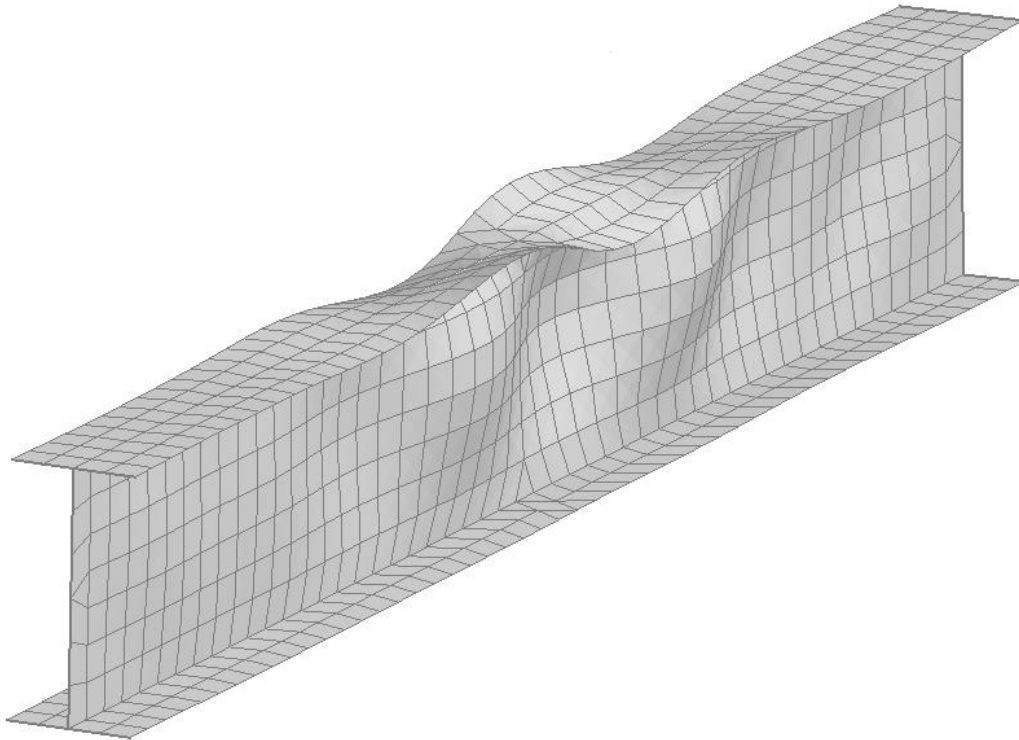


# CHALMERS



## Beräkningsmedel för analys av lokal buckling i slanka stålkonstruktioner

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet  
Byggingenjör*

JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg 2012  
Examensarbete 2012:112



EXAMENSARBETE 2012:112

# Beräkningsmedel för analys av lokal buckling i slanka stålkonstruktioner

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet  
Byggingenjör

JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
*Avdelningen för konstruktionsteknik*  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2012



Beräkningsmedel för analys av lokal buckling i slanka stålkonstruktioner  
*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*  
*Byggingenjör*

JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM

© JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM, 2012

Institutionen för bygg- och miljöteknik,  
Chalmers tekniska högskola 2012:

Institutionen för bygg och miljöteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
Chalmers tekniska högskola  
412 96 Göteborg  
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:  
Bild skapad i programmet FEM-design som visar lokal buckling av livet hos en balk  
med I-tvårsnitt.

Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Göteborg 2012



Beräkningsmedel för analys av lokal buckling i slanka stålkonstruktioner  
*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*  
*Byggingenjör*

JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM  
Institutionen för bygg- och miljöteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
Chalmers tekniska högskola

## SAMMANFATTNING

Slanka stålkonstruktioner kan ofta vara fördelaktiga sett till materialåtgången men medför även en större risk för lokal buckling. I samband med övergången till Eurokod, SIS(2008), har beräkningsmodellen ändrats för tvärsnitt vars bärförmåga begränsas av lokal buckling. Även flera av dagens beräkningsprogram behandlar ej denna sorts tvärsnitt vilket kan ge upphov till att konstruktörer väljer att gå upp i godstjocklek för att förenkla beräkningarna.

Projektet syftade till att skapa ett verktyg för analys av slanka stålkonstruktioner. Projektet syftade även till att ge en teoretisk bakgrund och förståelse för beräkningsmodellen som används i Eurokod för slanka stålkonstruktioner, och i förlängningen öppna för möjligheter att konstruera effektivare och materialsnålare konstruktioner.

Eurokod delar upp tvärsnitt efter dess slankhet och dess risk för buckling i fyra tvärsnittsklasser. De två lägre klasserna, det vill säga klass 1 och 2, anses vara tillräckligt säkra mot lokal buckling varför en plastisk respons får utnyttjas. För klasserna tre och fyra tillåts endast en elastisk respons med undantaget att tvärsnittsklass fyra beräknas utgående från ett effektivt (reducerat) tvärsnitt.

För slanka stålkonstruktioner i klass fyra använder Eurokod en beräkningsmodell där tvärsnittet reduceras med hänsyn till risk för buckling. Modellen har adopterats efter känd bucklingsteori och ett antal centrala begrepp, såsom kritisk bucklingsspänning, bucklingskoefficient och efterkritisk kapacitet. Beräkningsgången leder fram till ett effektivt tvärsnitt varpå nya effektiva tvärsnittskonstanter kan beräknas. De effektiva tvärsnittskonstanterna kan sedan användas för elastisk analys likt beräkning i tvärsnittsklass tre.

I projektet ingick upprättandet av ett beräkningsformulär som behandlar analys av tvärsnitt i klass fyra. I dokumentet kan beräkningar av I-tvärsnitt följas och ett av huvudmålen var att dokumentet skulle kunna användas i pedagogiskt syfte med förklarande text och figurer.

Nyckelord: Slanka stålkonstruktioner, Eurokod, tvärsnittsklass 4, effektivt tvärsnitt, lokal buckling.

Aids for analysis of local buckling in slender steel structures  
*Diploma Thesis in the Engineering Programme*  
*Building and Civil Engineering*

JIMMY GUSTAFSSON, BJÖRN WALHELM  
Department of Civil and Environmental Engineering  
Division of Structural Engineering  
Chalmers University of Technology

## ABSTRACT

Slender steel structures can often be advantageous in terms of material consumption, but also entails a greater risk of local buckling. In connection to the transition to Eurocode, SIS(2008) the model has been altered for cross-sections for which the capacity is limited by local buckling. Calculations for class four are unhandled in several computer-assisted programs in Sweden today, which may make designers choose an increase in thickness to simplify the calculations.

The aim of the project was also to develop a tool for analysis of slender steel structures. This project also intended to provide a theoretical basis for the calculation model used in Eurocode for slender steel structures. The purpose was also to give understanding to the calculations and in longer terms, reduce material consumption through increased usage of more slender steel structures.

Eurocode divides the cross-sections by their slenderness and risk of buckling into four cross-sectional classes. The two lower classes, i.e. classes 1 and 2, are regarded as sufficiently safe with regard to local buckling and it is allowed to take advantage of a plastic response. For classes 3 and 4, only an elastic response is allowed with the exception that cross-section class 4 is calculated on the basis of an effective (reduced) cross-section.

For slender steel structures in class 4, Eurocode use a calculation model where the cross-section is reduced because of the risk of buckling. The model has been adopted after known buckling theory with a number of central terms, such as critical buckling stress, buckling coefficient and post-critical stress. The calculations lead to an effective cross-section and then new effective cross-sectional constants can be calculated. The effective cross-section constants can then be applied for an elastic analysis, similar to cross-sections in class 3.

The project included the establishment of a form for calculation and analysis of cross-sections in class 4. The document handles various I-sections and a key objective was that the document should be used for educational purposes, with explanatory texts and figures.

Key words: Slender steel structures, Eurocode, cross-section class four, effective cross-section, local buckling.



# Innehåll

SAMMANFATTNING	I
ABSTRACT	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR	VI
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte, avgränsningar	1
1.3 Metod	2
2 KLASSIFICERING AV STÅLTVÄRSNITT	2
2.1 Tvärsnittsklasser enligt Boverkets handbok för stålkonstruktioner	3
2.2 Tvärsnittsklasser enligt Eurokod	3
2.3 Bestämning av tvärsnittsklass	4
3 BUCKLING AV SLANKA PLÅTAR	5
3.1 Kritisk bucklingsspänning	5
3.2 Bucklingskoefficienten $k$	5
3.3 Efterkritisk kapacitet	7
4 BERÄKNINGSMODELL FÖR SLANKA STÅLTVÄRSNITT	9
4.1 Effektiv bredd	9
5 KONTROLL AV BÄRFÖRMÅGA	12
5.1 Tryckkraft	12
5.2 Böjning	12
5.3 Tryck och böjning	12
6 VERKTYG FÖR ANALYS AV SLANKA I-TVÄRSNITT	14
6.1 Utformning och val av beräkningsgång enligt Eurokod 3	14
6.2 Verifiering av beräkningsgång	15
6.2.1 Verifiering av beräknade tvärsnittskonstanter	15
6.2.2 Verifiering av reduktionsfaktorer för knäckning och vippning	16
6.2.3 Verifiering av effektiva tvärsnittskonstanter	17
7 JÄMFÖRELSE AV TVÄRSNITT MED VARIERANDE SLANKHET	18

7.1	Jämförelse av bärförmåga	18
7.2	Jämförelse av materialåtgång	19
8	SAMMANFATTNING OCH RESULTAT	20
9	ANALYS	22
10	SLUTSATS	23
	REFERENSER	24
	BILAGA 1: Exempel i STADIG-design	

# Förord

Projektet har utförts i samarbete med NCC Teknik och Chalmers tekniska högskola. Vi vill varmt tacka vår handledare Martin Reinholdsson från NCC Teknik för den tid och arbete han har lagt för att få detta projekt så bra som möjligt. Vi vill även tacka vår handledare från Chalmers, Rasmus Rempling, speciellt för vägledning genom de beräkningstekniskt avancerade delarna. Ett tack riktas även till Robin Nilsson och alla andra på NCC Teknik som varit tålmodiga och givit oss ledning genom projektet. Projektet har utförts under våren 2012 och är ett examensarbete inom utbildningen Byggteknik på Chalmers tekniska högskola.

Göteborg juni 2012

Jimmy Gustafsson & Björn Walhelm

# Beteckningar

## Latinska versaler

$A$	Tvårsnittetsarea
$A_{eff}$	Effektiv tvårsnittetsarea
$E$	Elasticitetsmodul
$E_{fi,d}$	Dimensionerande lasteffekt i brandlastfall
$I$	Tröghetsmoment
$N_{Ed}$	Dimensionerande normalkraft
$N_{c,Rd}$	Tryckkraftkapacitet, dimensioneringsvärde
$N_{b,Rd}$	Tryckkraftkapacitet med hänsyn till instabilitet
$M_{b,Rd}$	Momentkapacitet med hänsyn till instabilitet
$M_{c,Rd}$	Momentkapacitet
$M_{Ed}$	Dimensionerande moment, lasteffekt
$W_{eff}$	Effektivt böjmotstånd

## Latinska gemener

$c_{eff}$	Effektiv bredd
$h_{eff}$	Effektiv höjd
$e_N$	Excentricitet
$f_y$	Flytspänning
$k$	Bucklingskoefficient
$k_{yy}$	Interaktionsfaktor
$k_{yz}$	Interaktionsfaktor
$k_{zy}$	Interaktionsfaktor
$k_{zz}$	Interaktionsfaktor
$t$	Tid
$\nu$	Tvärkontraktionstal

## Grekiska gemener

$\alpha$	Imperfektionsfaktor
$\varepsilon$	Töjningsfaktor för bestämning av tvårsnittsklass
$\gamma_{M0}$	Partialkoefficient då flytning eller buckling avgör tvårsnittsbärförmåga
$\lambda_p$	Slankhetstal
$\rho$	Reduktionsfaktor för buckling
$\sigma_{cr}$	Kritisk bucklingsspänning
$\chi$	Reduktionsfaktor för relevant instabilitetsmod

$\chi_{d,fi}$  Karakteristiskt värde av hållfasthet och elasticitetsmodul  
 $\psi$  Kvot mellan ändmoment



# 1 Inledning

En konstruktion har oftast för många obestämda faktorer och ett för komplicerat verknings sätt för att vi ska kunna genomföra exakta beräkningar. Därför behöver vi göra förenklingar genom att införa en beräkningsmodell. I beräkningsmodellen vill man begränsa brottrisen genom att till exempel förstora upp laster eller minska hållfasthet. I SIS(2008), hädanefter ”Eurokod”, har vi sett ett steg mot mer komplicerade modeller vilket troligen grundar sig i den datorhjälp vi har idag. Ett exempel är inte minst hur Eurokod behandlar så kallade pelarbalkar, det vill säga en balk belastad i både tryck och böjning, där vi i Sveriges tidigare norm hade enklare regler. Även beräkningsmodellen för slanka ståltvårsnitt har förändrats vilken kan uppfattas komplicerad eftersom den skiljer sig markant från beräkningsmodellen för övriga ståltvårsnitt. Anledningen till att den skiljer sig är att när tvärsnitt görs slanka och är belastade i tryck kan instabilitet infinna sig i form av lokal buckling. Beräkningsmodellen för så pass slanka tvärsnitt måste därför ta hänsyn till denna instabilitet.

Även med hänsyn till lokal buckling är slanka tvärsnitt i de flesta fall gynnsamma sett till hur materialet utnyttjas. Detta är på grund av hur tröghetsmoment och böjmotstånd beror av tvärsnittets inre hävarm. En större hävarm ger ett styvare tvärsnitt. Ett slankare tvärsnitt kan därför göras styvare på grund av att materialet kan fördelas längre ifrån tvärsnittets tyngdpunkt. Till exempel kan livet på en I-balk göras högre, med bibehållen area, om tjockleken minskas vilket ger en längre hävarm till flänsarna.

