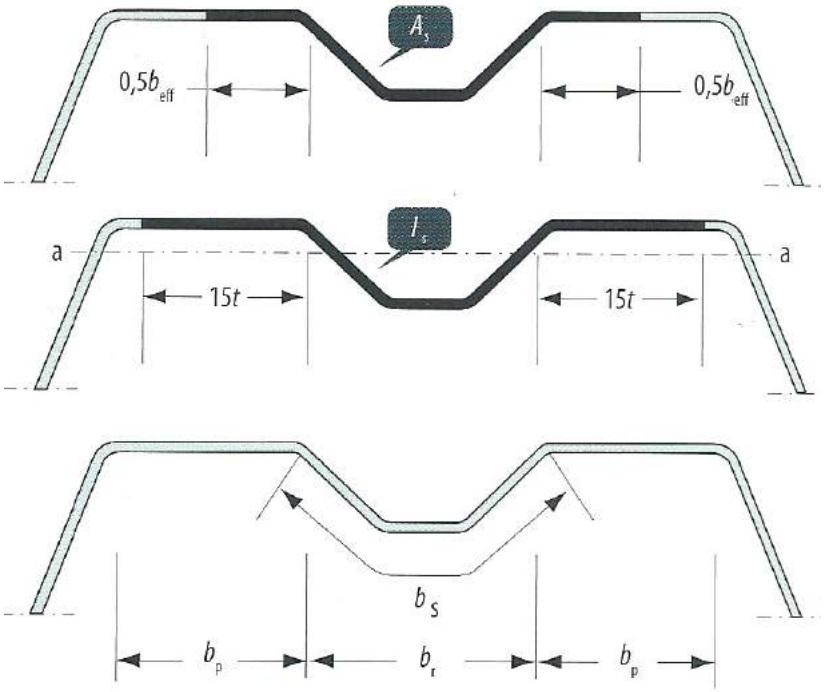
$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5 b_1^2 h_w}} \tag{3.9}$$




*Figur 3.8* *a) Enkelt kantveck, b) dubbelt kantveck. Relevanta mått för dimensionering (Alm et al, 2010, s. 4:15). Återgiven med tillstånd.*

För *en rilla* (se Figur 3.9):

$$\sigma_{cr} = \frac{4{,}2E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}} \tag{3.10}$$




*Figur 3.9* *En rilla. Relevanta mått för dimensionering (Alm et al, 2010, s. 4:15). Återgiven med tillstånd.*

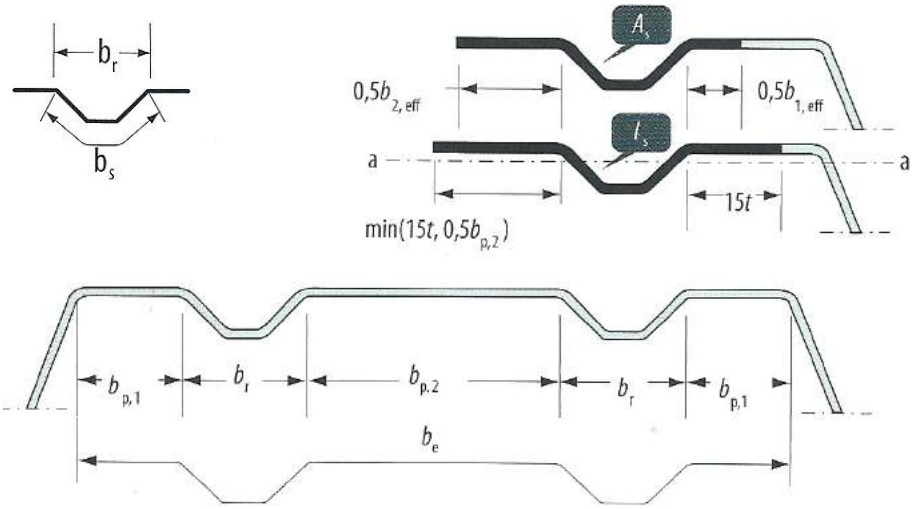
För *två rillor* (se Figur 3.10):

$$\sigma_{cr} = \frac{4{,}2E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}} \tag{3.11}$$

där

$$b_e = 2b_{p1} + 2b_{p2} + 2b_s \tag{3.12}$$

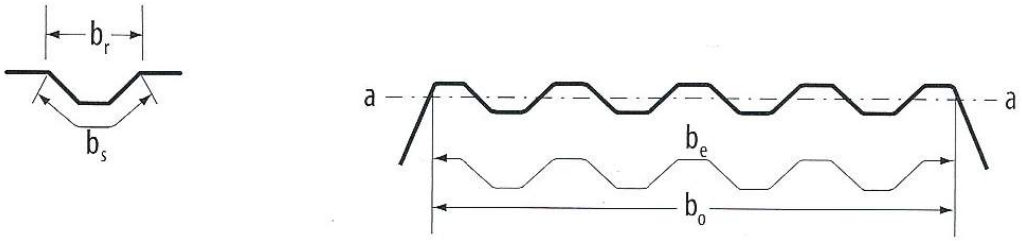
$$b_1 = b_{p1} + 0{,}5b_r \tag{3.13}$$




*Figur 3.10 Två rillor. Relevanta mått för dimensionering (Alm et al, 2010, s. 4:15). Återgiven med tillstånd.*

För *flera rillor* (se Figur 3.11):

$$\sigma_{cr} = 1{,}8E\sqrt{\frac{I_s t}{b_0^2 b_e^3}} + 3{,}6\frac{Et^2}{b_0^2} \tag{3.14}$$




*Figur 3.11 Flera rillor. Relevanta mått för dimensionering (Alm et al, 2010, s. 4:15). Återgiven med tillstånd.*

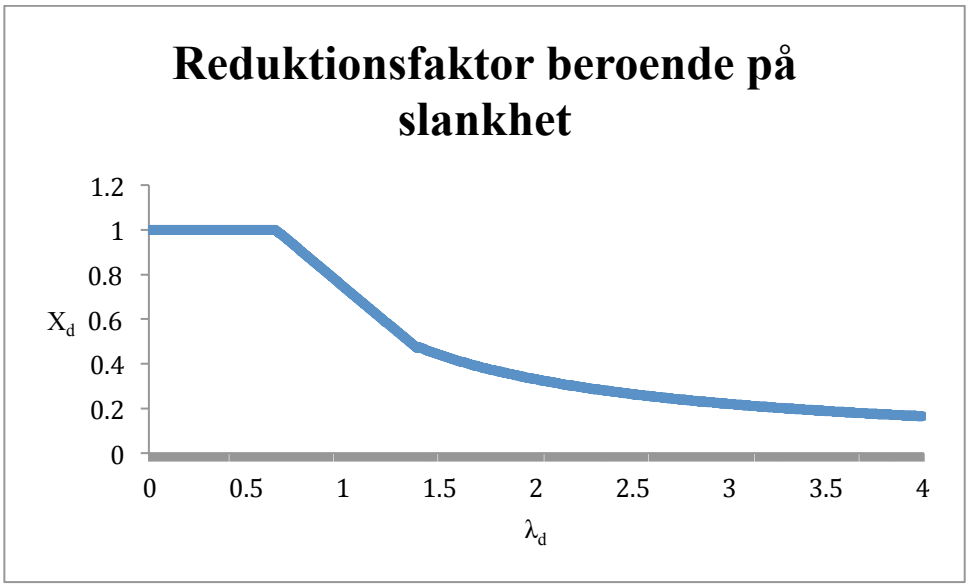
**Steg 4**: Slankheten $\lambda_d$ bestäms enligt ekvation (3.15).

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \tag{3.15}$$

**Steg 5:** Reduktionsfaktorn $\chi_d$ beror på slankheten $\lambda_d$ och hämtas ur Tabell 3.4.

*Tabell 3.4 Reduktionsfaktorn $\chi_d$ för distortionsknäckning av avstyvning. Visas även i Figur 3.12 (Alm et al, 2010, s. 4:14).*

| $\lambda_d$ | $\chi_d$ |
|---|---|
| $\lambda_d \leq 0{,}65$ | 1,0 |
| $0{,}65 \leq \lambda_d \leq 1{,}38$ | $1{,}47 - 0{,}723\lambda_d$ |
| $1{,}38 \leq \lambda_d$ | $0{,}66/\lambda_d$ |




*Figur 3.12 Reduktionsfaktorn $\chi_d$ beroende på slankheten $\lambda_d$, här i grafform enligt Tabell 3.4.*

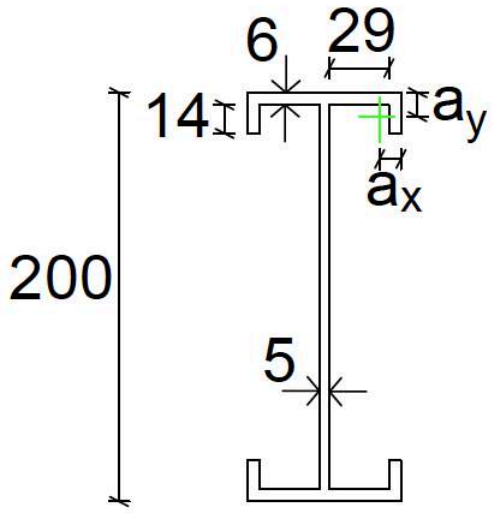
**Steg 6:** Plåttjockleken t ersätts av den effektiva plåttjockleken $t_d$ enligt

$$t_d = \chi_d t \tag{3.16}$$

När effektiv tjocklek bestämts kan övriga effektiva värden – $A_{eff}$ och $I_{eff}$ – beräknas för tvärsnittet.

### 3.2.7.1 Exempel: Dimensionering av kantveck

Ponera att balken i avsnitt 3.2.4.1 avstyvas genom att flänsen viks ned till en 20 mm hög hantbock. Det nya tvärsnittet ser då ut enligt följande:




[mm]

*Figur 3.13 Tidigare nämnd balk med uppgraderad utformning, nu med kantveck. Kantveckets tyngdpunkt är markerat med ett ljust kryss.*

$b_p = 29\ mm$
$t_l = 5\ mm$
$t_f = 6\ mm$
$c_{eff} = 14\ mm$
$h_w = 200\ mm$

Är kantbocken tillräcklig för att stabilisera överflänsen?

**Lösning**

Enligt lösningsgången i avsnitt 3.2.7:
1) Kantbocken vald. $c_{eff}$ blir 14.

2) Livet är inte i tvärsnittsklass 4 och är därmed utom bucklingsrisk.
Avstyvad, tryckt överfläns:

$$\frac{b}{t} = \frac{29}{6} = 4{,}83$$

Slankhetsgräns (Tabell 3.1, jämnt tryck, upplagd längs två kanter):

$$42\varepsilon = 42\sqrt{\frac{235}{900}} = 21{,}5$$

Överflänsen är alltså avstyvad av kantvecket och bucklar inte utan medverkar fullt ut, förutsatt att kantvecket är riktigt dimensionerat.

3) Kritisk bucklingsspänning (från ekvation (3.6)):

$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t_f^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}}$$

Nödvändiga värden:

$$E = 210\ GPa = 210000\ MPa$$

$b_{e2} = \frac{b_p}{2} = \frac{29}{2} = 14{,}5\ mm$ (eftersom flänsen deltar fullt ut, se ekvation (3.7))

$$A_s = \left(b_{e2} + t_f\right)t_f + c_{eff}t_f = (14{,}5 + 6)6 + 14 \cdot 6 = 207{,}0\ mm^2$$

$$a_x = \frac{\left(b_{e2}+t_f\right)t_f\frac{b_{e2}+t_f}{2} + c_{eff}t_f\frac{t_f}{2}}{A_s} = \frac{(14{,}5+6)\cdot 6\frac{14{,}5+6}{2} + 14\cdot 6\frac{6}{2}}{207} = 2{,}308$$

$$a_y = \frac{b_{e2}t_f\frac{t_f}{2} + (c_{eff}+t_f)t_f\frac{(c_{eff}+t_f)}{2}}{A_s} = \frac{14{,}5\cdot 6\frac{6}{2} + (14+6)6\frac{(14+6)}{2}}{207} = 7{,}058$$

$$b_1 = \frac{t_l}{2} + b_p + t_f - a_x = \frac{5}{2} + 29 + 6 - 7{,}308 = 30{,}19$$

Tröghetsmoment för kantvecket (Steiners sats):

$$I_s = \frac{\left(b_{e2}+t_f\right)t_f^3}{12} + (b_{e2} + t_f)t_f(a_y - \frac{t_f}{2})^2 + \frac{t_f c_{eff}^3}{12} + c_{eff}t_f(\frac{c_{eff}+t_f}{2} - a_y)^2 =$$
$$\frac{(14{,}5+6)6^3}{12} + (14{,}5 + 6) \cdot 6 \cdot \left(7{,}058 - \frac{6}{2}\right)^2 + \frac{6\cdot 14^3}{12} + 14 \cdot 6\left(\frac{14+6}{2} - 7{,}058\right)^2 =$$
$$4494\ mm^4$$

Kritisk bucklingsspänning för kantvecket:

$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s {t_f}^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}} = \frac{1{,}05 \cdot 210000}{A_s}\sqrt{\frac{4494 \cdot 6^3}{30{,}19^2 \cdot 200 + 30{,}19^3}} = 2182\ MPa$$

4) Kantveckets slankhet:

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{900}{2182}} = 0{,}6423$$

5) Reduktionsfaktorn (enligt Tabell 3.4):
$\lambda_d = 0{,}6423 \Rightarrow \chi_d = 1$

6) $t_d = \chi_d t_f = t_f = 6$
Hela kantvecket medverkar alltså. Antagandet stämmer och flänsen är stabiliserad.

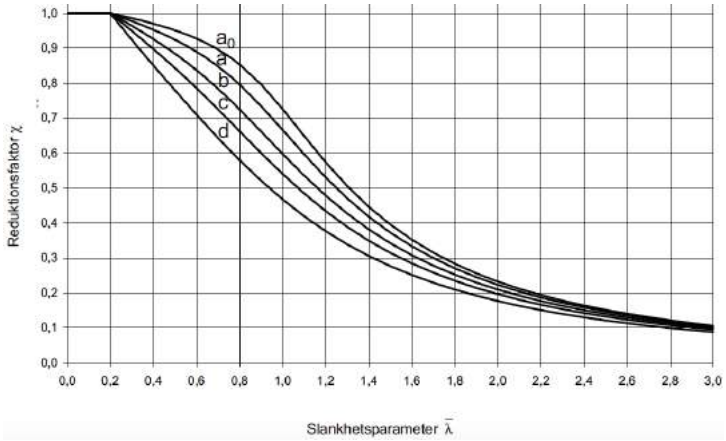
### 3.2.8 Svetsade avstyvningar

Det går att avstyva en plåts bredd genom att svetsa på längsgående plåtar som på samma sätt som rillor delar upp plåtens bredd. För långa spann kan dock dessa avstyvningar själva behöva avstyvas. Detta kommer inte att beröras här. Man skall även komma ihåg att ogenomtänkta svetsar kan ha direkt skadliga effekter för en

konstruktion, om denna är utsatt för utmattningslast (Bergsten, 2016). Mer om detta i avsnitt 4.5.

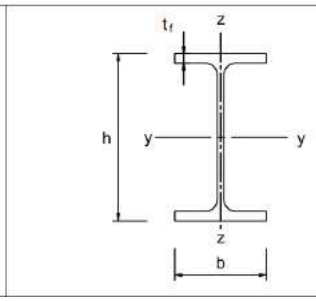
## 3.3 Knäckning av pelare

Detta avsnitt är ett kortfattat exempel som påminner om höghållfasta konstruktioners känslighet med avseende på stabilitet. Knäckning av pelare beskrivs utförligt i kompendiet Bärande konstruktioner del 2 (Al-Emrani, Engström, Johansson och Johansson, 2011). Bland annat hänvisas där till knäckningskurvor som hämtats från Eurocode (SIS, SS-EN 1993-1-1:2005, s. 59). Dessa visas här i Figur 3.14. De visar hur reduktionsfaktorn $\chi$ för stålpelares bärförmåga beror på pelarnas slankhet $\lambda$. Ju högre stålkvalitet, desto högre knäckningskurva och desto större känslighet mot knäckning. S460-stål ingår i den högsta tvärsnittsklassen, $a_0$, för pelare med valsade I-tvärsnitt där $h/b > 1{,}2$ och flänstjockleken är mindre än 40 mm. Se Tabell 3.5. I Eurocodes förteckning över knäckningskurvorna omnämns dock inte stål med högre hållfasthet än 460 MPa, ej ens i tilläggsavsnittet för just höghållfast stål (SIS, SS-EN 1993-1-1:2005 & 1993-1-12:2007).




*Figur 3.14 Knäckningskurvor (SIS, SS-EN 1993-1-1:2005, s. 59). Återgiven med tillstånd.*

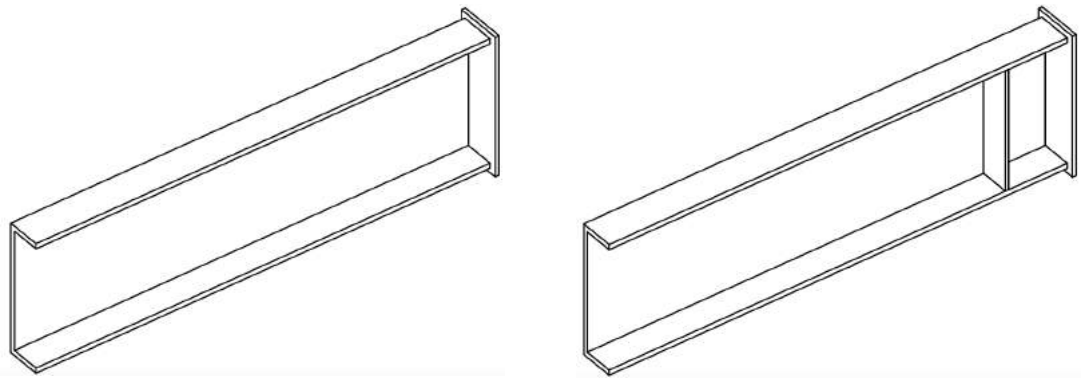
*Tabell 3.5 Eurocodes tabell innehållande hänvisningar till knäckningskurvor för valsade pelartvärsnitt. Högsta omnämnda stålkvaliteten är S460 (SIS, SS-EN 1993-1-1:2005, s. 58). Återgiven med tillstånd.*

| Tvärsnitt | | Gränsvärden | | Knäck-ning kring | Knäckningskurva | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | S 235<br>S 275<br>S 355<br>S 420 | S 460 |
| Valsade tvärsnitt |  | h/b > 1,2 | $t_f \leq 40$ mm | y – y<br>z – z | a<br>b | $a_0$<br>$a_0$ |
| | | | 40 mm < $t_f \leq 100$ | y – y<br>z – z | b<br>c | a<br>a |
| | | h/b ≤ 1,2 | $t_f \leq 100$ mm | y – y<br>z – z | b<br>c | a<br>a |
| | | | $t_f > 100$ mm | y – y<br>z – z | d<br>d | c<br>c |

## 3.4 Skjuvbuckling

Slanka balkliv kan behöva dimensioneras mot skjuvbuckling. Detta fenomen orsakas av höga tvärkrafter och kan således uppkomma vid balkens upplag; både i ändarna och mellan två spann (Alm et al, 2010, s. 4:24).

