



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R50: 1974

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

Stålpelare i husbyggnader

**Konrad Hernelind, Torsten
Höglund & Henrik Nylander**

Byggforskningen

Konrad Hernelind, Torsten Höglund & Henrik Nylander

R50:1974

Pelarförningen vid husbyggnader är beroende av planlösning, lasttyp och byggnadstekniska förutsättningar i övrigt. Ofta bestäms tvärsnittstyp och dimensioner av risk för plan knäckning och rymdknäckning. Av betydelse för val av tvärsnittstyp är också att anslutning till andra konstruktionsdelar skall kunna utformas rationellt.

I föreliggande undersökning har för vanliga konstruktionsutformningar studerats hur en pelares bärförmåga påverkas av olika faktorer såsom stagning mot utböjning i sidled, utformning av anslutning till balk eller fundament och tvärsnittsformning.

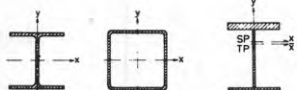


FIG 1 Några vanliga tvärsnitt vid pelare

Stagning av pelare genom väggskivor, fackverk eller åsar höjer bärförmågan genom att utböjningen i en riktning — i allmänhet den vecka riktningen — förhindras. Det är väsentligt att förbandet mellan pelare och stagande konstruktion utformas så, att stagningen blir effektiv. Ofta är det gynnsamt att utforma förbandet böjstelt, varigenom pelarens vridning elastiskt förhindras.

Vid lådpelare är vridstyvheten ofta så stor att den plana knäckningen ensam är aktuell.

En jämförelse görs mellan pelare med enkelsymmetriskt och dubbelsymmetriskt tvärsnitt. Enkelsymmetriskt tvär-

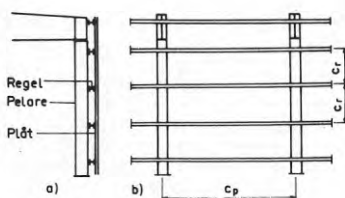


FIG 2 Pelare stagad av väggskiva

schnitt ger en ganska stor materialbesparing (upp till 50 %) vid excentrisk tryckt pelare med tryckkraften så belägen, att excentricitetsmomentet ger tryckspänning i den bredare flänsen.

I anslutning till exempel ges dimensionerande infästningsmoment i pelarfot. Förutsättning för vridförhindring och välvningsförhindring studeras vid några utförandeformer vid pelarändarna. Vridknäcklasten visas vara beroende av utformningen.

Välvningsförhindrande förstyrningar höjer kritisk last, om ej knäckningen är helt plan. För tre typlaster anges inverkan på rymdknäcklast av välvningsförhindrande anordningar vid pelarändarna. När välvningsförhindringen åstadkoms genom lådprofil svetsad mot flänsarna kan inspänningen av flänsarna göras stor och rymdknäcklasten höjas avsevärt. Ändplåtar med något ökad tjocklek kan ge välvningsförhindring som medför en ej försombar höjning av rymdknäcklasten. Vid tryckt eller böjd och tryckt pelare kan tvärsnittsvälvningen vid pelarfoten ge en fördelning av upplagstrycket, som hindrar välvningen.

Nyckelord:

stålpelare, konstruktionsutformning, stagning, tvärsnittstyp, balkanslutning, fundamentanslutning.

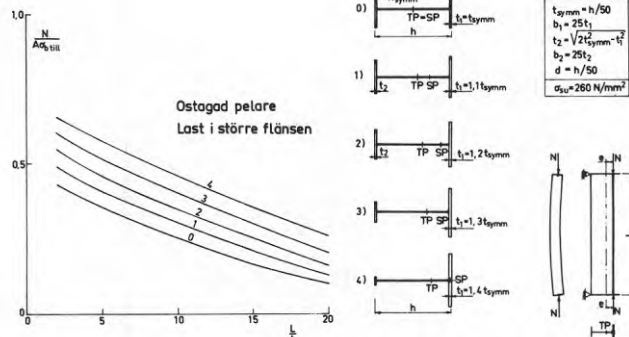


FIG 3 Inverkan av tvärsnittsform vid enkelsymmetriskt I-tvärsnitt vid tryckkraft i större flänsen. Konstant totalare och tvärsnittshöjd

Rapport R50:1974 hänför sig till forskningsanslag C826 från Statens råd för byggnadsforskning till Nylander & Hernelind Konstruktionsbyrå AB.

UDK 624.075.2:691.714
SFB (29)
ISBN 91-540-2362-9

Sammanfattning av:

Hernelind, K, Höglund, T & Nylander, H, *Stålpelare i husbyggnader*. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R50:1974, 148 s., ill. 25 kr + moms.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

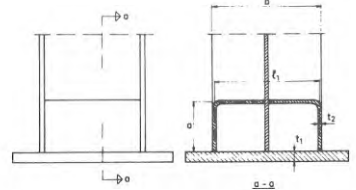
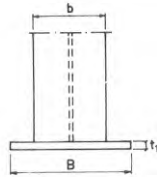
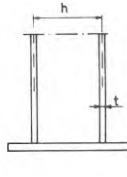
Svensk Byggtjänst
Box 1403, 111 84 Stockholm
Telefon 08-24 28 60
Grupp: konstruktion

Förutsättning för att effekten skall kunna utnyttjas är bl.a. att undergjutningen av basplåten är noggrant utförd.

Genom Stålbbyggnadsnorm 70 höjdes de tillåtna spänningarna vid plan knäckning samtidigt som regler för dimensionering med hänsyn till rymdknäckning infördes. Kommentarer till Stålbbyggnadsnorm 70 "Knäckning, vippning och buckling" ger kompletterande anvisningar. En uppgift i föreliggande undersökning har varit att ytterligare förtydliga och förenkla metoder för dimensioneringen vid rymdknäckning och vippning.

Som ett led i strävandena att förenkla dimensioneringsarbetet har upprättats diagram för bestämning av tillåtna spänningar vid rymdknäckning och vippning av pelare med dubbelsymmetriskt I-tvärnsnitt.

Diagrammen i bilaga I ger en enkel bestämning av tillåten spänning vid godtyckligt värde på σ_{su} . Diagrammen ger som ett resultat på vägen värdet för $\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$ och kan lätt kompletteras vid ev. förändring av regel för tillåten spänning som funktion av α vid stål eller för annat konstruktionsmaterial som aluminium eller trä. Ur definitionen på α kan även σ_{el} bestämmas. Diagrammen ger en överskådlig jämfö-



Ändplåtens dimensioner		m_w	m_w/k
B m	t_1 m	m^{-1}	
0,30	0,03	0,24	0,51
	0,04	0,56	1,20
0,50	0,03	0,40	0,85
	0,04	0,94	2,00

TABELL 1a. Koefficient m_w och m_w/k , som ger graden av väpningsförhindring vid avstyvning enligt fig. Profil HEA 300

t_1 m	t_2 m	$m_w m^{-1}$	m_w/k
0,03	0,01	0,88	18,7
0,03	0,012	1,03	21,8
0,02	0,01	0,82	17,4
0,02	0,012	0,95	20,2

TABELL 1b. m_w och m_w/k vid avstyvning enligt fig. Profil HEA 300

relse mellan besläktade lastfall och mellan olika inspänningsfall.

α erhålls ur sambandet

$$\alpha = r f_2(kL), \text{ där } k = \sqrt{C/C_w}$$

och $\sigma_{III}/\sigma_{b,III} = f_1(\alpha)$

$f_1(\alpha)$ är hämtat från *StBK-NI* och $f_2(kL)$ har bestämts ur bekanta lösningar för de olika lastfallen och redovisats i bilaga I.

Uttrycket för r innehåller faktorerna L/b och $\sqrt{\sigma_{su}/E}$ samt tvärsnittsstorheter. Genom att diagrammen ger inverkan av L/b för sig och kL för sig erhålls underlag för överskådlig bedömning av ändamålsenlig konstruktionsutformning.

Diagrammen i bilaga II har som ingångsdata L/b och h/t . Förenklingen i användning genom begränsningen av

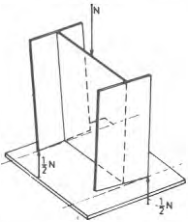


FIG 5 Förhindring av välvning vid tryckt pelare på stelt underlag. Krafterna $1/2 N$ ger flänsböjande moment som hindrar den visade välvningen

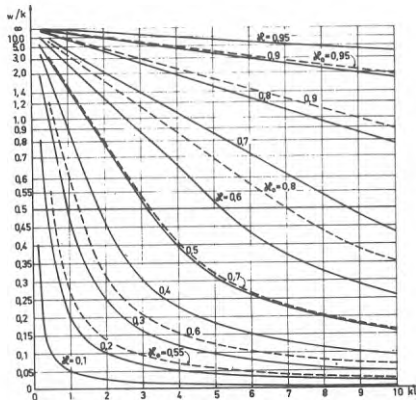


Diagram för bestämning av κ vid vridknäckning av pelare med välvningsförhindrade avstyvningar vid båda ändar. Centrisk tryckkraft

FIG 4 Inverkan av välvningsförhindring vid centriskt tryckt pelare

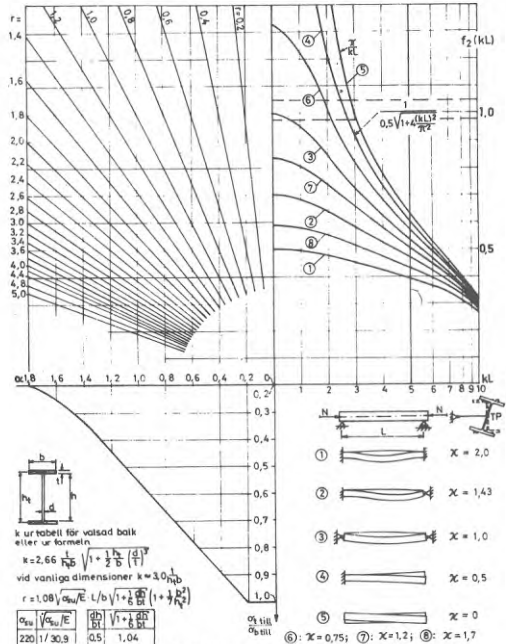


Fig. 9 Tillåten tryckspänning σ_{III} vid vridknäckning av centriskt tryckt stång. Diagrammet tillämpas antingen när vridknäckning är dimensionerande eller när stängens är slagad mot utböjning i sidled och knäckning i livets plan kontrolleras. Vid sidoknäckning med fri uppbyggnad vid balkändarna erhålls aktuell $f_2(kL)$ inom område mellan streckade linjer.

Diagram för bestämning av tillåten spänning vid vridknäckning vid olika κ . Centrisk tryckkraft

ingångsdata i förhållande till bilaga I har möjliggjorts genom att målsättningen varit att ge approximativt giltiga värden för tillåten spänning inom ett något begränsat område. Diagrammen ger värden på tillåten spänning på säkra sidan för sträckgränsspänning mindre än 260 MN/m² och gäller för valsade HE- eller IPE-pelare eller för svetsade I-pelare med vissa angivna begränsningar i tvärsnittsutformningen. Vid tillämpning på sträckgränsspänning större än 260 MN/m² erhålls ibland fel på osäkra sidan.

I bilaga III ges exempel på interactionsdiagram för excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetrisk I-tvärsnitt när pelaren är ostagad resp. stagad mot utböjning i sidled längs mindre fläns. Diagrammet ger anvisning för val av tvärsnittsform och kan användas vid överlagsdimensionering.

Formler för tvärsnittskonstanter för vissa svetsade tvärsnitt samt tabeller för tvärsnittskonstanter för tvärsnitt vid valsade balkar ges i bilaga IV.

I beräkningsexempel visas gången vid dimensioneringen. Föreskrifter i *StBK-N1* och anvisningar i *StBK-K2* följs. Beräkningsdiagrammen i bilagorna I och II tillämpas. Sådana aktuella exempel har i huvudsak valts, där rymdknäckning varit aktuell. Bland erfarenheterna från beräkningsexemplen kan nämnas att den förenklade interactionsformel som angivits i *StBK-N1* för ostagad pelare har visat sig tillämpbar vid stagad pelare av dubbelsymmetrisk I-tvärsnitt vid jämförelse med noggrannare metod enligt *StBK-K2*.

Referenser

Källmaterial för de i undersökningen tillämpade teorierna har varit *StBK-K2* och den originallitteratur som där åberopas. Det kan speciellt nämnas, att den nyttjade originallitteraturen rörande välvningsförhindring och stabilitet av stagad pelare utgörs av Nylander, H., *Drehungsvorgänge und gebundene Kippung bei geraden, doppelsymmetrischen I-Trägern*. IVA:s handlingar nr 174, Stockholm 1942. Nylander, H., *Torsion, bending and lateral buckling of I-beams*. KTH:s handlingar nr 102, Stockholm 1956.

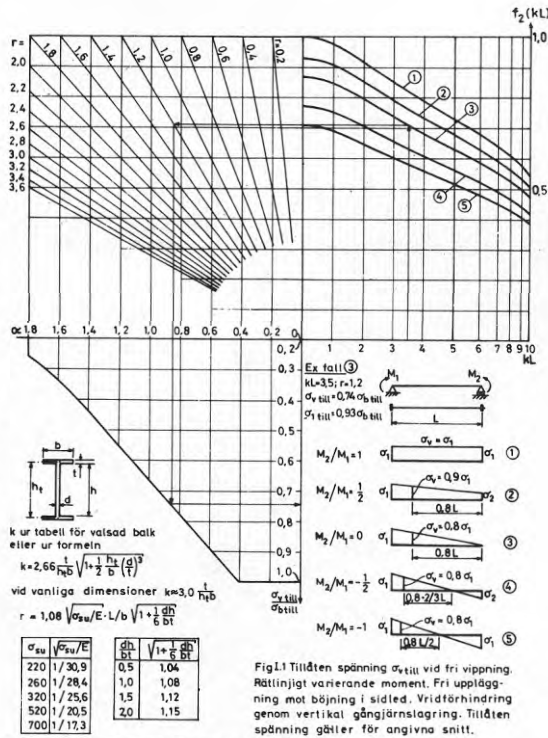
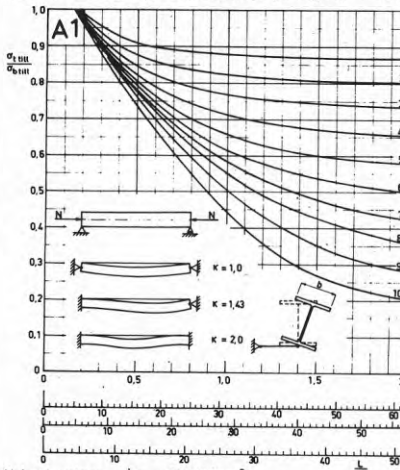


FIG 6 Exempel på dimensioneringsdiagram i bilaga I



Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-360	
4		120-160	400-450	
5	100-120	180-240	500-550	80
6	140-160	260-450	600-650	100
7	180-240	500-600	700	120-140
8	260-550	650-700	800	160-180
9	600-700	750-800	900-1000	200-270
10	800-1000	900-1000		300-600

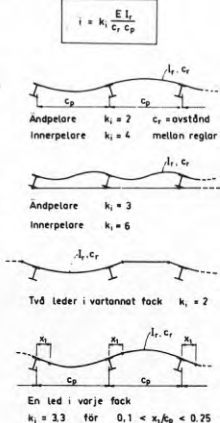
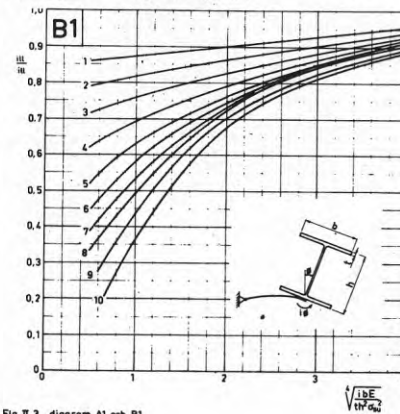


Fig II.3 diagram A1 och B1

FIG 7 Exempel på dimensioneringsdiagram i bilaga II

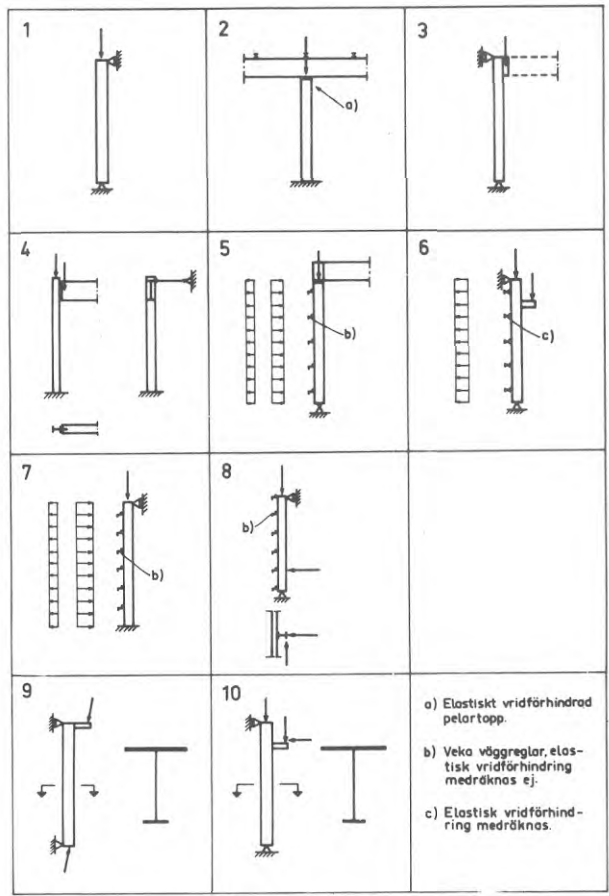


FIG 8 Sammanställning av beräkningsexempel

Steel columns in buildings

Konrad Hernelind, Torsten Höglund & Henrik Nylander

National Swedish Building Research Summaries

R50:1974

The design of columns in buildings is dependent on type of loading and other constructional conditions. The type and dimensions of cross section often depend on the risk of lateral buckling and the combined lateral and torsional buckling. It is also of importance that the type of cross section is suitable with respect to possibilities of rational design of the connection with other parts of the structure.

In this investigation is studied, for some common structures, the way in which the loadbearing capacity of a column is affected by factors such as bracing to prevent lateral deflection, design of the connection to a girder or the foundation, and the shape of the cross section.

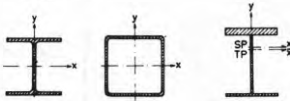


FIG. 1. Some common column cross sections

Bracing of columns by means of wall panels, trusses or purlins, thus preventing the lateral deflection of the braced axis of the column, raises the loadbearing capacity. It is important that the connection between the column and the bracing structure is constructed in such a way that the bracing is effective. It is often of advantage to construct the connection between the column and the bracing structure flexurally rigid, since in this way torsion of the column will be elastically restrained.

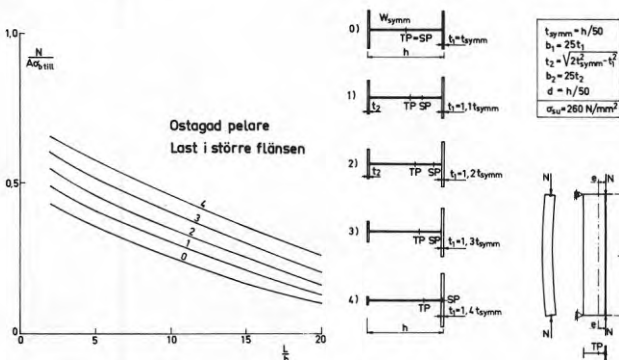


FIG. 3. Influence of cross sectional proportions of monosymmetrical I sections when compressive force is applied to the larger flange. Constant total area and cross section height.