I dagens samhälle med höga miljökrav är det intressant att beakta slanka tvärsnitt eftersom dessa kan nå högre kapacitet med en mindre materialåtgång.

## 1.1 Bakgrund

Att dimensionera slanka konstruktioner för lokal buckling är mer komplicerat och tidskrävande än då ingen risk för lokal buckling föreligger. Den beräkningsmodell som Eurokod använder skiljer sig från tidigare modell som används i Sverige och teorin bakom den nya modellen är därför inte alltid känd hos svenska konstruktörer. Även när man ser till dagens beräkningsprogram är detta inte alltid beräkningstekniskt löst och behandlat. Detta kan ge upphov till att konstruktörer väljer att gå upp i godstjocklek vilket medför en högre materialåtgång. Detta projekt har utförts i samarbete med NCC Teknik där man stött på denna sorts problem och verktyg för analysering av slanka ståltvårsnitt har saknats.

## 1.2 Syfte, avgränsningar

Syftet med projektet var att skapa ett verktyg för analys av slanka ståltvårsnitt. Verktyget skulle vara automatiserat med möjlighet att analysera tvärsnitt med varierande dimensioner och laster. På grund av tidsbegränsningar och önskemål från NCC Teknik skulle endast I-tvärsnitt behandlas i verktyget. Projektet syftade även till att ge förståelse för teorin bakom beräkningsmodellen som används i Eurocode för slanka ståltvårsnitt och ge en översikt av de kontroller på bärförmågan som bör göras. Projektet avgränsades till att endast behandla enkla generella fall såsom lokal buckling i plåtar vilka representerar I-tvärsnitt och lådbalkar. I projektet skulle också en kort jämförelse på bärförmåga och materialåtgång för balkar i olika slankhetsgrad göras i syfte att grovt visa fördelarna med slanka stålkonstruktioner.

### 1.3 Metod

För att skapa ett verktyg för beräkning av slanka stålkonstruktioner användes programmet MathCad Prime eftersom programmet kan behandla både ekvationer, text och figurer. Programmet var dessutom lämpligt då det inte kräver några förkunskaper inom programmering. Ett bättre alternativ hade varit att programmera ett eget program men på grund av bristande programmeringskunskaper var detta ingen möjlighet. Beräkningsformuläret som skapades i MathCad Prime utformades med en sida för indata, varpå följande sida visade formler som beräknas utifrån valda indata och med en sista sida med beräkningsresultat. För att öka förståelsen och göra formlerna transperanta beskrivs flera av beräkningsstegen med hjälp av text och figurer. För att verifiera att beräkningarna stämmer valdes att jämföra beräknade värden med existerande tabeller och mot andra beräkningsprogram där detta var möjligt.

För att jämföra materialåtgång mellan balkar i olika slankhetsgrad valdes två olika laborationer. Den första utvisade kapaciteten för fyra olika I-tvärsnitt med lika tvärsnittsarea men med varierande höjd. Den andra utvisade differensen i materialåtgång mellan en standardprofil och en slank svetsad profil med en bestämd last.



## 2 Klassificering av ståltvärsnitt

Vid dimensionering av stålkonstruktioner ingår ett moment där tvärsnitt delas in efter hur deras bärförmåga begränsas av buckling. Detta görs med hjälp av tvärsnittsklasser och tvärsnittsklassen avgör vilken beräkningsmodell som ska tillämpas.

### 2.1 Tvärsnittsklasser enligt Boverkets handbok för stålkonstruktioner

Tvärsnittsklass bestäms utifrån tvärsnittsdelarnas slankhet. Indelningen av dessa klasser skiljer sig mellan manualen Boverkets stålkonstruktioner (BSK), Boverket(2007), och Eurokod. I BSK är tvärsnitten uppdelade i tre klasser medan Eurokod behandlar fyra klasser. De tre klasserna i BSK beskrivs enligt följande:

*Till tvärsnittsklass 1 hänförs tvärsnitt som kan uppnå full plastisk flytning utan att någon tvärsnittsdel bucklar vid den stukning som fordras för att en flytled skall uppstå.*

*Till tvärsnittsklass 2 hänförs tvärsnitt som kan uppnå sträckgränsen i den högst tryckpåkända tvärsnittsdelan utan att någon tvärsnittsdel bucklar. I regel kan viss plasticering ske innan lokal buckling inträffar, dock inte i sådan grad att en flytled kan uppstå.*

*Till tvärsnittsklass 3 hänförs tvärsnitt för vilka lokal buckling inträffar vid en spänning som är mindre än sträckgränsen.*

*Boverkets handbok om stålkonstruktioner, Boverket(2007)*

### 2.2 Tvärsnittsklasser enligt Eurokod

Sedan den nya Plan- och Bygglagen infördes i maj 2011 blev Eurokod den nya normen i Sverige. I Eurokod hanterar man tvärsnittsklasser på ett liknande sätt som i Boverket(2007) bortsett från två större skillnader:

- Eurokod har delat upp tvärsnitten i fyra klasser jämfört med BSKs tre.
- I fråga om buckling definieras i Eurokod en effektiv bredd medan i BSK används effektiv godstjocklek.

De fyra klasserna i Eurokod 3 beskrivs enligt följande:

*Klasser för tvärsnitt används för att fastställa i vilken grad bärförmåga och rotationskapacitet för ett tvärsnitt begränsas av buckling. Fyra klasser definieras enligt följande:*

*Klass 1 avser tvärsnitt som kan bilda en flytled med den rotationskapacitet som krävs från en plastisk analys utan en reduktion av bärförmågan.*

*Klass 2 avser tvärsnitt som kan uppnå plastisk bärförmåga för moment, men har begränsad rotationskapacitet på grund av buckling.*

*Klass 3 avser tvärsnitt där spänningen i den yttersta tryckta fibern för ståltvärsnittet kan uppnå flytgränsen med en elastisk spänningsfördelning, men där buckling förhindrar plastisk bärförmåga för moment.*

*Klass 4 avser tvärsnitt där buckling inträffar innan flytgränsen uppnås i en eller flera delar av tvärsnittet.*

*Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner, SIS(2008)*

Den huvudsakliga skillnaden mellan BSKs och Eurokods klassificering av tvärsnitt ligger i att Eurokod delar upp Klass 2 i BSK i två klasser. Då Eurokod numera är standard i Sverige hanteras således i denna rapport enbart tvärsnittsklasser, speciellt tvärsnittsklass 4 enligt Eurokod.

## 2.3 Bestämning av tvärsnittsklass

Att bestämma tvärsnittsklass är ofta det första steget vid analys av stålkonstruktioner. Tvärsnittsklassen har beräkningsmässigt stor betydelse bland annat eftersom plastisk respons får utnyttjas för klass ett och två medan endast elastisk respons får utnyttjas för klass tre och fyra. Eurokod 1993-1-1 behandlar hur tvärsnittsklass bestäms för olika tvärsnittsdelar. Den viktigaste parametern som används är ett bredd-tjockleksförhållande ( $c/t$ ) där  $c$  är bredden av den betraktade plåten och  $t$  godstjockleken. En slankare plåt har således ett högre värde på bredd-tjockleksförhållandet. I Eurokod har gränser bestämts mellan de olika tvärsnittsklasserna utgående från bredd-tjockleksförhållandet. Gränserna varierar beroende på spänningsfördelningen i betraktad plåt samt stålets hållfasthet. Värdet kan ses som en gräns för att plåten kan beräknas i aktuell tvärsnittsklass. Överstiger bredd-tjockleksförhållandet gränsen måste plåten testas för nästa högre tvärsnittsklass. Detta betyder att slankare plåtar ger en högre tvärsnittsklass samt att om kravet för tvärsnittsklass 3 ej uppfylls ska konstruktionen räknas i tvärsnittsklass 4.

Viktigt att komma ihåg är att det endast är tvärsnittets tryckta delar som beaktas vid bestämning av tvärsnittsklass, eftersom endast tryckta delar kan buckla. Spänningsfördelningen över tvärsnittsdelen spelar därför en stor roll och det värsta fallet fås således då hela tvärsnittet är tryckt, exempelvis en renodlad pelare. Vid ren böjning är till exempel halva livet på ett symmetriskt I-tvärsnitt under drag och livet kan därför vara slankare men fortfarande i samma tvärsnittsklass som ett tjockare liv under endast tryck. Som beskrivet tidigare spelar även stålets flytspänning in genom en faktor  $\varepsilon$ .

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (1)$$

$\varepsilon$  är en faktor som påverkar tvärsnittsklassernas gränser. För hållfasthet över 235 MPa skärper faktorn gränserna eftersom stål med högre flytspänning har en sämre deformationskapacitet.

Tvärsnittsklass bestäms för alla tvärsnittets tryckta delar och hela tvärsnittets klass bestäms av delen med högst klass. Ett tvärsnitt med flänsar i klass 1 och liv i klass 3 ska således beräknas efter klass 3.

### 3 Buckling av slanka plåtar

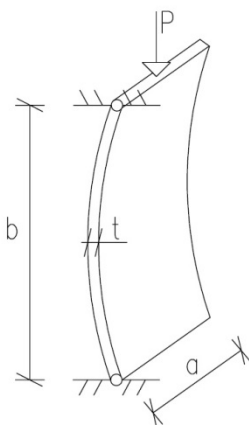
För att förstå beräkningsmodellerna som används i Eurokod redovisas i rapporten de viktigaste grunderna inom bucklingsteori. Bakom bucklingsteorin ligger mer eller mindre komplicerade uttryck och härledningar. Rapporten redovisar främst återkommande begrepp såsom kritisk bucklingsspänning, bucklingskoefficient och efterkritisk kapacitet. Innehållet i detta kapitel har hämtats främst från fakta presenterad i Åkesson(2005) om inget annat anges.

#### 3.1 Kritisk bucklingsspänning

Den kritiska bucklingsspänningen är definierad som den spänning då plåten börjar buckla. Enligt Eurokod 1993-1-5, kan den kritiska bucklingsspänningen ( $\sigma_{cr}$ ) beräknas enligt sambandet:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2)b^2} \quad (2)$$

Detta samband kan jämföras med hur klassisk Euler-teori beskriver knäcklasten ( $P_k$ ) för en pelare. Om en plåt liknar vid som en pelare med beteckningar enligt Figur 1, och buckling liknas vid knäckning fås:



$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{b^2} \quad (3)$$

$$\sigma_k = \frac{P_k}{A} = \frac{\pi^2 E \frac{a t^3}{12}}{a t b^2} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 b^2} \quad (4)$$

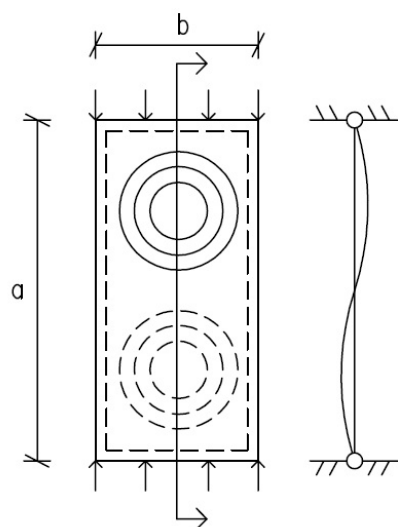
Figur 1 Plåt belastad med tryckande kraft  $P$  och föreskrivna beteckningar.

Det som återstår är alltså bucklingskoefficienten  $k$  och inverkan av tvärkontraktionstalet  $\nu$ . Bucklingskoefficienten beror på en rad faktorer, främst beror den dock av hur plåtens kanter är infästa. Bucklingskoefficienten behandlas mer i detalj i avsnitt 3.2. På grund av att plåten är relativt bred (i figur mått  $a$ ) jämfört med sin knäcklängd (i figur mått  $b$ ), får vi en större tvärtöjningsskillnad än om vi betraktat en pelare med ”normal” bredd. På grund av detta kan vi justera uttrycket med Poissons tvärkontraktionstal  $\nu$ . Detta görs med kvoten  $1/(1-\nu^2)$ . För stål är normalt tvärkontraktionstalet  $\nu = 0,3$ .

#### 3.2 Bucklingskoefficienten $k$

Bucklingskoefficienten  $k$  kan normalt utläsas i Eurokod 1993-1-5 tabell 4.1 för inre tvärsnittsdelar och tabell 4.2 för tvärsnittsdelar med fri kant. Detta är en viktig parameter vid beräkning av den kritiska bucklingsspänningen. Bucklingskoefficienten kallas även plåtfaktorn och för en plåt med alla sidor förhindrade från förskjutning,

men fri för rotation och med beteckningar enligt Figur 2, definieras den enligt följande uttryck:

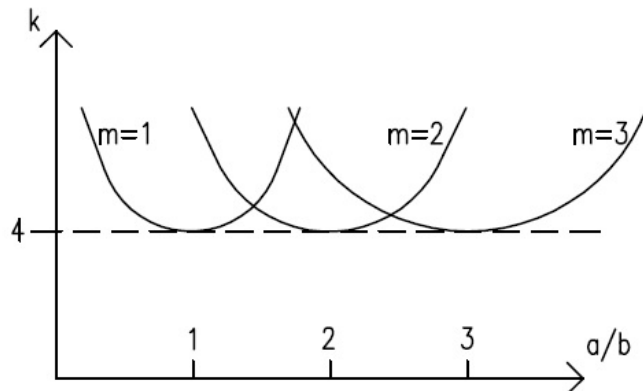


$$k = \left( \frac{m b}{a} + \frac{a}{m b} \right)^2 \quad (5)$$

där  $m$  är antalet halvsinusvågor i längsled

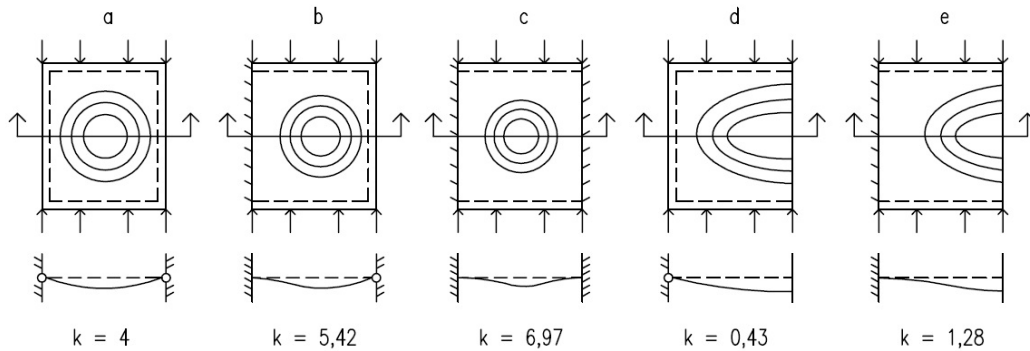
Figur 2 Fritt upplagd plåt där buckling uppstått.