Tvärkraftskapacitet finns beskrivet i kompendiet Bärande konstruktioner del 1 (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013, s. S73–S85). Vid beräkning av tvärkraftskapacitet för just slanka tvärsnitt beräknas en reduktionsfaktor för skjuvbuckling, kallad $\chi_V$. Vid konstruktion i höghållfast stål bör slankheten alltid tas i beaktning.



a) b)

*Figur 3.15 Ändavstyvningar; a) vek och b) styv.*

Vi ska titta på ett sätt att beräkna tvärkraftskapaciteten med avseende på skjuvbuckling, som är i stort sett snarlikt det i Bärande konstruktioner del 1, om än något omarbetat. Till att börja med kan det vara klokt att ge balken en styv ändavstyvning, se Figur 3.15, samt transversella avstyvningar i spannet. Strax kommer vi att märka att det gör gott för balkens tvärkraftskapacitet. Denna beräknas sedan enligt följande ekvation (Alm et al, 2010, s. 4:24):

$$V_{b,Rd} = \chi_v \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_M \gamma_n} \tag{3.17}$$

där

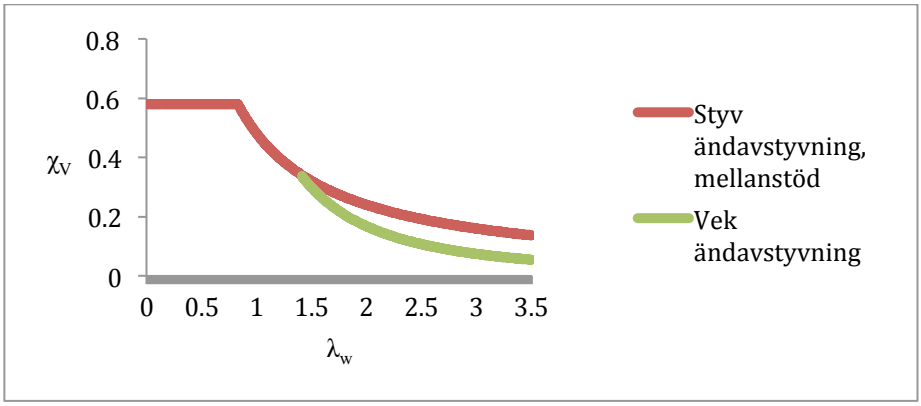
$h_w$ är avståndet mellan flänsarnas tyngdpunkter (≈livets höjd)
$t_w$ är livets tjocklek
$\gamma_M$ =1 (Alm et al, 2010, s. 4:6)
$\gamma_n$ beror på säkerhetsklass och hämtas ur Tabell 3.6
och
$\chi_V$ hämtas ur Tabell 3.7 alternativt Figur 3.16.

*Tabell 3.6 Faktorn $\gamma_n$ beroende på säkerhetsklass (Alm et al, 2010, s. 4:6).*

| Säkerhetsklass | Konsekvens vid brott | $\gamma_n$ |
|---|---|---|
| 1 | Mindre allvarlig | 1,0 |
| 2 | Allvarlig | 1,1 |
| 3 | Mycket allvarlig | 1,2 |

*Tabell 3.7 Reduktionsfaktorn $\chi_V$ beroende på slankheten $\lambda_w$ (Alm et al, 2010, s. 4.24).*

| Livets slankhet $\lambda_w$ | Vek ändavstyvning | Styv ändavstyvning och mellanstöd |
|---|---|---|
| $\lambda_w \leq 0{,}83$ | 0,58 | |
| $0{,}83 < \lambda_w < 1{,}40$ | $0{,}48/\lambda_w$ | $0{,}48/\lambda_w$ |
| $1{,}40 < \lambda_w$ | $0{,}67/\lambda_w^2$ | |




*Figur 3.16 Reduktionsfaktorn $\chi_v$ beroende på slankheten $\lambda_w$ enligt Tabell 3.7, här i grafform.*

Slankheten $\lambda_w$ bestäms enligt någon av ekvationerna (3.18) och (3.19):

$$\lambda_w = 0{,}346 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \tag{3.18}$$

för liv utan transversella avstyvningar och

$$\lambda_w = 0{,}8 \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{k_\tau E}} \tag{3.19}$$

för liv med transversella avstyvningar, där

$$k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \tag{3.20}$$

om $a \geq h_w$ och

$$k_\tau = 4 + 5{,}34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \tag{3.21}$$

om $a < h_w$

a är avståndet mellan de transversella avstyvningarna i spannet.

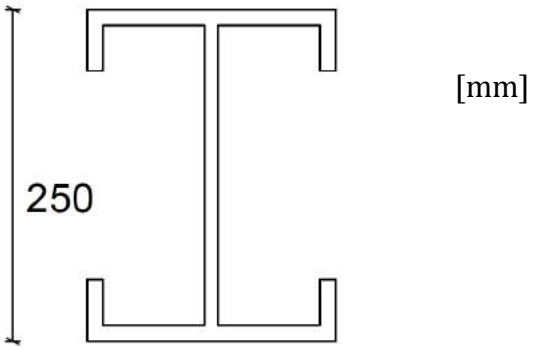
### 3.4.1 Förslag på beräkningsgång

**Steg 1:** Bestäm typ av avstyvningar.
**Steg 2:** Välj preliminär tjocklek och höjd på livet samt avståndet a.
**Steg 3:** Beräkna faktorn $k_\tau$ och slankheten $\lambda_w$ enligt ekvation (3.20) alternativt (3.21), respektive ekvation (3.18) alternativt (3.19).

**Steg 4:** Bestäm reduktionsfaktorn $\chi_v$ enligt Tabell 3.7 alternativt Figur 3.16.
**Steg 5:** Beräkna tvärkraftskapaciteten $V_{b,Rd}$ enligt ekvation (3.17) och kontrollera att önskat värde uppfylls.
Upprepa om nödvändigt processen tills tillfredsställande mått har funnits (Alm et al, 2010, 4.24).

### 3.4.2 Exempel: Dimensionering av liv med avseende på skjuvbuckling

En tilltänkt I-balk i stål med sträckgränsen 900 skall ha höjden 250 mm och ha styva ändavstyvningar samt livavstyvningar med en halvmeters mellanrum. Balken skall uppnå en tvärkraftskapacitet av minst 220 kN. Flänstjockleken är 7 mm. Med hänsyn till skjuvbuckling, hur tjock måste livplåten vara som minst?




*Figur 3.17 I-balk med kantveck.*

**Lösning**

$h_w = 250 - 7 = 243\ mm$

Välj en preliminär livtjocklek, till exempel 5 mm. Denna siffra placeras helt enkelt in i ekvationerna tillsammans med övriga ingångsvärden.

Faktorn $k_\tau$:
$a > h_w \Rightarrow k_\tau = 5{,}34 + 4(\frac{h_w}{a})^2 = 5{,}34 + 4(\frac{0{,}243}{0{,}5})^2 = 6{,}245$ (ekvation (3.20))

Slankheten (ekvation (3.19)):

$$\lambda_w = 0{,}8\frac{h_w}{t_w}\sqrt{\frac{f_y}{k_\tau E}} = 0{,}8\frac{0{,}243}{0{,}005}\sqrt{\frac{900\cdot10^6}{6{,}245\cdot200\cdot10^9}} = 0{,}8954$$

Reduktionsfaktorn $\chi_v$ (från Tabell 3.7, observera att $0{,}83 < \lambda_w$):
$\chi_v = \frac{0{,}48}{\lambda_w} = \frac{0{,}48}{0{,}8954} = 0{,}5361$

Och slutligen tvärkraftskapaciteten (ekvation 3.17):
$V_{b,Rd} = \chi_v \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_M \gamma_n} = 0{,}5361\frac{0{,}243\cdot0{,}5\cdot900\cdot10^6}{1\cdot1{,}1} = 415\cdot10^3\ N = 415\ kN$

Denna tvärkraftskapacitet är tämligen långt över det erforderliga värdet vilket innebär att plåten kan göras en aning tunnare. 3,5 mm testas och detta ger
$V_{b,Rd} = 203\ kN$

vilket blir för tunt. Efter passningsräknande konstateras att plåttjockleken 3,65 mm ger
$V_{b,Rd} = 2{,}21\ kN$
vilket är precis tillräckligt.

## 3.5 Svetsar

Svetsade konstruktioner i höghållfast stål är intressanta framför allt då det kommer till utmattning. Men även vid statisk dimensionering finns några saker att tänka på.

### 3.5.1 Undermatchande svetsar

Vid svetsning i mjuka stål räknar man i regel med att svetsarna är matchande eller övermatchande, vilket innebär att tillsatsmaterialets (svetselektrodmaterialets) brottgräns är minst lika hög som de svetsade plåtarnas. Det är också efter detta som Eurocode i huvudsak är anpassad. (Detta påpekas emellertid i Eurocodes tilläggskapitel för höghållfast stål.)

När höghållfasta stål används är det inte ovanligt att plåtarna är starkare än svetsen. Man säger att svetsen är undermatchande. Enligt Eurocode skall elektrodmaterialets brotthållfasthet i sådant fall vara dimensionerande för svetsens a-mått (SIS, SS-EN 1993-1-12:2007, s. 8), även om det finns erfarenheter som pekar på att ett medelvärde mellan elektrodmaterialets och det svetsade materialets hållfastheter duger, under förutsättning att svetsfogen är en intakt sträng (Ahl et al, 2010, s. 4:50). Se ekvation (3.22).

$$f_{uw} = \frac{f_u + f_{euk}}{2} \tag{3.22}$$

där
$f_{uw}$ = svetsgodsets brotthållfasthet
$f_u$ = det svetsade materialets brotthållfasthet
$f_{euk}$ = elektrodmaterialets brotthållfasthet
(Alm et al, 2010, s. 4:50)

Standardvärden på elektroders karaktäristiska brotthållfastheter hittas i Tabell 3.8.

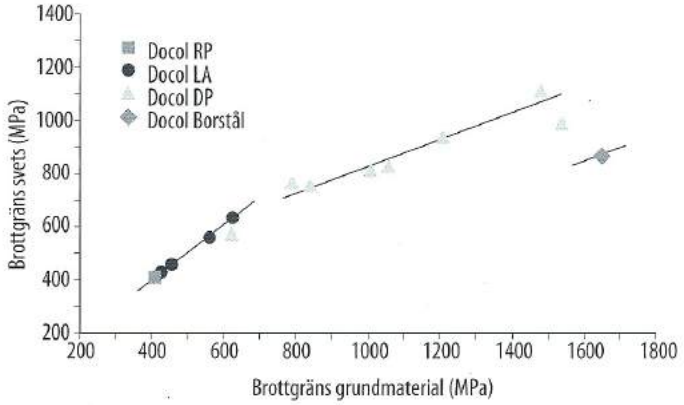
*Tabell 3.8 Typiska hållfastheter för svetselektroder (SIS, SS-EN 1993-1-12:2007, s. 7).*

| Hållfasthetsklass | 35 | 42 | 55 | 62 | 69 |
|---|---|---|---|---|---|
| Brotthållfasthet, $f_{euk}$ [MPa] | 440 | 500 | 640 | 700 | 770 |

### 3.5.2 Den värmepåverkade zonen (HAZ)

Konstruktionsdelar som svetsas får en värmepåverkad zon, kallad HAZ (heat affected zone), kring svetsgodset. Påverkan gäller framför allt stål med höga brottgränser och

innebär att stålet mjuknar i den aktuella zonen. Detta sänker hållfastheten. Fenomenet gäller främst varmvalsade stål men även kallvalsade. Som ett exempel mjuknar kallvalsade stål i Docol-serien från SSAB vid sträckgränser från cirka 750 MPa och uppåt, när de svetsas. Reduktionsfaktorn ligger ungefärligen i storleksordningen 0,5 till 0,7. Den varmvalsade Domex-serien börjar mjukna vid sträckgränser på 550 MPa (Alm et al, 2010, s. 4:49). Figur 3.18 visar svetsarnas hållfastheter för några olika stålsorter. Observera att denna figur dessutom förutsätter att svetsarna ursprungligen är matchande, se avsnitt 3.5.1.




*Figur 3.18 Jämförelse mellan brottgränser för svetsar vid olika typer av kallvalsat stål. Svetsarna antages vara matchande i utgångsläget (Alm et al, 2010, s. 4:49). Återgiven med tillstånd.*

### 3.5.3 Stumsvetsar

Stumsvetsar kan delas upp i genomsvetsade och icke genomsvetsade sådana. Skillanden framgår av figur 3.19. I beräkningar skall den icke genomsvetsade varianten betraktas som en kälsvets (Alm et al, 2010, s. 4:49). För genomsvetsade stumsvetsar sätts a-måttet rimligtvis till plåtarnas tjocklek. Rågen kan med fördel låtas vara kvar då den har en positiv effekt på konstruktionens bärförmåga.

*Figur 3.19 Genomsvetsad respektive icke-genomsvetsad stumsvets.*

### 3.5.4 Kälsvetsar

Bortsett från de tidigare nämnda faktorerna är det enligt Eurocode inte mycket som skiljer hårda stål från mjuka när det gäller statisk dimensionering av svetsar (SIS, SS-EN 1993-1-12:2007). En av få restriktioner säger att längden på svetsen i ett överlappsförband, som belastas längsmed svetsriktningen, skall ligga i intervallet 12 till 50 gånger a-måttet (Alm et al, 2010, s. 4:50; SIS, SV-EN 1993-1-12:2007, s. 8). Den övre gränsen beror på att spänningen kan variera alltför mycket längsmed svetsen. Tages denna ojämna spänningsfördelning i beaktning kan kälsvetsen tillåtas vara längre än 50a. Den nyttiga svetslängden ses som svetslängden minus två gånger a-måttet.

$$F = F_j - 2a \tag{3.23}$$

där
$F =$ den nyttiga svetslängden
$F_j =$ den verkliga svetslängden
$a =$ a-måttet

$$10a \leq F \leq 48a \tag{3.24}$$

$$12a \leq F_j \leq 50a \tag{3.25}$$

(Alm et al, 2010, s. 4:50)

Den statiska dimensioneringen av en svets är självklart viktig, men när utmattningsdimensionering utförs är det inte själva svetsens hållfasthet som är dimensionerande. Då är det i stället de defekter i plåtarna som orsakas av svetsen (Alm et al, 2010, s. 4:49). Läs mer i avsnitt 4.5.

# 4 Utmattning

En snöig kväll i december 1876 skulle ett passagerartåg, på väg från Erie till Chicago, ta sig över en järnvägsbro över Ashtabulafloden i nordvästra Ohio. Plötsligt och helt utan förvarning rasade bron samman och de elva vagnarna störtade ned i floden. Endast loket lyckades ta sig över den 50 meter långa stålbron. 92 människor omkom (Campbell, 2008, s. 144).

Senare konstaterades att olyckan orsakats av utmattning, ett fenomen om vilket kunskapen vid tillfället var låg, även om det hade forskas på ämnet sedan 1830-talet (Campbell, 2008, s. 144; Eriksson, 2006, s. 1). Incidenten är en av många av sitt slag genom åren, och trots forskning och framsteg på ämnet är utmattning än i dag den klart vanligaste orsaken till brott i byggnadsverk (Eriksson, 2006, s. 1).

## 4.1 Detta är utmattning

Utmattningsbrott orsakas av förhållandevis små men upprepade dragpåkänningar. De föregås av väldigt små deformationer som med tiden orsakar små sprickor. Dessa växer sedan accelererande. Till en början går det långsamt. Sprickorna är ofta sådant placerade att är svåra att se, förrän spricktillväxten tar ordentlig fart och brott inträffar. Därför är brotten svåra att förutse, som i fallet med bron i Ohio (Alm et al, 2010, s. 5:1). Man kan dock analysera vilka delar av en konstruktion som är särskilt utsatta och dimensionera för en önskad hållfasthet och livslängd (Eriksson, 2006, s. III).

### 4.1.1 Utmattningslast och utmattningshållfasthet

En utmattningslast är en last som uppträder mer eller mindre regelbundet (Eriksson, 2006, s. 1). Det kan röra sig om tåg och fordon (med olika vikt och hastighet) som kör över en bro, en flaggstång som vajar i vinden eller en hjullastare som utför varierande lyft i varierande terräng (Alm et al, 2010, s. 5:4).

Eftersom utmattningslast varierar oregelbundet brukar spänningsvidden, det vill säga skillnaden mellan respektive cykels max- och minspänning, summeras som en integral över antalet cykler (upprepningar). Denna summa kallas spänningskollektiv och orsakas av ett så kallat lastkollektiv. Utmattningslasten kan betraktas som ett medelvärde av spänningsvidden i de cykler bärverket i fråga dimensioneras för (Alm et al, 2010, s. 5:4). Spänningsvidden definieras mer noggrant i Tabell 4.1.

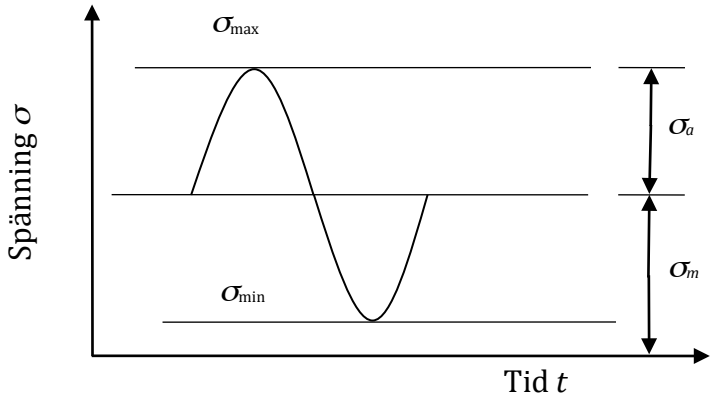
En konstruktions utmattningshållfasthet är klart lägre än dess statiska hållfasthet. Den bygger på riktvärden för livslängden, som brukar sättas till 2 000 000 cykler och 50 procents brottrisk. Med andra ord skall risken att ett bärverk havererar efter 2 000 000 cykler vara 50 procent, om spänningsvidden vid varje cykel uppnår bärverkets fulla utmattningshållfasthet. Det är dock allra vanligast att utmattningsbelastade bärverk klarar betydligt fler än 2 000 000 cykler, eftersom spänningsvidden i cyklerna brukar ligga under utmattningshållfastheten. Det är även tillåtet att överskrida utmattningshållfastheten, så länge inte det totala spänningskollektivet blir för stort eller den statiska hållfastheten överskrids (Alm et al, 2010, s. 5:4).

### 4.1.2 Spänningsparametrar

Vid beräkningar och experiment är det vanligt att man räknar på regelbundna lastvariationer (Eriksson, 2006, s. 2). Dragspänning definierar vi här som positiv. Spänningsvidd är ett centrat begrepp och detta har omnämnts tidigare i kapitlet. Denna och några parametrar som är bra att ha koll på beskrivs i Tabell 4.1 och Figur 4.1.