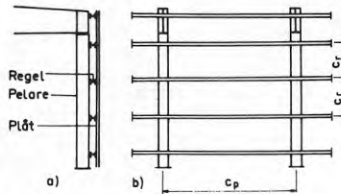


FIG. 2. Columns braced by wall panels

In a box section column the torsional rigidity is often so high that only lateral buckling in one plane need to be considered.

A comparison is made between columns of monosymmetrical and bisymmetrical cross section. In the case of excentrically compressed columns with the compressive force situated so that the bending moment due to the excentricity produces compressive stress in the larger flange, a monosymmetrical cross section can give a saving in material up to 50 per cent.

In some examples the design restraining moment at the column base is given. The conditions for prevention of torsion and prevention of warping at the column ends are studied. It is shown how the critical load in torsional buckling is dependent on the design of connected parts of the structure.

Stiffeners provided to prevent warping raise the critical load if buckling is not entirely in one plane. The effect on lateral and torsional buckling of warping-preventing stiffeners at the column ends is demonstrated for three typical cases of loading. When warping is

Key words:

steel columns, structural design, bracing, type of cross section, connection to girder, connection to foundation.

Report R50:1974 refers to Research Grant C 826 from the Swedish Council for Building Research to Nylander & Hernelind Konstruktionsbyrå AB.

UDC 624.075.2:691.714
SfB (29)
ISBN 91-540-2362-9

Summary of:

Hernelind, K., Höglund, T & Nylander, H, *Stålpelare i husbyggnader*. Steel columns in buildings. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R50:1974, 148 p., ill., 25 Sw. Cr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

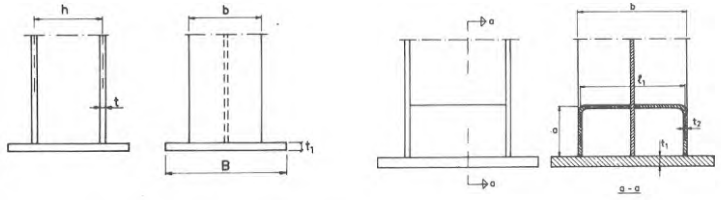
Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, S-111 84 Stockholm
Sweden

prevented by a box beam welded to the flanges, the critical load with respect to lateral and torsional buckling is considerably raised. End plates with a thickness slightly increased compared with normal end plates give a significant increase in the critical load with respect to lateral and torsional buckling. In the case of columns in compression or combined compression and bending, warping of the cross section at the column base can produce a distribution of the bearing pressure, which prevents warping. One of the requirements for utilising this effect is that the base plate shall be properly underfilled with concrete.

Regulations for Steel Structures 70 (StBK-N1) raised the permitted stresses in the case of buckling in one plane compared with earlier code, and at the same time rules were introduced for design with respect to lateral and torsional buckling. The comments StBK-K2 to StBK-N1 give additional explanations. One of the purposes of this investigation has been to further clarify and simplify methods for design with regard to lateral and torsional buckling.

As part of the endeavour to simplify design work, diagrams have been pre-



Ändplåtens dimensioner		m_w	m_w/k
B m	t_1 m		
0,30	0,03	0,24	0,51
	0,04	0,56	1,20
0,50	0,03	0,40	0,85
	0,04	0,94	2,00

Table 1a. Coefficients m_w and m_w/k giving the extent of warping prevention. Stiffeners as in the figure. Section HEA 300.

t_1 m	t_2 m	$m_w m^{-1}$	m_w/k
0,03	0,01	0,88	18,7
0,03	0,012	1,03	21,8
0,02	0,01	0,82	17,4
0,02	0,012	0,95	20,2

Table 1b. m_w and m_w/k when stiffeners are provided as shown in the figure. Section HEA 300.

pared for determination of the permissible stresses at lateral and torsional buckling of columns of bisymmetrical I cross section.

The diagrams in Appendix I permit easy determination of the permissible stress for any value of yield stress σ_{su} . These diagrams also give the value of $\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$ and can easily be extended if there is a change in the rules govern-

ing permissible stress as a function of α in steel or in other structural materials such as aluminium or timber. The value of the critical stress calculated from the theory of elasticity, σ_{el} , can also be determined from the definition of α . The diagrams provide a clear comparison between related loading conditions and between different end restraint conditions.

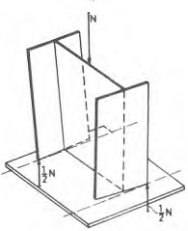


Fig. 5. Prevention of warping of a column on a rigid base which is subjected to compression. The forces $1/2N$ give rise to moments which tend to bend the flanges and prevent the warping shown in the figure.

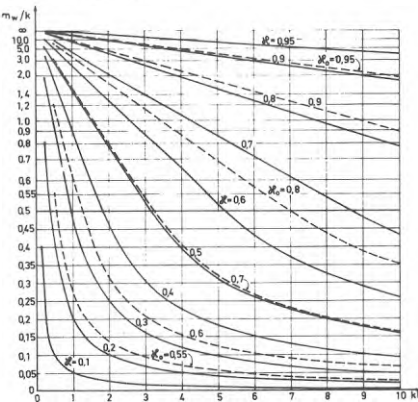


Diagram for determination of κ at torsional buckling of columns with stiffeners preventing warping at both ends. Concentric compressive force.

Fig. 4. Influence of warping preventing stiffeners on torsional buckling.

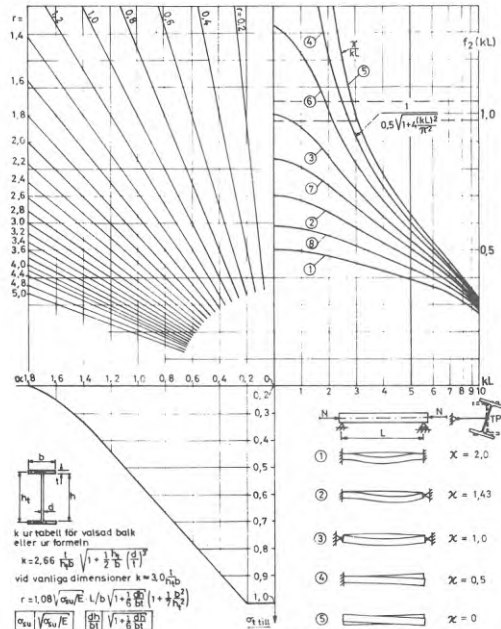


Fig. 19. Tillåten tryckspänning α_{till} vid vridknäckning av centrisk tryckt stång. Diagrammet tillämpas antingen när vridknäckning är dimensionerande eller när stängens är stagad mot utböjning i sidled och knäckning i livets plan kontrolleras. Vid sidoknäckning med fri uppbyggnad vid balkinrättarna erindis aktuellt $f_2(kN)$ inom område mellan streckade linjer.

Diagram for determination of permissible stress in torsional buckling for different values of κ . Concentric compressive force.

The value of α is obtained from the expression

$$\alpha = r f_2(kL), \text{ where } k = \sqrt{C/C_w}$$

(C = Saint Venant's torsional rigidity

C_w = warping rigidity)

and

$\sigma_{III}/\sigma_{b,III}$ from the expression

$$\sigma_{III}/\sigma_{b,III} = f_1(\alpha)$$

The values of $f_1(\alpha)$ are taken from StBK-N1, while $f_2(kL)$ has been determined from known solutions for the different load combinations, and shown in Appendix I.

The expression for r contains L/b and $\sqrt{\sigma_{st}/E}$, and also cross sectional dimensions. Owing to the fact that the diagrams show separately the effects of L/b and kL , clear understanding of the influence of the main factors is obtained.

The initial data in the diagrams in Appendix II are L/b and h/t . The reason why application of the diagrams could be made easier by limiting the initial data in comparison with those in Appendix I is that the object has been to provide approximately valid permissible stresses in a somewhat limited range. The diagrams give the values of permissible stress on the safe side for yield stresses less than 260 MN/m², and are valid for rolled HE or IPE columns or for welded I columns with certain stated restrictions in the shape of the cross section. When the diagrams are applied to yield stresses in excess of 260 MN/m², errors sometimes occur on the unsafe side.

Appendix III contains examples of interaction diagrams for eccentrically loaded columns of monosymmetrical I cross section, the columns being braced or unbraced against lateral deflection along the smaller flange. The diagrams give recommendations for the choice of cross section, and may be used in preliminary design.

Formulae for cross sectional constants for certain welded cross sections, and tables of cross sectional constants for rolled girders are given in Appendix IV.

The design process is shown in worked examples. Regulations in StBK-N1 and StBK-K2 are complied with. The design diagrams in Appendices I and II are applied. In the main, the examples chosen have been those in which the risk of lateral and torsional buckling must be considered. It may be mentioned among the experiences gained from the worked examples that the simplified interaction formula given in StBK-N1 for unbraced columns has been found to be applicable for braced columns of bisymmetrical I section,

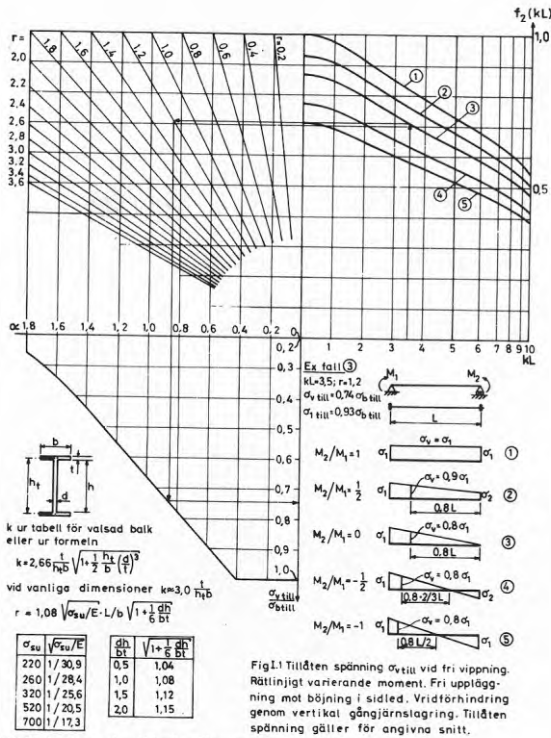


FIG. 6. Example of design diagram in Appendix I.

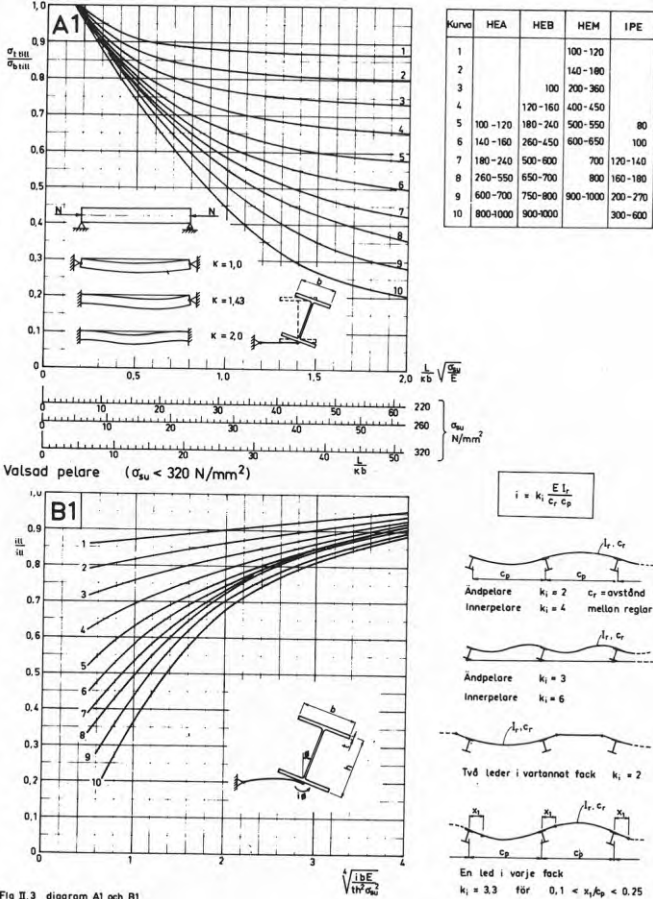


Fig II.3 diagram A1 och B1

FIG. 7. Example of design diagram in Appendix II.

when compared with the more accurate method given in StBK-K2.

References

The sources of the theories employed in the investigation have been StBK-K2 and the original literature there referred to. It can be specially mentioned that the original literature concerning prevention of warping and the stability of braced columns is

Nylander, H, "Drehungsvorgänge und gebundene Kippung bei geraden, doppelsymmetrischen I-Trägern", IVA Publication No 174, Stockholm 1942.

Nylander, H, "Torsion, bending and lateral buckling of I-beams". Proceedings of the Royal Institute of Technology, No 102, Stockholm 1956.

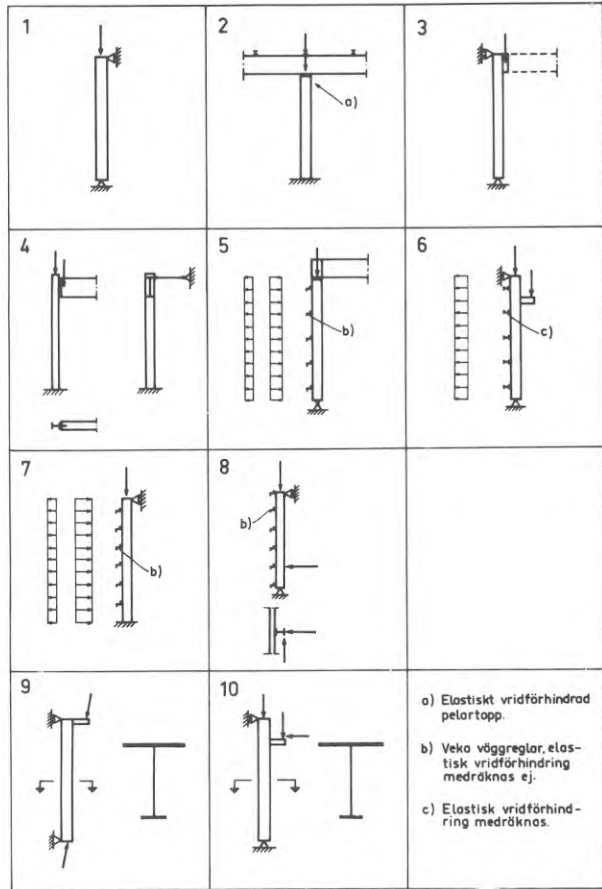


FIG. 8. Worked examples.

Rapport R50:1974

STÅLPELARE I HUSBYGGNADER

av Konrad Hernelind, Torsten Höglund & Henrik Nylander

Meddelande nr 109, Institutionen för Byggnadstatik,
Kungl. Tekniska högskolan, Stockholm 1974.

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag C 826 från Statens råd
för byggnadsforskning till Nylander & Hernelind Konstruktionsbyrå AB,
Stockholm.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm
ISBN 91-540-2362-9

LiberTryck Stockholm 1974

INNEHÅLL

BETECKNINGAR	5
1 INLEDNING	7
2 KONSTRUKTIONSFÖRUTSÄTTNINGAR	8
2.1 Lasttyp och lastpåföring	8
2.2 Tvärsnittsform	9
2.2.1 Jämförelse mellan olika tvärsnittstyper	9
2.2.2 Synpunkter på val av tvärsnittsform vid I-profil	12
2.3 Pelares slankhet	17
2.4 Utformning av pelarfot och pelartopp	18
2.5 Stagning och vridförhindring längs pelare	23
2.6 Inverkan av välvningsförhindrande avstyvningar	29
2.6.1 Graden av välvningsförhindring	29
2.6.2 Inverkan av välvningsförhindring vid fri vippning av balk, belastad med konstant moment	32
2.6.3 Inverkan av välvningsförhindring vid vridknäckning av centriskt tryckt pelare, där ena pelaränden ej är förhindrad att vridas	34
2.6.4 Inverkan av välvningsförhindring vid pelare, stagad mot sidoböjning på avstånd b från TP	38
3 EXEMPEL	40
EXEMPEL 1. Centriskt tryckt pelare med leder i båda ändar	42
EXEMPEL 2. Centriskt tryckt pelare, kontroll av knäckning och vridknäckning	44
EXEMPEL 3. Excentriskt tryckt pelare med rätlinjigt varierande excentricitet	49
EXEMPEL 4. Pelare belastad med excentrisk normalkraft	53
EXEMPEL 5, Centriskt tryckt pelare med stagad transversalbelastad fläns	56
EXEMPEL 6. Pelare med stagad elastiskt vridförhindrad fläns belastad av vindsug, centrisk normalkraft och last från travers	60
EXEMPEL 7. Centriskt tryckt vid pelarfot inspänd pelare med stagad transversalbelastad fläns. Vindtryck och vindsug	64
EXEMPEL 8. Påkörningskraft vid stagad pelare.....	70
EXEMPEL 9. Excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt	75
EXEMPEL 10. Pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt belastad med normalkraft och laster från travers	82
4 REFERENSER	90
BILAGA I. Diagram för bestämning av tillåtna spänningar vid vippning och rymdknäckning. Dubbelsymmetriskt I-tvärsnitt.....	91

BILAGA II.	Diagram för approximativ bestämning av tillåten spänning vid knäckning, rymdknäckning och vippning av pelare med dubbelsymmetriskt I-tvårsnitt ...	113
BILAGA III.	Exempel på interactiondiagram för excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt I-tvårsnitt	136
BILAGA IV.	Tvårsnittskonstanter för HEA-, HEB, HEM- och IPE-profiler samt formler för tvårsnittskonstanter för vissa svetsade tvårsnitt	139

BETECKNINGAR

a	lastangreppshöjd över skjuvningsmedelpunkten
A	tvärsnittsarea
b	flänsbredd
	avstånd från styrningsaxel till skjuvningsmedelpunkt
$B_y = EI_y$	böjstyvhets med avseende på y-axel
c_p	centrumavstånd mellan pelare
c_r	centrumavstånd mellan reglar
C	vridstyvhets
C_w	välstyvhets
d	livtjocklek
e	excentricitet
E	elasticitetsmodul
$f_1(\alpha)$	funktion av α i bilaga I
$f_2(kL)$	funktion av kL i bilaga I
G	skjuvmodul
h	tvärsnittshöjd
h_{liv}	livhöjd
h_t	avstånd mellan flänsarnas tyngdpunkt vid I-balk
H	horisontallast
i	elastiskt vridförhållande moment fördelat efter pelares längd
i_p	polär tröghetsradie med avseende på skjuvningsmedelpunkt
i_x	tröghetsradie med avseende på x-axel
i_y	tröghetsradie med avseende på y-axel
I_p	polärt tröghetsmoment med avseende på skjuvningsmedelpunkt
I_x, I_y	tröghetsmoment med avseende på x- resp y-axel
$k = \sqrt{C/C_w}$	tvärsnittskonstant
K_v	vridstyvhets tvärsnittsfaktor
K_w	välstyvhets tvärsnittsfaktor
l	längd, knäcklängd
L	pelarlängd
m	vippningskoefficient
m_w	storhet som anger effekt av välvningförhållande
M	böjande moment
M_{kr}	kritiskt moment vid vippning

M_{el}	moment vid elastisk vippning
M_{sk}	kritiskt stödmoment vid vippning av kontinuerlig balk
M_{till}	tillåtet moment
N	normalkraft
N_{el}	knäcklast enligt elasticitetsteorin
P	punktlast
q	fördelad last
q_{kr}	kritisk fördelad last
r	uttryck innehållande tvärsnittsstorheter L/b och $\sqrt{\sigma_{su}/E}$ i bilaga I
R	hålkälsradie
	reduktion av tillåten spänning vid svetsad pelare med initialspänningar $> 0,4 \sigma_{su}$
s	säkerhetstal
SP	skjuvningsmedelpunkt
t	flänstjocklek
t_x, t_y	tvärsnittskonstant vid enkel- eller osymmetriskt tvärsnitt
T	tvärkraft
TP	tyngdpunkt
u, v	förskjutning i riktning x resp y
W	tvärsnittsmotstånd
$x y z$	koordinatsystem med origo i SP
$\bar{x} \bar{y} \bar{z}$	koordinatsystem med origo i TP
\bar{x}_s, \bar{y}_s	skjuvningsmedelpunktens \bar{x} - resp \bar{y} -koordinat
$\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$	parameter för bestämning av tillåten spänning
κ, \varkappa	koefficient
λ	parameter
μ	stödmomentkoefficient
$\sigma_b = M/W$	böjspänning
σ_b till	tillåten böjspänning
σ_{el}	tryckspänning för knäcklast, vippningslast eller bucklingslast bestämd enligt elasticitetsteorin
σ_E	eulerknäckspänning
σ_{su}	undre sträckgränsspänning
$\sigma_t = N/A$	tryckspänning
σ_t till	tillåten tryckspänning
σ_v till	tillåten spänning med hänsyn till vippning
τ	skjuvspänning
τ_{till}	tillåten skjuvspänning
ϕ	vridvinkel

1 INLEDNING

För stålpelare i husbyggnader gäller i hög grad att dimensionerna bestäms av risk för plan knäckning och rymdknäckning. Det är angeläget att kunna utnyttja olika byggnadstekniska möjligheter att höja kritisk pelarlast. I föreliggande undersökning har för vanliga konstruktionsutformningar studerats hur en pelares bärförmåga påverkas av olika faktorer såsom stagning mot utböjning i sidled, utformning av anslutning till balk eller fundament och tvärsnittsutformning.