För figuren ovan betyder detta att  $m = 2$ . Uttrycket 5 kan analyseras genom att rita upp funktionen för olika värden på  $m$  samt kvoten  $a/b$  på ena axeln, se Figur 3.



Figur 3 Lösningsskurvor för  $k$ .

Från Figur 3 kan flera intressanta företeelser avläsas. Det lägsta värdet på  $k$  kan sättas till 4 för plåtar med samtliga sidor fritt upplagda, observera att uttrycket beror av inspänningsförhållandet och värdet på  $k$  kan vara lägre än 4 för plåtar med mindre gynnsam inspänning. För värden på kvoten  $a/b$  som är större än 1, kan  $k$  med rimlig noggrannhet sättas till 4 då det endast finns måttligt utrymme för högre värde på  $k$  innan värdet begränsas av nästa kurva. För värden på  $a/b$  som är mindre än 1, det vill säga då knäcklängden är väldigt kort samt plåten väldigt bred, ökar kapaciteten med hänsyn till buckling. I Figur 4 nedan följer generella värden på  $k$  för några olika lastfall och upplagsförhållanden:



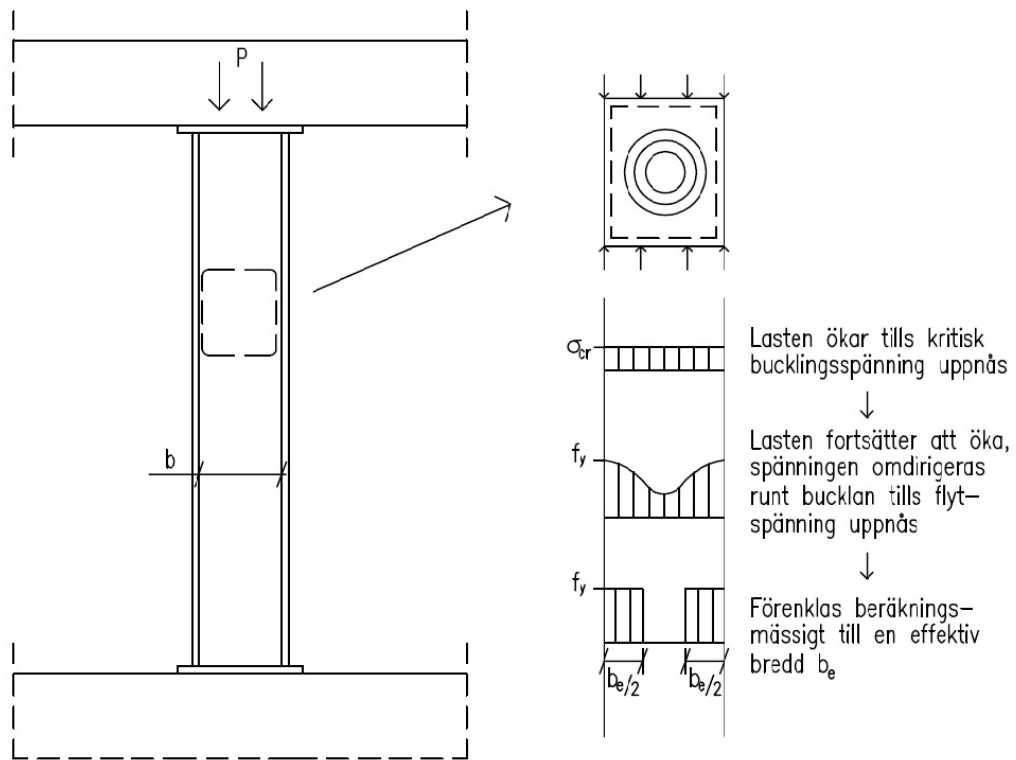
Figur 4 Generella värden på bucklingskoefficienten  $k$ .

Plåt  $a$  i figuren ovan kan liknas vid en inre plåt i ett tvärsnitt, typiskt livet för en I-balk medan plåt  $d$  kan liknas I-balkens fläns. Här framgår också tydligt att den kritiska bucklingsspänningen blir avsevärt lägre för fria plåtar, så som flänsen. I Eurokod väljs normalt  $k = 4$  för inre tvärsnittsdelar. Det kan tyckas att ett högre värde på  $k$  bör väljas på grund av att den betraktade plåten är fäst i övriga delar av tvärsnittet. Dock väljs  $k$  efter en fritt upplagd kant eftersom inspänningen inte är tillräckligt styv för att gälla som fast inspänd samt för att vara på säkra sidan.

### 3.3 Efterkritisk kapacitet

En plåt har en så kallad efterkritisk kapacitet vilket betyder att lasten kan fortsätta att öka även efter buckling. Detta är på grund av dragspänningar i bucklan och det möjliggör att lasten kan fortsätta att öka även efter det att bucklan har bildats. Detta strider mot Euler-teorin som förutsätter att maximal last är uppnådd då en pelare knäcker ut. Vid buckling kan ett så kallat dragfältstillskott beräknas eftersom dragspänningarna möjliggör att lasten kan omdirigeras runt bucklan. Eftersom delarna bredvid bucklan ännu inte har nått flytspänning, kan spänningen omfördelas hit tills flytspänning är uppnådd.

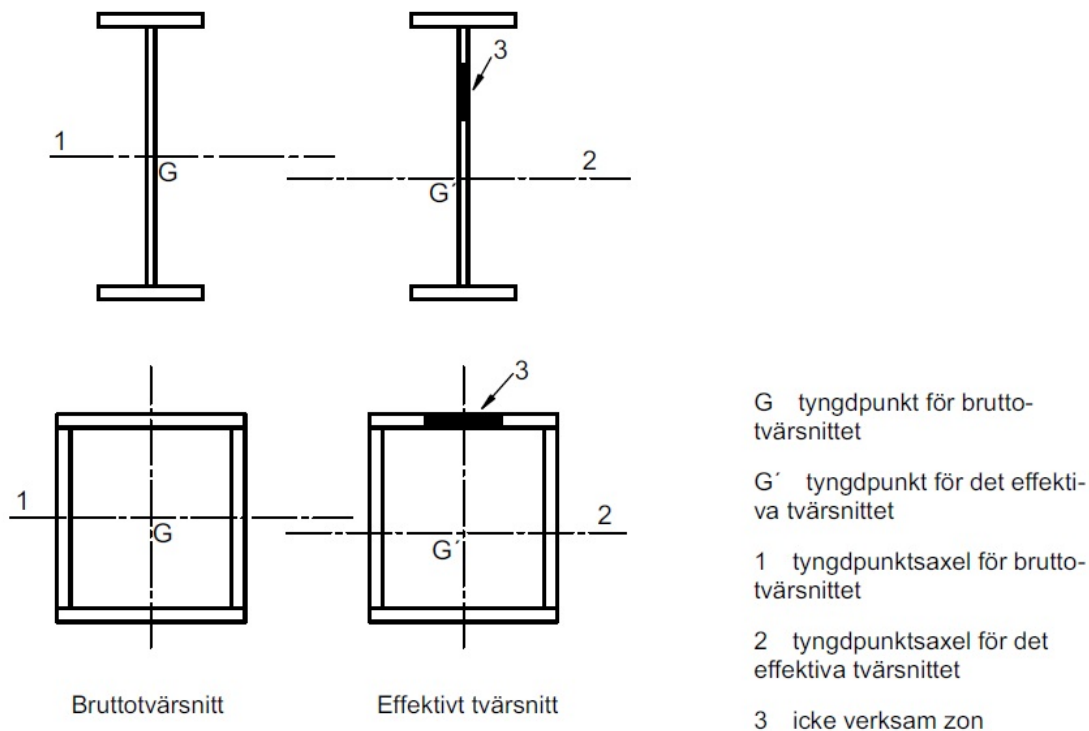
I Eurokod har man anpassat en modell med så kallad effektiv bredd för att förenkla beräkningsmässigt. Modellen bygger på att man låter hela den effektiva bredden nå flytspänning medan man helt försummar spänningar från delar där bucklan befinner sig. Se Figur 5 nedan.



Figur 5 Beskrivning av hur beräkningsmodellen förenklar spänningsfördelningen.

## 4 Beräkningsmodell för slanka ståltvårsnitt

Med kännedom om bucklingsteorin redovisad i kapitel tre kan man förstå den beräkningsmodell som tillämpas i Eurokod för att ta hänsyn till lokal instabilitet. För tvärsnittsklass 4 återkommer begreppet effektivt tvärsnitt regelbundet. Begreppet är en del av beräkningsmodellen och behandlas främst i EN 1993-1-5. Beräkningsmodellen innebär kortfattat att man försummar spänningar från en del av materialet som är tryckt vilket resulterar i en reducerad area för tvärsnittet men även en förskjutet tyngdpunkt vid böjning. Figur 6 nedan ger en bra bild av beräkningsmodellen för tvärsnitt belastade i böjning.

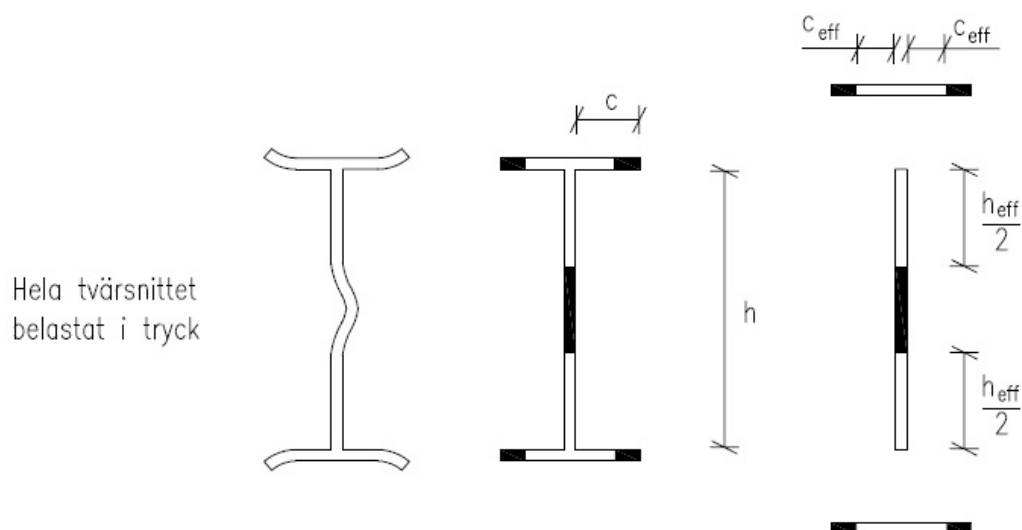


Figur 6 Beskrivning av beräkningsmodellen för slanka tvärsnitt belastade i böjning. SIS(2008)

### 4.1 Effektiv bredd

En stor skillnad jämfört med BSK är att Eurokod räknar med en effektiv bredd istället för en effektiv tjocklek. För en enskild plåt representerar den effektiva bredden den bredd av plåten som inte bucklar utan där man kan tillgodoräkna sig hållfastheten. För ett tvärsnitt beräknas var plåt för sig och formlerna skiljer sig något beroende på hur plåten är upplagd. En inre plåt, till exempel livet för en I-balk, har sina kanter upplagda på flänsen vilken stödjer livplåten mot buckling. För en balk belastad i böjning kommer därför bucklans läge att ligga någonstans mellan den dragna delen av plåten och den övre flänsen likt Figur 6 ovan. Är det däremot en pelare med I-tvärsnitt belastad endast i tryck kommer bucklan att slå upp i mitten av livet, se Figur 7 nedan. Vid beräkningen delas flänsen upp i två delar vardera med breddmåt  $c$ , jämför med  $c$  vid bestämning av tvärsnittsklass. Eftersom flänsen på ett I-tvärsnitt har en fri kant

samt att livet ger stöd åt flänsen i flänsens mitt, kommer bucklans läge befinna sig längst ut på flänsen. I Figur 7 nedan visas bucklornas läge för ett I-tvärsnitt belastat endast i tryck samt de effektiva bredderna  $c_{eff}$  och  $h_{eff}$ .



Figur 7 Förtydligande av den effektiva bredden för tvärsnitt belastat med rent tryck.