*Tabell 4.1 Relevanta begrepp och deras definition (Eriksson, 2006, s. 3).*

| Parameter | Beteckning | Definition |
|---|---|---|
| Maxspänning | $\sigma_{max}$ | Drag- eller tryckspänning med det största absolutbeloppet |
| Minspänning | $\sigma_{min}$ | Drag- eller tryckspänning med det lägsta absolutbeloppet |
| Medelspänning | $\sigma_m$ | $\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$ |
| Spänningsamplitud | $\sigma_a$ | $\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}$ |
| Spänningsvidd | $\Delta\sigma$ | $\sigma_{max} - \sigma_{min} = 2\sigma_a$ |
| Spänningsförhållande | $R$ | $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ (angivna med tecken) |




*Figur 4.1 Maxspänning, minspänning, spänningsamplitud och medelspänning (Karlsson, 2006, s. 3). Återgiven med tillstånd.*

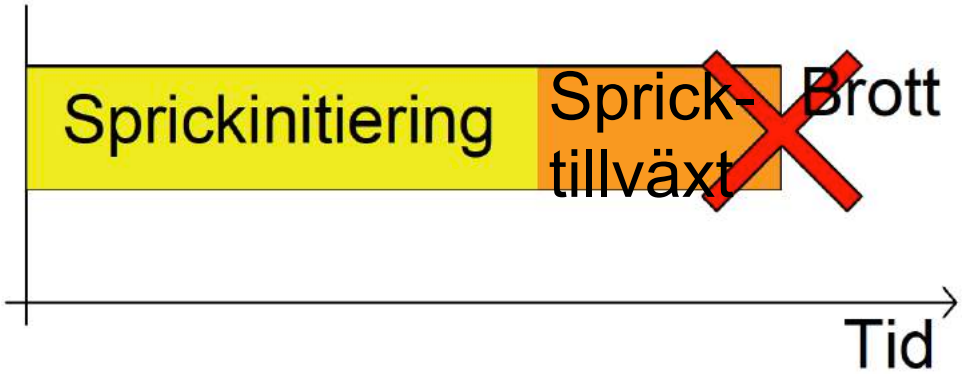
#### 4.1.2.1 Pulserande och växlande spänning

Om minimispänningen $\sigma_{\min} = 0$ är $R = 0$ och man har en pulserande belastning. Om medelspänningen $\sigma_{\mathrm{m}} = 0$ är $R = -1$ och spänningen kallas växlande.

### 4.1.3 Sprickbildning och spricktillväxt

De förhållandevis små spänningscyklerna ger upphov till små töjningar i materialet. Även den plastiska deformationen är liten och därför kan det vara svårt att upptäcka att någonting är på gång att ske. Så småningom uppstår en mikroskopisk spricka. Det är detta som logiskt nog kallas sprickbildning. Med tiden växer denna spricka till sig –

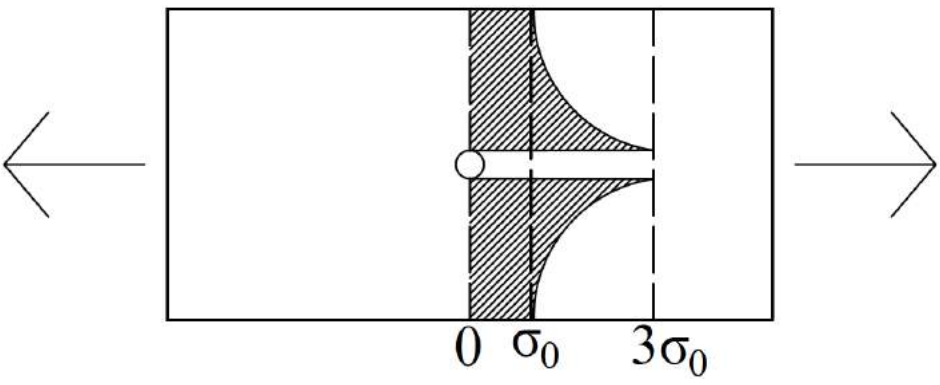
sprickttillväxt (Eriksson 2008, s. 1). Gäller det så kallad laststyrd sprickbildning ökar sprickans storlek exponentiellt på grund av att spänningen ökar med ökande sprickstorlek. Det blir som en ond cirkel för materialet och i slutet växer sprickan mycket snabbt fram tills brott inträffar (Eriksson 2008, s. 1). Figur 4.3 är en enkel skiss på händelseförloppet från sprickinitiering till brott.




*Figur 4.3 Sprickinitiering, sprickttillväxt och brott.*

### 4.1.4 Anvisningsverkan och spänningskoncentrationer

Problemet med utmattning börjar i ojämnheter i en konstruktionsdels geometri. En sådan ojämnhet kallas för en anvisning och tenderar att dra på sig stora spänningskoncentrationer när den utsätts för påkänning. Fenomenet kallas anvisningsverkan. Spänningskoncentrationerna är lokala; de uppträder alltså inte i hela tvärsnittet utan är som störst alldeles intill anvisningen. Exempel på anvisningar är sprickor, svetsar, hål, skarpa hörn, oslipade kanter och övergångar mellan plåttjocklekar (Alm et al, 2008, s. 5:4). Eftersom de allra flesta konstruktioner innehåller något eller några av dessa attribut bör man i princip alltid räkna på anvisningar där varierande last förekommer (Eriksson 2008, s. 9). Och, för att vara krass, innehåller bokstavligen alla plåtar ett visst mått av imperfektioner. Det finns ingen helt perfekt plåt (Bergsten, 2016).




*Figur 4.4 Spänningskoncentration kring ett litet, cirkulärt hål.*

Figur 4.4 visar ett exempel på hur spänningar koncentreras intill en ojämnhet i ett tvärsnitt. Spänningskoncentrationer kan beskrivas med faktorn $K_t$, som anger hur många gånger större den maximala spänningen är jämfört med den nominella spänningen i tvärsnittet. Alltså gäller

$$\sigma_{max} = K_t \sigma_0 \quad (4.1)$$

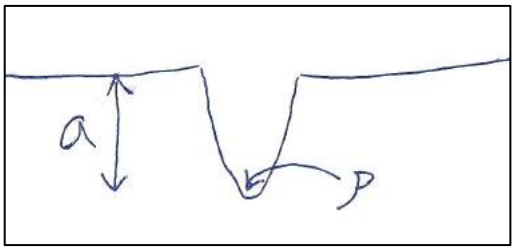
där
$\sigma_{max}$ = den maximala spänningen i tvärsnittet*
$\sigma_0$ = den nominella spänningen i tvärsnittet
och
$K_t$ = spänningskoncentrationsfaktorn** som beror på anvisningens form, storlek och spetsighet enligt

$$K_t = 1 + \alpha \sqrt{\frac{a}{\rho}} \quad (4.2)$$

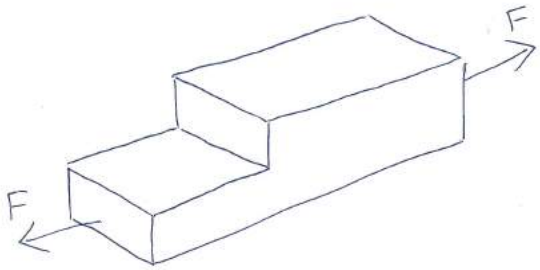
där
$\alpha$ = en formberoende faktor
$a$ = anvisningens djup
och
$\rho$ = anvisningens spetsradie (se Figur 4.6).

* Detta $\sigma_{max}$ skall ej förväxla med $\sigma_{max}$ för en cykel (se avsnitt 4.1.2)
** Observera att ekvation (4.2) gäller för små anvisningar, som har en försumbar inverkan på tvärsnittets area.

Värdet på α beror på typen av ojämnhet.
$\alpha$ = 1,5 för en så kallad notch (se Figur 4.6) och
$\alpha$ = 2 för ett elliptiskt eller cirkulärt hål.




*Figur 4.5 Definition av en anvisnings djup a och spetsradie ρ.*




*Figur 4.6 Notch, det vill säga förändring i plåttjocklek.*

I ett cirkulärt hål definieras djupet a och spetsradien ρ som lika stora, och därmed blir koncentrationsfaktorn för en sådan anvisning

$$K_t = 1 + \alpha \sqrt{\frac{a}{\rho}} = 1 + 2\sqrt{1} = 3 \quad (4.3)$$

vilket även antyds av Figur 4.4. Hålets storlek saknar alltså betydelse, så länge det inte är väldigt stort i förhållande till resten av tvärsnittet (Eriksson, 2006, s. 7).

### 4.1.5 Kuriosa: Utmattning i pappkonstruktion med limförband

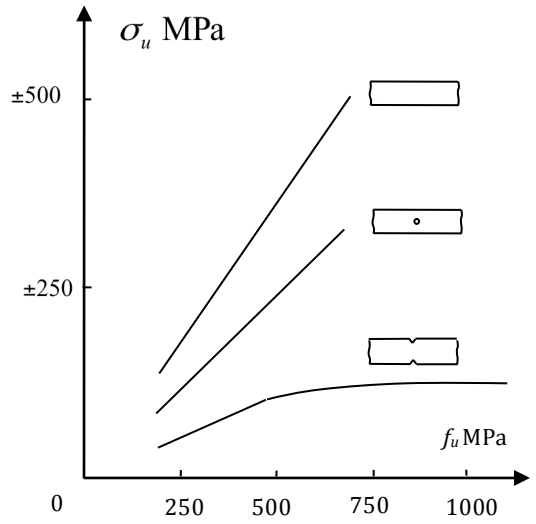
Vid ett (oplanerat) experiment konstaterades att utmattningsbrott även kan inträffa i yoghurtpaket under omskakning. Likt fallet med svetsade stålkonstruktioner hade den drabbade zonen ett förband – i detta fall ett limmat sådant – med förändringar i tvärsnittets geometri. Yoghurtpaketets utmattningshållfasthet kunde dock ej bestämmas vid detta experiment.

*Figur 4.7 Utmattningsbrott i yoghurtpaket.*

## 4.2 Utmattningsbelastade konstruktioner i höghållfast stål

Eftersom anvisningar och höga spänningar är en olämplig kombination är utmattning en stor utmaning när det kommer till konstruktioner i starka stål, som skall klara just höga spänningar. Så länge materialet är oanvisat, det vill säga utan nämnvärda ojämnheter, är utmattningshållfastheten $\sigma_u$ omkring hälften av den statiska brottgränsen $f_u$. Något lägre är utmattningshållfastheten för jämna anvisningar, till exempel runda hål (Eriksson, 2006, s. 9).

För skarpa anvisningar följer utmattningshållfastheten den statiska brottgränsen linjärt, om än något flackare än för oanvisade plåtar, men bara upp till en brottgräns omkring 500 MPa. Figur 4.8 illustrerar sambanden.

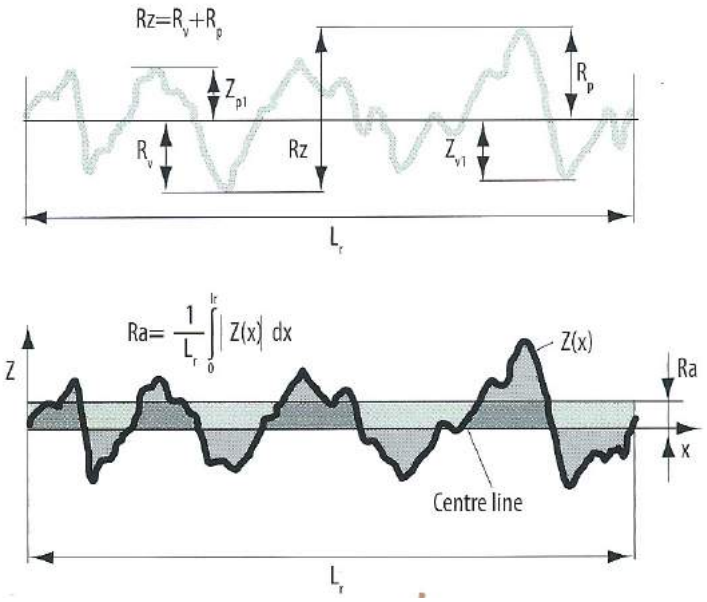



*Figur 4.8 Utmattningshållfasthetens förhållande till den statiska brottgränsen. Figuren gäller oanvisade plåtar, plåtar med elliptiska hål samt svetsade plåtar (Eriksson, 2006, s. 9). Återgiven med tillstånd.*

Förhållandet gör gällande att utmattningshållfasthet är i det närmaste oberoende av sträck- och brottgränser när anvisat, höghållfast stål används. Samtidigt som vi eftersträvar höga spänningar för att uppnå ett stort materialutnyttjande i stålet. En lösning till denna paradox är att hålla de känsliga anvisningarna borta från de zoner som har högst påkänningar. I de kommande kapitlen finns en handfull exempel.

## 4.3 Ytor

En anvisning behöver inte vara en uppenbar geometriförändring eller en svets. Alla ytor har ett visst mått av anvisningar, som givetvis varierar från yta till yta. Ett mer korrekt ord för detta är råhet. Ju råare – alltså mer ojämn – en yta är, desto mer anvisningsverkan uppstår i anslutning till den. En ytas råhet definieras antingen av dess Rz-värde eller av dess Ra-värde. Rz är den topografiska höjdskillnaden mellan ytans högsta och lägsta punkt. Ra är summan av genomsnittliga negativa och den genomsnittliga positiva avvikelsen från ytans medellinje. Se Figur 4.9. Observera att z och a skrivs som vanliga gemener och inte som index (Alm et al, 2010, s. 5:10).




*Figur 4.9 Definition av en ytas Rz- och Ra-värde (Alm et al, 2010, s. 5:10). Återgiven med tillstånd.*

### 4.3.1 Råhetens inverkan på utmattningshållfasthet

I ett experiment putsades ett par provstavar så släta att deras råhet kunde betraktas som godtyckligt nära 0. Provstaven anses ”fiktivt slät”. Efter tester på provstavarna fastslogs ekvation (4.4). Denna ekvation används som referens vid beräkningar av ett materials utmattningshållfasthet beroende på sträck- och brottgräns samt råhet (Alm et al, 2010, s. 5:10). Det antas att plåtar som används i byggnader och maskiner aldrig kommer att putsas så släta som provstavarna i fråga (Bergsten, 2016).

$$\sigma_u^* = 9{,}8989 f_y^{0{,}6071} \tag{4.4}$$

där

$\sigma_u^*$ = utmattningshållfastheten i provstaven med den fiktivt släta ytan

För plåtar med normala råheter används den fiktivt släta provstavens utmattningshållfasthet tillsammans med en ytfaktor enligt följande:

$$\sigma_u = \frac{\sigma_u^*}{K_r} \tag{4.5}$$

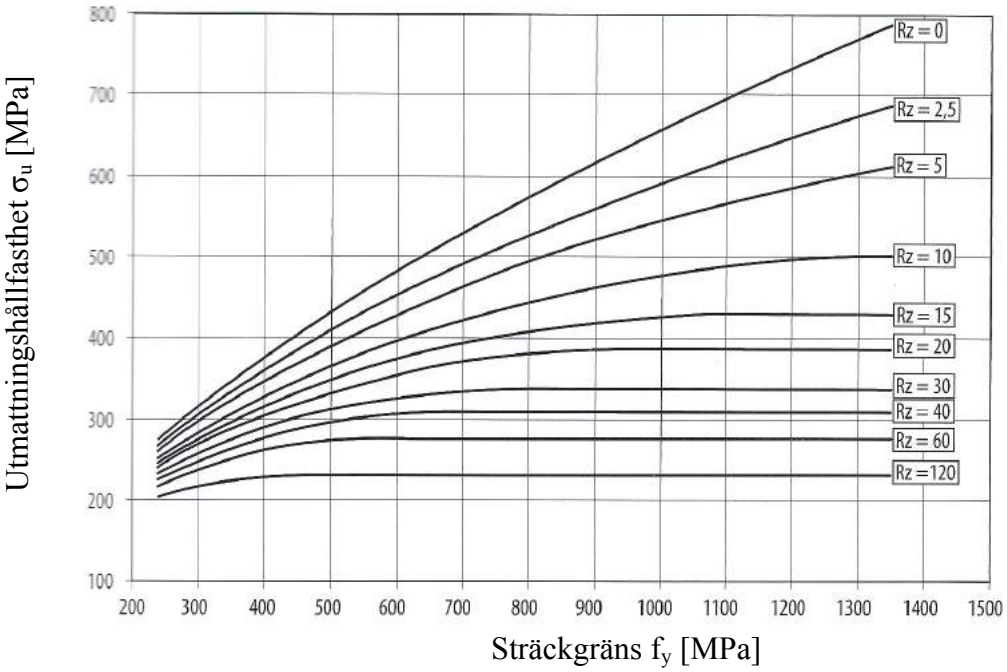
där

$K_r$ = ytfaktorn enligt ekvation (4.6):

$$K_r = \frac{1}{1 - 0{,}000254 f_u \ln\left(\frac{Rz}{6} + 1\right)} \tag{4.6}$$

(Alm et al, 2010, s. 5:10–11)

Matematiskt kan med ekvation (4.5) och (4.6) visas, att statisk sträck- och brottgräns får allt mindre betydelse för utmattningshållfastheten i takt med ökande råhet. Detta kan också uttydas ur Figur 4.10. Det ligger nära till hands att tro att en helt perfekt yta gjort utmattningshållfastheten lika hög som den statiska hållfastheten. Så är dock inte fallet, eftersom själva stålet också innehåller imperfektioner (Bergsten, 2016).




*Figur 4.10 Utmattningshållfasthet beroende på sträckgräns och Rz-värde (Alm et al, 2010, s. 5:11). Återgiven med tillstånd.*

Några typiska siffror för råhet på olika ytor finns att hitta i Tabell 4.2.

*Tabell 4.2 Rz- och Ra-värden för olika ytor (Alm et al, 2010, s. 5:11).*

| **Yta** | **Rz [µm]** | **Ra [µm]** |
|---|---|---|
| Varmvalsad, oslipad | 8–18 | 1,5–3,0 |
| Kallvalsad, oslipad | 3–10 | 0,5–1,7 |
| Kall- eller varmvalsad, slipad | 1,1–2,6 | 0,2–0,4 |

## 4.4 Kanter

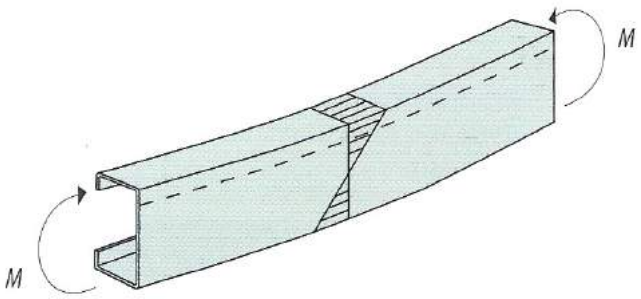
Kanten av en plåt är ett bra exempel på anvisade zoner. Liksom ytors råhet beror på hur ytan är behandlad beror en kants råhet på hur kapningen gått till. Förenklat kan sägas att klippta kanter är väldigt råa och därmed dåliga ur utmattningssynpunkt. Gasskurna kanter är något bättre, plasmaskurna ännu bättre, laserskurna rentav bra och allra bäst är om kanten dessutom är slipad (Alm et al, 2010, s. 5:13–15). Även varmförzinkning och maskinbearbetning är två sätt att upprätthålla en god kantkvalitet. Ovanstående resonemang finns sammanställt och utvecklat i Tabell 4.3.