Ofta är rymdknäckning och vippning aktuella vid dimensioneringen. Stålbyggnadsnorm 70 - StBK-N1 - ger anvisningar om tillåtna spänningar. I Kommentarer - StBK-K2 - ges kritisk last enligt elasticitetsteori för aktuella lastfall samt ytterligare anvisningar om tillåtna spänningar.

De i K2 förekommande formlerna leder vid direkt användning till ganska tunga beräkningar. I bilagorna I och II har därför utarbetats diagram, som förenklar dimensioneringen. Vidare ges exempel på beräkningar av några typiska konstruktioner. Dessa exempel har i stor utsträckning berört lastfall där dimensionering utförs med hänsyn till vippning och rymdknäckning.

Undersökningen har med stöd av forskningsanslag från *Statens Råd för Byggnadsforskning* utförts vid *Nylander & Hernelind Konstruktionsbyrå AB* av *Konrad Hernelind*, *Torsten Höglund* och *Henrik Nylander*. Samtliga nämnda har deltagit i planläggning och utformning av avsnitten 2.1 - 2.5. Avsnitt 2.6 har utarbetats av *Nylander*. Avsnitt 3 har utarbetats av *Höglund* och *Nylander*, bilaga I av *Nylander* och bilagorna II och III av *Höglund*, varvid *Hernelind* deltagit i arbetet för bilaga II. Vissa diagram- och kontrollberäkningar har utförts av *Håkan Birke*. *Björn Sjöström* har utfört beräkningar med dator för bilagorna II och IV.

Kompletterande undersökningar har genomförts vid *institutionen för Byggnadsstatik, KTH*.

Renskrivning och diagramberäkningar har utförts av *Barbro Ahlgren* och renritning av *Ebba Ask*.

2 KONSTRUKTIONSFÖRUTSÄTTNINGAR

Av de faktorer som påverkar en pelares bärförmåga diskuteras nedan

- lasttyp och sätt för lastinföring
- tvärsnittsform och längd
- förhållanden vid upplagen
- eventuell stagnering och vridförhindring

2.1 Lasttyp och lastpåföring

Vanligen förekommande laster är: (jämför fig 1)

- a) centrisk tryckkraft
- b) horisontallast av vind, påkörningskrafter från fordon, bromskrafter från traverser
- c) ändmoment vid rampelare eller excentriskt belastad pelare
- d) moment och normalkrafter från upplagshyllor, traversshyllor och excentriska balkinfästningar.

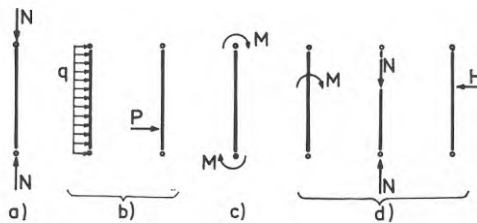


Fig 1 Vanliga laster på pelare

- a) centrisk tryckkraft
- b) fördelad transversallast av vind och transversell punktlast av påkörning av fordon
- c) ändmoment av excentrisk tryckkraft eller av hörnmoment i ramar
- d) moment, normalkraft och horisontallast av last på travershyllor och konsoler

Med vissa undantag (t.ex. vindpelare) är en pelares uppgift att bära vertikallast. Vertikallasten kan angripa pelaren centriskt d.v.s. i pelartvårsnittets tyngdpunkt TP eller excentriskt.

Lastangreppspunkten beror på utformningen av pelarens ändar och av anslutande byggnadsdelar. I vissa fall kan lastangreppspunkten vara svår att ange. Frågan om normalkraftens införingspunkt behandlas under 2.4.

2.2 Tvärsnittsform

2.2.1 Jämförelse mellan olika tvärsnittstyper

Förekommande tvärsnittsformer visas i fig 2.

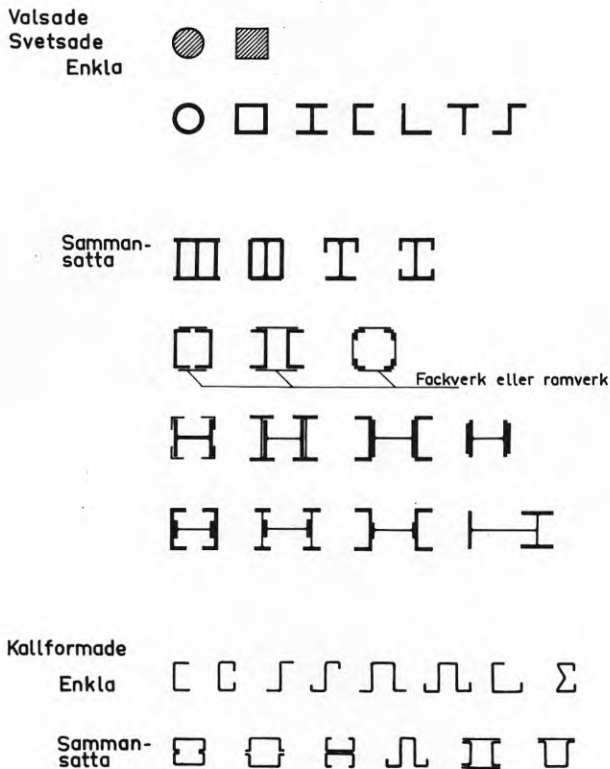


Fig 2 Möjliga tvärsnittsformer för pelare

De vanligaste tvärsnitten är I-tvärsnitt samt slutet rektangulärt eller cirkulärt tvärsnitt, fig 3.

För pelare påverkad enbart av normalkraft och med lika möjlighet till

utknäckning i alla riktningar lämpar sig bäst slutet tvärsnitt som kan utformas med samma tröghetsradie i både x- och y-riktningen.

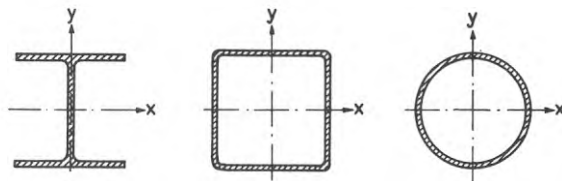


Fig 3 Vanliga tvärsnittsformer för pelare

Nackdelar med pelare av slutet tvärsnitt är, att

- direkt anslutning till dem ej kan ske med bultförband
- materialpriset i valsade rörprofiler är högt i förhållande till vanliga valsade profiler.

Fördelar med slutet tvärsnitt är, att

- de kan utformas med samma tröghetsradie i både x- och y-riktningen
- de har stor vridstyvhet så att risk för rymdknäckning praktiskt taget ej föreligger
- de har liten omslutande yta i förhållande till tvärsnittsytan, vilket ger låg kostnad för ytbehandling och brandskydd.

Kompakta pelare med kvadratisk tvärsnitt s.k. billets enligt fig 4 kan komma till användning vid stommar till konstors- och bostadshus med vanlig våningshöjd. Billets är ett halvfabrikat vid valsning av profilstänger och kan fås till ett gynnsamt pris.

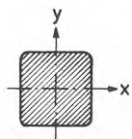


Fig 4 Stång av kompakt kvadratisk tvärsnitt s.k. "billet"

För pelare påverkad av normalkraft och stagad mot utböjning i en riktning är I-profil lämplig. Valsade I-profiler är HEA, HEB och HEM samt IPE och INP. För HEA-profilen är förhållandet mellan flänsbredd och flänstjocklek samt mellan livhöjd och livtjocklek stort, varför den har det bästa förhållandet mellan tvärsnittsarea och tröghetsradie. IPE- och framför allt INP-profilerna har stor skillnad mellan tröghetsradierna i_y och i_x och är därför lämpliga som pelare i allmänhet endast om de kan stagas mot utböjning i veka riktningen.

Svetsade I-profiler kan utformas med ett tvärsnitt som är ändamålsenligt med hänsyn till förutsättningarna. För att tröghetsradien skall vara densamma i båda axelriktningarna erfordras en flänsbredd b ungefär 1,7 gånger balkhöjden h , fig 5. En sådan pelare kan vara svår att svetsa. Vid kort pelare ($L/b < 15$) med sådant tvärsnitt ($b > h$) kan vridknäckning vara dimensionerande. Om samma tröghetsradie i båda riktningarna eftersträvas väljs hellre lådprofil.

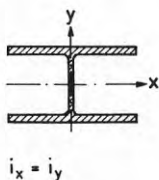


Fig 5 Tvärsnitt med lika tröghetsradie i alla riktningar

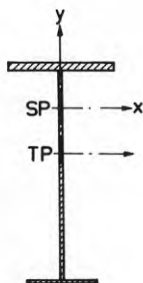


Fig 6 Enkelsymmetriskt I-tvärsnitt

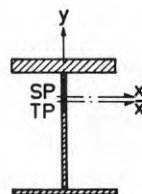


Fig 7 Enkelsymmetriskt I-tvärsnitt med lika flänsbredd. Vid gränsfallet livarean = 0 sammanfaller SP och TP

2.2.2 Synpunkter på val av tvärsnittsform vid I-profil

Vid excentriskt tryckt pelare kan en I-profil med olika flänsar, fig 6 ge det bästa materialutnyttjandet. Fig III.1 och III.2 visar exempel på interactiondiagram för dimensionering av excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt. Fig III.1 gäller ostagad pelare, fig III.2 pelare med den mindre flänsen stagad mot utböjning i sidled. I fig 8a och b visas inverkan av e/h för valda längder och i fig 8c jämförs de olika tvärsnitten om lasten angriper i den bredare flänsen. Kurvor för 5 valda tvärsnitt med samma tvärsnittsarea men olika fördelning av flänsarean på de båda flänsarna är uppritade. Tillåten last anges på sådant sätt att det är möjligt att se hur mycket den kan ökas vid de studerade tvärsnitten och stånglängderna av att tvärsnittet utformas enkelsymmetriskt, se figurtexten till fig III.1 och III.2.

Nedan ges till ovanstående exempel anslutande synpunkter för val av tvärsnittsutformning vid ostagad och stagad pelare. Grundvalen för bedömningarna rörande stagad pelare är lösningarna och diskussionerna i *Nyländer, 1942* och *Nyländer, 1956* samt rörande ostagad pelare de lösningar i litteraturen som refererats och kompletterats i *StBK-K2* avsnitt 4:5.

Ostagad pelare

1. En pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt är materialbesparande framför allt vid slank pelare när excentricitetsmomentet ger tryckspänning i den större flänsen. En stålbesparing av storleksordningen 20 till 40 % är möjlig i vissa fall.
2. Vid slank pelare är bärförmågan störst vid tryckkraft i SP. Vid kort pelare är bärförmågan störst vid tryckkraft i TP. Inom mellanområdet är bärförmågan störst vid tryckkraft mellan TP och SP.
3. Vid stort moment som ger dragning i den mindre flänsen och liten normalkraft kan dragspänningen i den mindre flänsen vara dimensionerande. Extremt enkelsymmetrisk pelare är därför gynnsam vid lastangrepp inom ett tämligen begränsat område i närheten av SP.

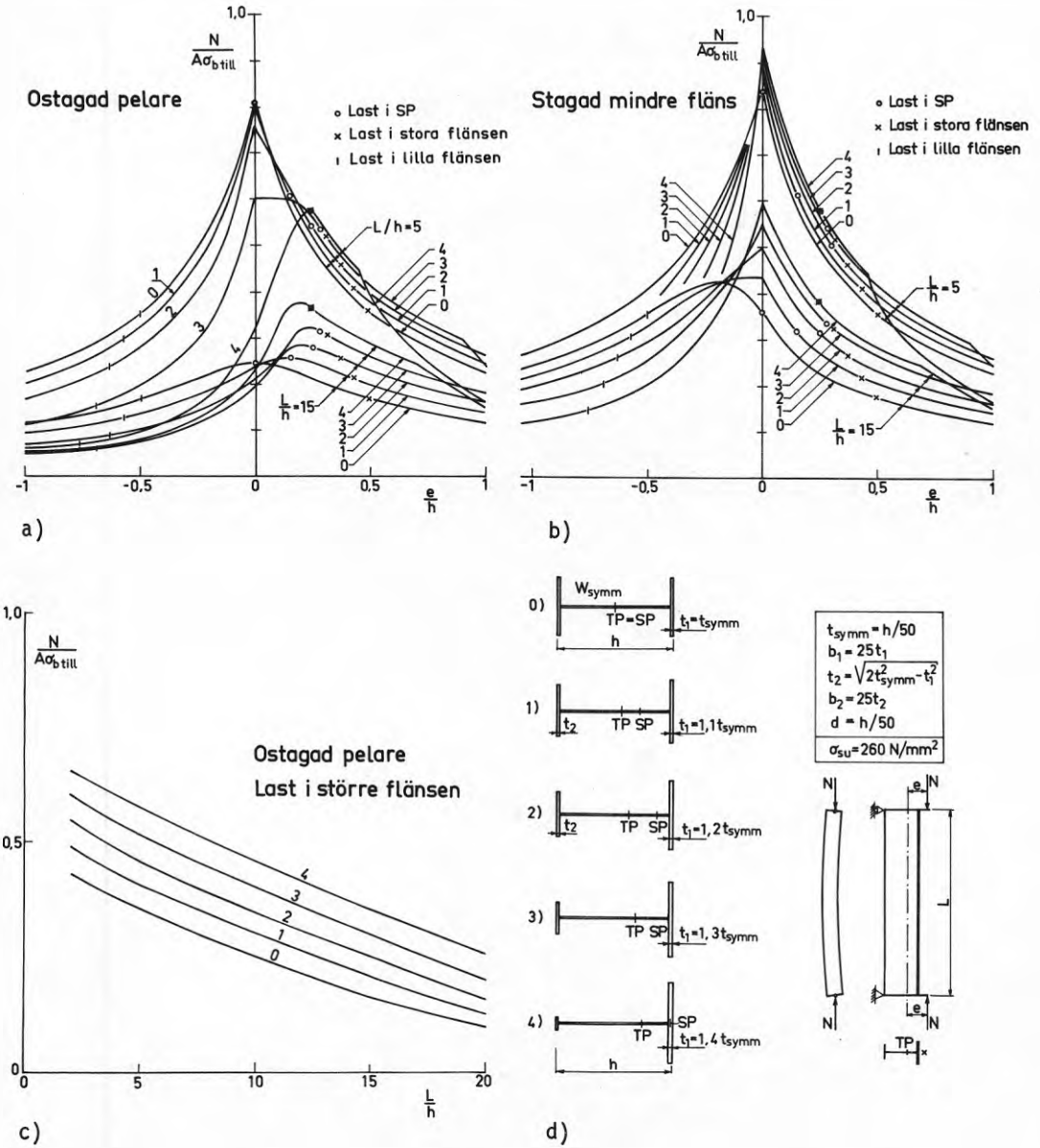


Fig 8 Inverkan av enkelsymmetri på bärförmågan av pelare med enkelsymmetriskt I-tvårsnitt vid varierande excentricitet och stånglängd

4. Vid given excentricitet i förhållande till den av böjande moment tryckta flänsen är enkelsymmetrin gynnsam dels därigenom att excentriciteten till TP är mindre än vid dubbelsymmetrisk pelare, dels därigenom att den enkelsymmetriska pelaren kan ta större excentriciteter.
5. Vid pelare där för olika lastfall positivt och negativt moment kan bli ungefär lika stora är givetvis den dubbelsymmetriska pelaren gynnsammast.

Stagad mindre fläns

1. Vid excentricitet större än ungefär 0,25 h är tillåten last när den av böjande momentet $N \cdot e$ dragna mindre flänsen är stagad mycket nära lika med tillåten last vid ostagad pelare med samma excentricitet. Ett enkelsymmetriskt tvärsnitt är då gynnsamt.
2. Stagnation av den mindre flänsen är mycket effektiv vid last i närheten av TP och när det böjande momentet ger tryckspänningar i den mindre flänsen. Detta gäller framför allt vid slank pelare.
3. Vid slank pelare och dubbelsymmetriskt tvärsnitt är bärförmågan störst vid lastangrepp mellan den stagade flänsen och TP vid stor slankhet närmare den stagade flänsen. Vid enkelsymmetriskt tvärsnitt och samma balklängd och tvärsnittsarea som vid jämfört dubbelsymmetriskt tvärsnitt förskjuts lastangreppspunkten för maximal bärförmåga mot tvärsnittets tyngdpunkt. Vid kort pelare erhålls maximal bärförmåga vid lastangrepp i TP.

En enkelsymmetrisk pelare med samma flänsbredd men olika flänstjocklek, fig 7 har rektangulär ytterkontur, vilket kan underlätta anslutning till andra byggnadsdelar och förenkla inklädnad t.ex. av brandskydd. Beräkning av rymdknäcklast vid enkelsymmetrisk I-profil med lika breda flänsar underlättas av att skjuvningsmedelpunkt och tyngdpunkt ligger nära varandra.



Fig 9 Dubbelsymmetriskt I-tvårsnitt med påsvetsade plåtar på flänskanterna



Fig 10 Enkelsymmetriskt I-tvårsnitt med påsvetsade plåtar på en fläns

I-profilens sidostyvhet och välvstyvhet kan ökas genom att en eller båda flänsarna förses med påsvetsade plåtar enligt fig 9 och 10. Svetskostnaderna ökar givetvis, varför sådana förstävningar endast bör tillgripas i trängda lägen. Formler för bestämning av tvärsnittskonstanter för I-profiler med påsvetsade plåtar ges i bilaga IV.

Exempelvis kan genom påsvetsning av plåtar på den tryckta flänsen av balken enligt fig 11, tvärsnitt II, tillåtet moment med hänsyn till vippning fördubblas jämfört med den oförstärkta balken med tvärsnitt I. Samma förhöjning skulle kunna åstadkommas genom en breddning av tryckta flänsen med 50%, men då blir förhållandet mellan flänsbredd och flänstjocklek så stort att torsionsbuckling blir avgörande.