För att beräkna den effektiva bredden används i Eurokod en reduktionsfaktor  $\rho$ . Denna beror bland annat av den kritiska bucklingsspänningen  $\sigma_{cr}$  och bucklingskoefficienten  $k$  som beskrivs i avsnitt 3.2. Värderna på bucklingskoefficienten kan för enkla fall tas från figur 4, eller hämtas från Tabell 4.1 och 4.2 i EN 1993-1-5. Vid beräkning av reduktionsfaktorn bestäms först ett slankhetstal  $\lambda_p$  genom följande samband:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad (6)$$

Där  $b$  är bredden av beaktad tvärsnittsdel och  $t$  är tjockleken

$\varepsilon$  beräknas med samma uttryck (1) som vid bestämning av tvärsnittsklass. Reduktionsfaktorn bestäms sedan beroende på om den aktuella plåten har fri kant eller är en inre tvärsnittsdel.

För en inre tvärsnittsdel bestäms  $\rho$  genom:

$$\rho = 1,0 \quad \text{om } \lambda_p \leq 0,673 \quad (7)$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{om } \lambda_p > 0,673, \text{ där } (3 + \psi) \geq 0 \quad (8)$$

där  $\psi$  är kvoten mellan spänningarna vid tvärsnittets kanter

För en plåt belastad endast i tryck blir således  $\psi = 1$  och vid ren böjning  $\psi = (-1)$ .



För en tvärsnittsdel med fri kant bestäms  $\rho$  genom:

$$\rho = 1,0 \quad \text{om } \lambda_p \leq 0,748 \quad (9)$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{om } \lambda_p > 0,748 \quad (10)$$

När reduktionsfaktorn är bestämd räknas bredden om till den effektiva bredden  $b_{eff}$ . Faktorer för hur den effektiva bredden ska fördelas över tvärsnittet kan hittas i tabell 4.1 och 4.2 i Eurokod 1993-1-5. Beräkningen upprepas sedan för var tvärsnittsdel som är under tryck. De effektiva tvärsnittsdelarnas läge är viktigt att beakta eftersom både tröghetsmoment och böjmotstånd beror av hävarmen till tyngdpunkten.

Nya tvärsnittskonstanter måste sedan beräknas eftersom tvärsnittet förändrats. Den nya arean beräknas för det effektiva tvärsnittet till den effektiva arean  $A_{eff}$ . För tröghetsmoment och böjmotstånd måste hänsyn tas till förskjutningen av tyngdpunkten. Beräkningen blir därför lång eftersom tvärsnittet inte längre är symmetriskt och tvärsnittet delats upp i flera delar. Väl beräknade kan de effektiva tvärsnittskonstanterna användas för elastisk analys likt tvärsnittsklass 3.

## 5 Kontroll av bärförmåga

Kapaciteten för en stålkonstruktion ska beräknas med hänsyn tvärsnittsklass och olika beräkningsgångar finns för de olika tvärsnittsklasserna. Den främsta skillnaden är att klass 1 och 2 får utnyttja en plastisk respons medan klass tre och fyra endast får nyttja en elastisk respons. Vidare skiljer sig klass 3 och 4 med att effektiva tvärsnittskonstanter måste beräknas för klass 4 vilket visades i kapitel 3. Detta kapitel ger en överblick av de kontroller som används vid dimensionering av tvärsnitt i klass 4.

### 5.1 Tryckkraft

För stänger belastade endast med tryck beräknas dimensionerande tryckkapacitet enligt:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

Beteckningen  $c,Rd$  står för compression resistance design. För global analys måste hänsyn tas till knäckning, detta genom reduktionsfaktorn  $\chi$ . Dimensionerande tryckkraftskapacitet för komponenten kan då beräknas som:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

Beteckningen  $b,Rd$  står för buckling resistance design som inte ska förknippas med lokal buckling vilket man tar hänsyn till genom den effektiva arean  $A_{eff}$ .

### 5.2 Böjning

För stänger belastade i ren böjning kan tvärsnittets dimensionerande momentkapacitet beräknas enligt:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (13)$$

Eftersom tyngdpunkten har förflyttats i och med det effektiva tvärsnittet, måste ett minsta böjmotstånd beräknas. För global analys av en komponent måste hänsyn tas till vippning, detta genom reduktionsfaktorn  $\chi_{LT}$ . Dimensionerande bärförmågan kan då beräknas som:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

### 5.3 Tryck och böjning

För stänger belastade i både tryck och böjning skall tvärsnittet uppfylla villkoret:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (15)$$

Normalkraftens excentricitet  $e_N$  ska beräknas i förhållande till tyngdpunkten i det effektiva tvärsnittet. Denna excentricitet ger vid samtidigt tryck och böjning upphov till ett första ordningens tillskottsmoment vilket brukar betecknas  $\Delta M_{i,Ed}$ . Vid global analys måste hänsyn tas till både knäckning och vippning men även interaktion mellan tryck och moment.

Komponenten ska då uppfylla följande villkor:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (17)$$

Här är  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  och  $k_{zz}$  interaktionsfaktorer. Eurokod ger två metoder för hur dessa skall beräknas, Metod 1 och Metod 2. Enligt svensk nationell bilaga bör Metod 1 användas som beskrivs i Bilaga A, EN 1993-1-1. Båda metoderna består av ett stort antal formler som är både tidskrävande och komplicerade att beräkna för hand. De lämpar sig därför bäst för att beräknas med hjälp av dator.

Sverige hade i BSK enklare regler för stålkonstruktioner utsatta för tryck och böjning. Dessa diskuterades när Eurokod utformades men tyvärr hade ingen från Sverige tid att delta i diskussionen vilket gjorde att andra mer komplicerade metoder valdes.

*"I den svenska bilagan kommer metod 1 att väljas men helst skulle vi inte ha valt någon."*

*Johansson(2006)*

Konstruktörer kan dock undgå att använda interaktionsfaktorer genom att använda sig av andra ordningens beräkningar. Johansson(2006).

## 6 Verktyg för analys av slanka I-tvärsnitt

En del av projektets syfte var att skapa ett verktyg för analys av slanka ståltvärsnitt och där beräkningsgång för olika I-tvärsnitt kan gås igenom i detalj. Verktøget har utformats som ett beräkningsformulär i programmet MathCad Prime och dokumentet har lagts som bilaga till denna rapport. Dokumentet har getts namnet ”*STADIG-design*” och behandlar I-balkar med olika dimensioner och laster. Dokumentet kan beräkna tvärsnitt i alla klasser men fokus har lagts på tvärsnittsklass 4 med beskrivande text och figurer.

### 6.1 Utformning och val av beräkningsgång enligt Eurokod 3

Dokumentet har anpassats efter svensk standard, det vill säga att svenska nationella val och bilagor följs enligt Eurokod 3. Som nämnts tidigare är endast I-tvärsnitt behandlade. Formuläret är utformat så att all indata skrivs in på första bladet. Här bestäms balkens geometri, laster, stålhallfasthet och så vidare. Beräkningarna förutsätter ett konstant tvärsnitt och kan ej behandla balkar med varierande styvhet. Laster skrivs in som positiva där  $N_{Ed}$  är dimensionerande tryckkraft och  $M_{i,Ed}$  är det dimensionerande momentet i balken. Formuläret behandlar ej dragkrafter.

Formuläret är uppdelat i flera avsnitt. Först beräknas tvärsnittskonstanter som behövs för de kontroller som ska göras avseende tryck- och momentkapacitet. Vidare bestäms tvärsnittsklass för balkens olika delar och hela balkens tvärsnittsklass bestäms från den delen med högst tvärsnittsklass. Om tvärsnittet är i klass 4 ska effektiva tvärsnittskonstanter beräknas vilket görs i avsnittet som följer och här är mest fokus lagd. Avsnittet börjar med en kort sammanfattning av beräkningsmodellen som används för slanka ståltvärsnitt och sedan leder text och figurer användaren genom beräkningen. Beroende på tvärsnittsklass väljs vilka tvärsnittskonstanter som ska användas. För klass 1 och 2 använder formuläret plastiska böjmotstånd, för klass 3 används elastiska böjmotstånd och för klass 4 används effektiva elastiska böjmotstånd och dessutom en effektiv area.

Nästa avsnitt behandlar reduktion med hänsyn till knäckning, vippning och interaktion. Här tillämpas metoder angivna i EN 1993-1-1. För knäckning används metod med knäckningskurvor enligt Eurokod 6.3.1.2. För vippning används metod med generella vippningskurvor enligt Eurokod 6.3.2.2. Vidare bestäms även interaktionsfaktorer enligt Metod 1, Bilaga A, SIS(2008).

Dessa avsnitt leder fram till en resultatdel där kontroller för tryck- och momentkapacitet redovisas. Kontrollerna redovisas i form av utnyttjandegrad för både lokal och global kontroll. I den lokala kontrollen tas ingen hänsyn till knäckning och vippning men den kan ge en bra bild över hur tvärsnittet hanterar lasterna. Vid den globala kontrollen kan knäckningsreduktionen och vippningsreduktionen avläsas för att ge en bild av vad som händer i balken. Är balken hårt utnyttjad med hänsyn till knäckning i veka riktningen bör kanske flänsarnas höjd och/eller tjocklek ökas. Slutligen görs en kontroll enligt EN 1993-1-1 6.3.3 för bärverksdelar under både tryck och böjning.

Observera att ingen kontroll för tvärkraftskapacitet, skjuvbuckling och vridknäckning görs. Detta ligger utanför projektets avgränsningar.

## 6.2 Verifiering av beräkningsgång

För att intyga att beräkningarna i STADIG-design stämmer har beräkningarna kollats mot tabeller och stadgade beräkningsprogram där detta varit möjligt. Vad som har kontrollerats är tvärsnittskonstanter, reduktion på grund av knäckning, reduktion på grund av vippning och de effektiva tvärsnittskonstanterna. Tvärsnittskonstanter för symmetriska I-tvärsnitt är relativt enkla att beräkna och verifierade tabeller över dessa finns för standardprofiler. För resten av de nämnda parametrarna finns det dock inga lika naturliga jämförelsedata. Därför har de testats mot värden från det etablerade beräkningsprogrammet Strusoft 3D Structure, vilket ingår i programpaketet FEM-design och används av många konstruktörer idag. Nackdelen är dock att eftersom andra beräkningsprogram inte ger någon garanti på att deras beräkningar stämmer, är det heller ingen garanti att STADIG-designs beräkningar stämmer även om testade värden överensstämmer.

### 6.2.1 Verifiering av beräknade tvärsnittskonstanter

Tvärsnittskonstanterna spelar en stor roll för beräkningarna. Som en verifiering av dessa konstanter har en jämförelse gjorts med tabellerade värden som finns i Tibnor(2011) för standardprofiler. Konstanterna som berörs i denna jämförelse är:

- $A$ , tvärsnittsarea
- $I_y, I_z$ , tröghetsmoment
- $W_{el,y}, W_{el,z}$ , elastiskt böjmotstånd
- $W_{pl,y}, W_{pl,z}$ , plastiskt böjmotstånd
- $I_T$ , vridstyvhetens tvärsnittsfaktor
- $I_w$ , välvstyvhetens tvärsnittsfaktor

För att utföra denna kontroll valdes en slumpmässig balk i Tibnor(2011). I tabell 1 visas jämförelsen för ett tvärsnitt av typ HEA 280. Eftersom HEA är ett valsat tvärsnitt och STADIG-design hanterar svetsade tvärsnitt har ett ungefärligt  $a$ -mått för svetsningen uppskattats utifrån radien enligt  $a = \sqrt{2} * R - R$ . Detta värde medför en något mindre area än den faktiska arean för tvärsnittet vilket också visas i Tabell 1 nedan.

Tabell 1 Jämförelse av tvärsnittskonstanter

	STADIG-design:	Tibnor(2011):	Avvikelse (%)
$A$ :	9632 mm <sup>2</sup>	9726 mm <sup>2</sup>	<1%
$I_y$ :	135.5*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	136.7*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	<1%
$I_z$ :	47.57*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	47.63*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	<1%
$W_{el,y}$ :	1004*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	1010*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	<1%
$W_{el,z}$ :	334*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	340*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	<1%
$W_{pl,y}$ :	1126*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	1110*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	1.4%
$W_{pl,z}$ :	514*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	518*10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	<1%
$I_T$ :	0.635*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	0.624*10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	1.8%
$I_w$ :	786*10 <sup>9</sup> mm <sup>6</sup>	758*10 <sup>9</sup> mm <sup>6</sup>	3.6%

Tvärsnittskonstanterna stämmer väl överens med tabellerade värden vilket framgår i exemplet ovan. Märkbart är att gentemot de andra konstanterna är avvikelsen för

välstyvhets och vridstyvhets tvärsnittsfaktor  $I_w$ , respektive  $I_T$ , markant större, vilka i STADIG-design visar ett lägre värde än de som finns tabellerade. Detta beror på inget generaliserat sätt har hittats att beräkna konstanterna på då denna varierar med plåtarnas tjocklek på ett icke linjärt vis. Hur dessa är beräknades visas i Bilaga 1: Exempel i STADIG-design. Skillnaden är dock marginell och tillräckligt noggrann för ett bra resultat.

## 6.2.2 Verifiering av reduktionsfaktorer för knäckning och vippning

Reduktionsfaktorer för global instabilitet, det vill säga reduktion på grund av knäckning och vippning, har provats mot Strusoft's beräkningsprogram FEM-design. En pelarbalk av typ HEA 280 användes även för detta test. I FEM-design väljs denna balk ur en lista med standardprofiler. Balken gavs längden 5 meter och antogs vara fritt upplagd. FEM-designs beräkning av knäckningsreduktionen visas i Figur 8 nedan och betecknas  $\chi_1$  för knäckning i styva riktningen och  $\chi_2$  för knäckning i vecka riktningen.

### Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: If1,  $x = 0$  mm

Class<sub>N</sub> = 3; Class<sub>My</sub> = 3; Class<sub>Mz</sub> = 3;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \lambda_1} = \frac{5000}{119 \cdot 76.40} = 0.55 \quad (6.50)$$

$\alpha_1 = 0.34$  (Buckling curve: b)

$$\phi_1 = 0.5 [1 + \alpha_1 (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2] = 0.5 [1 + 0.34 (0.55 - 0.2) + 0.55^2] = 0.71$$

$$\chi_1 = \min \left( \frac{1}{\phi_1 + \sqrt{\phi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left( \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.55^2}}, 1.0 \right) = 0.86 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 A f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0.86 \cdot 9726 \cdot 355}{1.00} = 2971.00 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1000.00}{2971.00} = 0.34 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

### Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: If1,  $x = 0$  mm

Class<sub>N</sub> = 3; Class<sub>My</sub> = 3; Class<sub>Mz</sub> = 3;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{5000}{70 \cdot 76.40} = 0.94 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.49$  (Buckling curve: c)

$$\phi_2 = 0.5 [1 + \alpha_2 (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2] = 0.5 [1 + 0.49 (0.94 - 0.2) + 0.94^2] = 1.12$$

$$\chi_2 = \min \left( \frac{1}{\phi_2 + \sqrt{\phi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left( \frac{1}{1.12 + \sqrt{1.12^2 - 0.94^2}}, 1.0 \right) = 0.58 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 A f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0.58 \cdot 9726 \cdot 355}{1.00} = 1996.88 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1000.00}{1996.88} = 0.50 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Figur 8 Utdrag från FEM-designs beräkning av reduktion för knäckning.

I Figur 8 ovan kan reduktionsfaktorerna utläsas som  $\chi_1=0,86$  och  $\chi_2=0,58$ . STADIG-design gav exakt samma värden som beräknades fram i FEM-design. Beräkningsgången i STADIG-design redovisas i Bilaga 1.

Vad gäller vippning så ger Eurokod flera olika metoder att beräkna reduktionen. I STADIG-design har metod med generella vippningskurvor valts medan FEM-design använder sig av ”Förenklade metoder för bedömning av balkar med sidostagning i byggnader”. För vår HEA 280 med 5 meters knäcklängd beräknar FEM-design reduktionen enligt Figur 9 nedan.

#### Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: If1,  $x = 2500$  mm

Class<sub>N</sub> = 3; Class<sub>My</sub> = 3; Class<sub>Mz</sub> = 3;

$$\bar{\lambda}_{t,y} = \frac{k_c L_c}{i_{t,z} \lambda_1} = \frac{0.94 \cdot 5000}{78 \cdot 76.40} = 0.79 \quad (6.59)$$

$\alpha_y = 0.49$  (Buckling curve: c)

$$\phi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_{t,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{t,y}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.49 (0.79 - 0.2) + 0.79^2 \right] = 0.95$$

$$\chi_y = \min \left( \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_{t,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left( \frac{1}{0.95 + \sqrt{0.95^2 - 0.79^2}}, 1.0 \right) = 0.67 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_{y,pl,MO} \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 1012837 \cdot \frac{355}{1.00} = 359.56 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.67 \cdot 359.56, 359.56) = 264.89 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

Figur 9 Utdrag från FEM-designs beräkning av reduktion för vippning.

Som kan utläsas i Figur 9 ovan bestäms reduktionen till  $\chi_y = 0,67$  enligt FEM-design. Detta värde får dock justeras upp med en faktor 1,10 med vald metod vilket ger ett slutligt värde på  $\chi_{LT} = 0,74$ . I samma test med STADIG-design gavs värdet  $\chi_{LT} = 0,86$ . Denna skillnad beror av de olika beräkningsmetoderna som använts.

### 6.2.3 Verifiering av effektiva tvärsnittskonstanter

Även de effektiva tvärsnittskonstanterna har provats mot FEM-design. Konstanterna som berörs i denna jämförelse är:

- $A_{eff}$ , effektiv tvärsnittsarea
- $W_{eff,y}$ ,  $W_{eff,z}$ , effektivt vridmotstånd

På samma sätt som tidigare väljs en slumpmässig balk. Denna gång en svetsad balk eftersom tvärsnittet måste vara i klass 4 för att kunna genomföra testet. Balken är en fritt upplagd symmetrisk I-balk med flänsar  $250 \times 12 \text{ mm}^2$  och liv  $500 \times 8 \text{ mm}^2$ , belastad med 500 kN tryckande normalkraft samt 20 kN/m jämnt utbredd last i styv riktning. Resultatet av provningen kan utläsas i tabell 2.

Tabell 2 Jämförelse av effektiva tvärsnittskonstanter

	STADIG-design:	FEM-design:	Avvikelse (%)
$A_{eff}$ :	8477 mm <sup>2</sup>	8477 mm <sup>2</sup>	0%
$W_{eff,y}$ :	1819165 mm <sup>3</sup>	1819165 mm <sup>3</sup>	0%
$W_{eff,z}$ :	250171 mm <sup>3</sup>	250171 mm <sup>3</sup>	0%

Det framgår från tabell 2 att beräkningen av effektiva tvärsnittskonstanter stämmer väl överens mellan STADIG-design och FEM-design.

## 7 Jämförelse av tvärsnitt med varierande slankhet

I rapportens inledande del påstås att slankare konstruktioner ofta är gynnsamma sett till materialåtgång. I detta kapitel presenteras en kort jämförelse av bärförmåga och materialåtgång för balkar i olika slankhetsgrad för att grovt visa fördelarna med slanka stålkonstruktioner. Beräkningarna har beräkningsformuläret STADIG-design använts.

### 7.1 Jämförelse av bärförmåga

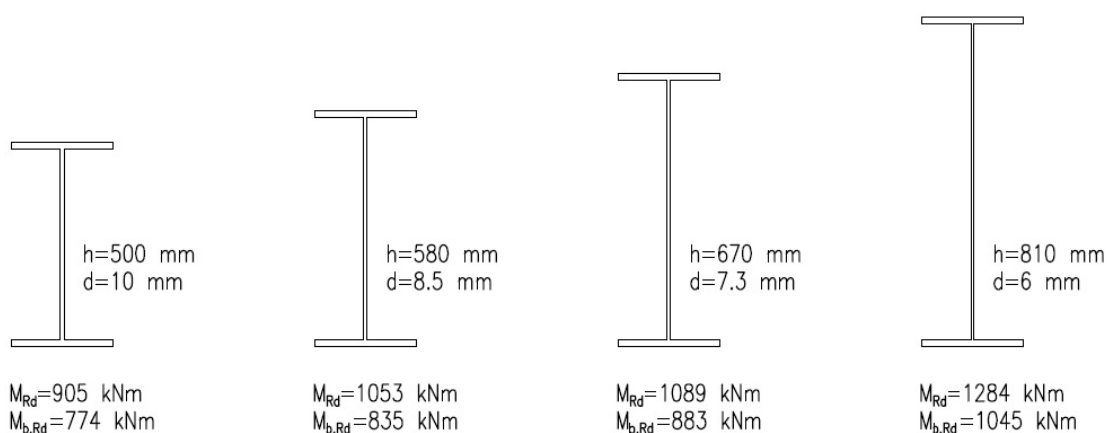
För att jämföra bärförmåga har en beräkningsserie gjorts där tvärsnittets area hållits konstant medan livet stegvis blivit högre och tunnare. Stegen har utformats så att momentkapaciteten för ett tvärsnitt i var tvärsnittsklass har beräknats. Totalt har alltså momentkapaciteten för fyra olika tvärsnitt beräknats, både med och utan hänsyn till vippning.

Förutsättningar:

- I-tvärsnitt med flänsar  $250 \times 16 \text{ mm}^2$
- Area:  $12\,800 \text{ mm}^2$
- Längd: 5 meter
- Knäcklängd, styv riktning: 5 meter
- Knäcklängd, vek riktning: 2,5 meter
- Stålets hållfasthetsklass: S355

Tvärsnittets flänsar var ”låsta” och var i klass 1, det vill säga endast livets höjd och bredd varierade. I vek riktning förutsattes en stagning som reducerar komponentens knäcklängd till 2,5 meter.

I Figur 10 nedan kan resultatet av jämförelsen och livets dimensioner för respektive balk utläsas. Tvärsnittet till vänster är i klass 1, sedan stegvis ökande klass till klass 4 längst till höger. Kapacitet utan hänsyn till vippning betecknas  $M_{Rd}$ . Kapacitet med hänsyn till vippning betecknas  $M_{b,Rd}$ .



Figur 10 Momentkapacitet för balktvärsnitt med samma tvärsnittsarea med livet i stegvis högre tvärsnittsklass.

Från resultatet kan utläsas en stigande kapacitet med stigande höjd på livet. Detta trots att endast elastisk respons utnyttjas för de två högre klasserna. Med hänsyn till



vippning ökade kapaciteten med 35 procent mellan första och fjärde tvärsnittet. Utan hänsyn till vippning blev ökningen så mycket som 42 procent. Detta är på grund av flänsarnas längre hävarm med högre liv.

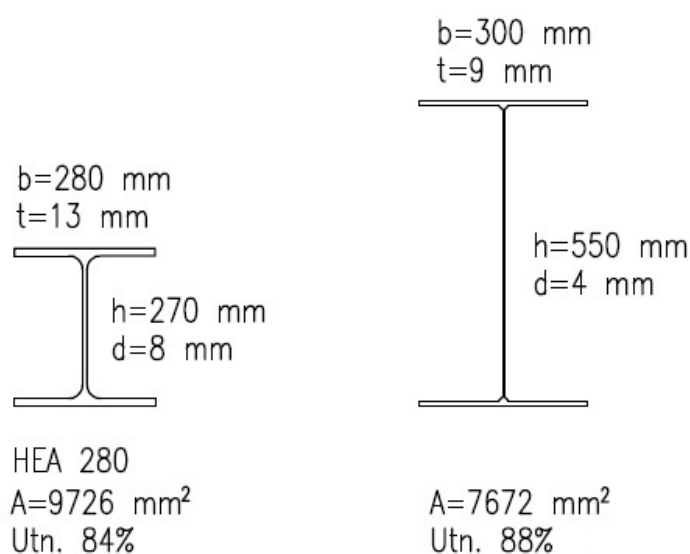
## 7.2 Jämförelse av materialåtgång

I beräkningarna ovan observerades en ökad momentkapacitet med samma tvärsnittsarea. I nästa test undersöktes hur mycket stål det är möjligt att spara med en bestämd last för två olika balkpelare. Det första tvärsnittet representerar en standardprofil av typ HEA. Utgående från detta tvärsnitt undersöks hur mycket tvärsnittsarean kunde reduceras med en svetsad balk i tvärsnittsklass 4.

Förutsättningar:

- Dimensionerande tryckkraft: 600 kN
- Dimensionerande moment: 200 kNm
- Längd: 5 meter
- Knäcklängd, styv riktning: 5 meter
- Knäcklängd, vek riktning: 2,5 meter
- Stålets hållfasthetsklass: S355

För att klara lasterna krävs en HEA 280, då utnyttjad till 84 procent med hänsyn tagen till både instabilitet och interaktion mellan tryck och böjande moment. HEA-profilen har liv i klass 1 och flänsar i klass 3. En balk med både liv och flänsar i tvärsnittsklass 4 med motsvarande utnyttjandegrad kan ses i Figur 11 nedan.



Figur 11

*Dimensioner och utnyttjandegrad för beaktade balkpelare.*

I det här fallet kunde arean reduceras med drygt 2000 mm<sup>2</sup> vilket motsvarar en besparing på över 20 procent material jämfört med HEA-profilen. Tyvärr är det ofta yttre geometriska begränsningar som avgör valet av till exempel tvärsnittshöjd. Det är dock fortfarande intressant att se möjligheterna med slanka konstruktioner.

## 8 Sammanfattning och resultat

Eurokod delar upp tvärsnitt efter dess slankhet och dess risk för buckling med hjälp av tvärsnittsklasser. Totalt finns fyra tvärsnittsklasser med stigande klass med stigande slankhet. I de två lägre tvärsnittsklasserna behöver ingen hänsyn tas till lokal buckling utan en plastisk analys får tillämpas. Då gränsen för tvärsnittklass 2 inte möts, och tvärsnittet således ligger i klass 3, får endast en elastisk respons utnyttjas. Vid ytterligare slankare konstruktioner då inte heller gränsen för klass 3 uppfylls, ska konstruktionen beräknas efter klass fyra. Även här utnyttjas en elastisk respons men med skillnaden att denna är beräknad på ett effektivt (reducerat) tvärsnitt.

Anledningen till att tvärsnittet måste reduceras är på grund av risken för lokal buckling. I SIS(2008), *Eurokod 1993-1-5 – Plåtbalkar*, beskrivs beräkningsgångar och krav för denna typ av konstruktioner. Kraven grundar sig i bucklingsteori med en samling viktiga begrepp som ytligt förklarats i kapitel 3. Återkommande begrepp är kritisk bucklingsspänning, bucklingskoefficient samt efterkritisk kapacitet. Kritisk bucklingsspänning är den spänning vid vilken en plåt börjar buckla. Begreppet kan härledas från Eulers knäckfall då man betraktar en plåt som en pelare och ser buckling av plåten som knäckning. Bucklingskoefficienten beror till stor del av hur plåten eller tvärsnittsdelen är upplagd. En inre plåt, till exempel livet på en I-balk, har sina kanter upplagda på flänsarna vilka stabiliserar plåten mot buckling. En fri plåt, till exempel flänsen på en I-balk, har sin yttre kant fri och är därför mer benägen att buckla. Detta ger ett högre värde på bucklingskoefficienten för inre tvärsnittsdelar och ett lägre värde för fria delar. Karakteristiska värden på bucklingskoefficienten kan ofta användas för enklare fall. För övriga fall kan värden utläsas från tabell 4.1 och 4.2 i EN 1993-1-5. Efterkritisk kapacitet betyder kortfattat att en plåt kan bära ytterligare last även efter det att den kritiska bucklingsspänningen uppnåtts. Detta strider mot Euler-teorin i vilken man förutsätter brott då en pelare knäcker ut (i vårt fall då plåten bucklar) men har sin förklaring i att dragspänningar i bucklan möjliggör en omdirigering av lasten till närliggande delar som fortfarande är stabila.