*Tabell 4.3 Olika typer av kanter och deras Rz-värden (Alm et al, 2010, s. 5:15).*

| Kant/yta | Kvalitet | Rz [µm] |
|---|---|---|
| Slipad | | 3 |
| Maskinbearbetad | | 6 |
| Kallvalsad eller kontinuerligt varmförzinkad | | 6 |
| Stansad kant, kallvalsad plåt | God | 15 |
| Stansad kant, varmvalsad plåt | God, defekter åtgärdade | 30 |
| Laserskuren | Mycket hög, kallvalsad | 9 |
| | Hög | 15 |
| | God | 18 |
| | Måttlig | 24 |
| Plasmaskuren | Hög | 15 |
| | God | 18 |
| | Måttlig | 24 |
| Gasskuren | God | 40 |
| | Måttlig | 50 |

### 4.4.1 Att undvika hög spänning

Vi har just konstaterat att plåtars kanter kan vara särskilt känsliga för utmattning, på grund av sin råhet och därmed sin tendens till anvisningsverkan. Ett smart knep för att hålla en fläns kanter borta från de allra högsta spänningarna är att helt enkelt vika ned kanten. Kantbocken får inte bara positiva effekter ur bucklingssynpunkt (se avsnitt 3.2) utan gör att den ojämna kanten hamnar i en något mindre påkänd zon, vilket förbättrar utmattningshållfastheten (Alm et al, 2010, s. 5:13). Se Figur 4.11.

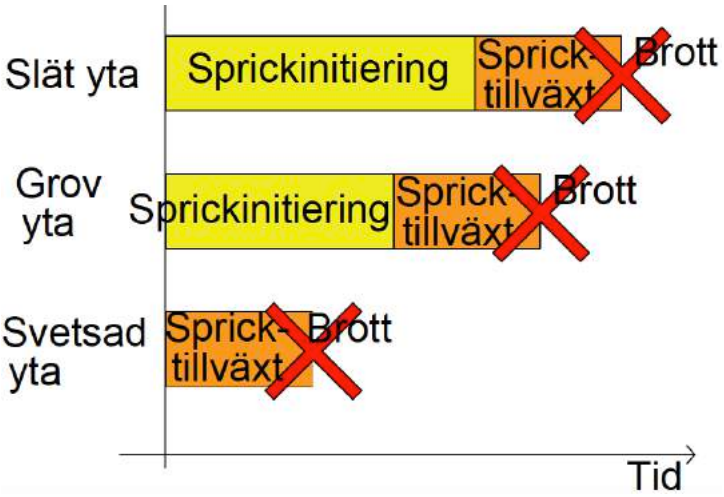



*Figur 4.11 Hur kantveck kan hålla skurna kanter borta från de högsta spänningarna (Alm et al, 2010, s. 5:13). Återgiven med tillstånd.*

## 4.5 Svetsar

När det gäller utmattningsbelastade konstruktioner i höghållfast stål är svetsar den allra största utmaningen. Den enkla förklaringen till det är att en svets är att betrakta som en sprickinitiering i grundmaterialet (Bergsten, 2016). När utmattningslasten väl börjar verka på konstruktionen är händelseförloppet fram till brott, som beskrivits i avsnitt 4.1.3, redan framme vid fasen spricktillväxt (Bergsten, 2016). Figur 4.12 tydliggör att brott kan komma snabbt i en svetsad

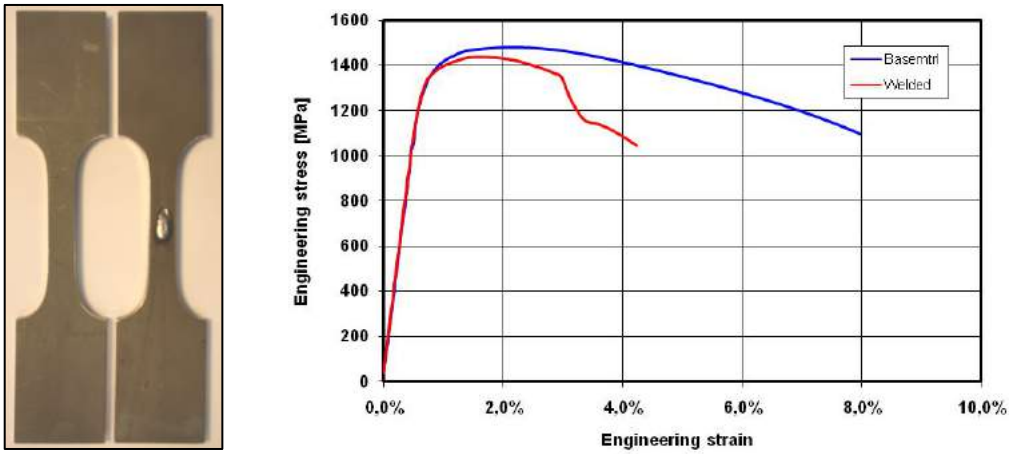
konstruktion, såvida inte utformningen är noga genomtänkt. Mer om utformningen kommer i avsnitt 4.5.2 till 4.5.4.




*Figur 4.12 Händelseförlopp fram till brott för utmattningsbelastad konstruktion. Med rå respektive grov yta samt med svets.*

### 4.5.1 Experiment: Statisk last kontra utmattningslast

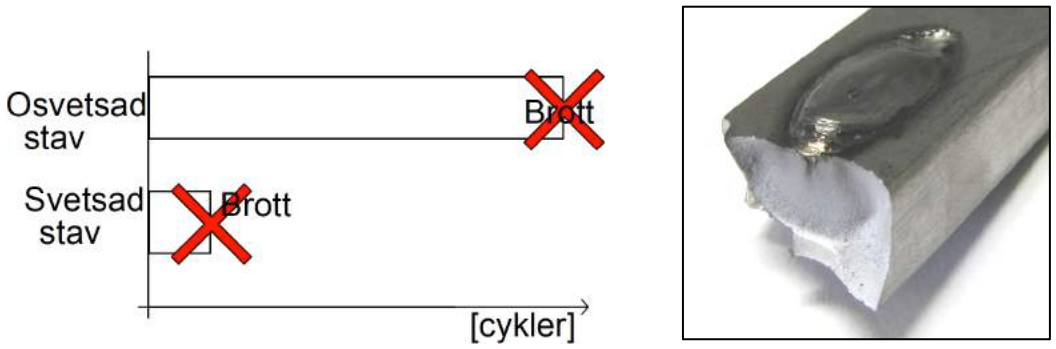
En svets har väldigt liten inverkan på den statiska hållfastheten i en konstruktion, förutsatt att den är matchande. I ett experiment testades ett svetsat och ett osvetsat stålstycke (se figur 4.13 a), båda med sträckgränsen 1200 MPa, i drag. Resultatet visas i Figur 4.13 b; hållfastheten var i det närmaste oförändrad efter svetsning.




a) b)

*Figur 4.13 Draghållfasthetstest på osvetsad respektive svetsad provstav. Stålets sträckgräns: 1200 MPa (Bergsten, 2016).*

När motsvarande stålstavar testades under utmattningslast blev skillnaden däremot enorm. Med spänningsvidden 650 MPa klarade den osvetsade staven 281 000 cykler medan den svetsade gick av efter endast 42 000 cykler – en skillnad på 670 procent (Bergsten, 2016).



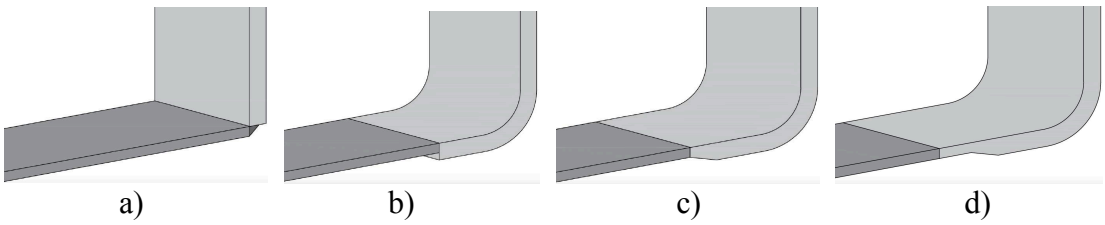

*Figur 4.14 Utmattningshållfasthetstest på likadana provstavar som i Figur 4.13. Spänningsvidd: 650 MPa. Stålets sträckgräns även här: 1200 MPa. Figur b visar var brottet inträffade (Bergsten, 2016). Återgiven med tillstånd.*

Hur hanteras då problemet med svetsade konstruktioner under utmattningslast? Att överdimensionera svetsen hjälper inte, eftersom sprickan inte uppstår i själva svetsen. Som synes i Figur 4.14 b, uppstår den i det anvisade grundmaterialet, just vid kanten till anvisningen, där spänningskoncentrationen är som störst (Bergsten, 2016).

### 4.5.2 Placering av svetsar med hänsyn till spänningar

Det är uppenbart att svetsar är svåra att hantera ur utmattningssynpunkt. Som nämnt i avsnitt 2.3 är det i utformningen av konstruktionen man har som mest att påverka. Ett exempel såg vi i avsnitt 4.4.1. Detta avsnitt innehåller ytterligare ett par exempel på hur smart utformning kan hålla spänningsnivån låg kring svetsarna.

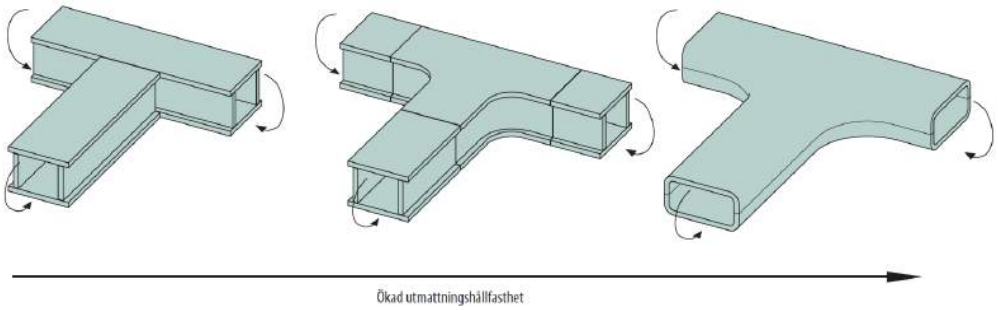
#### 4.5.2.1 Svetsat hörn




*Figur 4.15 Olika utformningar av svetsat hörn, från a till d alltmer effektiva mot utmattning.*

Figur 4.15 visar två vinkelräta plåtar av olika tjocklek, som skall svetsas ihop till ett hörn. Att placera en kälsvets ute vid hörnet (a) vore dömt att misslyckas, då det är just där momentet är som störst. I alternativ b är den tjocka plåten bockad och svetsen flyttad en bit bort från den mest påkända zonen. Men den skarpa övergången mellan två plåttjocklekar är i sig en anvisning som drar åt sig spänningar. Genom att jämna ut övergången mellan plåttjocklekarna minskas spänningskoncentrationen (c) och i variant d är dessutom svetsen flyttad till ett område med jämn plåttjocklek. Stegvis har härmed spänningen kring svetsen reducerats betänkligt (Bergsten, 2016).

#### 4.5.2.2 Horisontella svetsar ersätter vertikala

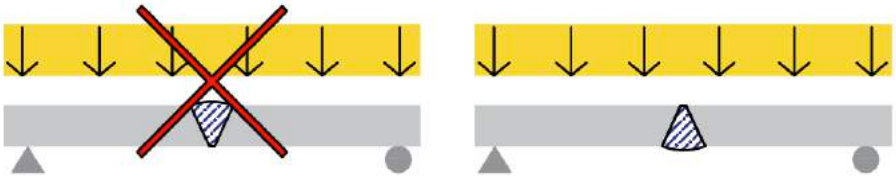



a) b) c)

*Figur 4.16 Vertikala stumsvetsar som förflyttas från hörnen (a–b) och därefter ersätts av horisontella och lägre påkända stumsvetsar (c) (Alm et al, 2010, s. 5:7). Återgiven med tillstånd.*

Likt föregående exempel visar Figur 4.16 hur svetsar med fördel kan flyttas från de kraftigt påkända hörnen. Figur c visar dessutom ett kraftigt förändrat utförande, där tvärsnittets delats in i en övre och en undre halva, som båda är intakta över hela korsningen. Detta förutsätter att stålet är formbart. Den stora fördelen är att svetsarna hamnar mitt i tvärsnittet, nära neutrallagret (Alm et al, 2010, s. 5:7).

#### 4.5.2.3 Svetsrot i tryck

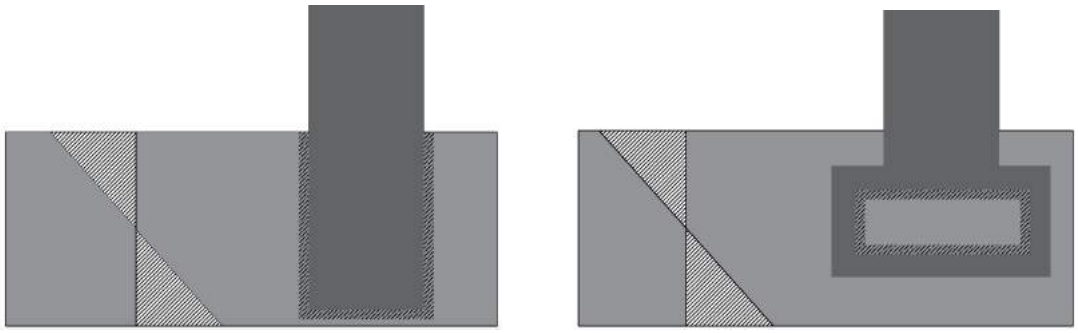


a) b)

*Figur 4.17 Fel respektive rätt sätt att vända en stumsvets.*

I en genomsvetsad stumsvets är det framför allt roten som innehåller anvisningar. Genom att denna placeras i den tryckta delen av tvärsnittet (upptill om fallet till exempel är en fritt upplagd balk belastad ovanifrån) hålles spricktillväxten nere i anvisningarna (Alm et al, 2010, s. 5:8).

#### 4.5.2.4 Lastinföring på liv



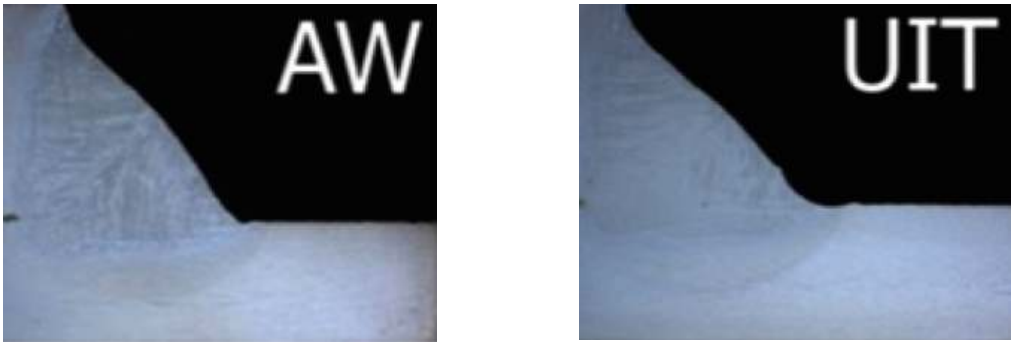
a) b)

*Figur 4.18 Två olika lastinföringar på balkliv. Alternativ b klart mer effektivt än a ur utmattningssynpunkt.*

En vertikal plåt skall svetsas fast vid ett balkliv. Somliga hade spontant valt alternativ a; att låta den nya plåten överlappa balklivet längsmed största delen av dess höjd och sedan svetsa längsmed kontaktytan. Denna metod har två nackdelar. Dels svetsas – och anvisas – livplåten i dess mest påkända zoner. Dels hamnar svetsens ändar i ett område med hög spänning. Detta bör undvikas. Metod b är betydligt mer effektiv. Där placeras svetsen nära neutrallagret och dessutom utan start och slut (Alm et al, 2010, s. 5:9).

### 4.5.3 HFMI

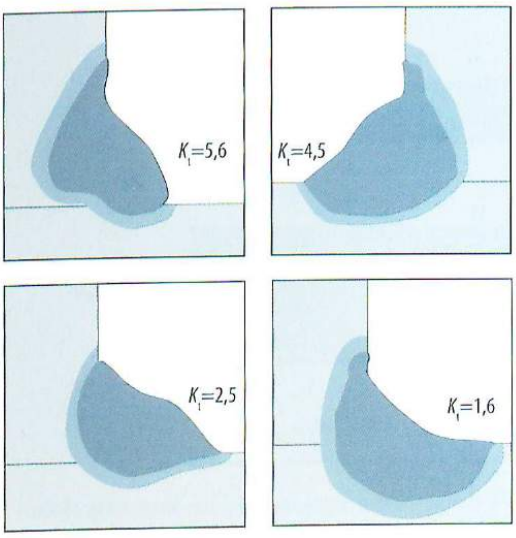
Det nämndes i avsnitt 4.5.1 att den statiska hållfastheten för svetsade material inte alls påverkar dess utmattningshållfasthet. Detta förutsätter emellertid att svetsarna inte är efterbehandlade. Det finns nämligen exempel på metoder för att minska svetsars anvisningsverkan och därmed förbättra utmattningshållfastheten (Marquis & Yildrim, 2012, s. 168). HFMI, high frequency mechanical impact, är en beprövad metod. Metoden innebär att en vibrerande hammare utövar högfrekventa slag mot svetsen i fråga, vilket dels skapar tryckspänningar i svetsen och dels jämnar ut svetsen geometriskt, alltså ökar spetsradien (Alm et al, 2010, s. 5:21). Se Figur 4.19.




a) b)

*Figur 4.19 Obehandlad och HFMI-behandlad kälsvets (Bergsten, 2016).*

Övergången mellan grundmaterial och svets får alltså en större radie, och som konstaterats i avsnitt 4.1.4 sänks spänningskoncentrationsfaktorn med ökande radie. Finita element-beräkningarna som presenteras i Figur 4.20 visar hur spänningskoncentrationsfaktorn $K_t$ ser ut för olika kälsvetsar.




*Figur 4.20 Olika kälsvetsar och deras spänningskoncentrationsfaktorer (Alm et al, 2010, s. 5:17). Återgiven med tillstånd.*

### 4.5.4 Att välja skruv före svets

Det är förstås inte alltid svetsar kan efterbehandlas eller placeras på sådana sätt att de inte kraftigt reducerar en konstruktions utmattningsförmåga. I sådana fall rekommenderas att svetsar helt enkelt undviks och i stället ersätts med skruvförband. Att detta alternativ många gånger är klart mer gångbart märks inte minst på fordonsbranschen, en industri där utmattning är en ständigt närvarande parameter. Det är sällan som svetsar hittas i bärande delar av till exempel en lastbil (Bergsten, 2016).