Vid stora moment och normalkrafter används svetsade profiler t.ex. livavstyvade I- eller lådpelare eller sammansatta balkar enligt fig 12. Livavstyvningarna anbringas för att minska livtjockleken.

Vid sammansatt tvärsnitt enligt fig 12 c) kan ibland vridknäckning av den valsade balken vara dimensionerande.

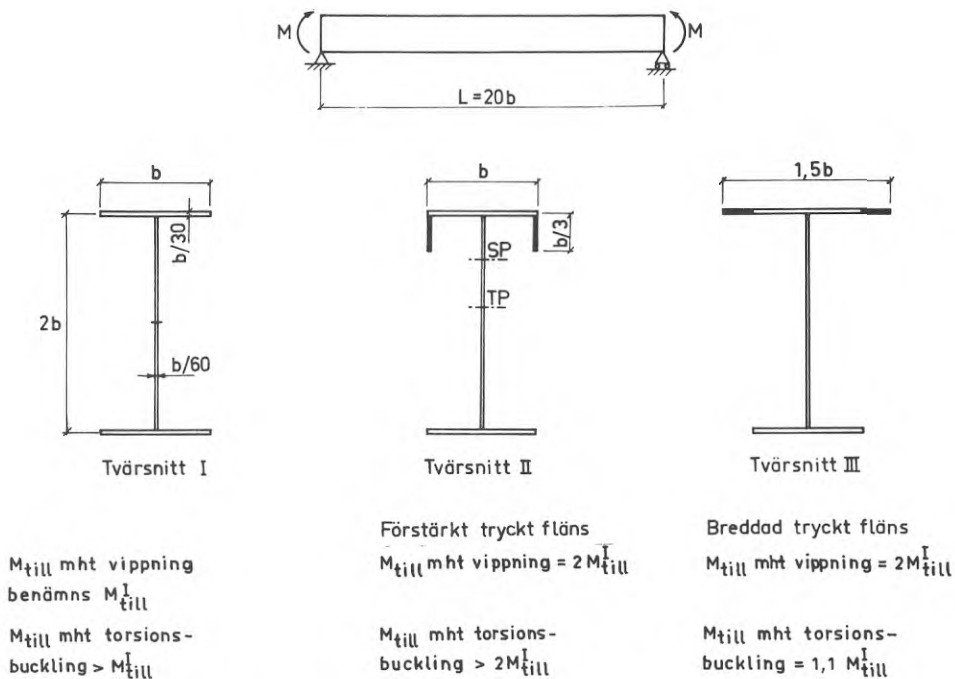


Fig 11 Jämförelse mellan tillåtet böjande moment med hänsyn till vippning och torsionsbuckling vid oförstärkt och förstärkt I-tvärsnitt

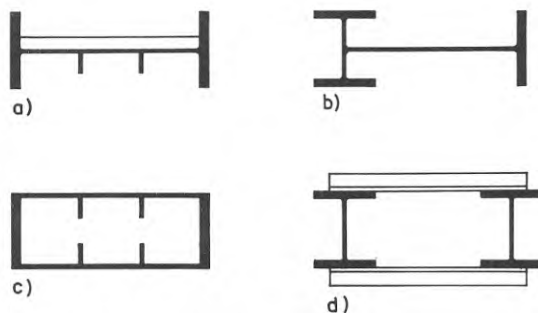


Fig 12 Tvärsnittsutförning vid pelare för stora laster.

- svetsat I-tvärsnitt med avstyvad liv
- svetsat lådtvärsnitt " " "
- tvärsnitt sammansatt av valsad balk och plåtar
- fackverks- eller ramverkspelare

2.3 Pelares slankhet

En pelares slankhetstal är förhållandet mellan pelarens effektiva knäcklängd och tröghetsradie i . Knäcklängden ℓ påverkas av utformningen av upplagen. I *StBK-N1* tabell 33:351 anges rekommenderade värden på förhållandet γ_{rek} mellan knäcklängd ℓ och fri pelarlängd L . γ_{rek} är större än det värde γ_{teor} man teoretiskt skulle få vid fast inspänning, vilket motiveras av att svårbestämbara deformationer uppträder i inspänningsnittet även vid "stela" förband.

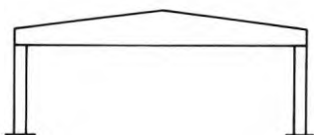


Fig 13 Pelar-balk-system

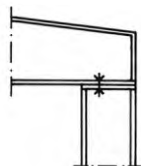


Fig 14 Uppläggning av balk på pelartopp utan lastcentrerande mellanlägg

Vid pelartopp läggs takbalken ofta direkt på en topplåt utan lastcentrerande mellanlägg fig 13. Balkens underfläns förankras i topplåten med skruv. Om pelaren är kort och böjstyv i förhållande till balken kommer vid vinkeländring av balkens ändar lasten att påföras närmare pelarens inre fläns.

Om pelaren är lång och har liten böjstyvhet i jämförelse med balken kommer den att följa med i balkens vinkeländring. Inspänningsmomentet blir statiskt obestämt. Balk och pelare kan under vissa förutsättningar fungera som en ram med styva hörn och pelaren kan bli elastiskt inspänd i balken.

Vid pelarfoten är förhållandena ofta likartade. Även i de fall att inspänning i grundkonstruktionen inte utnyttjas, rekommenderas minst fyra grundbultar för att underlätta monteringen.

Vid takbalk med stagad överfläns men utan stagning av balkens underfläns vid pelaren kan pelare och balk följas åt vid utknäckningen vinkelrätt mot balkaxeln, se fig 15. Om förhållandet beaktas genom att knäcklängden räknas till överkant balk ($\lambda = L + H$) erhålls dimensionering på säkra sidan framför allt när balkens överfläns är vridförhindrad av takskena eller takåsar. "Pelaren" bör då dimensioneras med beaktande av att den har ett variabelt tröghetsmoment. Saknar balken livavstyvningar kan tröghetsmomentet för "pelarens" vekare översta del bestämmas för en medverkande bredd av balklivet lika med halva balkhöjden + topplåtens längd längs balken.

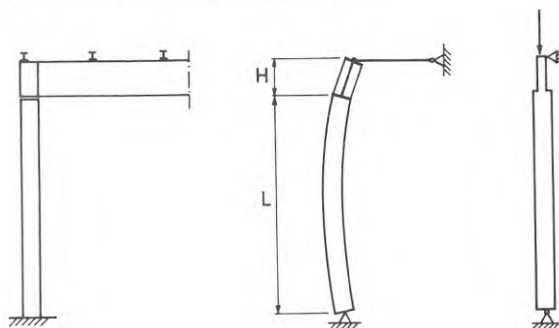


Fig 15 Balk med stagad överfläns upplagd på pelare utan stagning av pelartopp

2.4 Utformning av pelarfot och pelartopp

Av betydelse för dimensionering av pelaren med hänsyn till rymdknäckning är konstruktionsutformningen vid pelarändarna med hänsyn till

1. vinkeländring i styva och veka riktningen
2. inbördes vinkeländring av flänsarna eller välvning av tvärsnittet. (Förhindras välvningen uppkommer välvspänningar)
3. vridning av pelaren

Gränsvillkor vid vippning och rymdknäckning diskuteras i *StBK-K2*.

Fig 16 visar några utförandeformer av fotplåtar och vilka gränsvillkor de kan anses motsvara.

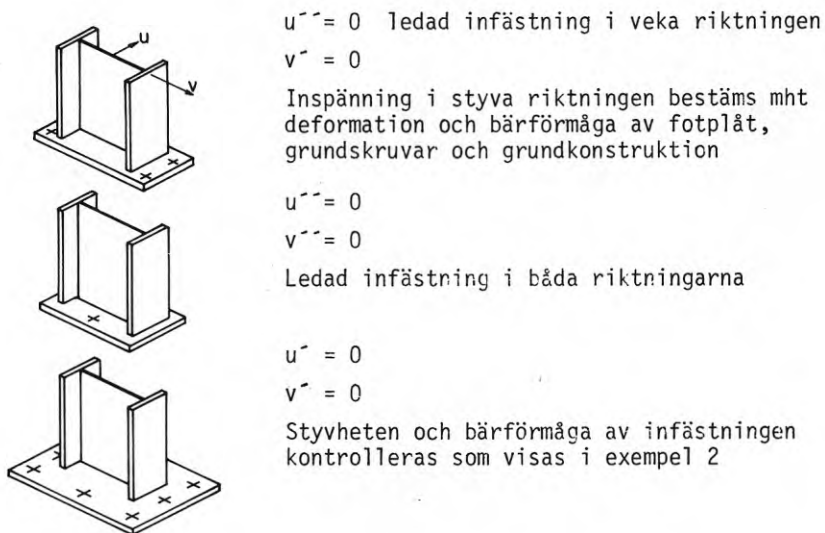


Fig 16 Några utförandeformer av fotplåtar och gränsvillkor för pelarens deformation som de kan anses motsvara. Gränsvillkoren $\bar{u} = 0$ och $\bar{v} = 0$ kan tillämpas endast vid kontrollerad styv konstruktion

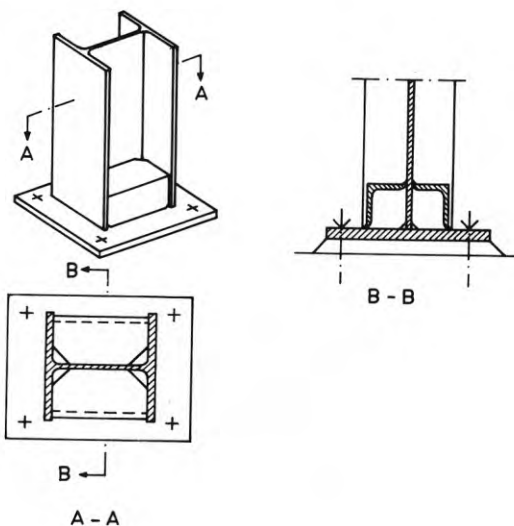


Fig 17 Pelarfot med välvningsförhindrande förstävning. Jmfr fig 27

Fotplåten kan avstyvas med vinkeljärn enligt fig 17 eller motsvarande varvid tvärsnittsvävning vid vridning förhindras. Sådan vävningsförhindrande förstävning kan öka rymdnäcklasten åtskilligt utan att anslutningen till grundkonstruktionen utformas stel. Se vidare avsnitt 2.6.

Normalt är pelarens båda ändar förhindrade att vridas. Vid vissa konstruktionsutformningar kan man inte utan närmare studium räkna med vridförhindrade ändar. Exempel härpå visas i fig 18 och 19.

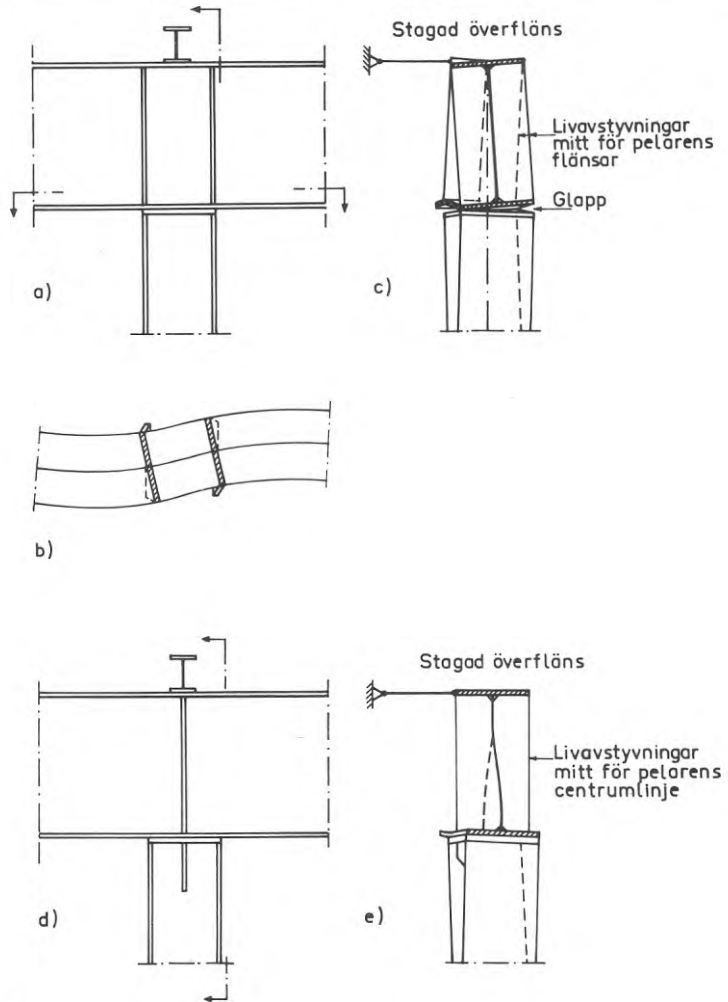


Fig 18 Kontinuerlig balk med sidostyvad överfläns upplagd på pelare

- a) b) och c) Livavstyvning mittför pelarens flänsar
 d) och e) Livavstyvning mittför pelarens mittlinje

Fig 18 a) visar ett mellanstöd av en kontinuerlig balk med sidostagad överfläns upplagd på en pelare. Balken är försedd med livavstyvningar över pelarens flänsar, och fäst vid topplåten med fyra skruvar.

Balkens underfläns förutsätts sakna sidostag i fältet och är så slank att böjspänningen ligger nära tillåten spänning med hänsyn till utknäckning av tryckta underflänsen. I konstruktionens brottstadium böjer underflänsen ut enligt fig b) och pelarens topp följer med i rörelsen.

Om man antar att pelartoppen kan välvas fritt kommer pelarens flänsar att deformeras enligt fig c) samtidigt som balken vrids. Av figuren framgår att balken kommer att rida på pelarflänsarnas kanter på ett sådant sätt att flänsmoment uppkommer som motverkar välvningen.

Att räkna med fri vridning av pelaren och samtidig fri välvning synes därför vara onödigt på säkra sidan när livavstyvningar placeras över pelarens flänsar. Rimligt synes vara att räkna med fri rotationsmöjlighet men elastisk välvningsförhindring. Om total välvningsförhindring skulle föreligga såväl vid pelartopp som vid pelarfot och pelartoppen skulle kunna vridas fritt blir vridknäcklasten densamma som vid vridknäckning vid vridförhindring genom gångjärnslagring i båda ändar. Inverkan av välvningsförhindring vid fri rotation av pelartopp berörs i avsnitt 2.6.

Verkningssättet hos pelare med elastiskt vridförhindrad pelartopp med den vridförhindrande balkens styvhet delvis utnyttjad för sin egen stabilitet belyses av **modell** i kommentar till exempel 2 avsnitt 3.

Om balken är försedd med enbart en livavstyvning enligt fig d) kan balktvärsnittet deformeras så att underflänsen följer med i pelartoppens välvning. Välvningsförhindringen blir därvid beroende av vridstyvheten av balkens underfläns och böjstyvheten av balklivet, vilka styvheter kan vara utnyttjade för balkens egen stabilitet och dessutom ge förhållandevis liten välvningsförhindring. Det syns därför rimligt att dimensionera pelaren under förutsättning av fri rotation och oförhindrad välvning i pelartoppen. Utformning enligt fig d) kan anses mindre lämplig.

Om fri välvning även föreligger vid pelarfoten blir vridknäcklasten

$$N = \frac{C}{i_p^2}$$

Denna last är som synes oberoende av pelarens längd och är mindre än vridknäcklasten vid fri vridning av pelarändarna och förhindrad välvning (eller förhindrad vridning men fri välvning), vilken bestäms av uttrycket

$$N = \frac{1}{i_p^2} \left(C + C_w \frac{\pi^2}{L^2} \right)$$

Vid HE- och IPE-pelare är vridknäckning vid fri välvning och fri vridning vid pelarändarna dimensionerande vid $l/i_y < 70$ ä 130 beroende på profil.

Vridknäckning vid vridförhindrade pelarändar är däremot inte dimensionerande vid ostagad HE- och IPE-pelare eller svetsad pelare med dubbelsymmetriskt I-tvårsnitt. Plan knäckning är dimensionerande. Vid enkelsymmetriskt tvärsnitt kan vridknäckning dock bli dimensionerande.

Vid stagad pelare är vridknäckning eller rymdknäckning ofta dimensionerande.

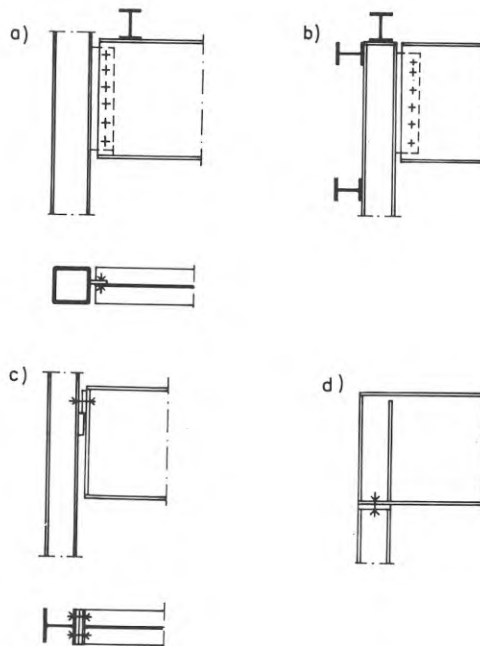


Fig 19 Alternativa infästningar av balk i pelare vid ytterstöd

Fig 19 a) visar ett annat fall när pelartoppen inte är vridförhindrad, såvida inte väggreglar eller takåsar kan ge vridförhindring, fig b). Vid vridstyva pelare med rektangulärt lådtvärsnitt kan utformning av balkinfästning enligt a) rekommenderas. Vid pelare med I-tvärsnitt väljs hellre uppläggning på knap enligt fig c) vid genomgående pelare eller direkt på pelartoppen enligt fig d). Vid uppläggning enligt c) och d) kan vridförhindring av pelaren vid anslutningen till balken normalt förutsättas.

2.5 Stagning och vridförhindring längs pelare

En fasadpelare kan placeras fritt innanför eller utanför eller helt eller delvis i väggen se fig 20.

Inte ovanligt är att pelare i bostads- kontors- och skolbyggnader placeras fristående innanför fasadväggen, alt 1. Pelarna får då en ostagad längd minst lika med våningshöjden.

Exempel finns då pelare av arkitektoniska skäl eller för att möjliggöra enkel utbyggnad placerats utanför väggen. Att pelaren tangerar väggskivan (alt 2) är vanligt vid lagerbyggnader och industribyggnader. Beroende på väggmaterial och vägg tjocklek i förhållande till pelardimension kan pelaren placeras helt eller delvis i väggen (alt 3-5).

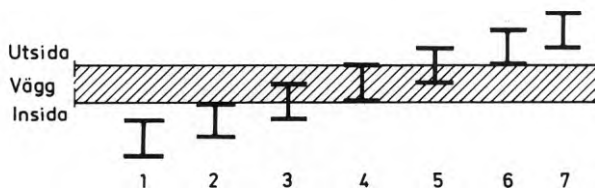


Fig 20 Pelarplacering i förhållande till vägg

Om väggskivan kan utnyttjas som stagning av pelaren i veka riktningen beror på väggmaterial, hur pelaren är ansluten till väggen, eventuella fönster, dörrar eller portar.

Stagning av en fläns ökar knäcklasten. Ökningen är beroende av pelarens vridstyvhet, se fig 21. Vid stor vridstyvhet och lång pelare blir tillåten spänning vid knäckning vid förhindrad sidoutböjning av stagad fläns större än vid knäckning i styva riktningen.