För slanka konstruktioner i tvärsnittsklass 4 använder Eurokod en beräkningsmodell som bygger på bucklingsteorin. I modellen reduceras man tvärsnittet genom att försumma hållfasthet från de delar som är benägna att buckla. En effektiv bredd beräknas för var tvärsnittsdel som befinner sig i tvärsnittsklass fyra. Den effektiva bredden är den bredd där hållfastheten kan tillgodoräknas. Eftersom tröghetsmoment och böjmotstånd beror av hävarmen är den effektiva breddens läge viktig. Den effektiva bredden fördelas därför på tvärsnittet så att denna motsvarar de delar som ej bucklar. Eftersom endast delar under tryck kan buckla behöver delar belastade i drag ej reduceras. Då det effektiva tvärsnittet är beräknat kan de nya effektiva tvärsnittskonstanterna användas för elastisk analys likt tvärsnittsklass 3.

Ett symmetriskt I-tvärsnitt belastat i ren böjning har halva tvärsnittet belastat i tryck och andra halvan belastad i drag. Eftersom endast den tryckta delen reduceras är tvärsnittet inte längre symmetriskt och tyngdpunkten förskjuts. Denna excentricitet ger upphov till ett tillskottsmoment av normalkraft som ska adderas till det ursprungliga momentet. Då tvärsnittet inte längre är symmetriskt samt tvärsnittet är uppdelat i flera delar blir handberäkning tidskrävande. Beräkningar lämpar sig därför bäst med hjälp av dator.

Verktyget STADIG-design återspeglar stora delar av resultatet av detta projekt. STADIG-design hanterar analys av alla fyra tvärsnittsklasser. I denna analys ingår kontroller på tryck- och momentkapacitet med hänsyn till instabilitet och interaktion mellan tryck och moment. För fullständig beräkningsgång se Bilaga 1. De tester som utförts och redovisats i avsnitt 7.2 visar på att den beräkningsmodell och metodval som används i programmet stämmer väl överens med etablerade tabeller och beräkningsprogram. Detta verktyg har verifierats mot Tibnor(2011) för kontroll av tvärsnittskonstanter och datorprogrammet FEM-design för kontroll av instabilitet. Jämförelsen mellan metoderna presenterade i STADIG-design och FEM-design överensstämmer med goda resultat. Vid kontroll av vippning skiljer den slutliga reduktionsfaktorn sig åt i större utsträckning jämfört med övriga testade konstanter och faktorer. Detta beror i första hand på val av metod. För en mer ingående och detaljerad beskrivning av verifieringen utav STADIG-design, se avsnitt 7.2.

På grund av avgränsningar har inget utrymme getts för brandteknisk dimensionering i STADIG-design. Sannolikt skulle en dimensionering innehållande brandvillkor förändra valet av tvärsnitt till ett mindre slankt. Då inga tester gjorts med en brandteknisk dimensionering kan inget uttalande göras huruvida en konstruktion i tvärsnittsklass 4 klarar gränserna eller inte. Däremot är det fullt möjligt att konstruera en byggnad med balkar och pelare i tvärsnittsklass 4 om man förutsätter att dessa kommer att brandisolerats vilket är en vanlig metod idag.

Med hjälp av STADIG-design har beräkningar utförts på ett antal I-balkar med varierande slankhet. Beräkningarna utvisade att slanka stålkonstruktioner kan vara gynnsamma sett till både bärförmåga och materialåtgång. Görslivet tunnare och högre ger det en längre hävarm till flänsarna vilket påverkar böjstyvheten positivt. Med konstant tvärsnittsarea och stegvis högre och tunnare liv, visades att momentkapaciteten kunde öka med så mycket som 42 procent utan hänsyn till vippning och 35 procent med hänsyn till vippning. För ett fall med bestämd last i tryck och moment utvisades att tvärsnittsarean kunde reduceras med 20 procent med en slank balk i tvärsnittsklass 4 jämfört med en standardprofil av typ HEA.

## 9 Analys

Vårt projekt har visat att det med datorhjälp inte behöver vara mer tidskrävande att dimensionera slanka konstruktioner. Slanka stålkonstruktioner har visat sig gynnsamma sett till materialåtgång. Tyvärr är det dock ofta yttre geometriska begränsningar som avgör valet av till exempel tvärsnittshöjd. Däremot tror vi att det kan finnas flera tillämpningsområden där det är möjligt att använda sig av ett slankare tvärsnitt. Speciellt då konstruktionen är belastad i böjning finns potential för höga slanka balkar. Vi tror att det idag finns många konstruktörer som använder sig av standardprofiler av ren vana och inte ser över alternativen med svetsade balkar. Det finns då en risk att man inte utnyttjar hela den höjd som konstruktionen tillåter vilket betyder att materialåtgången blir högre än nödvändigt. Svetsade balkar kan även ge en större geometrisk frihet och möjlighet att få en bättre utnyttjandegrad. Ett exempel på detta visas i avsnitt 8.2, då HEA 280-balken i exemplet endast var utnyttjad till 84 procent och dimensionen mindre, HEA 260, var utnyttjad över 100 procent. En svetsad balk skulle kunna ges en bättre utnyttjandegrad, med mindre materialåtgång.

Vår metod för att skapa ett verktyg för analys av slanka stålkonstruktioner har innefattat användandet av programmet MathCad Prime. Programmet lämpas för att skapa beräkningsformulär och är relativt enkelt att använda. Eftersom det är ett formulär och inte ett beräkningsprogram likt FEM-design, finns dock vissa begränsningar när generella fall behandlas. Ett bättre alternativ hade varit att programmera ett eget program, men på grund av begränsade programmeringskunskaper sågs inte detta som en möjlighet. Vi kan rekommendera MathCad Prime för antingen enkla generella fall eller specifika enskilda fall.

Det har varit möjligt att skapa ett verktyg för analysering av slanka stålkonstruktioner med hjälp av MathCad Prime och anses dessutom att formuläret STADIG-design har utformats pedagogiskt och lättanvänt. Formuläret behandlar dock endast enkla generella fall. För mer komplicerade fall lämpar sig formulär av den här typen dåligt. Formuläret kan i dessa fall fortfarande användas för att förstå beräkningsmodellen och sedan utformas specifikt för aktuellt fall. STADIG-design ger dimensionering med avseende på tryckkraftskapacitet och momentkapacitet. För en komplett analys måste även tvärkraftskapacitet och vridknäcknings beaktas. På grund av tidsbegränsningar ingår dessa kontroller ej.

Beräkningarna i formuläret har till stor del verifierats att vara korrekt utförda, dock har verifiering av interaktionsfaktorer uteblivit då ingen lämplig metod påträffats. Efter flera körningar och kontroller mot Eurokods formler anser vi dock att värdena är rimliga.

Rapporten innehåller huvudsakligen grundläggande teori för dimensionering av slanka ståltvärsnitt. Med en ytlig kunskap om vad olika begrepp betyder och var de kommer ifrån är det utifrån vår erfarenhet inga problem att förstå beräkningsmodellen som används i Eurokod för slanka stålkonstruktioner. Vi tror dessutom att förståelse för teorin kan vara en hjälp för konstruktörer att utforma effektivare konstruktioner med minsta möjliga materialåtgång. Förståelsen behövs även för mer komplicerade fall och för att kunna se kritiskt på diverse beräkningsprogram. Vi tror därför att vår metod med en översikt av teori och kontroller är givande.

## 10 Slutsats

Ett resultat av projektet är beräkningsformuläret STADIG-design som hanterar analys av lokal buckling i slanka stålkonstruktioner. Formuläret behandlar enkla generella fall för I-tvårsnitt men kan även användas för pedagogiska syften då beräkningarna förklaras med text och figurer.

Av beräkningarna som redovisats i denna rapport framgår att slanka konstruktioner har potential att minska materialåtgången. För att detta ska bli möjligt med hjälp av beräkningsformuläret STADIG-design måste ytterligare verifieringar göras utöver de som presenterats i rapporten. Detta inkluderar främst de effektiva tvärsnittskonstanterna och en noggrannare analys av vippningskurva.

Även om beräkningsformuläret är fungerande finns det plats till förbättringar och tillägg. Vad som diskuterats är ett dimensioneringsmoment i STADIG-design som till exempel skulle kunna föreslå en lämplig tvärsnittshöjd. Detta skulle ge programmet större användning. Detta ses som en möjlig vidareutveckling av beräkningsformuläret.

Förväntningen med STADIG-design och denna rapport är att NCC Teknik ska kunna utnyttja detta verktyg som ett komplement till befintliga beräkningsprogram. Däremot är verktyget anpassat till enklare generella fall som orsakar brister i fråga om analyser för mer specifika och komplicerade fall. Då kan STADIG-design istället ses och användas som en form av utbildningsmaterial för relevanta projekt.

Även om det ofta är de yttre geometriska förutsättningarna som begränsar valen av tvärsnitt finns det fall där slanka tvärsnitt faktiskt är tillämpligt. För dessa fall har STADIG-design en funktion i vad som i längden kan innebära en ökad användning av slanka tvärsnitt och en högre utnyttjandegrad av material.

## Referenser

Åkesson, B. (2005): *Buckling – an instability phenomenon to reckon with*. CPL 2006, Göteborg, Sverige

Kader, S., Ögren, M. (2010): *Framtagning av beräkningshjälpmedel i form av lathund för laster, lastkombinationer och ståldimensionering enligt Eurokod*. Borås. Högskolan I Borås.

Öbrink, A., Schlyter, K. (2011): *Dimensionering av bärverk i stål enligt Eurokod*. Lund. Media-Tryck Biblioteksdirektionen Lunds universitet.

Boverket (2007): *Boverkets handbok om stålkonstruktioner BSK 07*, Boverket november 2007, Karlskrona, Sweden, 224 sid.

Al-Emrani, M. (2011): *Lectures in steel structures*. Under tryckning. Göteborg: Chalmers tekniska högskola

Johansson, B. (2006): Eurokod 3 – Stålkonstruktioner. *Väg- och Vattenbyggaren*, nr 2, år 2006, sid 48-52.

SIS (2008): *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner*, SIS Förlag AB, Utgåva 1, Stockholm, Sweden.

Tibnor(2011): *Konstruktionstabeller*, Tibnor AB, Upplaga 9, Solna, Sweden.



## BILAGA 1: Exempel i STADIG-design



# S.T.A.D.I.G - design

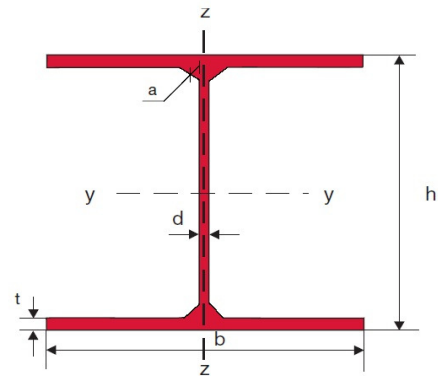
Ståltvårsnittsanlys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

Projekt: Exempel

Littera:

Konstruktör:

Datum:



## 1. Indata

### Geometri:

$$h := 550 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$t := 9 \text{ mm}$$

$$d := 4 \text{ mm}$$

$$a := 6 \text{ mm}$$

### Lasteffekt:

$$N_{Ed} := 600 \cdot \text{kN}$$

$$M_{y,Ed} := 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Övriga variabler:

$$\alpha_{y,y} := 0.34$$

$$\alpha_{z,z} := 0.49$$

$$\alpha_{LT} := 0.49$$

$$C_1 := 1.13$$

$$\beta_m := 0.03$$

### Längd, knäcklängd:

$$L_{tot} := 5 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} := 5 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} := 2.5 \text{ m}$$

### Stålkonstanter:

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$G := 81 \text{ GPa}$$

$$v := 0.3$$

### Partialkoefficienter:

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

## 2. Tvärsnittskonstanter

$$A_{tot} := (h - 2 \cdot t) \cdot d + 2 \cdot b \cdot t + 4 \cdot a^2$$

$$I_y := \frac{d \cdot (h - 2 \cdot t)^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right)^2 \right) + 4 \cdot \left( \frac{(\sqrt{2} \cdot a)^4}{36} + a^2 \cdot \left( \frac{h}{2} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{3} \right)^2 \right)$$

$$I_z := \frac{(h - 2 \cdot t) \cdot d^3}{12} + 2 \cdot \frac{t \cdot b^3}{12}$$

$$W_{el.y} := \frac{I_y \cdot 2}{h}$$

$$W_{el.z} := \frac{I_z \cdot 2}{b}$$

$$W_{pl.y} := \frac{d \cdot (h - 2 \cdot t)^2}{4} + 2 \cdot \left( \frac{b \cdot t^2}{4} + b \cdot t \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) \right) + 4 \cdot \left( \frac{(\sqrt{2} \cdot a)^3}{12} + a^2 \cdot \left( \frac{h}{2} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{3} \right) \right)$$

$$W_{pl.z} := \frac{(h - 2 \cdot t) \cdot d^2}{4} + 2 \cdot \frac{t \cdot b^2}{4}$$

$$I_T := \left( d^3 \cdot \frac{h}{3} + 2 \cdot b \cdot \frac{t^3}{3} + 4 \cdot 0.15 \cdot \sqrt{4 \cdot a^2}^4 \right) \cdot 1.15$$

$$I_w := \frac{I_z \cdot (h - t)^2}{4}$$

$$A_{tot} = 7672 \text{ mm}^2$$

$$I_y = (4.553 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_z = (4.05 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$I_T = (1.955 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

$$W_{el.y} = (1.656 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{el.z} = (2.7 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_w = (2.964 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

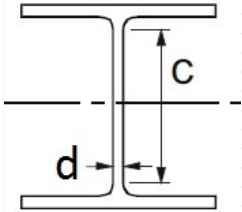
$$W_{pl.y} = (1.794 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.z} = (4.071 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

## 3. Tvärsnittsklass

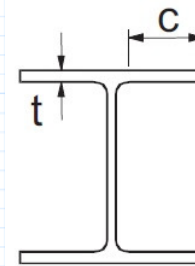
$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}}$$

Liv:



$$c_w := h - 2 \cdot t - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a$$

Fläns:



$$c_f := \frac{b}{2} - \frac{d}{2} - \sqrt{2} \cdot a$$

### Spänningsfördelning

$\alpha$  är ett värde på hur stor andel av höjden som är tryckt vid plastisk analys, dvs används för att bestämma gränsen för tvärsnittsklass 1 och 2.