*Figur 4.21 Skruvförband på fordon.*

# 5 Summering

Hur omfattningen av höghållfast stål på byggmarknaden kommer att utvecklas på sikt är svårt att förutse. Att använda höghållfast stål sparar material men kan kräva extra tid på beräkningsstadiet. Vilket alternativ som är mest ekonomiskt gångbart i slutändan är en fråga som bör övervägas vid varje projekt. Bedömningen är hur som helst att det höghållfasta stålet kommer desto mer till sin rätt ju större konstruktioner som skall skapas. Och att förse ingenjörsstudenter med grundläggande kunskaper inom ämnet är ett steg i rätt riktning för det höghållfasta stålet.

## 5.1 Förslag på användningsområden för kompendiet

Detta kompendium riktar sig i första hand till studenter på grundprogrammet inom samhällsbyggnad, som har läst ett par kurser inom konstruktionsblocket och vill fördjupa sina kunskaper inom ämnet. På Chalmers kan kompendiet användas som extra referenslitteratur främst i följande kurser:

- Bärande konstruktioner, BMT015 (väg- och vattenbyggnad samt arkitektur och teknik, årskurs 3)
- Konstruktionsteknik, BMT020 (väg- och vattenbyggnad, årskurs 3)
- Bärande konstruktioner, BOM580 (samhällsbyggnad, högskoleingenjör och civilingenjör, årskurs 2)
- Konstruktionsteknik (samhällsbyggnad, högskoleingenjör och civilingenjör, årskurs 3)

## 5.2 Förslag på fortsatta studier

Kring fenomen som berör höghållfasta konstruktioner pågår redan studier. En del finns redovisat i diverse handböcker och kompendium. På ämnet höghållfast stål skulle liknande studieunderlag som detta kunna behandla utmattningsfenomenet på en mer ingående nivå. Detta skulle i så fall kunna användas på masternivå. Även övriga ämnen som belyses i detta kompendium kan fördjupas ännu mer.

I avsnitt 3.3 påpekas att Eurocode saknar höghållfasta stål i förteckningen över knäckningskurvor. En utredning om huruvida en eller flera nya knäckningskurvor hade behövts för höghållfast stål kan vara intressant. I detta examensarbete har en sådan utredning dock stannat vid en tanke, dels på grund av tidsramen och dels på grund av begränsade förkunskaper på ämnet. En snabb titt på formlerna i Bärande konstruktioner del 2 ger dock den spontana känslan av att de flesta relevanta storheter finns att tillgå.

# 6 Referenser

## 6.1 Skriftliga källor


Alm, P.; Augustsson, P-E.; Bäckman, L.; Eckerlid, J.; Gozzi, J.; Gustafsson, M.; Ivarsson, A.; Juoppa, J.; Larsson, J.; Nilsson, T.; Pétursson, E.; Rydahl, L.; Reinberth, M.; Samuelsson, J.; Sperle, J-O.; Troive, L. (2010). *Plåthandboken: Att konstruera och tillverka i höghållfast stål*. Borlänge: Höglund Design AB.

Al-Emrani, M.; Engström, B.; Johansson, M.; Johansson, P. (2011) *Bärande konstruktioner, del 2*. ISSN: 1652-9162. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.

Al-Emrani, M.; Engström, B.; Johansson, M.; Johansson, P. (2013) *Bärande konstruktioner, del 1*. ISSN: 1652-9162. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.

Barsoum, Z.; Gyllenram, R.; Sperle, J-O.; Uppfeldt, B. (2012). Hållbart byggande med lättkonstruktioner och höghållfast stål: Kan vi lära något av fordonsindustrin? *Samhällsbyggaren, 2*, s. 18.

Campbell, B. C., Lessoff, A. (2008). *Disasters, Accidents, and Crises in American History: A Reference Guide to the Nation's Most Catastrophic Events.* New York, NY: Facts on file. Hämtad från https://books.google.se/books?id=VitlO1mWxzAC&pg=PA1876&lpg=PA1876&dq=ashtabula+disaster+fatigue&source=bl&ots=UbYnGkIDYJ&sig=T7xtZp4uV2JgRA8BQ59N2HpTR6I&hl=en&sa=X&ved=0ahUKEwj3xLvbspjMAhWJkiwKHXirC7UQ6AEIOzAE#v=onepage&q=ashtabula&f=false.

Eriksson, K. (2006). Utmattning. *Konstruera i stål, 8*. Luleå: Luleå Tekniska Universitet; Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet; Kungliga Tekniska Högskolan.

Hallén, J. (2015). Fotografi, Friends Arena.

Huang, Z., Lin, S. (2016) *Comparative Design of Structures: Concepts and Methodologies.* Shanghai: Jiao Tong University Press. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag. Hämtad från https://books.google.se/books?id=sXX_CgAAQBAJ&pg=PA292&lpg=PA292&dq=1900+MPa+suspension+bridge&source=bl&ots=8eBHrRfnyB&sig=WT7xNFcY06fANPpO8I4qLeGxkjU&hl=en&sa=X&ved=0ahUKEwjnuPPvmZ_MAhXJ2xoKHcUYDlkQ6AEIITAB#v=onepage&q=1900&f=false.

Lee, E.J. (2013). Innovation Technology of Bridge in Korea. Smart Highway Study and Application Center. Korea Expressway Corporation. Presentationsmaterial. Hämtat från http://bridges.transportation.org/Documents/2013%20general%20session%20presentations/Innovative%20Technology%20of%20Bridges%20in%20Korea.pdf.

Marquis, G.B.; Yildrim, H.C. (2012). Fatigue Strength Factors for High Strength Steel Welded Joints Treated by High Frequency Mechanical Impact. *International Journal of Fatigue*, 44, s. 168–176. Hämtad från http://ac.els-cdn.com/S0142112312001648/1-s2.0-S0142112312001648-main.pdf?_tid=1eaebbca-1e5b-11e6-aff0-00000aab0f02&acdnat=1463728918_27a5ef6a95a4b2a6981deacfff1c6aeb.

Stålbyggnadsinstitutet. (2016). *Bygga i stål – En tidning om funktion, form och flexibilitet*.

Swedish Standards Institute. SS-EN 1993-1-1:2005. Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS Förlag.

Swedish Standards Institute. SS-EN 1993-1-5:2006. Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1–5: Plåtbalkar. Stockholm: SIS Förlag.

Swedish Standards Institute. SS-EN 1993-1-12:2007. Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1–12: Tilläggsregler för stålsorter upp till S700. Stockholm: SIS Förlag.

## 6.2 Muntliga källor

Al-Emrani, M. Docent, konstruktionsteknik, forskargruppen Stål- och träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg. Fysiskt möte 2016-04-13.

Bergsten, P. Produktionseffektiviseringsspecialist, SSAB, Borlänge. Fysiskt möte inklusive föredrag 2016-03-22, Telefonmöte 2016-04-19.

Clarin, M. Konstruktionsspecialist, SSAB, Borlänge. Fysiskt möte 2016-03-22, Telefonmöte 2016-04-29.

# Bilagor

Följande fyra bilagor utgör tillsammans manus för en föreläsning på ämnet konstruktion i höghållfast stål. Manuset består av en Powerpoint-del, som körs genom en projektor; en handskriven del, som skrivs på svarta tavlan, samt en overhead-del som stöd för tavelgenomgången. Bilaga 1 visar strukturen på det hela.

# Bilaga 1: Upplägg för föreläsning

| **Handlar om** | **Slide #** | **Handskriven s.** | **Overhead #** |
|---|---|---|---|
| Intro | 1–2. | | |
| Stålkvaliteter | 3–5. | | |
| Fördelar HS | 6. | | |
| Hur spara mtrl | | 63. | |
| Avgör bärförmåga | 7. | | |
| Utböjning | | 64. | |
| Lokal buckl, b/t | | 65. | |
| Lokal b, bucklingsrisk | | 66. | 73. |
| b_eff | 8. | | 73–74. |
| Ex | 8. | 67–68. | 73–74. |
| Avstyvningar | 9. | | |
| Kantveck | 10. | 69. | |
| Dimensionering | 11. | | 73–76. |
| Ex | | 70–71. | 73–76. |
| Skjuvbuckling | 12. | | |
| Utmattning | 13. | | |
| Förlopp | 14. | | |
| Spänningsvidd | 15. | | |
| Här uppstår brotten | 16. | | |
| Spänningskonc. | | 72. | |
| Svetsar och utm | 17. | | |
| Utm.hållf, svets | 18. | | |
| Vad göra | | | |
| Undvika hög sp. | 20–26. | | |
| HFMI | 27. | | |
| Svetsar och K_t | 28. | | |
| Skruvförband | 29. | | |
| Bildkällor | 30. | | |

**Bilaga 2: Powerpoint för föreläsning**

# Konstruktion i höghållfast stål

Victor Hjelmgren

## Victor Hjelmgren

- Chamlerist 2013–
- Högskoleingenjör i byggteknik 2016.
  - Inriktning: Industribyggnad.
  - Examensarbete: ”Konstruktion i höghållfast stål: Hur bärverk utformas för höga spänningar” (för SSAB).
- Master: Structural Engineering and Building Technology 2016–

2

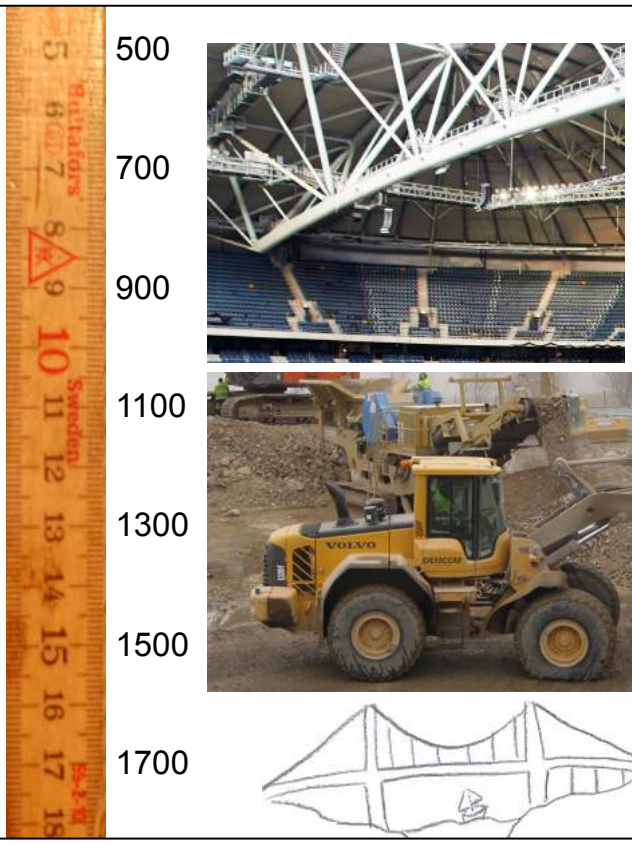
# Stålkvaliteter

Sträckgräns [MPa]

- 235
- 275
- 355
- 460
- 700
- 900
- 1200
- 1700

*Några träckgränser för stål. I svart: Normala; i blätt: Höghållfasta.*

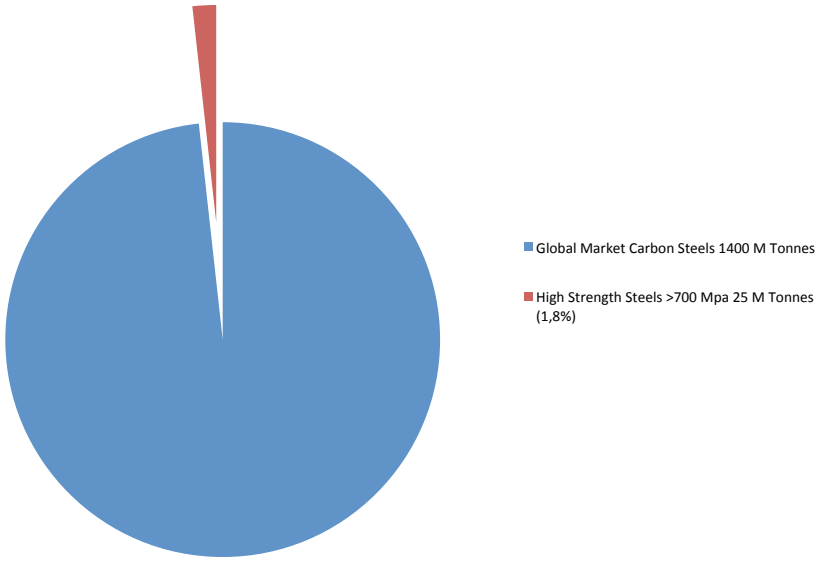
3



*– Takkonstruktionen i Friends Arena. Sträckgräns: 900 MPa. Högre sträckgränser är sällsynta inom byggbranschen. (Hallén, 2015).*
*– Högre sträckgränser är vanligare inom fordonsbranschen (Bergsten, 2016).*
*– I bärkablar, som är lätta att dimensionra, förekommer brottgränser på cirka 2000 MPa.*

4

# Världsmarknaden




*Årlig tillverkning av stål. Blått: $f_y$<700 MPa. Rött: $f_y$>700 MPa (Bergsten, 2016).*

5

# Fördelar med höghållfast

- Materialförbrukning ↓
- Egentyngd ↓
- Fraktbehov ↓
- Förvaringsbehov ↓
- Kostnader ↓
- Miljöpåverkan ↓
- Mungipor ↑

6

# Vad avgör bärförmåga

- Spänning
- Plåttjocklek (och plåtbredd)
- Livslängd (utmattning)
- Utformning
  - Smarta lösningar

*Spänningen skall hållas hög, plåttjockleken liten och livslängden är ej förhandlingsbar. Av ovanstående faktorer är det egentligen bara utformningen som konstruktören har stor påverkan på. Nyckeln är att hitta smarta lösningar som för att ta sig runt de problem som höga spänningar medför.*

7

# Beräkning av $b_{eff}$

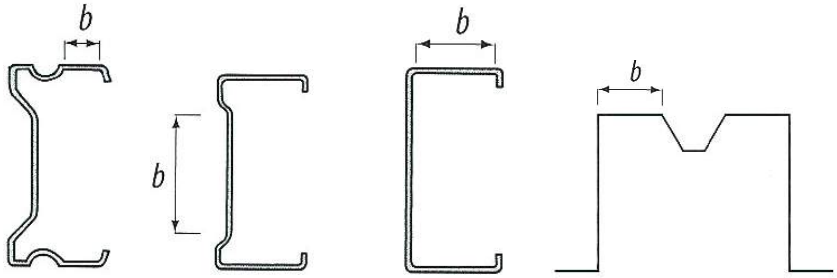
1. Behov av reduktion? Plåt för plåt
2. Spänningsförhållande ψ och bucklingskoefficient $k_\sigma$
3. Slankhet $\lambda_p$
4. Reduktionsfaktor ρ
5. Effektiv bredd $b_{eff}$

*I dessa steg beräknas effektiv bredd för lokalt bucklade plåtar.*

8

# Avstyvningar

- Rillor och kantveck (kantbockar)




- Syfte:
  - Minska b =>
  - Minska slankheten =>
  - Öka $A_{eff}$ och $I_{eff}$
- Skall dimensioneras mot distortionsknäckning

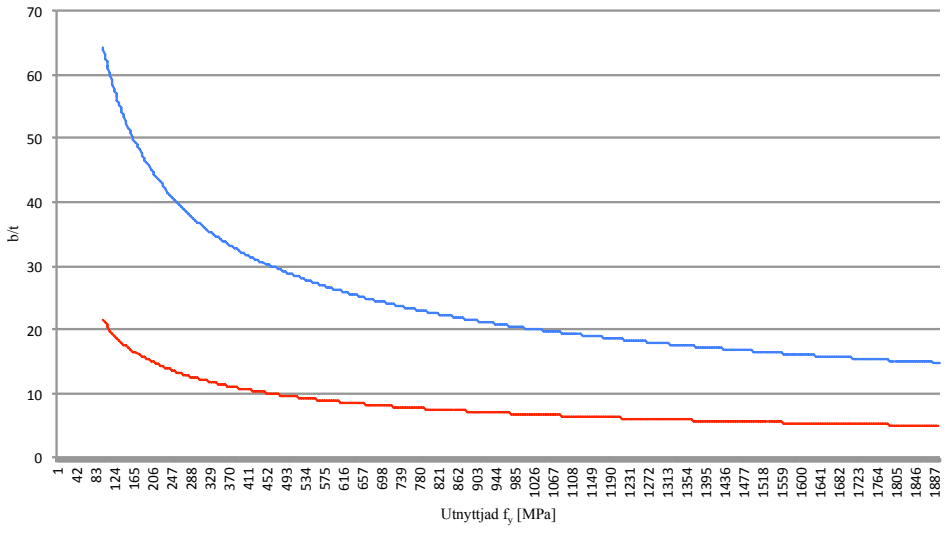
*Exempel på avstyvningar och hur dessa delar upp tvärsnittsdelar. (Alm et al, 2010).*

9

## Jämnt tryck

**Plåt upplagd längs två kanter**

**Plåt med en fri kant**




*En konstruktionsdel som avstyvats, till exempel en fläns med en kantbock, kan tack vare kantbocken betraktas som "upplagd längs två kanter", förutsatt att kantbocken är tillräckligt dimensionerad. Därmed minskar flänsens tendens att buckla betänkligt.*

10

# Dimensionering av kantveck

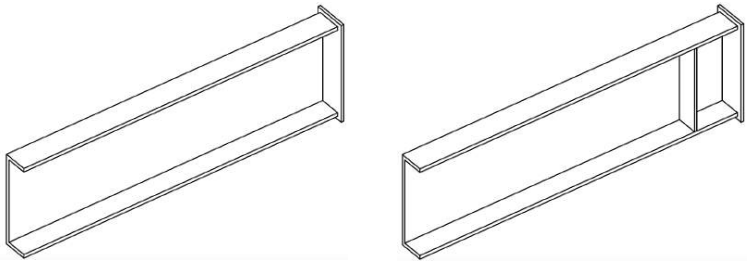
1. Dimension väljs (!)
2. Reduktionsbehov?
3. Kritisk bucklingsspänning $\sigma_{cr}$
4. Slankheten $\lambda_d$
5. Reduktionsfaktorn $\chi_d$
6. Effektiva tjockleken (!) $t_d$

*Handskriven beräkningsgång finns. Denna beskrivs även i kompendiumet om höghållfast stål.*

11

# Skjuvbuckling

- Orsakas av tvärkraft, uppstår vid stöd.
- Drabbar slanka balkliv => bör iakttagas för HS.
- Beskrivs i BK del 1, alternativ variant inkl beräkningsgång finns i kompendium om HS.