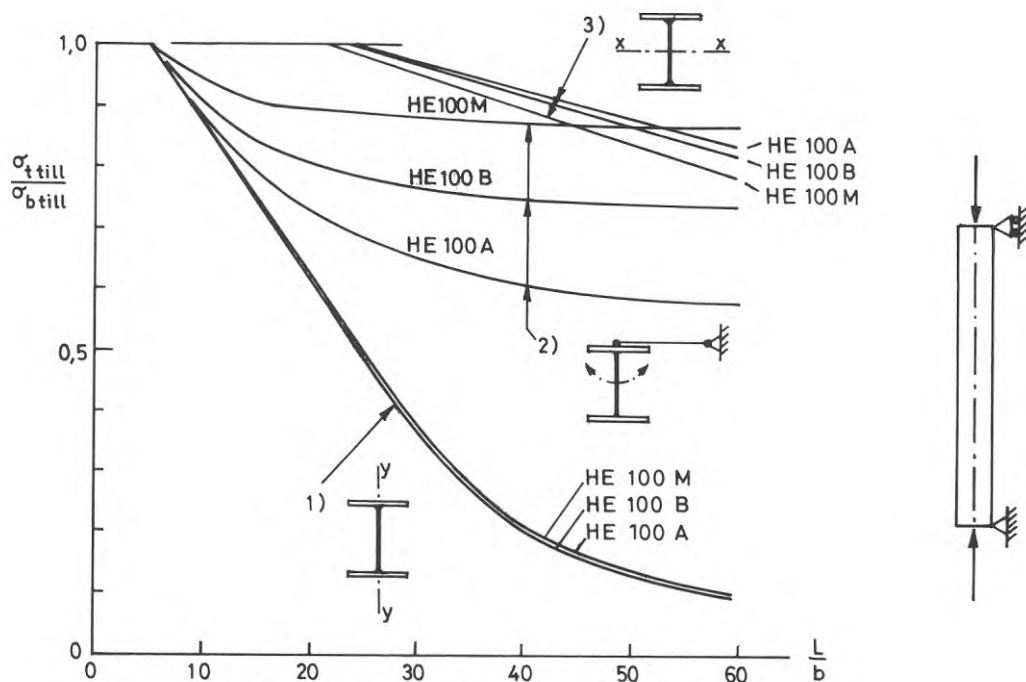


Fig 21 Jämförelse mellan tillåten tryckspänning vid centriskt tryckt stång med I-tvärsnitt med hänsyn till

- 1) knäckning med utböjning i veka riktningen
- 2) vridknäckning vid stagad fläns
- 3) knäckning med utböjning i styva riktningen

Tegelvägg

Exempel på inplacering av pelare med I-tvärsnitt i tegelvägg visas i fig 22.

Vid låga byggnader (en och tvåplans byggnader) bestäms pelardimensionen ofta av att det är ändamålsenligt att mura tegelväggen mellan pelarens

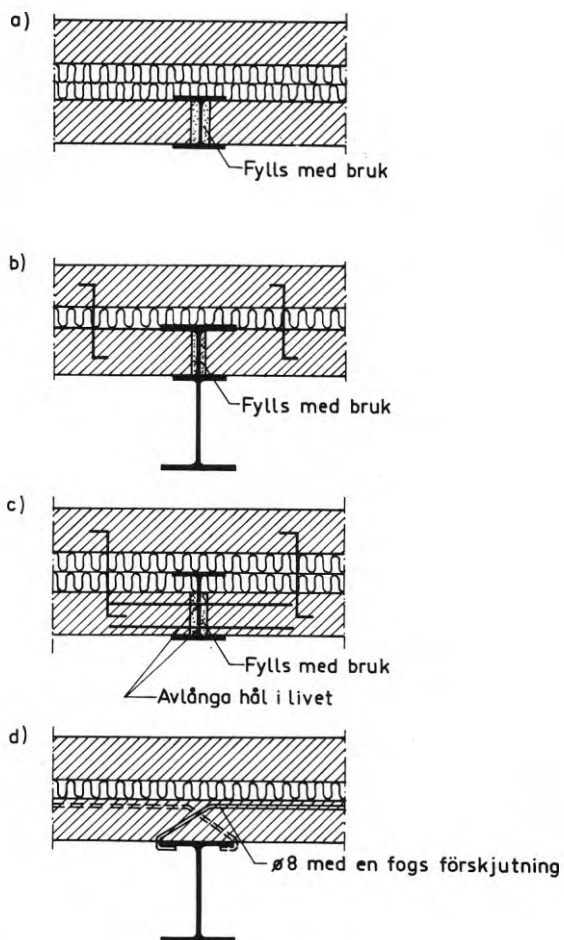


Fig 22 Anslutning mellan stålpelare och vägg av tegel

flänsar, fig a). Vid halvstensvägg har HE 160 A, B eller M lämpligt avstånd mellan flänsarna. IPE 140 kan även användas vid små laster. Vid tegelvägg på båda sidor av pelarens liv kan pelaren förutsättas vara stagad i veka riktningen. Givetvis måste beaktas att pelaren är ostagad under byggnadsskedet innan tegelväggarna murats upp. Vid pelare högre än normal rumshöjd krävs ofta större pelare. Fig b) visar exempel på anslutning av tegelvägg mot pelare där i varje fall den ena flänsen kan anses stagad.

Avståndet mellan pelarna kan vara så stort att tegelväggen behöver armeras med hänsyn till vindtryck. Vid utförande enligt fig c) med väggarmeringen gående igenom vertikalt avlånga hål i pelarens liv kan bedömas att även om bruk bara fylls mot pelarlivet vid varje genomföring av armeringsstängerna pelaren är att uppfatta som stagad i veka riktningen om avståndet i höjdlid mellan armeringsstängerna är mindre än 4 gånger flänsbredden. Det måste beaktas att full normalkraft ofta kan påföras pelaren innan tegelväggen murats, varvid stagning av pelaren kan utnyttjas endast för lastfallet normalkraft och transversallast av vindlast på tegelväggen. Härvid är av betydelse hur vindlasten överförs från tegelväggen till pelaren.

Armeringsstängerna kan också svetsas till pelarlivet efter hand som tegelväggen muras upp vilket innebär att pelaren blir stagad i veka riktningen sedan tegelväggen murats.

Fig d) visar alternativ anslutning utan svetsade kramlor vid pelare som tangerar vägglivet. Den kramlade flänsen kan anses stagad av tegelväggen.

Lättbetongvägg

Fig 23 visar exempel på anslutning mellan stålpelare och lättbetongplank där pelarflänsen stagas av lättbetongväggen.

Stagning av tryckt fläns vid vindtryck skulle kunna förutsättas, men inte vid vindsug eller enbart tryckkraft. Det kan vara tveksamt om de visade anordningarna kan ge effektiv stagning.



Fig 23 Anslutning mellan stålpelare och vägg av lättbetong

Trävägg

På grund av deformationer i anslutningar mellan regelverk och stålpelare är det sällan tillrådligt att utnyttja trävägg som effektiv stagning av stålpelare.

Fig 24 visar exempel på möjlig anslutning mellan horisontella träreglar och stålpelare.

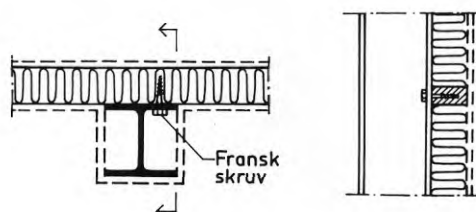


Fig 24 Anslutning mellan stålpelare och trävägg
Stagning i sidled mellan stålpelare och träregel

Vägg av stålreglar och plåt

Vid industribyggnader byggs väggarna ofta upp av stålreglar, isolering och profilerad plåt enligt fig 25 a)-d).

Vid reglar av valsade stänger fastsatta i pelaren med minst två skruvar kan pelarflänsen normalt anses elastiskt vridförhindrad vid reglarna. Är reglarna förhindrade att röra sig i sin längdriktning av vindförband eller av plåtskiva är pelarflänsen dessutom stagad för utböjning i veka riktningen vid varje regel. Diagram för tillåtna spänningar för pelare med stagad och elastiskt vridförhindrad fläns ges för några vanliga lastfall i bilaga I och II.

Används reglar av kallformade profiler kan vid centrisk tryckkraft och vindtryck som ger anliggning mellan regel och pelare normalt elastisk vridförhindring påräknas. Vid centrisk tryckkraft enbart eller i kombination med vindsug är elastisk vridförhindring osäker på grund av risken för lokala deformationer i den kallformade profilen vid infästningen till pelaren.

Generellt gäller att vid stagning av pelare infästningen skall dimensioneras för stagkraft enligt StBK-N1.

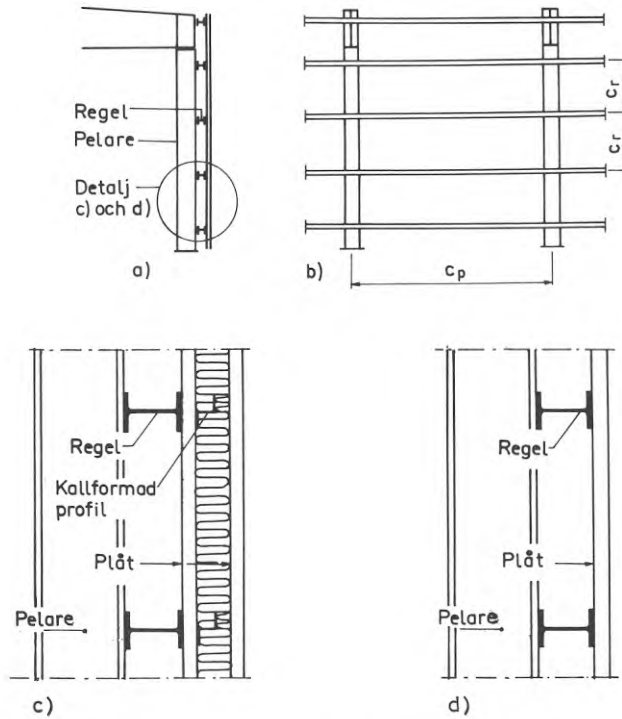


Fig 25 Vägg uppbyggd av stålpelare, stålreglar och profilerad plåt

- a) sektion av vägg
- b) vy med beteckningar för centrumavstånd mellan pelare c_p och väggreglar c_r
- c) exempel på isolerad vägg
- d) oisolerad vägg

2.6 Inverkan av välvningsförhindrande avstyvningar

Anordningar, som elastiskt hindrar den fria välvningen vid vridning, höjer kritisk last vid vippning och rymdknäckning. De kan förhållandevis enkelt anbringas vid balkändarna men kan även anordnas annorstädes.

I det följande anges hur graden av välvningsförhindring kan bestämmas. I detalj visas inverkan vid fyra valda typlastfall med välvningsförhindring vid balkändarna. Grundläggande behandling av välvningsförhindring genom avstyvningar av olika utformning är genomförd i *Nylander 1942*.

2.6.1 Gradens av välvningsförhindring

Vid balkände uttrycks välvningsförhindringen av sambandet

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = \pm m_w \frac{d\varphi}{dz}$$

med plus- eller minustecken beroende av om z-axeln är riktad från eller mot det betraktade upplaget.

m_w bestäms av den välvningsförhindrande anordningens typ och dimensioner.

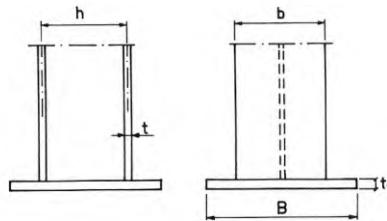


Fig 26 Ändplåt som välvningsförhindrande avstyvning

Vid påsvetsad ändplåt på balk eller pelare enligt fig 26 blir med beteckningarna enligt figuren ett undre gränsvärde för m_w :

$$m_w = \frac{G}{E} 8 \frac{B}{h_t} \cdot \frac{t_1^3}{b^3} \cdot \frac{1}{t}$$

m_w har dimensionen ℓ^{-1}

Det är ändamålsenligt att i kalkylen använda den dimensionslösa storheten m_w/k , där

$$k = \sqrt{C/C_W}$$

k är tvärsnittskonstant, även beroende av förhållandet G/E, tabellerad i tabellerna i Bilaga IV för vanligen förekommande valsade profiler. Om uttrycket för k enligt den approximativa formeln för vanliga tvärsnittsdimensioner

$$k = 3,0 \frac{t}{h_t b}$$

får gälla blir

$$\frac{m_W}{k} = \frac{G}{E} \frac{8}{3} \frac{B}{b} \cdot \frac{t_1^2}{t^2} \cdot \frac{t_1}{b}$$

I tabell 1 ges värden för m_W och m_W/k vid ändplåt med olika dimensioner, svetsad mot HEA-balkar 140, 300 och 600.

Profil	Ändplåtens dimensioner		m_W m^{-1}	m_W/k
	B m	t_1 m		
HEA 140	0,14	0,02	1,18	0,86
		0,03	3,98	2,90
	0,24	0,02	2,02	1,47
		0,03	6,80	4,95
HEA 300	0,30	0,03	0,24	0,51
		0,04	0,56	1,20
	0,50	0,03	0,40	0,85
		0,04	0,94	2,00
HEA 600	0,30	0,04	0,155	0,37
		0,05	0,302	0,72
		0,06	0,525	1,25
	0,50	0,04	0,258	0,62
		0,05	0,503	1,20
		0,06	0,875	2,10

Tabell 1 Värden för m_W och m_W/k vid ändplåtar av olika dimensioner (jmf. fig 26) svetsade mot HEA-balkar med olika profilnummer

De aktuella dimensionerna för HEA-profilerna är

$$\text{HEA 140: } h_t = 0,125\text{m} ; b = 0,140\text{m} ; t = 0,0085\text{m} ; k = 1,37\text{m}^{-1}.$$

$$\text{HEA 300: } h_t = 0,276\text{m} ; b = 0,300\text{m} ; t = 0,014\text{m} ; k = 0,47\text{m}^{-1}.$$

$$\text{HEA 600: } h_t = 0,565\text{m} ; b = 0,300\text{m} ; t = 0,025\text{m} ; k = 0,42\text{m}^{-1}.$$

De i tabellen givna värdena för m_W och m_W/k är för de större tjocklekarna på ändplåten av sådan storlek att de höjer kritisk last vid vridknäckning och vippning så mycket att det får betydelse vid dimensioneringen.

Om större höjning av kritisk last eftersträvas kan den välvningsförhindrande avstyvningen utformas enligt fig 27. Den elastiska förhindringen av välvningen åstadkoms genom vridstyvheten av den lådbalk som förbinder flänsarna.

För m_W gäller

$$m_W = \frac{1}{E} \frac{24}{t \cdot h_t \cdot b^3} \cdot C_H$$

där C_H är vridstyvheten för lådtvärsnittet.

För några olika dimensioner på den välvningsförhindrade avstyvningen ansluten till balk HEA 300 har C_H , m_W och m_W/k beräknats och sammanfattats i tabell 2.

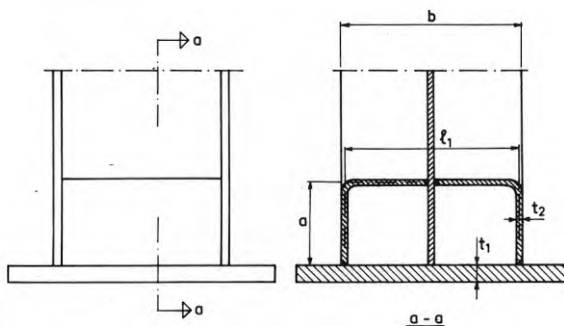


Fig 27 Välvningsförhindring genom lådbalk som förbinder flänsarna. Jmfr även fig 17

t_1 m	t_2 m	$\frac{C_H}{G} \text{ m}^4$	$m_W \text{ m}^{-1}$	m_W/k
0,03	0,01	$0,98 \cdot 10^{-4}$	0,88	18,7
0,03	0,012	$1,14 \cdot 10^{-4}$	1,03	21,8
0,02	0,01	$0,91 \cdot 10^{-4}$	0,82	17,4
0,02	0,012	$1,06 \cdot 10^{-4}$	0,95	20,2

Tabell 2 Värden för C_H , m_W och m_W/k vid välvningsförhindrande avstyvning enligt fig 27, svetsad mot balk HEA 300. a i fig 27 = 0,14 m, $\lambda_1 = 0,29\text{m}$. t_1 och t_2 enligt tabellen

Den rena vridstyvheten av ändplåten (tjocklek t_1) har försumrats, vilket ger c:a 2% för litet värde i m_W och m_W/k .

Värdena för m_W/k i tabellen är så höga, att avstyvning av typ enligt fig 27 i allmänhet betydelsefullt ökar vippnings- och rymdknäcklast.

2.6.2 Inverkan av välvningsförhindring vid fri vippning av balk, belastad med konstant moment

Vid båda balkändarna är sidoutböjning och vridning förhindrade. Balken är fritt upplagd mot sidoutböjning och elastiskt förhindrad att välvas med gränsvillkoret

$$\varphi'' = \pm m_W \varphi'$$

Med förbigående av härledningarna kan det kritiska momentet skrivas

$$M_{kr} = \kappa \pi \frac{\sqrt{B_y C}}{\ell} \sqrt{1 + \frac{(\kappa\pi)^2}{(kL)^2}}$$

där κ bestäms av sambandet

$$\frac{m_W}{k} = - \frac{\left(\frac{2}{kL}\right) \left\{ \frac{1}{2}(\kappa\pi)^2 + \left(\frac{kL}{2}\right)^2 \right\}}{\frac{1}{2} \kappa\pi \tan\left(\frac{1}{2}\kappa\pi\right) + \sqrt{\left(\frac{1}{2}\kappa\pi\right)^2 + \left(\frac{kL}{2}\right)^2} \tanh\sqrt{\left(\frac{1}{2}\kappa\pi\right)^2 + \left(\frac{kL}{2}\right)^2}}$$

Lösningen är given i diagram i fig 28, ur vilken κ kan bestämmas för givet kL och m/k .

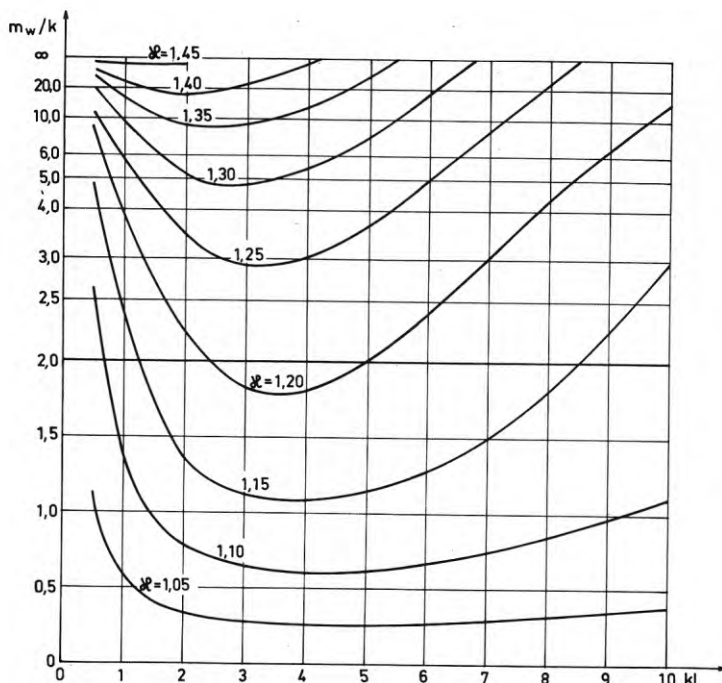


Fig 28 κ (kappa) som funktion av m_w/k och kL . Fri vippning. Konstant moment. Fri uppläggning mot böjning i sidled. Elastisk välvningsförhindring vid båda ändar

Vid bestämning av tillåten spänning kan diagram i fig I.1 användas för

$$f(kL) = \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{\kappa^2 \pi^2}}}$$

Exempelvis blir för $kL = 2,5$ och $r = 1,2$ vid varierande m_w/k tillåten spänning enligt tabell 3

m_w/k	κ	$f(kL)$	$\sigma_v \text{ till} / \sigma_b \text{ till}$
0	1,0	0,885	0,62
2,0	1,205	0,76	0,71
20	1,40	0,67	0,78

Tabell 3 Inverkan av välvningsförhindrande avstyvning på tillåten spänning vid fri vippning och konstant moment. Fri uppläggning mot utböjning i sidled

Av tabellen framgår att ändplatta vid båda ändarna kan ge en förhöjning av tillåten spänning av storleksordningen 10-15% och att speciellt utformade välvningsförhindrande avstyvningar vid båda ändar kan ge en förhöjning av storleksordningen 25%.