- $\alpha=1$  helt tryckt tvärsnitt
- $\alpha=0.5$  jämn böjning
- $\alpha=0$  helt draget tvärsnitt

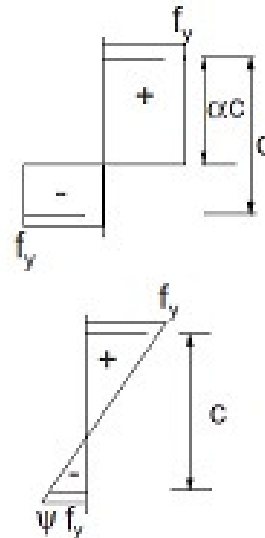
$\psi$  är kvoten av änd-spänningarna. Används för att bestämma gränsen för elastisk analys, dvs tvärsnittsklass 3.

- $\psi=1$  helt tryckt tvärsnitt
- $0 < \psi < 1$  helt tryckt med böjning
- $-1 < \psi < 0$  böjning, tryck och drag
- $\psi=-1$  jämn böjning

Se figur

Obs!

Tvärsnittsklass bestäms endast av tryckta tvärsnittsdelar. Möts inte kravet för tvärsnittsklass 3, är tvärsnittet i klass 4.



# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanlys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

$$y_n := \min\left(\frac{c_w}{2}, \frac{N_{Ed}}{2 \cdot f_y \cdot d}\right)$$

$$\alpha_c := \min\left(1, \frac{y_n + \frac{c_w}{2}}{c_w}\right) = 0.91$$

$$\sigma_{y1} := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} + M_{y,Ed} \cdot \frac{h}{2 \cdot I_y} = 199 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y2} := \frac{N_{Ed}}{A_{tot}} - M_{y,Ed} \cdot \frac{h}{2 \cdot I_y} = -42.6 \text{ MPa}$$

$$\psi_y := \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} = -0.214$$

$$\text{GränsTK1}_w := \begin{cases} \text{if } \alpha_c \geq 0.5 \\ \left| \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha_c - 1} \right| \\ \text{if } \alpha_c < 0.5 \\ \left| \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha_c} \right| \end{cases}$$

$$\text{GränsTK1}_f := 9 \cdot \varepsilon$$

$$\text{GränsTK2}_w := \begin{cases} \text{if } \alpha_c \geq 0.5 \\ \left| \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha_c - 1} \right| \\ \text{if } \alpha_c < 0.5 \\ \left| \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{\alpha_c} \right| \end{cases}$$

$$\text{GränsTK2}_f := 10 \cdot \varepsilon$$

$$\text{GränsTK3}_w := \begin{cases} \text{if } \psi_y > -1 \\ \left| \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi_y} \right| \\ \text{if } \psi_y \leq -1 \\ \left| 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi_y) \cdot \sqrt{-\psi_y} \right| \end{cases}$$

$$\text{GränsTK3}_f := 14 \cdot \varepsilon$$

# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanalys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

$$Liv := if\left(\frac{c_w}{d} < GränsTK1_w, 1, if\left(\frac{c_w}{d} < GränsTK2_w, 2, if\left(\frac{c_w}{d} < GränsTK3_w, 3, 4\right)\right)\right)$$

$$Fläns := if\left(\frac{c_f}{t} < GränsTK1_f, 1, if\left(\frac{c_f}{t} < GränsTK2_f, 2, if\left(\frac{c_f}{t} < GränsTK3_f, 3, 4\right)\right)\right)$$

$$Tvärsnittsklass := if(Liv > Fläns, Liv, Fläns)$$

$$\frac{c_w}{d} = 128.8$$

$$\frac{c_f}{t} = 15.5$$

$$GränsTK1_w = 29.7$$

$$GränsTK1_f = 7.3$$

$$GränsTK2_w = 34.2$$

$$GränsTK2_f = 8.1$$

$$GränsTK3_w = 57$$

$$GränsTK3_f = 11.4$$

$$Liv = 4$$

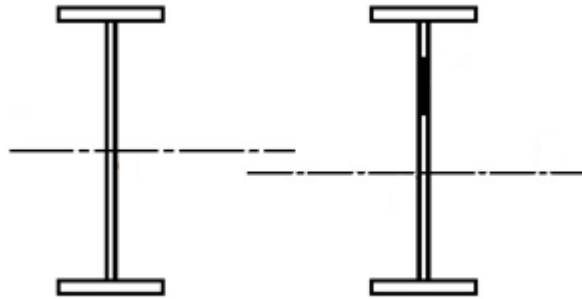
$$Fläns = 4$$

$$Tvärsnittsklass = 4$$

## 4. Effektiva tvärsnittskonstanter för tvärsnittsklass 4

### Beräkningsmodell för tvärsnittsklass 4

Vid analys i tvärsnittsklass 4 använder Eurocode en modell som bygger på ett effektivt (reducerat) tvärsnitt. Detta betyder att man försummar de delar av tvärsnittet som bucklar. Se figur nedan.

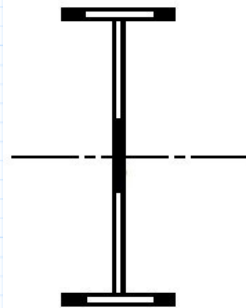


Eftersom endast tryckta delar kan buckla är det också endast delar under tryck som behöver reduceras. Endast enskilda delar som inte möter gränsen för klass 3, och därmed ligger i klass 4, behöver reduceras. Till exempel behöver inte flänsen reduceras om denna ligger i klass 3 även om livet är i klass 4.

Beräkningsmodellen bygger på att de delar som bucklar försummas. För en inre plåt, tex ett liv, kommer flänsarna fungera som stöd åt plåten och förhindra buckling. Om plåten är utsatt för böjning (som i figur ovan) kommer bucklan befinna sig någonstans mellan den dragna delen och den övre flänsen. Läget på bucklan är viktig eftersom den försummade delen inte längre kommer bidra till tvärsnittets tröghetsmoment och böjmotstånd vilka båda beror av delarnas avstånd från tyngdpunkten (hävarmen).

I figuren ovan är tvärsnittet belastat under böjning och en bit av det tryckta livet har blivit försummat. Detta ger även upphov till en förskjuten tyngdpunkt.

Om en pelare är belastad endast i tryck förskjuts inte tyngdpunkten och eftersom även de undre flänsarna är under tryck kan även dessa komma att behöva reduceras. Notera att bucklans läge på flänsen är längst ut där plåten är "fri" eftersom livet ger stöd åt plåten. Se figur nedan.



Med tvärsnittskonstanter beräknade på det effektiva tvärsnittet kan dessa användas för elastisk analys på liknande sätt som för tvärsnittsklass 3.

## Beräkning av effektiv area $A_{eff}$

Enligt EN 1993-1-5, 4.3(3) bör den effektiva arean bestämmas under antagandet att tvärsnittet endast påverkas av spänningar av jämnt fördelat axiellt tryck.

Vi börjar med att beräkna av reducering av flänsarna.

Beräkningen börjar med att bestämma bucklingskoefficienten  $k$  vilket är en faktor för att bestämma den kritiska bucklingsspänningen och tar hänsyn till bland annat hur plåten är upplagd. En inre plåt, tex ett liv, har sina sidor upplagda på flänsarna vilket förhindrar plåten från att buckla. En fri fläns kommer få ett lägre värde på  $k$  då denna kommer buckla vid en lägre spänning.

För karaktäristiska värden på  $k$  se rapport kapitel 3.2 Figur 4. För vår beräkning används EN 1993-1-5, tabell 4.1 och 4.2. Antagandet om att tvärsnittet endast påverkas av spänningar av jämnt fördelat tryck gör att  $k=0.43$  för flänsen. Variabler som syftar på flänsen ges index  $f$  (flange) och motsvarande för livet  $w$  (web). Observera att vi tittar på var del av flänsen för sig (4 delar för ett I-tvärsnitt).

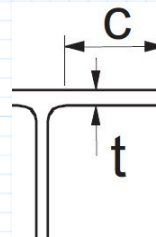
$$k_{cr,f} := 0.43$$

Vidare bestäms  $\lambda_p$  vilket är ett slankhetstal som är baserat på plåtens slankhet och den kritiska bucklingsspänningen. Kan även uttryckas som:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

Där  $\sigma_{cr}$  är den kritiska bucklingsspänningen vilket är den spänning som krävs för att plåten ska börjar buckla. För mer detaljerad beskrivning se rapport kapitel 3.1. Plåtens bredd börjar efter cirkelsektorerna för valsningen respektive efter svetsen, jämför  $c$ -mättet vid bestämning av tvärsnittsklass.

$$\lambda_{p,f} := \frac{\frac{c_f}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{cr,f}}} = 1.023$$



# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanlys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

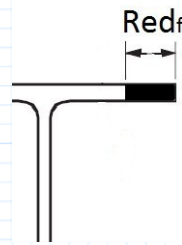
$\rho$  är reduktionsfaktorn för plåten. Ser man på en enskild plåt reduceras plåten till en effektiv bredd med  $b_{eff} = \rho \cdot b$ .

$$\rho_f := \begin{cases} \text{if } \lambda_{p,f} \leq 0.748 \\ \quad \quad \quad 1.0 \\ \text{if } \lambda_{p,f} > 0.748 \\ \quad \quad \quad \min \left( 1, \frac{\lambda_{p,f} - 0.188}{\lambda_{p,f}^2} \right) \end{cases} = 79.8\%$$

$$c_{f,eff} := \rho_f \cdot c_f = 111.3 \text{ mm}$$

Red står för Reducering och är den längd som en tryckt fläns ska reduceras med. Om flänsens tvärsnittsklass är lägre än 4 behöver denna icke reduceras.

$$Red_f := \begin{cases} \text{if } Fläns \geq 4 \\ \quad \quad \quad c_f - c_{f,eff} \\ \text{if } Fläns < 4 \\ \quad \quad \quad 0 \text{ mm} \end{cases} = 28.2 \text{ mm}$$



Reduktionen för flänsarna har nu bestämts och vi kan beräkna reduktionen för livet.

$\psi$  = kvoten av änd-spänningarna i plåten, se Tabell 4.1 i EN 1993-1-5, eftersom vi antar att endast jämna axiella krafter påverkar tvärsnittet sätts  $\psi = 1$

$$\psi_{y,tryck} := 1$$

Bucklingskoefficienten bestäms från tabell 4.1 EN 1993-1-5.

$$k_{cr,w,tryck} := 4$$

$$\lambda_{p,w,tryck} := \frac{\frac{c_w}{d}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{cr,w,tryck}}} = 2.786$$





# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanalys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

$$\rho_{w.böjning} := \begin{cases} \text{if } \lambda_{p.w.böjning} \leq 0.673 \\ \quad \left| \begin{array}{l} 1.0 \\ \text{if } \lambda_{p.w.böjning} > 0.673 \\ \quad \left| \min \left( 1, \frac{\lambda_{p.w.böjning} - 0.055 \cdot (3 + \psi_{y.böjning})}{\lambda_{p.w.böjning}^2} \right) \right| \end{array} \right. \end{cases} = 79.3\%$$

$$c_{w.eff.böjning} := \rho_{w.böjning} \cdot \frac{c_w}{2} = 204 \text{ mm}$$

Eftersom tröghetsmoment och böjmotstånd beror på tvärsnittets tyngdpunkt och delarnas förhållning till denna ( $A^*a^2$  resp  $A^*a$ ) blir beräkningen av dessa mer komplicerade än vanligt. Detta är på grund av den förskjutna tyngdpunkten och att materialet har blivit uppdelat i flera delar. Den effektiva bredden (den bredd där man får tillgodoräkna sig spänningskapacitet) fördelas över tvärsnittet så att denna representerar den del av tvärsnittet som inte bucklar. Detta görs med längderna  $b_{e1}$  och  $b_{e2}$ .  $b_t$  representerar den längd av plåten som är under drag. Se tabell 4.1 EN 1993-1-5.

$$b_{e1} := 0.4 \cdot c_{w.eff.böjning} = 82 \text{ mm}$$

$$b_{e2} := 0.6 \cdot c_{w.eff.böjning} = 122 \text{ mm}$$

$$b_t := \frac{c_w}{2} = 258 \text{ mm}$$

När delarnas lägen är bestämda görs en tyngdpunktsberäkning. Beräkningen görs med  $y_{tp} = \frac{\sum(A^*a)}{\sum(A)}$  där  $A$  är arean för var enskild del och  $a$  är måttet från delens tyngdpunkt till botten (underflänsens nedersta punkt).  $y_{tp}$  är således måttet från botten till den nya tyngdpunkten.