*Ovan syns en vek och en styv ändavstyvning. Styv ändavstyvning – och transversella avstyvningar i spannet – är att föredra när det gäller skjuvbuckling.*

12

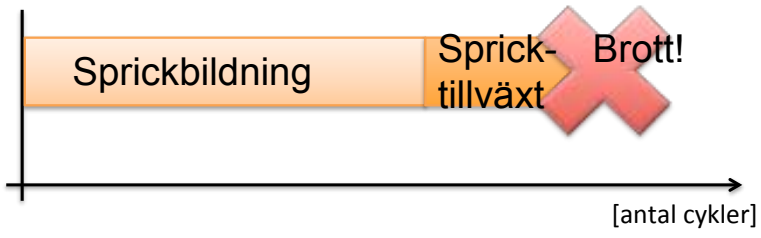
# Utmattning

- Orsakas av spänningsförändringar.
- Låga spänningar, många cykler.
- Spricka bildas under lång tid, växer sedan till sig.
- Till slut: Brott.
- Konstruktioner dimensioneras för spänningsvidd, antal cykler och brottrisk.

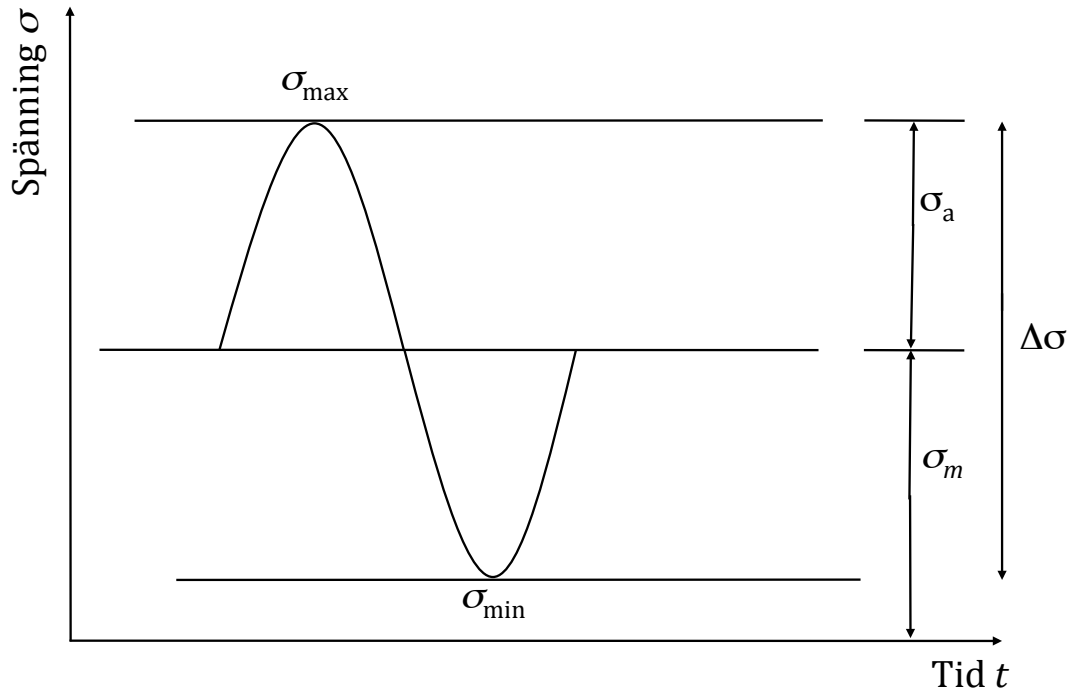
13

# Förlopp

- Sprickinitiering (sprickbildning)
- Sprickтillväxt
- Brott




14



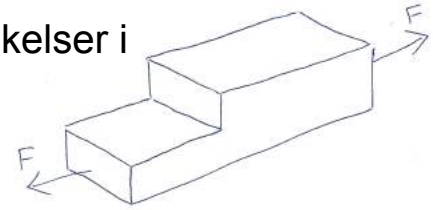

*Definitioner av maxspänning, minspänning, spänningsamplitud, medelspänning, och spänningsvidd (Eriksson, 2006).*

15

# Här uppstår brotten

Anvisningar: Geometriska avvikelser i spänningsriktningen.

- Ojämna ytor och kanter.
- Förändringar i plåttjocklek.
- Skarpa hörn.
- Sprickor.
- Hål.
- Svetsar.

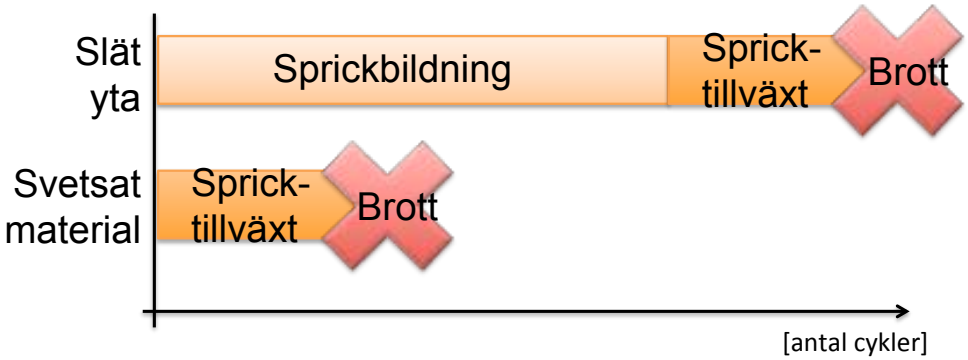


*Exempel på anvisningar. Fotot visar utmattningsbrott vid svets (Bergsten, 2016).*

16

# Svetsar under utmattningslast

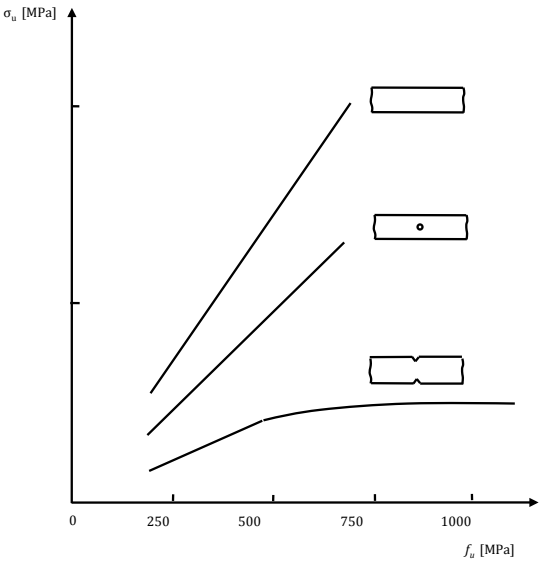
- Svetsar => sprickor.
- Ingen sprickbildningsfas.




*Förklaring till varför brott tenderar att uppkomma tidigt i utmattningsbelastade, svetsade konstruktioner.*

17

# Utmattningshållfasthet för svetsat material




- Oberoende av statisk brottgräns vid höga hållfastheter.
- Brott inträffar i det spruckna materialet.

*Figuren till vänster visar att utmattningshållfastheten för svetsat material är oberoende av statisk brottgräns, vid höga hållfastheter. Figur: Eriksson, 2006. Nere till höger: En påminnelse om att brott inte inträffar i själva svetsen. Det räcker alltså inte att överdimensionera denna (Bergsten, 2016).*

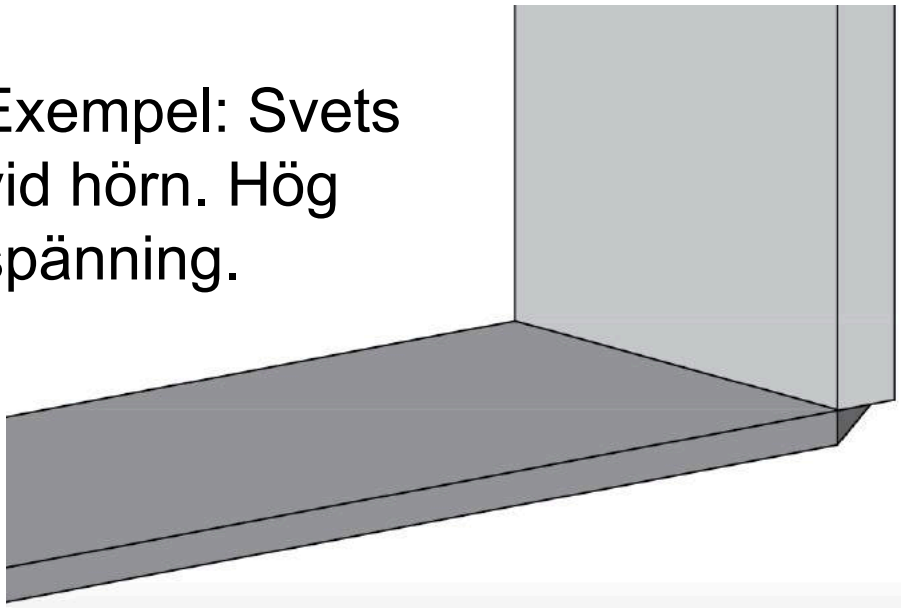
18

# Vad göra?

- Undvik höga spänningar.
- Utforma smart!

19

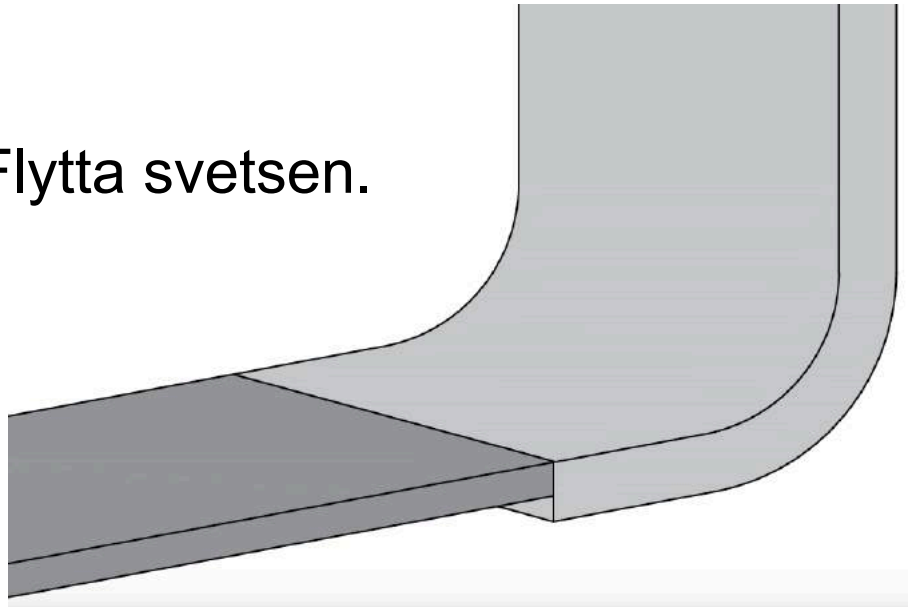
Exempel: Svets vid hörn. Hög spänning.



*Här kommer fyra exempel på utformningar som i stigande ordning blir alltmer effektiva mot utmattningslast.*

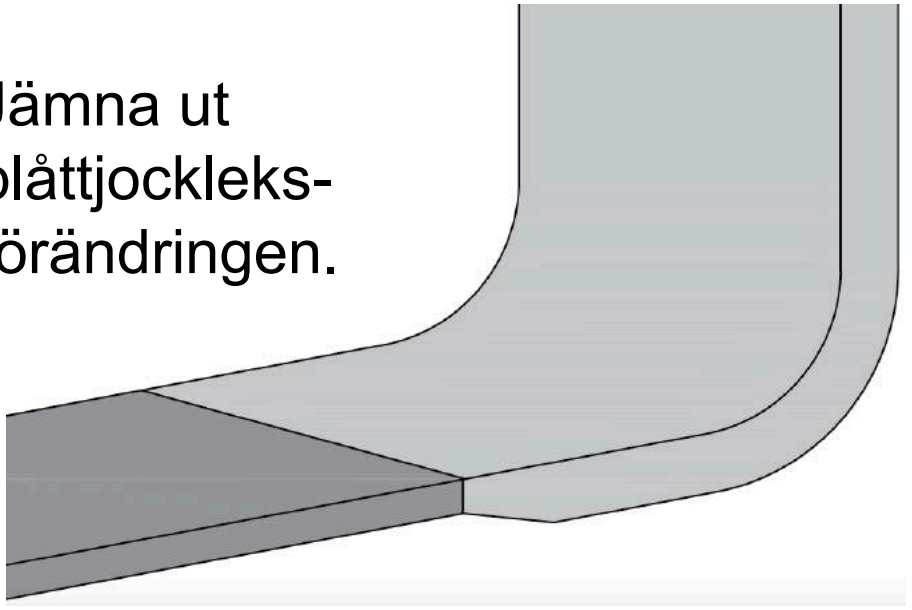
20

Flytta svetsen.



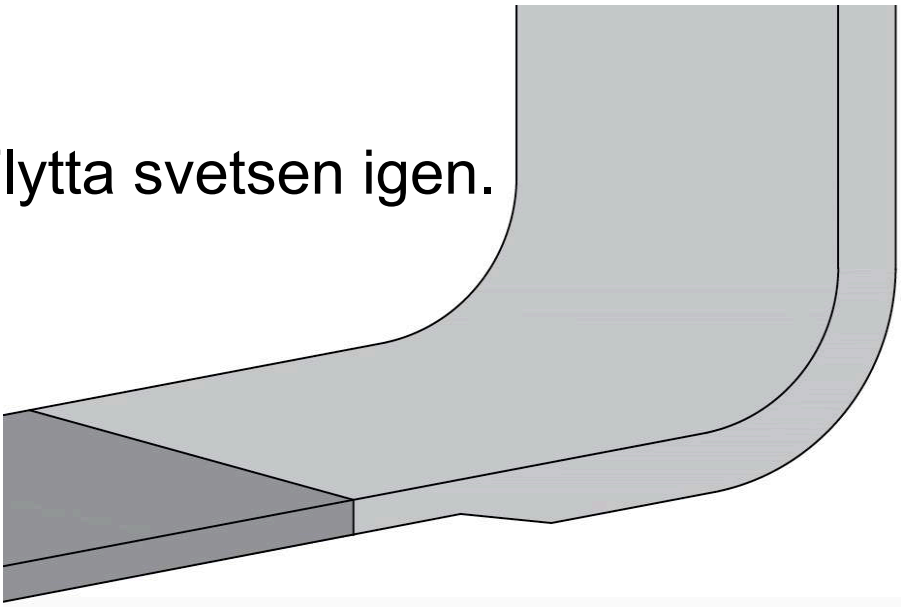
21

Jämna ut plåttjockleks-förändringen.

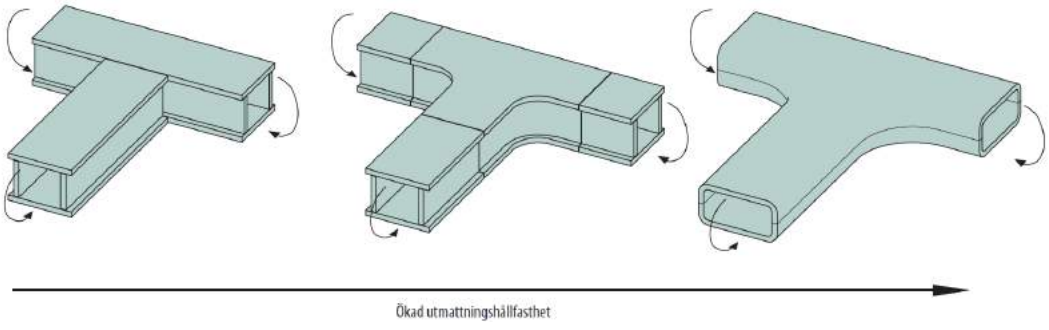


22

Flytta svetsen igen.

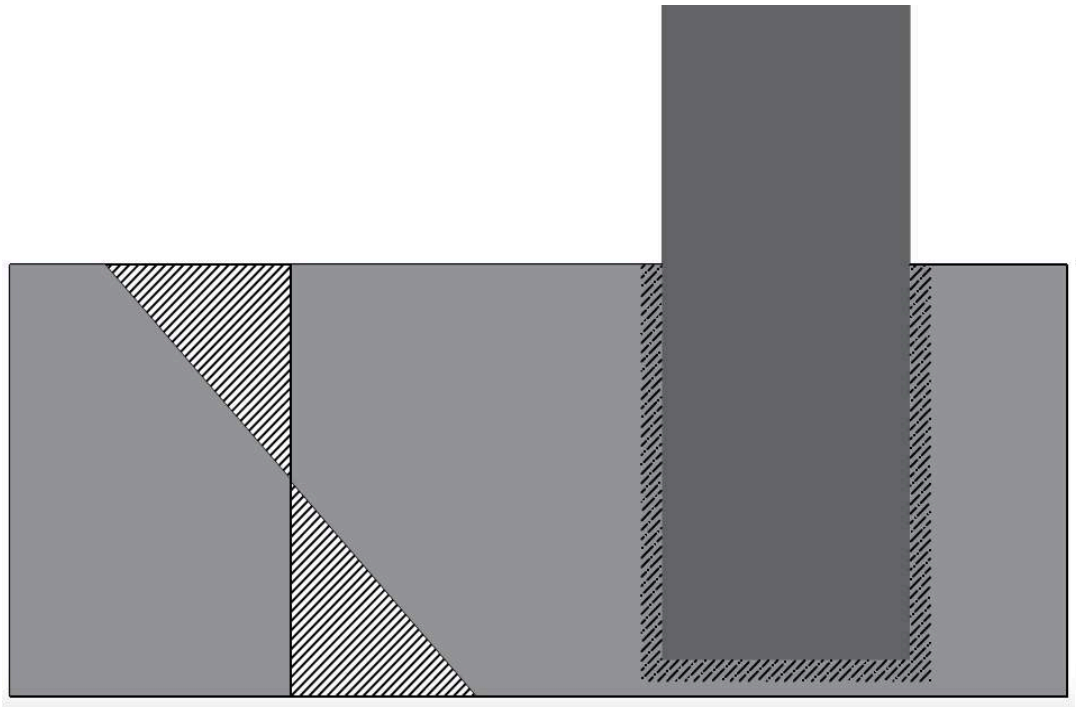


23

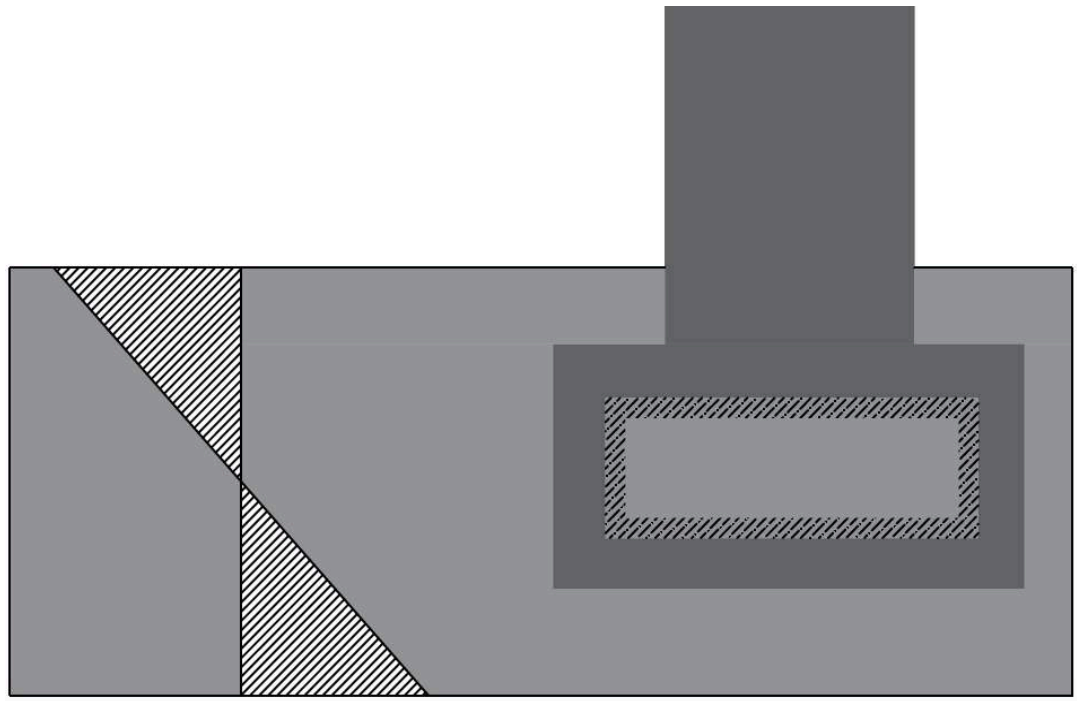



*Att flytta svetsarna från hörnen gör gott mot utmattning. Än bättre är att placera svetsarna i neutrallagret. (Alm et al, 2010).*