2.6.3 Inverkan av välvningsförhindring vid vridknäckning av centriskt tryckt pelare, där ena pelaränden ej är förhindrad att vridas

a Välvningsförhindringen är samma vid båda ändar och svarar mot gränsvillkoret

$$\varphi'' = \pm m_w \varphi'$$

Med förbigående av härledningarna kan vridknäcklasten skrivas

$$N_{kr} = \frac{1}{(i_p)^2} \left[C + \kappa^2 \frac{\pi^2}{L^2} C_w \right]$$

där κ bestäms av sambandet

$$\operatorname{tg} \frac{\kappa\pi}{2} = \frac{m_w}{k} \frac{kL}{\kappa\pi}$$

κ kan bestämmas ur diagram i fig 29 för givet kL och m_w/k .

Vid bestämning av tillåten tryckspänning kan diagram I.9 användas för

$$f(kL) = \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{(\kappa\pi)^2}}}$$

För $\kappa = 0$ utgörs lösningen av kurva ⑤

$\kappa = 1$ utgörs lösningen av kurva ③

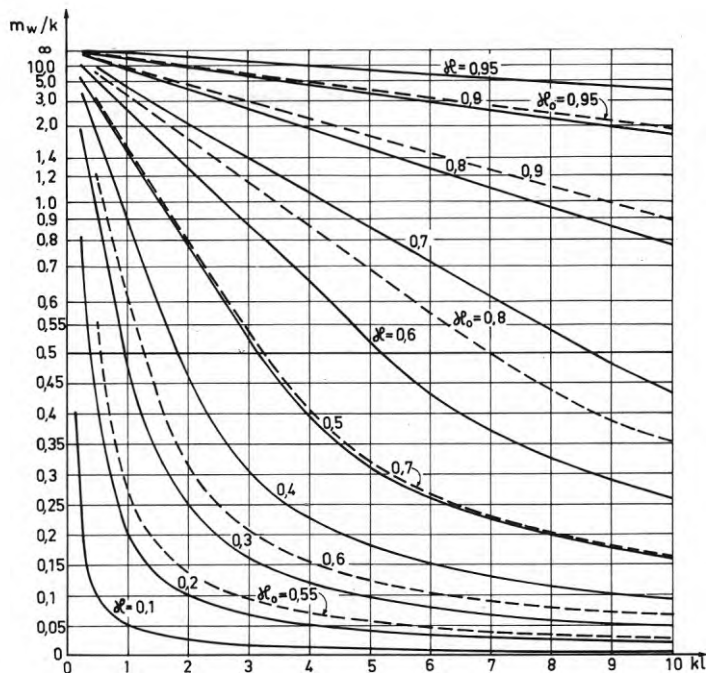


Fig 29 Vridknäckning. Centrisk tryckkraft. κ (kappa) resp κ_0 som funktion av m_w/k och kL . Heldragna kurvor för elastisk välvningsförhindring vid båda ändar (κ). Streckade kurvor för total välvningsförhindring vid ena änden och elastisk välvningsförhindring vid den andra änden (κ_0)

Exempelvis blir för $kL = 2,5$ och $r = 1,2$ vid varierande m_w/k tillåten spänning enligt tabell 4

m_w/k	κ	$f(kL)$	$\sigma_t \text{ till} / \sigma_b \text{ till}$
0	0	1,25	0,27
0,6	0,48	1,07	0,38
1,0	0,58	1,01	0,43
2,0	0,73	0,93	0,48
20,0	0,94	0,81	0,57

Tabell 4 Inverkan av välvningsförhindrande avstyvningar vid stångändarna på tillåten spänning vid vridknäckning. En stångände kan vridas fritt

Som framgår av tabell 4 höjer välvningsförhindringen redan vid ändplåtar med liten tjocklek (jämför tabell 1) tillåten spänning med 20 ä 25%.

b. Total välvningsförhindring vid ena änden, elastisk välvningsförhindring vid den andra änden

Gränsvillkoren är

$$\varphi^- = 0$$

resp

$$\varphi'' = m_W \varphi^-$$

Härledning förbigås. Uttrycket för kritisk last kan skrivas

$$N_{kr} = \frac{1}{(i_p)^2} \left[C + \kappa_0^2 \frac{\pi^2}{L^2} C_W \right]$$

där κ_0 bestäms av sambandet

$$\frac{m_W}{k} = - \frac{1}{kL} \frac{\kappa_0 \pi}{\tan \kappa_0 \pi}$$

κ_0 kan bestämmas ur diagram i fig 29 för givet kL och m_W/k . I diagrammet gäller de streckade kurvorna för κ_0 .

Vid bestämning av tillåten tryckspänning kan diagram I.9 användas med

$$f_2(kL) = \frac{1}{\kappa_0} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{(\kappa_0 \pi)^2}}}$$

För $\kappa_0 = 0,5$ utgörs lösningen av kurva (4)

För $\kappa_0 = 1$ utgörs lösningen av kurva (3)

I diagrammet är en kurva (6) inlagd, som svarar mot $\kappa = \kappa_0 = 0,75$.

Exempelvis blir för $kL = 2,5$ och $r = 1,2$ tillåten spänning enligt tabell 5 vid varierande m_W/k .

m_w/k	κ_0	$f(kL)$	$\sigma_t \text{ till} / \sigma_b \text{ till}$
0	0,5	1,06	0,40
0,6	0,69	0,95	0,47
1,0	0,77	0,90	0,52
2,0	0,85	0,85	0,54
2,0	0,97	0,79	0,58

Tabell 5 Inverkan av elastisk välvningsförhindring vid ena stångänden, när andra stångänden är totalt välvningsförhindrad, vid vridknäckning. En stångände kan vridas fritt

Det behandlade gränsvillkoret med total välvningsförhindring vid ena pelaränden kan - åtminstone vid gynnsamma förutsättningar - i det närmaste realiseras vid basen av pelare som stöder mot basplåt. Om plåten är så undergjuten, att den bildar ett stelt underlag och om tryckkraften i pelaren är någorlunda centrisk dvs klart är belägen inom tvärsnittets kärnområde kommer pelaren vid tvärsnittsvälvning att stöda på diagonala hörnpunkter (se fig 30).

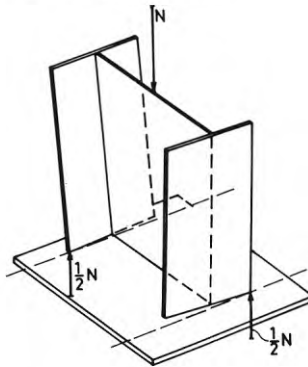


Fig 30 Förhindring av välvning vid tryckt pelare på stelt underlag. Krafterna $1/2 N$ ger flänsböjande moment som hindrar den visade välvningen

Tryckkrafterna i hörnpunkterna ($=\frac{1}{2} N$ vid centrisk tryckkraft se fig 30) ger böjande moment i flänsarna, som vinkeländrar flänsarna så att välvningen blir noll. Det skall beaktas att dessa böjande moment är av ändlig storlek under det att vid exempelvis ren centrisk vridknäckning

vid ideala förhållanden deformationer och snittkrafter är infinitesimala.

På grund av osäkerheter vad gäller arbetsutförandet vid undergjutning av basplåten bör viss försiktighet iakttas vid tillämpning av gränsvillkoret $\varphi^- = 0$.

2.6.4 Inverkan av välvningsförhindring vid pelare, stagad mot sidoböjning på avstånd b från TP

Välvningsförhindringen är samma vid båda ändar och svarar mot gränsvillkoren

$$\varphi'' = \pm m_W \varphi'$$

Med förbigående av härledningarna kan resultatet vid last bestående av enbart centrisk normalkraft eller konstant moment skrivas (se *Nyländer 1942 och 1956* samt *StBK-K2 avsn. 4:422*)

$$N_{kr} = \frac{1}{b^2 + i_p^2} \left[C + (B_y b^2 + C_W) \kappa^2 \frac{\pi^2}{L^2} \right]$$

resp

$$M_{kr} = \frac{1}{2B} \left[C + (B_y b^2 + C_W) \kappa^2 \frac{\pi^2}{L^2} \right]$$

där κ bestäms av uttrycket

$$\tan \frac{\pi \kappa}{2} = - \frac{\pi \kappa}{kL} \cdot \frac{k}{m_W}$$

Vid givet m_W/k och kL kan κ bestämmas ur diagram i fig 31.

Vid last bestående av konstant moment och stagning längs fläns kan tillåten spänning bestämmas ur fig I.5 för

$$f_2(kL) = \frac{1}{\kappa \sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{2\kappa^2 \pi^2}}}$$

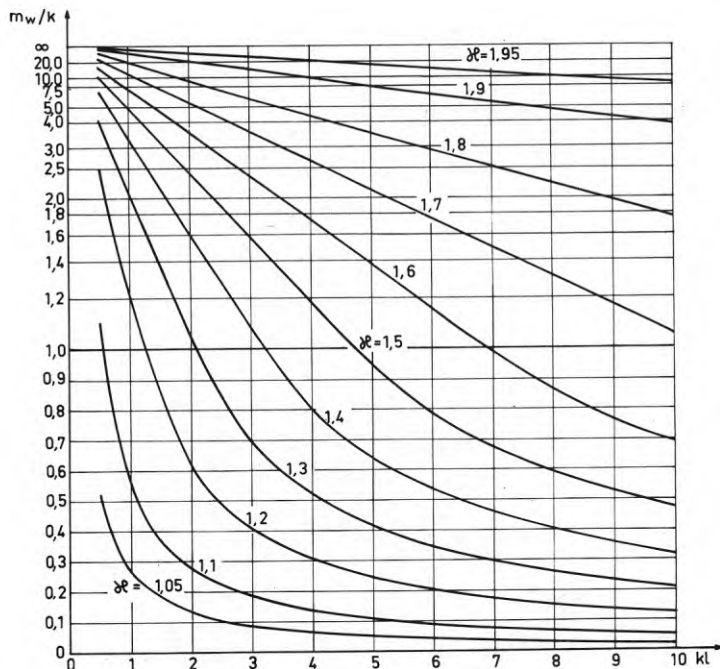


Fig 31 Balk eller pelare med sidostagad fläns. Konstant moment eller centrisk tryckkraft κ (kappa) som funktion av m_w/k och kL . Elastisk välvningsförhindring vid båda ändar

Vid last bestående av centrisk tryckkraft och stagnering längs TP-axel kan tillåten spänning bestämmas ur fig I.9 för

$$f_2(kL) = \frac{1}{\kappa \sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{\kappa^2 \pi^2}}}$$

Vid last bestående av centrisk tryckkraft och stagnering längs fläns kan tillåten spänning bestämmas ur fig I.11 för

$$f_2(kL) = \frac{1}{\kappa \sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{2\kappa^2 \pi^2}}}$$

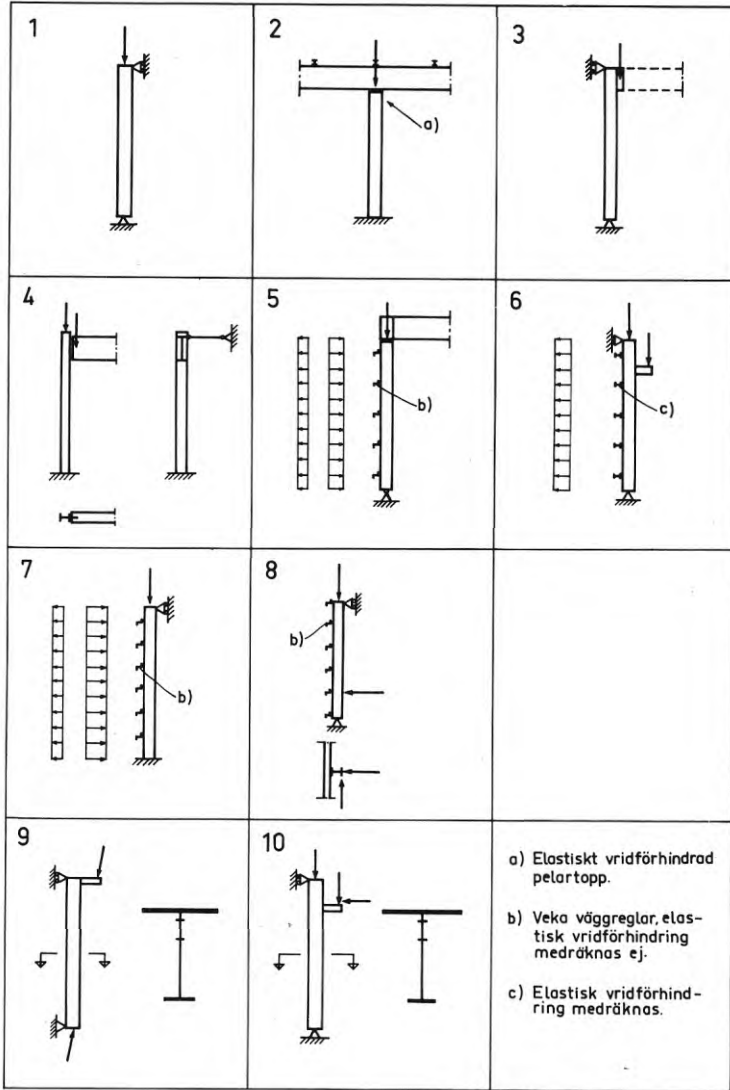
3 EXEMPEL

Dubbelsymmetriskt tvärsnitt

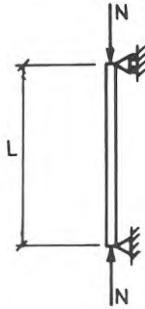
1	Ostagad pelare	leder i båda ändar	centrisk tryckkraft
2	Ostagad pelare	ledad pelartopp fast inspänd pelarfot	centrisk tryckkraft
3	Ostagad pelare	leder i båda ändar	excentrisk tryckkraft i pelartopp (varierande excentricitet)
4	Ostagad pelare	pelartopp stagad i veka riktningen fast inspänd pelarfot	excentrisk tryckkraft (konstant excentrici- tet)
5	Stagad transver- salbelastad fläns	leder i båda ändar	centrisk tryckkraft vindtryck och vindsug
6	Stagad och vrid- förhindrad fläns	leder i båda ändar	centrisk tryckkraft last på travershylla, vindsug
7	Stagad transver- salbelastad fläns	led i pelartopp fast inspänd pelar- fot	centrisk tryckkraft vindtryck och vindsug
8	Stagad fläns	leder i båda ändar	centrisk tryckkraft och påkörningskraft

Enkelsymmetriskt tvärsnitt

9	Ostagad pelare	leder i båda ändar	excentrisk tryckkraft (varierande excentrici- tet)
10	Ostagad pelare	leder i båda ändar	excentrisk tryckkraft last på travershylla



Sammanställning av exempel

EXEMPEL 1Centrisk tryckt pelare med leder i båda ändarFÖRUTSÄTTNINGAR

Ostagad pelare, pelarlängd: $L = 3,0$ m

Pelarfot: ledad

Pelartopp: ledad, lastcentrerande mellanlägg

LASTER

Taklast, centrisk tryckkraft $N = 0,25$ MN (25 ton)

MATERIAL OCH TILLATNA SPÄNNINGAR

SIS 1311, $\sigma_{su} = 220$ MN/m² (N/mm²)

Minustoleranser < 5% kan ej garanteras

σ_b till = 132 MN/m² (N1 tabell 33:241 b)

DIMENSIONERING

Pröva HE 140 A

Knäcklängd $\ell = 3,0$ m

Slankhetstal $\ell/i_y = 3,0/0,0352 = 85,2$

σ_t till = 91,2 MN/m² (N1 tabell 33:353)

σ_t till reduceras med 10% då minustolerans < 5% ej kan garanteras
(N1 33:3522 och 33:241)

$$\sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 91,2 = 82 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{0,25}{31,4 \cdot 10^{-4}} = 79,6 < \sigma_t \text{ till}$$

Välj HE 140 A

Alternativ beräkning med användande av N1 tabell 33:3522

$$\sigma_{el} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(l/i_y)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{85,2^2} = 286 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{el}}} = \sqrt{\frac{220}{286}} = 0,88$$

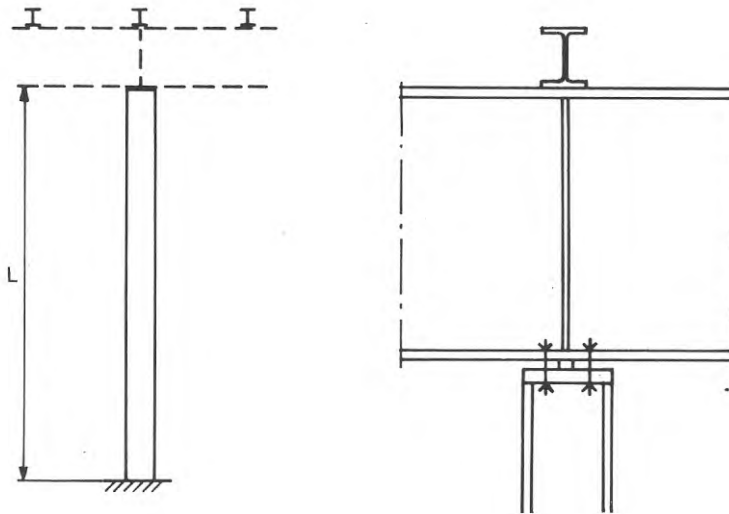
$$\sigma_t \text{ till} = 0,9(0,741 - 0,372 \cdot 0,88)220 = 82 \text{ MN/m}^2$$

(N1 tabell 33:3522)

Alternativ beräkning med användande av fig II.1

$$L/b = 3,0/0,14 = 21,4$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,63 \cdot 132 = 83 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.1 diagram A})$$

EXEMPEL 2Centrisk tryckt pelare, kontroll av knäckning och vridknäckningFÖRUTSÄTTNINGAR

Ostagad pelare, pelarlängd: $L = 6,0$ m

Pelarfot: fast inspänd i veka riktningen

Pelartopp: försedd med ett lastcentrerande mellanlägg.

På pelaren ligger en kontinuerlig takbalk med sidostagad överfläns. Underflänsen är ostagad och tillåten bøjtryckspänning med hänsyn till utknäckning av underflänsen är utnyttjad. Pelartoppen är stagad i båda riktningarna men kan ej anses vridförhindrad.