( $a_1, a_2, a_3, a_4$  är endast utskrivna för att få plats med formlerna på pappret)

$$a_1 := t + \sqrt{2} \cdot a + \frac{b_{e2} + b_t}{2} \qquad a_2 := t + \sqrt{2} \cdot a + c_w - \frac{b_{e1}}{2}$$

$$y_{tp} := \frac{b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + (b_{e2} + b_t) \cdot d \cdot a_1 + b_{e1} \cdot d \cdot a_2 + (b - 2 \cdot Red_f) \cdot t \cdot \left( h - \frac{t}{2} \right)}{b \cdot t + (b_{e2} + b_t) \cdot d + b_{e1} \cdot d + (b - 2 \cdot Red_f) \cdot t} = 249.9 \text{ mm}$$

# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanalys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

Ett tillskottsmoment på grund av den excentricitet som uppstår då tyngdpunkten förskjuts ska senare läggas till det totala momentet. Därför beräknas längden av excentriciteten  $e_{N,y}$  som  $e_{N,y} = \text{"ursprunglig tyngdpunkt"} - y_{tp}$

$$e_{N,y} := \begin{cases} \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass \geq 4 & = 25.11 \text{ mm} \\ \left| \frac{h}{2} - y_{tp} \right| & \\ \text{else} & \\ 0 \text{ mm} & \end{cases}$$

Effektivt tröghetsmoment kan nu beräknas då delarnas lägen samt tyngdpunkten för tvärsnittet är bestämd. Beräkningen i y-led är uppdelad i liv, fläns och svetsar för att enklare följa del för del av uträkningen.

$$a_3 := h - y_{tp} - t - \sqrt{2} \cdot a - \frac{b_{e1}}{2} \qquad a_4 := y_{tp} - t - \sqrt{2} \cdot a - \frac{b_{e2} + b_t}{2}$$

$$I_{eff,y,liv} := \frac{d \cdot b_{e1}^3}{12} + d \cdot b_{e1} \cdot a_3^2 + \frac{d \cdot (b_{e2} + b_t)^3}{12} + d \cdot (b_{e2} + b_t) \cdot a_4^2$$

$$I_{eff,y,fl\ddot{a}ns} := \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left( y_{tp} - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{(b - 2 \cdot Red_f) \cdot t^3}{12} + (b - 2 \cdot Red_f) \cdot t \cdot \left( h - y_{tp} - \frac{t}{2} \right)^2$$

$$I_{svets1} := 2 \cdot \frac{d \cdot (\sqrt{2} \cdot a)^3}{12} + d \cdot \sqrt{2} \cdot a \cdot \left( \left( y_{tp} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{2} \right)^2 + \left( h - y_{tp} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{svets2} := \frac{4 \cdot (\sqrt{2} \cdot a)^4}{36} + (\sqrt{2} \cdot a)^2 \cdot \left( \left( y_{tp} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{3} \right)^2 + \left( h - y_{tp} - t - \frac{\sqrt{2} \cdot a}{3} \right)^2 \right)$$

$$I_{eff,y} := I_{eff,y,liv} + I_{eff,y,fl\ddot{a}ns} + I_{svets1} + I_{svets2} = (4.093 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Böjmotstånd räknas till sist ut. I y-led bestäms ett minsta böjmotstånd  $W_{eff.min.y}$  eftersom tyngdpunkten förskjutits.

$$W_{eff.y.over} := \frac{I_{eff.y}}{h - y_{tp}}$$

$$W_{eff.y.under} := \frac{I_{eff.y}}{y_{tp}}$$

$$W_{eff.min.y} := \min(W_{eff.y.over}, W_{eff.y.under}) = (1.364 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

## Beräkning av effektivt böjmotstånd $W_{eff.z}$

Vid beräkning av effektivt böjmotstånd i z-led antar vi att endast böjspänningar i z-led påverkar tvärsnittet.

Tröghetsmoment i z-led beräknas. Svetsar är här försummade då dessa ligger nära tyngdpunkten och har liten inverkan.

$$I_{eff.z} := \frac{(h - 2 \cdot t) \cdot d^3}{12} + 2 \cdot \frac{t \cdot (b - Red_f)^3}{12} + t \cdot (b - Red_f) \cdot \left( \frac{b}{2} - \frac{b - Red_f}{2} \right)^2$$

$$W_{eff.z} := 2 \cdot \frac{I_{eff.z}}{b}$$

$$A_{eff} = 5278 \text{ mm}^2$$

$$I_{eff.y} = (4.093 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{eff.z} = (3.061 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{eff.min.y} = (1.364 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{eff.z} = (2.04 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

De effektiva tvärsnittskonstanterna är nu beräknade och kan användas för elastisk analys!

## Val av tvärnsnittskonstanter beroende på tvärnsnittsklass

Beroende på tvärnsnittsklass bestäms vilka tvärnsnittskonstanter som ska användas.  
För tvärnsnittsklass:

- 1, 2: plastisk analys
- 3: elastisk analys
- 4: elastisk analys med effektiva tvärnsnittskonstanter

$$A := \text{if} (Tvärnsnittsklass < 4, A_{tot}, A_{eff})$$

$$W_y := \begin{cases} \text{if } Tvärnsnittsklass \leq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{pl.y} \\ \text{if } 2 < Tvärnsnittsklass \leq 3 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{el.y} \\ \text{if } Tvärnsnittsklass > 3 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{eff.min.y} \end{cases}$$

$$W_z := \begin{cases} \text{if } Tvärnsnittsklass \leq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{pl.z} \\ \text{if } 2 < Tvärnsnittsklass \leq 3 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{el.z} \\ \text{if } Tvärnsnittsklass > 3 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel W_{eff.z} \end{cases}$$

## 5. Analys

### EN 1993-1-1 6.3.1.2 Reduktion för knäckning

$$N_{Rd} := f_y \cdot \frac{A}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2} = 37748 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2} = 13431 \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = 0.223$$

$$\lambda_z := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0.373$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{y,y} \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.529$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{z,z} \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.612$$

$$\chi_y := \min \left( 1, \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \right)$$

$$\chi_z := \min \left( 1, \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} \right)$$

$$\chi_y = 0.992$$

$$\chi_z = 0.911$$

### EN 1993-1-1 6.3.2.2 Reduktion för vippning, Generella vippningskurvor

$$M_{cr} := C_1 \cdot N_{cr,z} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr,z}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 4138 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.342$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.593$$

$$\chi_{LT} := \min \left( 1, \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \right) = 0.928$$

$$M_{y.c.Rd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{z.c.Rd} := W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\chi_{LT} = 0.928$$

# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanalys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

EN 1993-1-1 Bilaga A, Metod 1 Interaktionsfaktorer  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  och  $k_{zz}$

$$C_{my,0} := 1 + \beta_m \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}$$

$$C_{mz,0} := 1 + \beta_m \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}$$

$$N_{cr,T} := A_{tot} \cdot \frac{\left( G \cdot I_T + \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_w}{L_{tot}^2} \right)}{I_y + I_z} = 4047 \text{ kN}$$

$$N_{cr,TF} := \min(N_{cr,y}, N_{cr,z}, N_{cr,T}) = 4047 \text{ kN}$$

$$a_{LT} := \max\left(0, 1 - \frac{I_T}{I_y}\right) = 1$$

$$\varepsilon_y := \text{if}\left(\text{Tvärsnittsklass} < 4, \frac{M_{y,Ed} \cdot A_{tot}}{N_{Ed} \cdot W_{el,y}}, \frac{M_{y,Ed} \cdot A_{eff}}{N_{Ed} \cdot W_{eff,min,y}}\right)$$

$$\lambda_{0gr} := 0.2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \min\left(1, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\right) \cdot \left(1 - \min\left(1, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)\right)} = 0.202$$

$$\lambda_0 := \lambda_{LT} = 0.342$$

$$C_{my} := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq \lambda_{0gr} \\ \quad \parallel C_{my,0} \\ \text{if } \lambda_0 > \lambda_{0gr} \\ \quad \parallel C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}} \end{cases}$$

$$C_{mz} := C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq \lambda_{0gr} \\ \quad \parallel 1.0 \\ \text{if } \lambda_0 > \lambda_{0gr} \\ \quad \parallel \max\left(1, C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \min\left(0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\right) \cdot \left(1 - \min\left(0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)\right)}}\right) \end{cases}$$

# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanalys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

$$C_{my} = 1$$

$$C_{mz} = 1.001$$

$$C_{mLT} = 1.109$$

$$b_{LT} := 0.5 \cdot a_{LT} \cdot \lambda_0^2 \cdot \frac{M_{y.Ed} \cdot M_{z.Ed}}{\chi_{LT} \cdot \left( W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right) \cdot \left( W_{pl.z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)}$$

$$c_{LT} := 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\lambda_0^2 \cdot M_{y.Ed}}{(5 + \lambda_z^4) \cdot C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot \left( W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)}$$

$$d_{LT} := 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\lambda_0 \cdot M_{y.Ed} \cdot M_{z.Ed}}{(0.1 + \lambda_z^4) \cdot C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot \left( W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right) \cdot C_{mz} \cdot \left( W_{pl.z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)}$$

$$e_{LT} := 1.7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\lambda_0 \cdot M_{y.Ed}}{(0.1 + \lambda_z^4) \cdot C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot \left( W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)}$$

$$w_y := \min \left( 1.5, \frac{W_{pl.y}}{W_{el.y}} \right) = 1.084$$

$$w_z := \min \left( 1.5, \frac{W_{pl.z}}{W_{el.z}} \right) = 1.5$$

$$\lambda_{max} := \max(\lambda_y, \lambda_z) = 0.373$$

$$n_{pl} := \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot \frac{A_{tot}}{\gamma_{M1}}} = 0.22$$

$$C_{yy} := \max \left( \frac{W_{el.y}}{W_{pl.y}}, 1 + (w_y - 1) \cdot \left( \left( 2 - \frac{1.6 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}}{w_y} - \frac{1.6 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}^2}{w_y} \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right) \right) = 1.023$$

$$C_{yz} := \max \left( 0.6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \cdot \frac{W_{el.z}}{W_{pl.z}}, 1 + (w_z - 1) \cdot \left( \left( 2 - \frac{14 \cdot C_{mz}^2 \cdot \lambda_{max}^2}{w_z^5} \right) \cdot n_{pl} - c_{LT} \right) \right) = 1.152$$



# S.T.A.D.I.G - design

Ståltvårsnittsanlys för Diverse I-balkar i Gränslasttillstånd

$$C_{zy} := \max \left( 0.6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}, 1 + (w_y - 1) \cdot \left( 2 - \frac{14 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}^2}{w_y^5} \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right) = 1.013$$

$$C_{zz} := \max \left( \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}, 1 + (w_z - 1) \cdot \left( 2 - \frac{1.6 \cdot C_{mz}^2 \cdot \lambda_{max}}{w_z} - \frac{1.6 \cdot C_{mz}^2 \cdot \lambda_{max}^2}{w_z} \right) \cdot n_{pl} - e_{LT} \right) = 0.663$$

$$\mu_y := \frac{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)}{1 - \chi_y \cdot \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} = 1$$

$$\mu_z := \frac{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)}{1 - \chi_z \cdot \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} = 0.996$$

$$k_{yy} := \begin{cases} \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass \leq 2 \\ \left| \left| \frac{C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \mu_y}{\left( 1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right) \right)} \cdot C_{yy} \right| \right| \\ \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass > 2 \\ \left| \left| \frac{C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \mu_y}{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} \right| \right| \end{cases}$$

$$k_{yz} := \begin{cases} \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass \leq 2 \\ \left| \left| \frac{C_{mz} \cdot \mu_y}{\left( 1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \right)} \cdot C_{yz} \cdot 0.6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \right| \right| \\ \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass > 2 \\ \left| \left| \frac{C_{mz} \cdot \mu_y}{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \right| \right| \end{cases}$$

$$k_{zy} := \begin{cases} \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass \leq 2 \\ \left| \left| \frac{C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \mu_z}{\left( 1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right) \right)} \cdot C_{zy} \cdot 0.6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \right| \right| \\ \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass > 2 \\ \left| \left| \frac{C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \mu_z}{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} \right| \right| \end{cases}$$

$$k_{zz} := \begin{cases} \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass \leq 2 \\ \left| \left| \frac{C_{mz} \cdot \mu_z}{\left( 1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \right)} \cdot C_{zz} \right| \right| \\ \text{if } Tv\ddot{a}rsnittsklass > 2 \\ \left| \left| \frac{C_{mz} \cdot \mu_z}{1 - \min \left( 0.99, \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \right| \right| \end{cases}$$

$$k_{yy} = 1.127$$

$$k_{yz} = 1.048$$

$$k_{zy} = 1.122$$

$$k_{zz} = 1.044$$

## 6. Resultat

### 6.1 Lokal kontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 32\%$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.c.Rd}} = 41\%$$

$$\frac{M_{z.Ed}}{M_{z.c.Rd}} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.c.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.c.Rd}} = 73\%$$

### 6.2 Global kontroll:

#### Böjknäckning, y-y resp z-z

$$\chi_y = 0.99$$

$$\chi_z = 0.91$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} = 32\%$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} = 35\%$$

#### Vippning

$$\chi_{LT} = 0.93$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.c.Rd}} = 45\%$$

#### Kontroll med hänsyn till instabilitet samt interaktion

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.c.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.c.Rd}} = 86\%$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.c.Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.c.Rd}} = 89\%$$