24



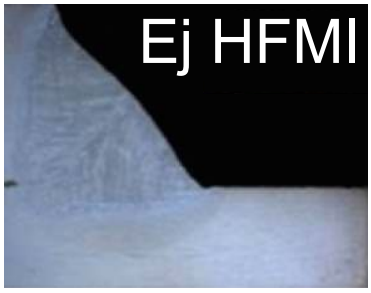
*Lastinföring på liv. Variant 1.* 25



*Lastinföring på liv. Variant 2.* 26

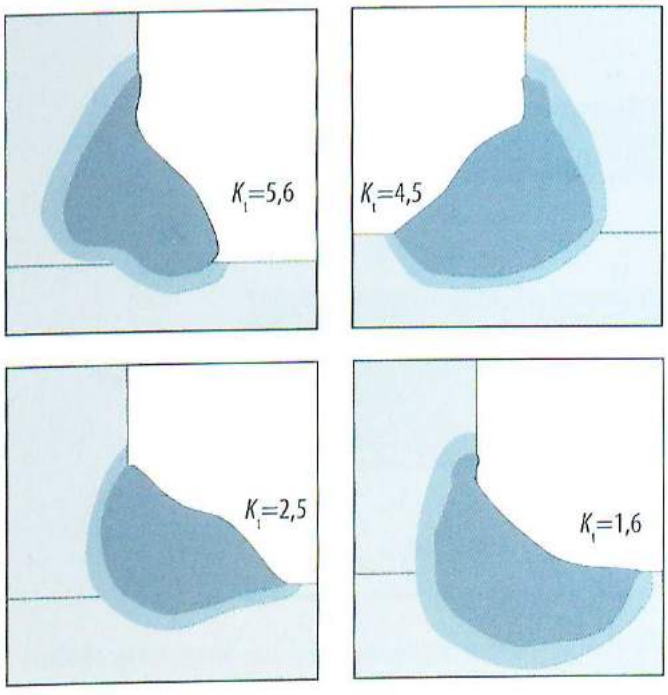
# Vad göra? (forts.)

- HFMI
  - High frequency mechanical impact.
  - Utjämnar svetsar.
  - Skapar tryckspänning.



*HFMI-behandling används för att öka spetsradien på anvisning vid svetsar, och på så sätt motverka spänningskoncentrationer (Bergsten, 2016).*

27




*FEM-analyser visar hur svetsens kvalitet avgör spänningskoncentrationsfaktorn $K_t$ (Alm et al, 2010).*

28

# Vad göra (forts.)

- Skippa svetsar!
- Skruva.

*Då förband inte kan hållas borta från högt påkända zoner rekommenderas skruvförband, som har en lägre anvisningsverkan. Till exempel är skruvförband mycket vanliga i fordonsindustrin, där utmattning allt som oftast behöver tas i beaktning.*

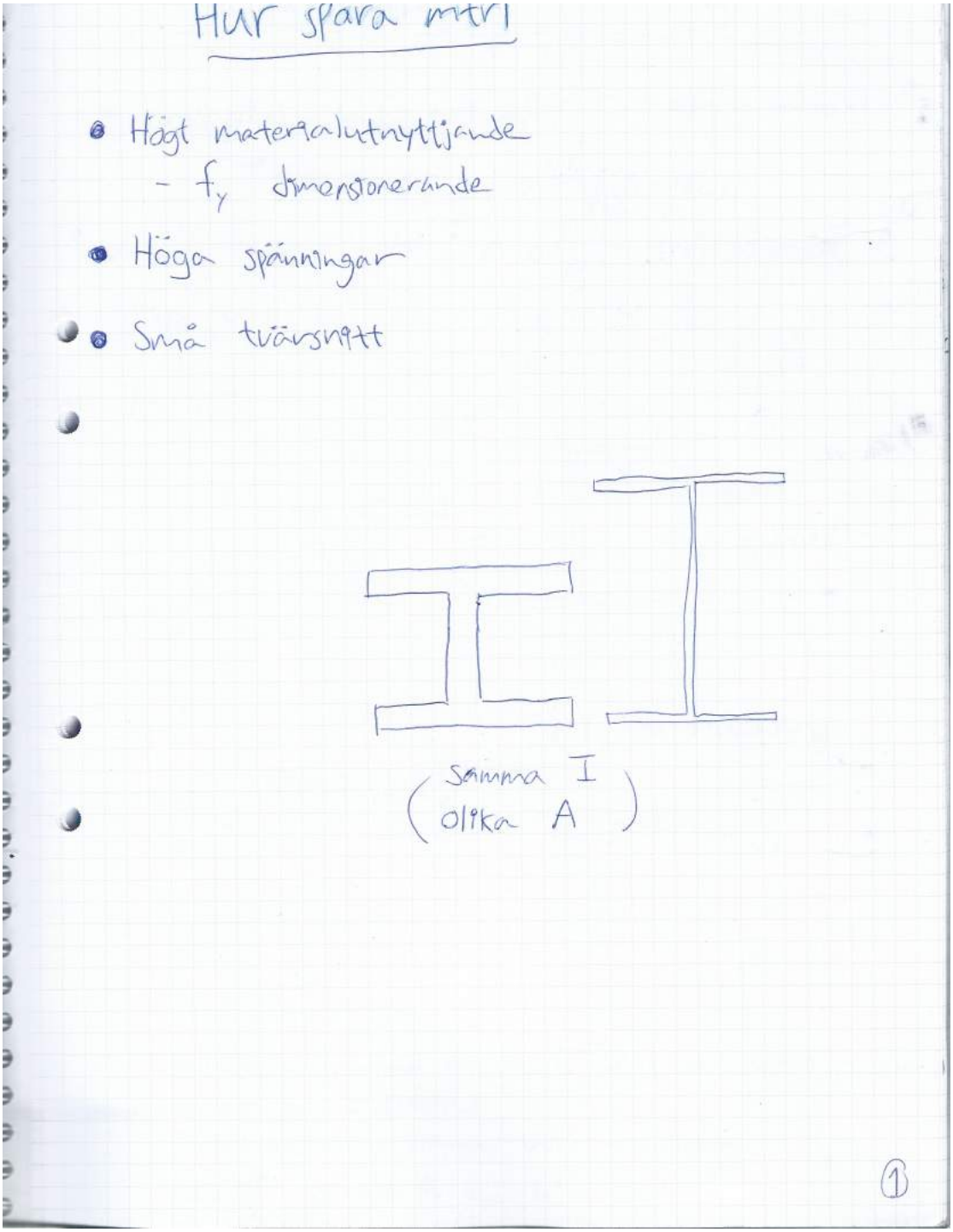
29

# Bildkällor


- Alm, P.; Augustsson, P-E.; Bäckman, L.; Eckerlid, J.; Gozzi, J.; Gustafsson, M.; Ivarsson, A.; Juoppa, J.; Larsson, J.; Nilsson, T.; Pétursson, E.; Rydahl, L.; Reinberth, M.; Samuelsson, J.; Sperle, J-O.; Troive, L. (2010). *Plåthandboken: Att konstruera och tillverka i höghållfast stål*. Borlänge: Höglund Design AB.
- Bergsten, P. (2016). Presentation.
- Eriksson, K. (2006). Utmattning. *Konstruera i stål, 8*. Luleå: Luleå Tekniska Universitet; Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet; Kungliga Tekniska Högskolan.
- Fote (2014).
- Hallén, J. (2015).


30

# Bilaga 3: Handskrivna anteckningar för föreläsning



# Elastisk utböjning (nedböjning)

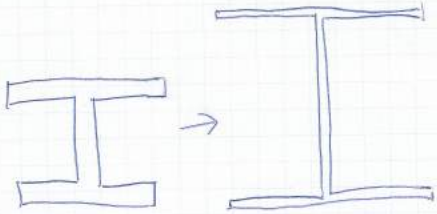
- Böjstyvhet $EI$ ~~↑~~ oför (Vi bortser fr. egentyngd ↓)

  $E$ ~~↑~~ oför (200GPa)

  $I$ ~~↑~~ oför – trots minskad A

- Minskas Öka

  $$I = \frac{bh^3}{12}$$



Problem?

→ Stabilitet! → Lokal buckling

→ Skjuvbuckling

EI bör vara samma för HS som mjukt stål (bortsett fr. egt
E är samma (200GPa)
I Skall också vara samma, trots minskad Area.

$I = \frac{bh^3}{12}$ ⇒ minska b, öka h!

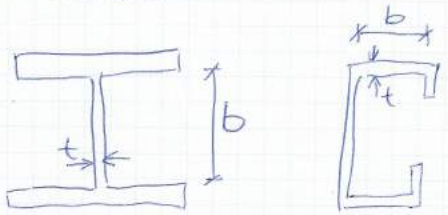
## Lokal b.

Risk för lokal b. beror på:

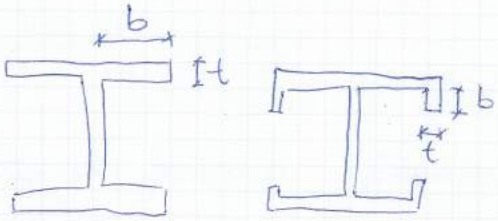
- Bredd b
- Tjocklek t
- Spänning $\sigma$ (eller $f_y$)

Sträckgräns. Högt mitrhutnyttjande förutsätts

### Def. b och t:



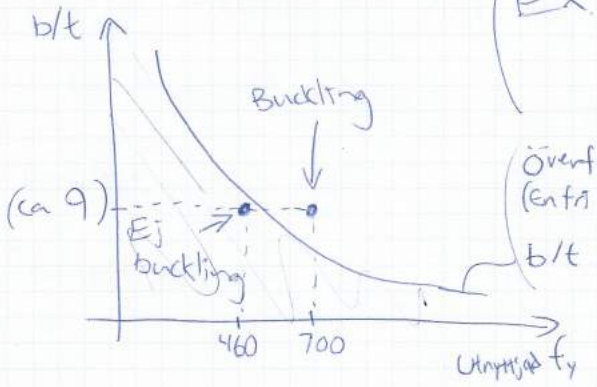

Plåt upplagd längs två kanter

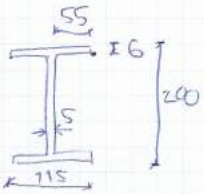



Plåt med en fri kant

Obs: Spänningsfördelningar och slankhetsgränser på överhead.

Bucklingsrisk?




(Ex 

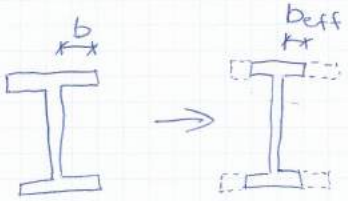
)

Överflänsar. Jämnt tryck. (En fri kant)

$$b/t = 14\epsilon = 14\sqrt{\frac{235}{f_y\ [MPa]}}$$

Viktigt att kolla på rätt formel!

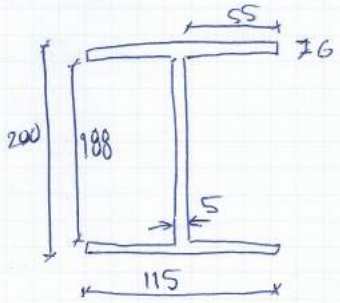
Om buckling:




(Kan vara OK om b är överdimensionerat.)

$b_{eff}$ kan beräknas.

Ex Bestäm $b_{eff}$ på balken




[mm]

$f_y = 900 MPa$

Tryckt överfläns:

1. $\frac{b}{t} = \frac{55}{6} = 9,17$

Slankhetsgräns: Tab. 3.1, jämnt tryck, en fri kant.

$14\varepsilon = 14\sqrt{\frac{235}{900}} = 7,15 < \frac{b}{t}$ $\quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y\,[MPa]}}$

$\Rightarrow$ Behöver reduceras.

2. Spänningsförhållandet $\psi$:

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ (jämnt tryck)

Bucklingskoeff $k_\sigma$:

Tab 3.2: $\psi = 1 \Rightarrow k_\sigma = 0,43$

3. Slankheten $\lambda_p$:

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{55/6}{28,4\sqrt{\frac{235}{900}}\sqrt{0,43}} = 0,9633$$

4. Reduktionsfaktorn $\rho$:

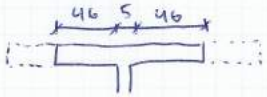
Plåt med en fri kant:

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} = \frac{0,9633 - 0,188}{0,9633^2} = 0,8355$$

← Tryck i hela plåten

5. $b_{eff} = \rho b = 0{,}8355 \cdot 55 = 46$ mm

Hela flänsen:

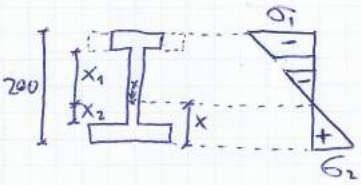



$2 \cdot 46 + 5 = 97$ mm

Livet:

1. $\frac{b}{t} = \frac{188}{5} = 37{,}6$

- Slankhetsgräns? Tab 3.1, upplagd på två kanter, varierat




$\psi = ?$

Var hamnar nentrallagret?

$$x = \frac{6 \cdot 115 \left(\frac{6}{2}\right) + 118 \cdot 5 \left(6 + \frac{188}{2}\right) + 6 \cdot 97 \left(6 + 188 + \frac{6}{2}\right)}{6 \cdot 115 + 188 \cdot 5 + 6 \cdot 97} = 95{,}26 \text{ mm}$$

$x_1 = 6 + 188 - 95{,}26 = 98{,}74$ mm

$x_2 = 95{,}26 - 6 = 89{,}26$ mm

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{x_2}{x_1} = -0{,}9041$ (obs. minus)

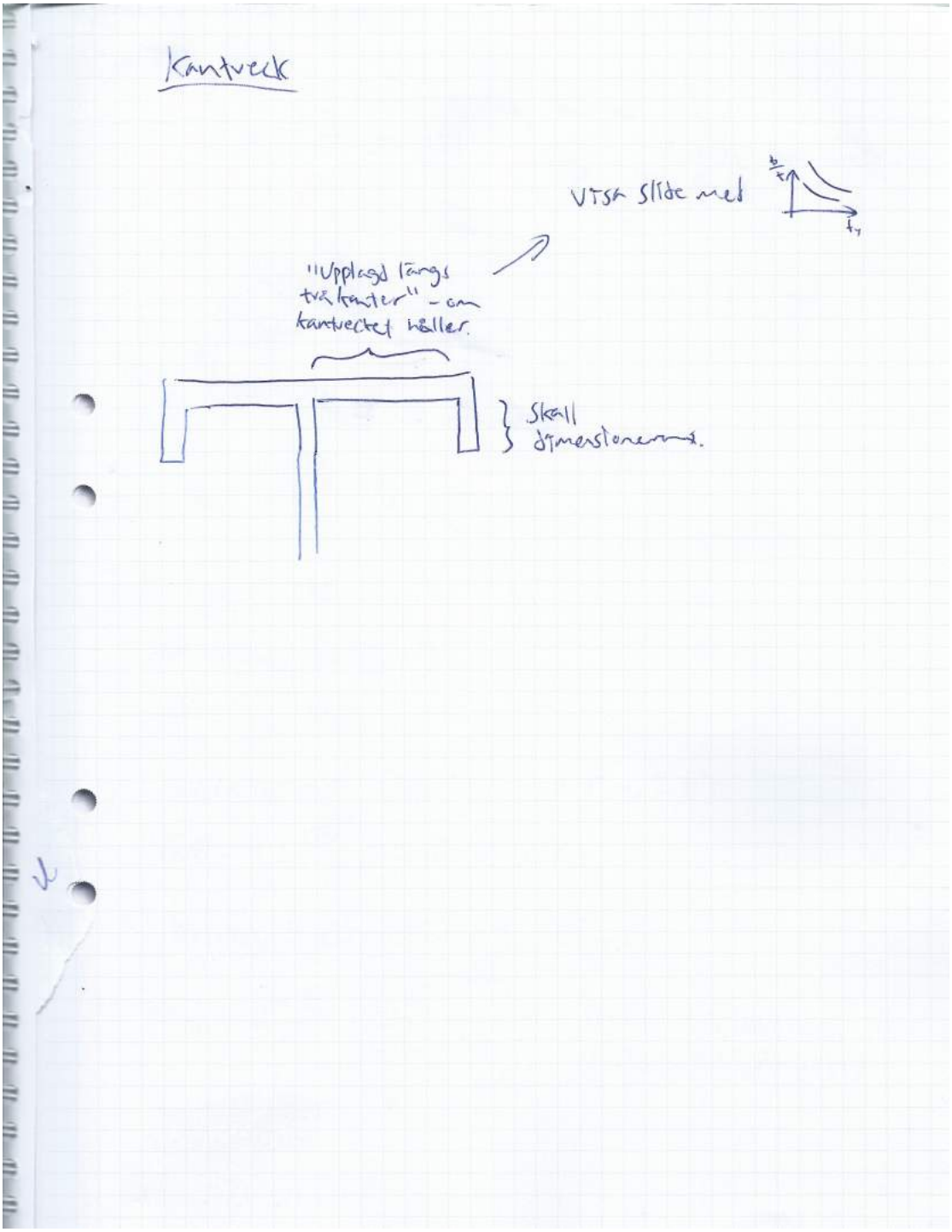
Slankhetsgränsen:

$$\frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi} = \frac{42\sqrt{\frac{235}{900}}}{0{,}67 + 0{,}33(-0{,}9041)} = 57{,}75 > \frac{b}{t}$$

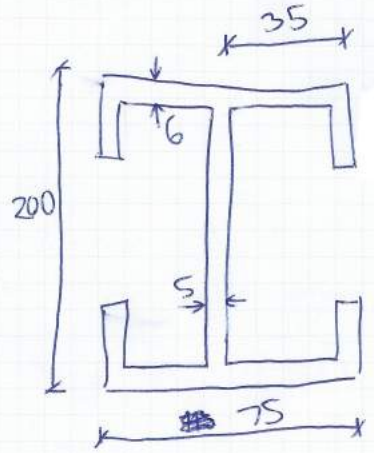
⇒ Behöver ej reduceras.