LASTER

Centrisk normalkraft

$N = 1,5$ MN (150 ton)

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 2172 $\sigma_{su} = 320 \text{ N/mm}^2$
 Minustoleranser < 5% kan garanteras
 $\sigma_b \text{ till} = 213 \text{ MN/m}^2$

DIMENSIONERING

Pröva HE 300 A

$$A = 0,0112 \text{ m}^2$$

$$i_x = 0,127 \text{ m}$$

$$i_y = 0,0749 \text{ m}$$

$$W_y = 4,21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

Knäckning i veka riktningen

$$\gamma_{rek} = 0,8 \quad (\text{N1 fig 33:351})$$

$$\gamma_{rek} L / i_y = 0,8 \cdot 6 / 0,0749 = 64$$

$$\sigma_t \text{ till} = 142 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

$$\sigma_t = \frac{1,50}{0,0112} = 134 < \sigma_t \text{ till} \quad \text{går bra}$$

Vridknäckning

Pelaren antas fast inspänd vid pelarfot och fritt vridbar i pelartopp, se kommentarer.

Bestämning av $\sigma_t \text{ till}$ enligt bilaga I

$$kL = 0,47 \cdot 6 = 2,82$$

$$r = 1,08 \cdot \frac{1}{25,6} \cdot \frac{6}{0,3} \cdot 1,05 \cdot 1,17 = 1,03$$

$$\sigma_t \text{ till} / \sigma_b \text{ till} = 0,55 \quad \text{fig I.9 kurva } \textcircled{4}$$

$$\sigma_t \text{ till} = 118$$

$$\sigma_t = 134 > \sigma_t \text{ till}$$

Om man beaktar välvningsförhindring av topplåt med 30 mm tjocklek blir enligt avsnitt 2.6.3b och fig I.9 σ_t till = 132, vilket är betryggande.

Bestämning av σ_t till enligt bilaga II

$$\frac{L}{\kappa b} = \frac{6}{0,5 \cdot 0,30} = 40$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,58 \cdot 213 = 123 \quad (\text{fig II.2, diagram A1, kurva 8})$$

Diagrammet ger resultat på osäkra sidan för $\sigma_{su} > 260$.

Knäckning i styva riktningen

$$L/i_x = 6/0,127 = 47 < \gamma_{rek} L/i_y \quad \text{ej dimensionerande}$$

Välj HE 300 A

ANMÄRKNING

Fotplåt, grundskruvar och grundkonstruktion dimensioneras för ett böjande moment i veka riktningen enligt jämnstarkhetsprincip.

$$M = (\sigma_b \text{ till} - \sigma_t) W_y = (213 - 134) 4,21 \cdot 10^{-4} = 0,034 \text{ MNm}$$

KOMMENTAR 1

Verkningssättet hos pelare med elastiskt vridförhindrad pelartopp med den vridförhindrande konstruktionens effektiva styvhet delvis utnyttjad för sin egen stabilitet belyses av en modell enligt fig.

Pelaren AB som är belastad av centrisk tryckkraft N är vridförhindrad i pelarfot och elastiskt vridförhindrad i pelartopp av en stång CBD. Pelaren kan välvas fritt i båda ändar. Stången CBD som är belastad med tryckkraften P har böjstyvheten EJ. Sambandet mellan vridnings-

vinkeln φ och vridande momentet M_V i pelartoppen blir enligt ekv (a) i figuren. Sambandet mellan vinkeländringen och böjande momentet $M_V/2$ i stängen CBD blir enligt ekv (b).

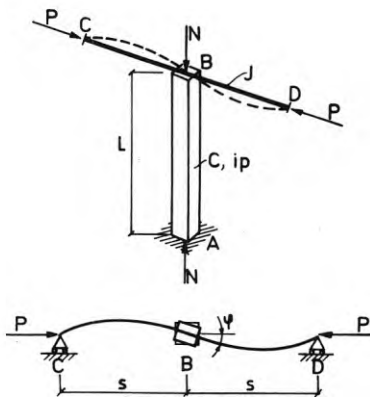
Ekv (a) och (b) ger vridknäcklasten för pelaren enligt ekv (c).

Den andra termen i högra ledet i ekv (c) utgör inverkan av elastisk vridförhindring från stängen CBD.

Antas att pelaren är en HE 200B, stängen CBD är tryckta underflänsen hos en balk med flänsarna $1,0 \times 20$ cm, att längden hos den tryckta delen av underflänsen är $s = 0,5L$ blir

$$N_{kr} = \frac{0,81 \cdot 10^6 \cdot 56,5}{9,93^2} + \frac{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 670}{0,5 \cdot 9,93^2} \cdot \frac{1}{\psi} =$$

$$= 0,46 \cdot 10^6 + 170 \cdot 10^6 / \psi$$



Pelare AB

$$M_V = (C - N i_p^2) \varphi / L \quad (a)$$

Stång CBD

$$\varphi = \frac{M_V s}{6 EI} \psi \quad (b)$$

där

$$\psi = \frac{3}{ks} \left(\frac{1}{ks} - \frac{1}{\tan(ks)} \right)$$

där

$$ks = \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

$$P_E = \pi^2 EI / s^2$$

(a) och (b) ger

$$N_{kr} = \frac{C}{i_p^2} + \frac{6LEI}{s i_p^2} \frac{1}{\psi} \quad (c)$$

Vid helt vridförhindrade upplag blir

$$N_{kr} = \frac{C}{i_p^2} + \frac{\pi^2 C_W}{L^2 i_p^2}$$

För att lasten skall bli densamma vid helt vridförhindrad pelartopp och elastiskt vridförhindrad pelartopp utan välvförhindring gäller att

$$\frac{6LEI}{si_p^2} \cdot \frac{1}{\psi} = \frac{\pi^2 C_W}{L^2 i_p^2}$$

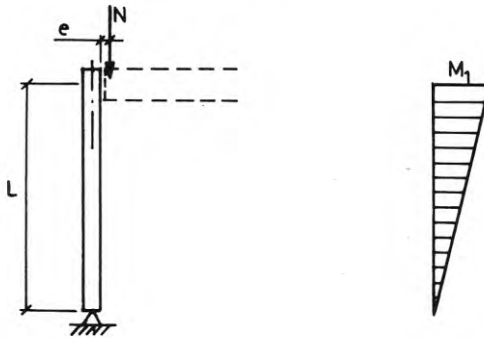
eller

$$\psi = \frac{6EIL^3}{s\pi^2 C_W} \approx 400$$

vilket svarar mot P/P_E mycket nära lika med 1,0. Det behövs således normalt liten elastisk vridförhindring vid upplaget för att vridförhindrat upplag skall kunna förutsättas.

KOMMENTAR 2

Total välvningsförhindring kan i det närmaste uppnås med välvningsförhindrande avstyvning enligt figurerna 17 och 27. Den i fig 30 visade effekten verkar även i denna riktning.

EXEMPEL 3Excentrisk tryckt pelare med rätlinjigt varierande excentricitetFÖRUTSÄTTNINGAR

Dimensionering med hänsyn till rymdknäckning utförs dels enligt N1 33:382 dels enligt K2 4:5412

Ostaged pelare, pelarlängd: $L = 3,0$ m

Pelarfot: ledad, vridförhindrad

Pelartopp: ledad, vridförhindrad, stagad

Balkänden är upplagd på knap enligt figur 19c. Om takbalken skulle fästas genom bultförband i balklivet mot plattstål svetsat mot pelarens fläns skulle pelartoppen inte kunna förutsättas vridförhindrad.

LASTER

Taklast (egentyngd + snö) $N = 0,1$ MN (10 ton)

excentrisk med excentricitet

$e = 40$ mm från fläns.

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 1412, $\sigma_{su} = 260$ MN/m² (N/mm²)

Minustoleranser < 5% kan ej garanteras

σ_b till. = 156 MN/m²

vanligt lastfall

(N1 tabell 33:241 b)

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Pröva HE 140 A

Excentricitet m.a.p. TP-linjen

$$e_1 = (0,133/2 + 0,04) = 0,107, \quad \text{säg } 0,11 \text{ m}$$

$$e_2 = 0$$

Moment i pelartopp

$$M_1 = 0,1 \cdot 0,11 = 0,011 \text{ MN/m}$$

DIMENSIONERINGa) Beräkning enligt N1 33:382Bestämning av σ_t till och σ_{Ex}

HE 140 A

$$A = 31,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 1,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \quad k = 1,37 \text{ m}^{-1}$$

$$i_x = 0,0573 \text{ m}$$

$$i_y = 0,0352 \text{ m}$$

$$L/i_y = 3/0,0352 = 85 ; \quad \sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 101 = 91 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

$$L/i_x = 3/0,0573 = 52 ; \quad \sigma_{Ex} = 0,9 \cdot 797 = 690 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

Bestämning av σ_v till enl. diagramserie I

$$kL = 1,37 \cdot 3 = 4,11$$

$$r = 1,08 \frac{3}{28,4 \cdot 0,14} 1,04 = 0,85$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,9 \cdot 156 = 140 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig I.1})$$

Bestämning av σ_v till enl. diagramserie II

Diagram A1 i fig II.4 ger för

$$\frac{k_{\mu} L}{\kappa b} = \frac{0,87 \cdot 3}{1,0 \cdot 0,14} = 18,6$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,88 \cdot 156 = 137 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.4 diagram A1})$$

Bestämning av σ_t och σ_b

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{0,1}{31,4 \cdot 10^{-4}} = 31,8 \text{ MN/m}^2$$

Dimensionerande moment är

$$0,80 M_1 = 0,0088 \text{ MNm} \quad (\text{fig II.4 eller fig I.1})$$

$$\sigma_b = \frac{\mu M_1}{W_x} = \frac{0,0088}{1,55 \cdot 10^{-4}} = 56,8$$

Kontroll med interactionformel

$$\frac{31,8}{91} + \frac{56,8}{140} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 31,8}{690}} = 0,350 + 0,435 = 0,785$$

Spänningskontroll i pelartopp

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_1}{W_x} = 31,8 + 56,8/0,8 = 103 < \sigma_b \text{ till} = 156 \text{ MN/m}^2$$

b) Beräkning enligt K2, 4:5412

$$e_o = 0,6 e_1 = 0,6 \cdot 0,11 = 0,066 \text{ m} \quad \text{ekv (a)}$$

N_{kr} bestäms ur K2 fig 4:53b för detta värde på e

$$B_y = EI_y = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 389 \cdot 10^{-8} = 817 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}^2 \quad (\text{tabell 4.1})$$

$$[\text{MN/m}^2] \cdot [\text{m}^4]$$

$$C = GK_V = 0,81 \cdot 10^5 \cdot 7,331 \cdot 10^{-8} = 5,938 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}^2$$

$$C_W = EK_W = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 15100 \cdot 10^{-12} = 3,17 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}^4$$

$$N_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot 817 \cdot 10^{-3}}{3^2} = 0,891 \text{ MN} \quad (\text{K2 fig 4:53b})$$

$$N_T = \frac{1}{(6,73 \cdot 10^{-2})^2} (5,938 \cdot 10^{-3} + \frac{\pi^2 \cdot 3,17 \cdot 10^{-3}}{3^2}) = 2,08 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{Ey}}{T_T} = \frac{0,891}{2,08} = 0,43$$

$$\frac{e_o}{i_p} = \frac{0,066}{6,73 \cdot 10^{-2}} = 0,98$$

Diagram i K2 fig 4:53b ger

$$N_{kr} = 0,69 N_{Ey} = 0,69 \cdot 0,891 = 0,615 \text{ MN}$$

Dimensionerande excentricitet enligt K2 4:5412 (b)

$$e = 0,5(e_o + e_1) = 0,5(0,066 + 0,11) = 0,088 \text{ m}$$

$$\sigma_{e\ell} = \frac{N_{kr}}{A} + \frac{N_{kr} \cdot e}{W} = \frac{0,615}{31,4 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,615 \cdot 0,088}{1,55 \cdot 10^{-4}} = 545 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{e\ell}}} = \sqrt{\frac{260}{545}} = 0,69$$

$$\sigma_{t \text{ till}} = (0,741 - 0,372 \cdot 0,69) \cdot 260 \cdot 0,9 = 113 \quad (\text{N1 tabell 33:3522})$$

$$\sigma_{v \text{ till}} = (0,817 - 0,376 \cdot 0,69) \cdot 260 \cdot 0,9 = 130 \quad (\text{N1 tabell 33:37212})$$

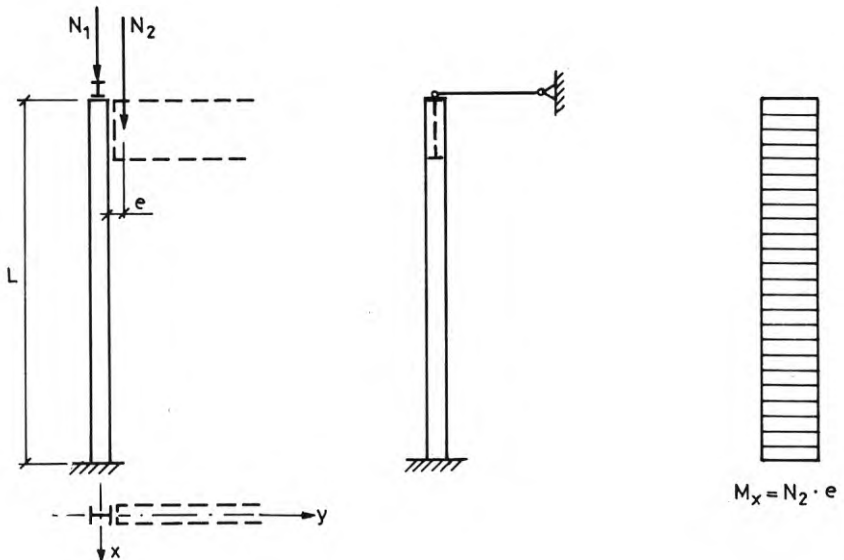
$$\sigma_{t \text{ till}} = 130 - \frac{0,615}{0,891} (130 - 113) = 118 \quad (\text{K2 4:5411 ekv (a)})$$

$$\sigma = \frac{0,1}{31,4 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,1 \cdot 0,088}{1,55 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 31,8}{690}} = 93 < \sigma_{t \text{ till}}$$

(K2, 4:5411 ekv (b) med $e = 0,088$ samt $N/N_{Ex} = \sigma_t/\sigma_{Ex}$ enligt sid 2)

Välj HE 140 A

Samma resultat har erhållits vid beräkning enligt N1 33:382 och enl. K2 4:5412.

EXEMPEL 4Pelare belastad med excentrisk normalkraftFÖRUTSÄTTNINGAR

Ostagad pelare, pelarlängd $L = 3,0$ m

Pelarfot fast inspänd i x- och y-led

Pelartopp vridförhindrad, stagad i x-riktningen, ostagad i y-riktningen

LASTER

Taklaster $N_1 = 0,02$ MN (2 ton)

$N_2 = 0,08$ MN

excentricitet $e = 0,04$ m från fläns.

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 1412 $\sigma_{su} = 260$ MN/m² (N/mm²)

Minustoleranser < 5% kan ej garanteras

σ_b till = 156 MN/m² (N1 tabell 33:241b)

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Antag HE 140 A

Excentricitet m.a.p. TP-linjen

$$e = 0,07 + 0,05 = 0,12 \text{ m}$$

$$M = 0,12 \cdot 0,08 = 0,0096 \text{ MNm}$$

DIMENSIONERING

Pröva HE 140 A

$$A = 31,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 1,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 ; \quad W_y = 0,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_x = 0,0573 \text{ m}$$

$$i_y = 0,0352 \text{ m}$$

Pelaren är i veka riktningen fast inspänd vid foten och stagad i pelartopp

$$\gamma_{\text{rek}} = 0,8 \quad (\text{N1 fig 33:351})$$

$$\gamma_{\text{rek}} L / i_y = 0,8 \cdot 3 / 0,0352 = 68$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 119 = 107 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

med reduktion med 10% enligt 33:3522 och 33:241)

Pelaren är i styva riktningen **fast** inspänd vid foten och **fri** i pelartopp.

$$\gamma_{\text{rek}} = 2,1 \quad (\text{N1 fig 33:351})$$

$$\gamma_{\text{rek}} L / i_x = 2,1 \cdot 3 / 0,0573 = 110$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 73,4 = 66 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{Ex}} = 0,9 \cdot 171 = 154 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

$$\sigma_t = \frac{0,02 + 0,08}{31,4 \cdot 10^{-4}} = 31,8 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{0,0096}{1,55 \cdot 10^{-4}} = 61,9 \text{ MN/m}^2$$

Böjd och tryckt stång enligt N1, 33:362c

$$\frac{31,8}{66} + \frac{61,9}{156} = 0,482 + 0,397 = 0,88 < 1$$

Rymdknäckning enligt N1, 33:382

Bestämning av σ_v till enligt diagramserie II

$$k_{\mu kb} \frac{L}{b} = \frac{3}{1,43 \cdot 14} = 15$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,93 \cdot 156 = 145 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.4, diagram A1})$$

Bestämning av σ_v till enligt diagramserie I

$$kL = 4,11 \quad r = 0,85 \quad \sigma_v \text{ till} = 0,94 \cdot 156 = 147 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{kurva } \textcircled{9} \text{ fig I.2})$$

$$\frac{31,8}{107} + \frac{61,9}{147} \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 31,8}{154}} = 0,297 + 0,610 < 1$$

Välj HE 140 A

ANMÄRKNING

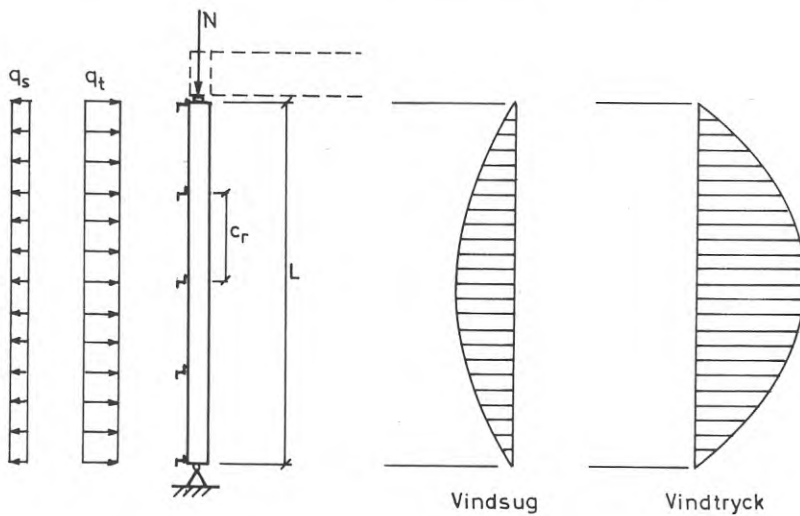
Fotplåten dimensioneras för ett moment i styva riktningen enligt jämnstarkhetsprincip

$$M = (\sigma_b \text{ till} - \sigma_t) W_x = (156 - 31,8) \cdot 1,55 \cdot 10^{-4} = 0,019 \text{ MNm}$$

$$N = 0,10 \text{ MN}$$

I veka riktningen dimensioneras enligt jämnstarkhetsprincip för enbart plan knäckning

$$M = (\sigma_b \text{ till} - \sigma_t) W_y = (156 - 31,8) \cdot 0,56 \cdot 10^{-4} = 0,0070 \text{ MNm}$$

EXEMPEL 5Centriskt tryckt pelare med stagad transversalbelastad flänsFÖRUTSÄTTNINGAR

Pelarlängd $L = 6,0$ m

Pelarfot ledad, vridförhindrad

Pelartopp ledad, vridförhindrad, lasten centrerad

Stagad, transversalbelastad fläns

Veka väggreglar, vridförhindring medräknas ej.