Nederflänsen:

Behöver ej reduceras. Är dragen.


Kantveck
VTSA Slide med
"Upplagd längs två kanter" - om kantveckt håller.
Skall dimensioneras.

Ex




[mm]

Räcker kantbocken?

$f_y = 900\,MPa$

1) Dim. vald. Se OH.

2) Livet: OK.

Överfläns (avstyvad):

$\frac{b}{t} = \frac{29}{6} = 4{,}83$

Slankhetsgräns (Tab 3.1, uppl. längs 2 k):

$42\varepsilon = 42\sqrt{\frac{235}{900}} = 21{,}5$ - OK!

3) Kritisk bucklingsspänning $\sigma_{cr}$:

$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t_f^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}}$$

(Gäller för kantveck på böjbelastat tvärsnitt)

$A_s = 207{,}0\ mm^2$

$I_s = 4494\ mm^4$

$b_1 = 30{,}19\ mm$

$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t_f^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}} = \frac{1{,}05 \cdot 200 \cdot 10^3}{2070}\sqrt{\frac{4494 \cdot 6^3}{30{,}19^2 \cdot 200 + 30{,}19^3}}$$

$$= 2182 \text{ MPa}$$

4) Slankheten $\lambda_d$:

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{900}{2182}} = 0{,}6423$$

5) Reduktionsfaktorn $\chi_d$:

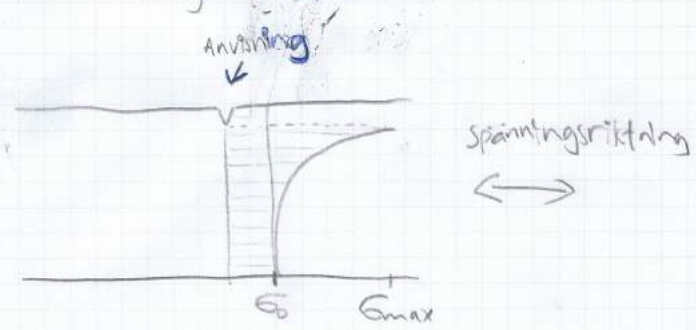
$\lambda_d < 0{,}65 \Rightarrow \chi_d = 1{,}0$

6) $t_d = \chi_d t = 1{,}0\,t$ – oreducerad kantbock

$\Rightarrow$ kantbocken håller $\Rightarrow$ flänsen stabil. OK!

## Spänningskoncentration

Beror på anvisningens storlek och spricktradie.

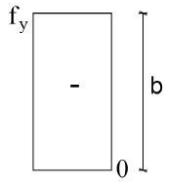
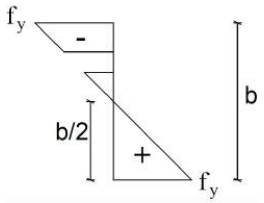
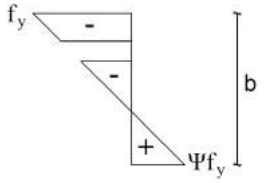
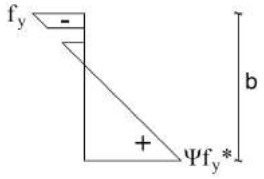
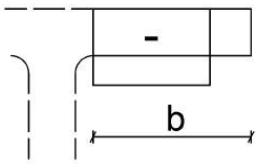
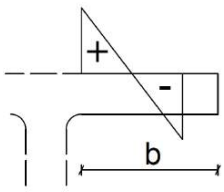
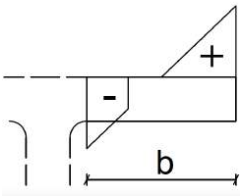



$$\sigma_{max} = K_t \sigma_0$$

$$K_t = 1 + \alpha\sqrt{\frac{a}{\rho}}$$

Stor, skarp anvisning ⇒ hög spänning!

# Bilaga 4: Overhead-bilder för föreläsning

| Uppläggning | Spännings-fördelning | Figur | Gränsvärde mellan tvärsnittsklass 3 och 4 |
|---|---|---|---|
| På två plåtar | Jämnt tryck |   | $\frac{b}{t} = 42\varepsilon$ |
| | Symmetriskt varierat tryck och drag |   | $\frac{b}{t} = 124\varepsilon$ |
| | Asymmetriskt varierat tryck och drag |   | $\frac{b}{t} = \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ |
| | Asymmetriskt varierat tryck och drag |   | $\frac{b}{t} = 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$ * Fiktiv spänningsnivå |
| Med en fri kant | Jämnt tryck |   | $\frac{b}{t} = 14\varepsilon$ |
| | Varierat tryck och drag, fria kanten tryckt |   | $\frac{b}{t} = 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ |
| | Varierat tryck och drag, fria kanten dragen |   | $\frac{b}{t} = 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ |

Plåt upplagd längs två kanter:

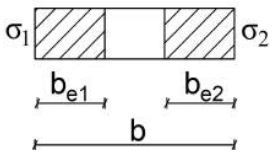
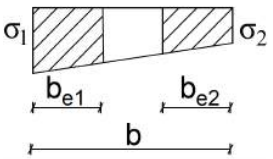
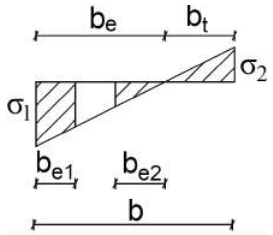
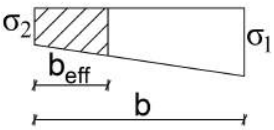
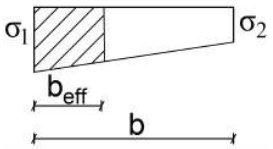
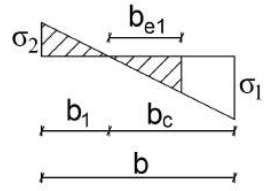
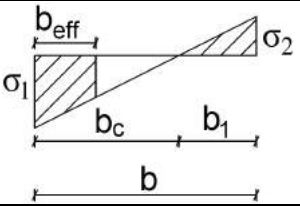
| ψ | –3<ψ<–1 | ψ=–1 | –1<ψ<0 | ψ=0 | 0<ψ<1 | ψ=1 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | $5,98(1–\psi^2)$ | 23,9 | $7,81–6,29\psi+9,78\psi^2$ | 7,81 | $8,2/(1,05+\psi)$ | 4,0 |

Plåt med en fri kant – på den sida där påkänningen är som störst:

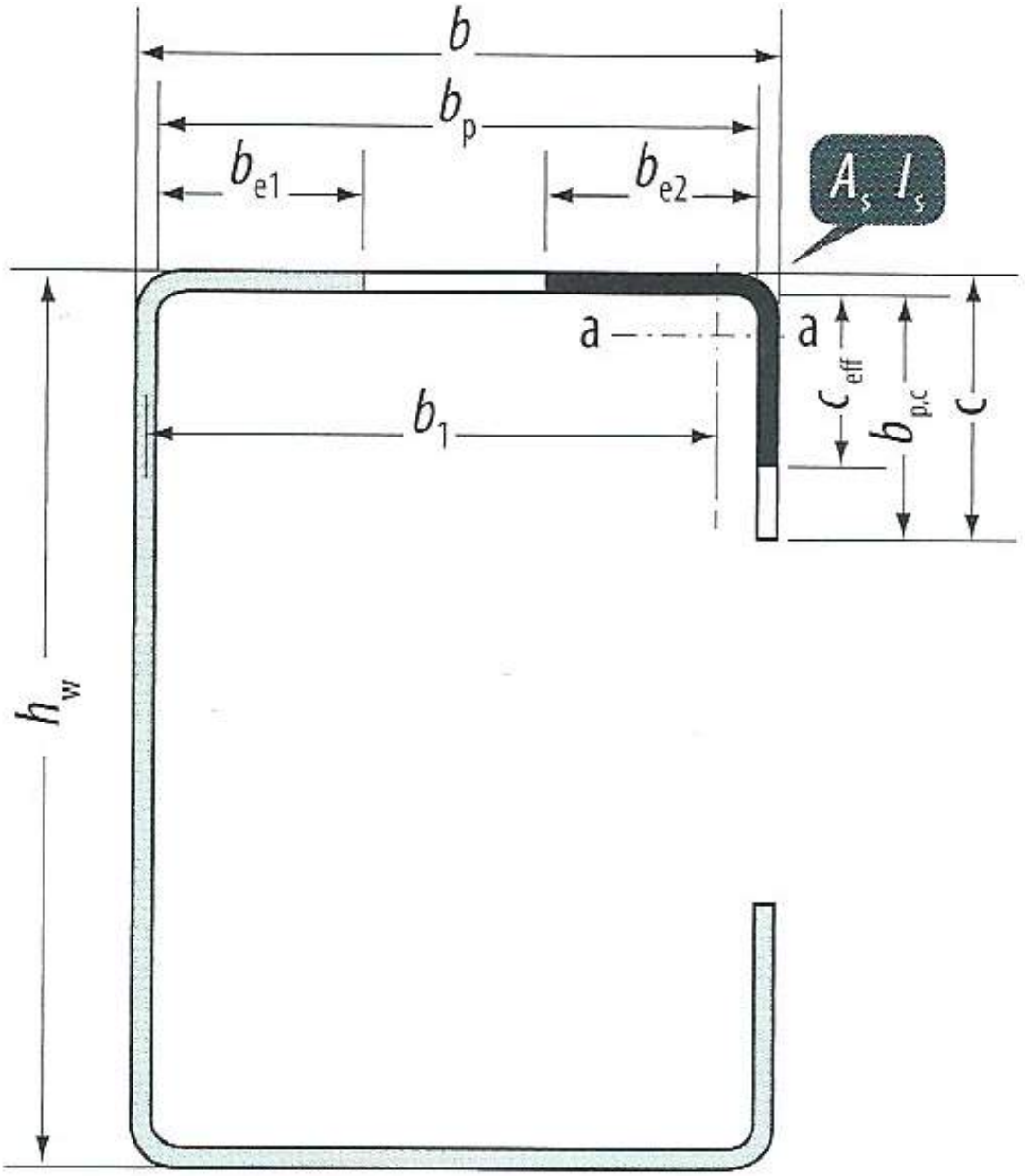
| ψ | ψ=–1 | –1<ψ<0 | ψ=0 | 0<ψ<1 | ψ=1 |
|---|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | 23,8 | $1,7-5\psi+17,1\psi^2$ | 1,70 | $0,578(\psi+0,34)$ | 0,43 |

Plåt med en fri kant – på den sida där påkänningen är som minst:

| ψ | –3<ψ<–1 | ψ=–1 | ψ=0 | ψ=1 |
|---|---|---|---|---|
| $k_\sigma$ | $0,57–0,21\psi+0,07\psi^2$ | 0,85 | 0,57 | 0,43 |

| | Spänningsfördelning | ψ=σ2/σ1 | Effektiv bredd $b_{eff}$ |
|---|---|---|---|
| Plåt upplagd längs två kanter |  | ψ=1 | $b_{eff}=\rho b$<br>$b_{e1}=b_{e2}=0,5b_{eff}$ |
| |  | 0<ψ<1 | $b_{eff}=\rho b$<br>$b_{e1}=2b_{eff}/(5–\psi)$<br>$b_{e2}=b_{eff}-b_{e1}$ |
| |  | ψ<0 | $b_{eff}= \rho b/(1–\psi)$<br>$b_{e1}=0,4b_{eff}$<br>$b_{e2}=0,6b_{eff}$ |
| Plåt med en fri kant |  | 0<ψ<1 | $b_{eff}=\rho b$ |
| |  | | |
| |  | ψ<0 | $b_{eff}=\rho b/(1–\psi)$ |
| |  | | |

**Kantveck, böjbelastad profil**

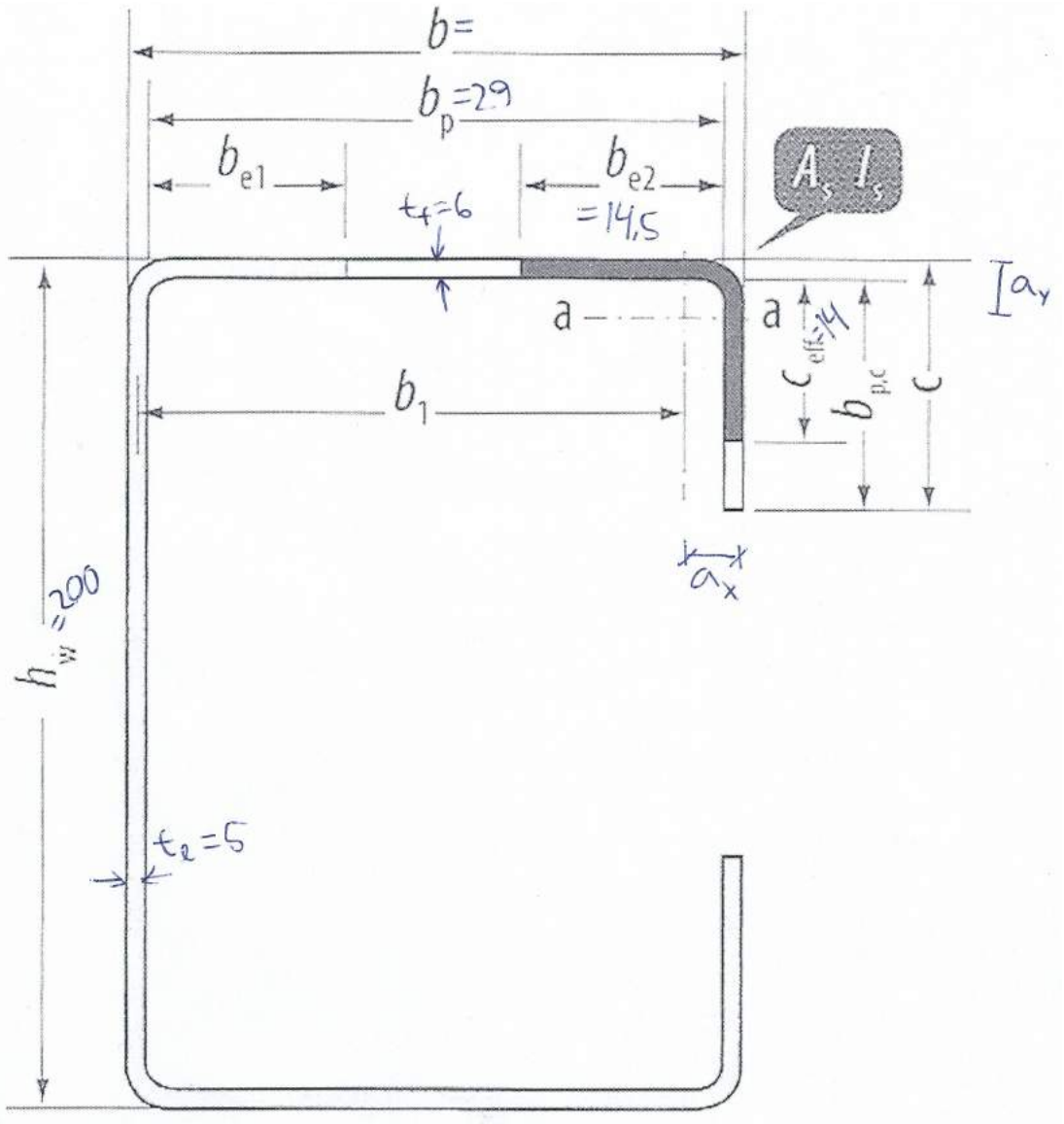



$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_p}{2} \text{ (tvärsnittsklass 1–3)}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_{eff}}{2} \text{ (tvärsnittsklass 4)}$$

**Kantveck, böjbelastad profil**

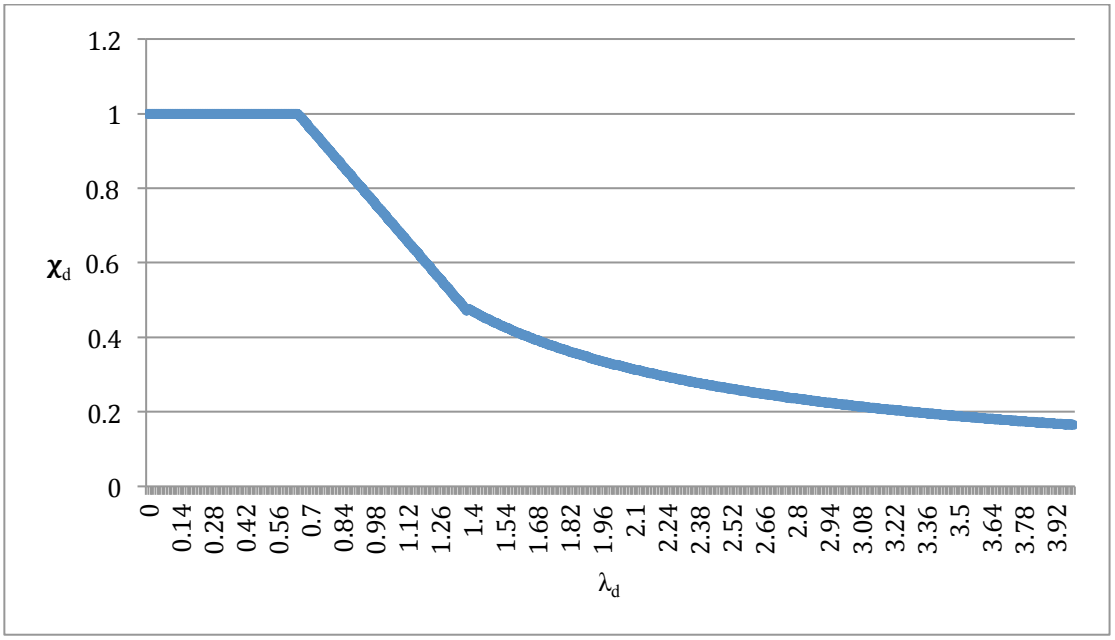



$$\sigma_{cr} = \frac{1{,}05E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{b_1^2 h_w + b_1^3}}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_p}{2} \text{ (tvärsnittsklass 1–3)}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_{eff}}{2} \text{ (tvärsnittsklass 4)}$$

**Reduktionsfaktorn $\chi_d$ beroende av slankheten $\lambda_d$**




| $\lambda_d$ | $\chi_d$ |
|---|---|
| $\lambda_d \leq 0{,}65$ | 1,0 |
| $0{,}65 \leq \lambda_d \leq 1{,}38$ | $1{,}47 - 0{,}723\lambda_d$ |
| $1{,}38 \leq \lambda_d$ | $0{,}66/\lambda_d$ |