LASTER

Normalkraft $N = 0,225$ MN (22,5 ton)

Vindlast sug $q_s = 2,1$ kN/m

tryck $q_t = 3,0$ kN/m

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 1412 $\sigma_{su} = 260$ MN/m² (N/mm²)

Minustoleranser < 5% kan ej garanteras

σ_b till = 180 MN/m²

(exceptionellt lastfall N1, tabell 33:241b)

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Vindtryck

$$M = \frac{0,0030 \cdot 6^2}{8} = 0,0135 \text{ MN/m}$$

Vindsug

$$M = \frac{0,0021 \cdot 6^2}{8} = 0,0095 \text{ MN/m}$$

$$N = 0,225 \text{ MN}$$

DIMENSIONERINGVINDTRYCK

Den av transversallasten tryckta flänsen är stagad. Kontrollera utböjning i lastplanet

Pröva HE 160 A

$$A = 38,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 2,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_x = 0,0657 \text{ m}$$

$$L/i_x = 6/0,0657 = 91,3$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 93,7 \cdot 1,15 = 97$$

$$\sigma_b \text{ till} = 180$$

$$\sigma_t = \frac{0,225}{38,8 \cdot 10^{-4}} = 58,0$$

$$\sigma_b = \frac{0,0135}{2,20 \cdot 10^{-4}} = 61,4$$

$$\frac{58,0}{97,0} + \frac{61,4}{180} = 0,598 + 0,341 = 0,939 < 1 \quad \text{går bra :}$$

(N1 33:362)

Rymdknäckning mellan stagande väggreglar

Konstant moment, vridförhindring genom gångjärnslagring vid reglarna

Ur fig I.5 erhålls för $kL = 1,11 \cdot 1,5 = 1,66$, $r = 0,38$

$$\sigma_v \text{ till} = 180 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig I.5})$$

Alternativt erhålls ur fig II.4, diagram A1 för $c_r/b = 1,5/0,16 = 9,4$

$$\sigma_v \text{ till} = 180 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.4, diagram A})$$

$$\frac{c_r}{i_y} = \frac{1,5}{0,0398} = 37,7$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 152 = 157 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

$$L/i_x = 91,3 \quad \sigma_{Ex} = 249 \quad (\text{N1 tabell 33:353})$$

$$\frac{58}{157} + \frac{61,4}{180} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,3 \cdot 58}{249}} = 0,369 + 0,489 = 0,858 < 1$$

går bra :

Förbandet mellan pelare och väggreglar samt väggreglarna dimensioneras för en kraft

$$T = 0,017 \cdot \sigma_t \text{ till} \cdot A_{fl} = 0,017 \cdot 180 \cdot 0,16 \cdot 0,009 = 0,0044 \text{ MN}$$

exceptionellt lastfall (N1 33:403)

VINDSUGDIMENSIONERING MED INTERACTIONFORMEL (se Anmärkning)

Den av transversallasten dragna flänsen är stagad

$\sigma_t \text{ till}$ bestäms alternativt enligt fig I.11 och II.3 och $\sigma_v \text{ till}$ alternativt enligt fig I.8 och fig II.7.

Elastisk vridförhindring medräknas ej.

$\sigma_{t\text{ till}}$

För $kL = 1,11 \cdot 6 = 6,66$ och $r = 1,72$ ger fig I.11

$$\sigma_{t\text{ till}} = 0,57 \cdot 180 = 103 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig I.11 kurva } \textcircled{3})$$

För $L/\kappa b = 6/(1,0 \cdot 0,16) = 37,5$ ger fig II.3

$$\sigma_{t\text{ till}} = 0,56 \cdot 180 = 101 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.3 diagram A1})$$

 $\sigma_{v\text{ till}}$

Ur fig I.8 erhålls med $kL = 6,66$, $r = 1,50$

$$\sigma_{v\text{ till}} = 0,88 \cdot 180 = 158 \quad (\text{fig I.8, kurva } \textcircled{1})$$

Ur diagramserie II erhålls

$$\sigma_{v\text{ till}} = 0,87 \cdot 180 = 157 \quad (\text{fig II.7 diagram A1})$$

$$L/i_x = 91,3 \quad \sigma_{Ex} = 248 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0,225}{38,8 \cdot 10^{-4}} = 58 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{0,0095}{2,2 \cdot 10^{-4}} = 43$$

$$\frac{58}{102} + \frac{43}{158} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,3 \cdot 58}{248}} = 0,569 + 0,391 = 0,960 < 1 \quad \text{går bra :}$$

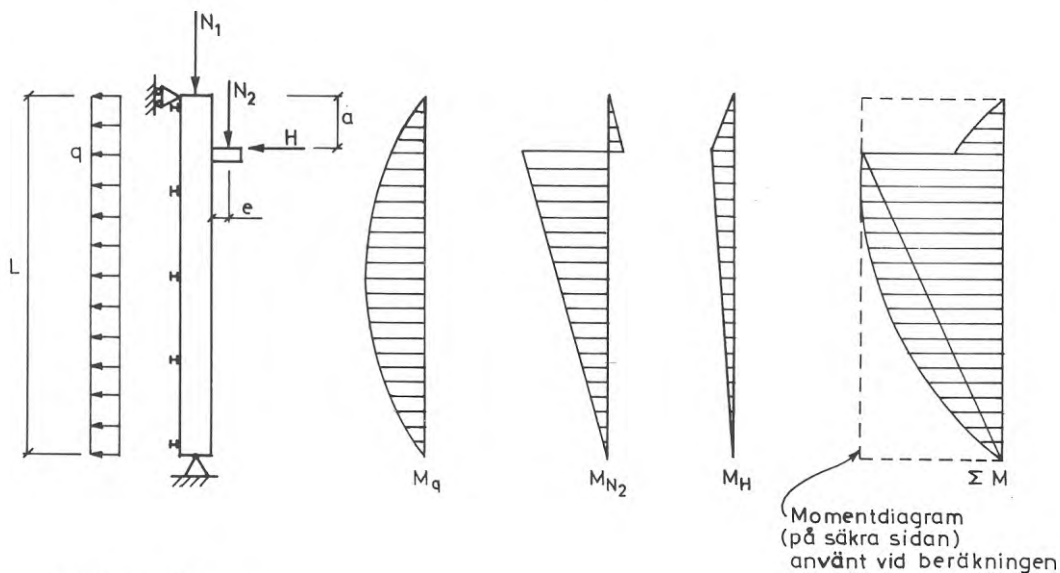
Beräkning enligt K2 4:424 ger nästan samma resultat.

ANMÄRKNING

Den använda interactionformeln (StBK-N1 33:382) som i N1 angivits för ostagad pelare ger även vid stagad pelare god överensstämmelse med noggrannare metod enligt StBK-K2 4:424 när den av transversallasten dragna flänsen är stagad. När den av transversallasten tryckta flänsen är stagad ger beräkning enligt denna interactionformel tilläpand enligt ovan resultat som kan vara mycket på säkra sidan. Plan utböjning av vindtryck och normalkraft, ibland enbart normalkraft, är i detta fall dimensionerande.

EXEMPEL 6

Pelare med stagad elastiskt vridförhindrad fläns belastad av vindsug, centrisk normalkraft och last från travers

FÖRUTSÄTTNINGAR

Beräkning utförs enligt N1, 33:382 (Rymdknäckning)

Pelare c/c 10 m, pelarlängd $L = 10$ m

Pelarfot: ledad, vridförhindrad

Pelartopp: vridförhindrad, stagad

Stagad, elastiskt vridförhindrad fläns

Väggreglar IPE 120 c/c 2,4 m med leder i varje fack

LASTER

Taklast (egentyngd + snö)

$$N_1 = 0,5 \text{ MN (50 ton)}$$

Traverslast

$$N_2 = 0,15 \text{ MN}$$

excentricitet $e = 0,25$ från fläns

Horisontallast från travers

$$H = 0,015 \text{ MN}$$

Avstånd från travershylla till

pelartopp

$$a = 1,5 \text{ m}$$

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 1412 $\sigma_{su} = 260 \text{ MN/m}^2$ (N/mm²)

Minustoleranser < 5% kan garanteras

σ_b till = 173 MN/m² vanligt lastfall (N1 tabell 33:241a)

σ_b till = 200 MN/m² exceptionellt lastfall

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Pröva tvärsnittshöjden $h = 0,6 \text{ m}$

Excentricitet m.a.p. TP-linjen

$$e = 0,30 + 0,25 = 0,55 \text{ m}$$

Moment

av q: $M_q = \frac{0,004 \cdot 10^2}{8} = 0,05 \text{ MN/m}$

av N_2 : $M_{N_2} = \frac{8,5}{10} \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 0,070$

av H: $M_H = \frac{8,5}{10} \cdot 0,015 \cdot 1,5 = 0,019$

Momentet av q, N_2 och H ersätts med ett ekvivalent konstant moment

$$M = 0,115 \text{ MNm} \approx M_{\max} \text{ (jämför diagram för } \Sigma M \text{ sid 1)}$$

DIMENSIONERING MED INTERACTIONFORMEL

(Se anmärkning, exempel 5)

Dimensionerande moment

$$M = 0,115 \text{ MNm}$$

En fläns är stagad och elastiskt vridförhindrad av väggreglar. σ_t till erhålls ur fig II.3 alternativt I.12 och σ_v till erhålls ur fig II.5 alternativt I.6.

Pröva I 600-275-7-11 (Svetsat I-tvärsnitt h-b-d-t).

Tvårsnittskonstanter

Detaljberäkningar redovisas ej

$$A = 101 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 21,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_x = 0,25 \text{ m}$$

$$K_w = 3,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^6$$

$$k = 0,20 \text{ m}^{-1}$$

Bestämning av σ_t till och σ_v till enligt diagram bilaga I

σ_t till

$$C_w = EK_w = 0,21 \cdot 10^6 \cdot 3,31 \cdot 10^{-6} = 0,70 \text{ MNm}^4$$

$$i = k_i \cdot \frac{EI_r}{c_p c_r} = 3,3 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \cdot 3,18 \cdot 10^{-6}}{10 \cdot 2,4} = 0,092 \text{ MN}$$

$$\frac{iL^4}{2C_w} = \frac{0,092 \cdot 10^4}{2 \cdot 0,70} = 657$$

$$kL = 0,20 \cdot 10 = 2,0$$

$$\frac{dh}{bt} = \frac{7 \cdot 600}{275 \cdot 11} = 1,39$$

$$r = 1,08 \cdot \frac{10}{0,275} \cdot \frac{1}{28,4} \cdot 1,11 \cdot 1,12 = 1,71$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,70 \cdot 200 = 140 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig I.12})$$

σ_v till

$$kL = 20$$

$$r = 1,08 \cdot \frac{10}{0,275} \cdot \frac{1}{28,4} \cdot 1,11 = 1,53$$

$$\frac{iL^4}{2C_w} = 657$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,87 \cdot 200 = 174 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig I.6})$$

Bestämning av σ_t till och σ_v till enligt diagrambilaga II

$$\frac{L}{kb} = \frac{10}{1,0 \cdot 0,275} = 36,4$$

$$\sqrt[4]{\frac{ibE}{th^2\sigma_{su}^2}} = \sqrt[4]{\frac{0,092 \cdot 0,275 \cdot 0,21 \cdot 10^6}{0,011 \cdot 0,60^2 \cdot 260^2}} = 2,1$$

$$\frac{h}{t} = 0,60/0,011 = 55,5$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,61 \cdot 200 = 122 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.3, diagram B2})$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,82 \cdot 200 = 164 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.5, diagram B2})$$

För detta lastfall ger diagrammet i bilaga II värden, som är ganska mycket på säkra sidan.

Kontroll med interactionformel

$$\sigma_t = \frac{0,65}{101 \cdot 10^{-4}} = 64$$

$$\sigma_b = \frac{0,121}{21,2 \cdot 10^{-4}} = 57$$

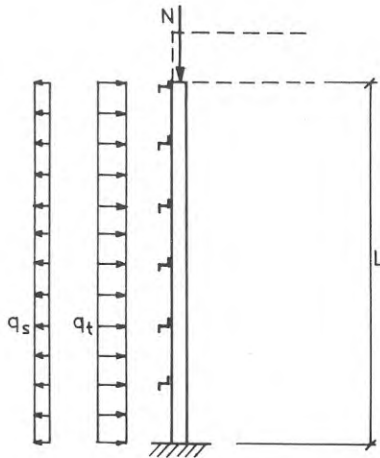
$$l/i_x = 10/0,25 = 40, \quad \sigma_{Ex} = 1295$$

$$\frac{64}{140} + \frac{57}{174} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,3 \cdot 64}{1295}} = 0,457 + 0,350 = 0,807 < 1$$

Välj I 600-275-7-11 (Svetsat I-tvårsnitt, h-b-d-t)

EXEMPEL 7

Centrisk tryckt vid pelarfot inspänd pelare med stagad transversalbelastad fläns. Vindtryck och vindsug

FÖRUTSÄTTNINGAR

Pelarlängd: $L = 10$ m

Pelarfot: fast inspänd

Pelartopp: ledad, vridförhindrad

Stagad transversalbelastad fläns

Veka väggreglar, vridförhindring medräknas ej

LASTER

Taklast (egentyngd + snölast) $N = 0,3$ MN (30 ton)

Vindlast, tryck $q_t = 0,0034$ MN/m

, sug $q_s = 0,0024$

MATERIAL OCH TILLÄTNA SPÄNNINGAR

SIS 1412 $\sigma_{su} = 260$ MN/m² (N/mm²)

Minustoleranser < 5% garanteras

σ_b till = 173 MN/m² vanligt lastfall

σ_b till = 200 exceptionellt lastfall

(N1 tabell 33:241a)

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Inspänningsmoment vid pelarfot

$$M_1 = \frac{q_t L^2}{8} = \frac{0,0034 \cdot 10^2}{8} = 0,043 \text{ MNm} \quad \text{vindtryck}$$

$$0,030 \quad \text{vindsug}$$

Maximalt fältmoment

$$M = \frac{9}{128} q_t L^2 = \frac{9 \cdot 0,0034 \cdot 10^2}{128} = 0,024 \quad \text{vindtryck}$$

$$0,0169 \quad \text{vindsug}$$

Normalkraft

$$N = 0,3 \text{ MN}$$

DIMENSIONERINGLastfall 1 Taklast + vindtryckPlan böjning. Kontroll enligt N1 33:36

Pröva HE 240 A

$$A = 76,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_x = 0,101 \text{ m}$$

$$\gamma_{rek} = 0,8 \quad (\text{N1 fig 33:351})$$

$$\gamma_{rek} \cdot L / i_x = 0,8 \cdot 10 / 0,101 = 80$$

$$\sigma_t \text{ till} = 1,15 \cdot 106 = 122 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{N1 tabell 33:353 exceptionellt lastfall})$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{0,3}{76,8 \cdot 10^{-4}} = 39$$

$$\sigma_b = \frac{M_1}{W_x} = \frac{0,043}{6,75 \cdot 10^{-4}} = 64$$

$$\frac{39}{122} + \frac{64}{200} = 0,320 + 0,320 = 0,640 < 1 \quad (\text{N1 villkor 33:362c})$$

Mindre pelare kan kanske godtas.

Pröva HE 220 A

$$A = 64,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W_x = 5,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_x = 0,092 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{rek}} L/i_x = 0,8 \cdot 10 / 0,092 = 87$$

$$\sigma_t \text{ till} = 1,15 \cdot 99 = 114 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0,3}{64,3 \cdot 10^{-4}} = 46,6$$

$$\sigma_b = \frac{0,043}{5,15 \cdot 10^{-4}} = 84$$

$$\frac{46,6}{114} + \frac{84}{200} = 0,409 + 0,420 = 0,829 < 1 \quad \text{går bra.}$$

Rymdknäckning

Den ostagade flänsen blir tryckt vid pelarfoten. Interactionformel tillämpas varvid $\sigma_t \text{ till}$ bestäms av vridknäckning med stagad fläns och $\sigma_v \text{ till}$ bestäms av vippling vid stagad transversalbelastad fläns.

När den transversalbelastade pelaren samtidigt är tryckt gäller ej förutsättningarna för de höga tillåtna spänningarna enligt K2 6:36, som är motiverade av möjlighet till momentomlagring. Tillåten spänning för transversallast enbart väljs därför ej enligt de gynnsamma formlerna i K2 6:36 utan enligt N1 33:372.

Bestämning av $\sigma_t \text{ till}$ enligt diagrambilaga I

$$kL = 0,70 \cdot 10 = 7$$

$$r = 1,08 \cdot \frac{1}{28,4} \cdot \frac{10}{0,22} \cdot 1,05 \cdot 1,13 = 2,04$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,57 \cdot 200 = 114 \quad (\text{fig I.11 kurva 2})$$

Bestämning av σ_t till enligt diagrambilaga II

$$\frac{L}{kb} = \frac{10}{1,43 \cdot 0,22} = 32$$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,54 \cdot 200 = 108 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{fig II.3, diagram A1})$$

Bestämning av σ_v till

K2, tabell 6:32a ger för $\mu = 1/8$ och $m_w L = \infty$

$$m_{\text{öf}\ell} = 432 \quad \text{Obs! full inspänning ställer stora krav på utformning vid pelarfot}$$

$$M_{\text{skr}} = m_{\text{öf}\ell} \frac{B_y h_t}{2 \cdot L^2} = 432 \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 19,55 \cdot 10^{-6} \cdot 0,20}{2 \cdot 10^2} = 1,77 \text{ (K2 6:32 ekv c)}$$

$$\sigma_{\text{el}} = \frac{M_{\text{skr}}}{W_x} = \frac{1,77}{5,15 \cdot 10^{-4}} = 3440 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{260}{3440}} < 0,4 \quad \sigma_v \text{ till} = \sigma_b \text{ till} = 200 \text{ MN/m}^2$$

Tillämpning av interactionformel

$$\gamma_{\text{rek}} L/i_x = 87 \text{ ger } \sigma_{\text{Ex}} = 274 \quad (\text{N1, tabell 33:353})$$

$$\frac{46,6}{114} + \frac{84}{200} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,3 \cdot 46,6}{274}} = 0,40 + 0,54 = 0,94$$

Lastfall 2 Taklast + vindsug

Plan böjning

Ej dimensionerande

Rymdknäckning

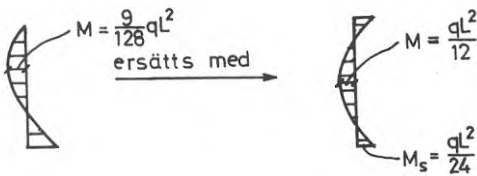
En fläns är stagad av väggreglar. Elastisk vridförhindring medräknas ej. Pelaren är fast inspänd vid pelarfoten. Interactionmetod tillämpas.

Centrisk tryckkraft

$$\sigma_t \text{ till} = 108 \quad (\text{se sid 3})$$

Transversallast

Den osymmetriska momentfördelningen tänks ersatt av en symmetrisk fördelning med ungefär samma maximimoment i fält



Förfarandet bör ge resultat på säkra sidan. HE 220 A.

$$k = 0,70 \text{ m}^{-1} \quad kL = 10 \cdot 0,7 = 7,0$$

$$r = 1,08 \cdot 20 / 0,22 \cdot 1 / 28,4 \cdot 1,05 = 1,81$$

$$\sigma_v \text{ till} = 0,88 \cdot 200 = 176 \quad (\text{fig I.8, kurva } \textcircled{7})$$

$$\sigma_t = \frac{0,3}{64,3 \cdot 10^{-4}} = 46,6$$

$$M = \frac{9}{128} \cdot q_s L^2 = 0,0169$$

$$\sigma_b = \frac{0,0169}{5,15 \cdot 10^{-4}} = 32,8$$

N1 villkor 33:382 kontrolleras

$$\frac{46,6}{108} + \frac{32,8}{176 \left(1 - \frac{1,3 \cdot 46,6}{274}\right)} = 0,431 + 0,240 = 0,67 < 1$$

Noggrann beräkning enligt K2, 4:424 ger 0,62 i stället för 0,67. Då har inspanning i sidled beaktats.

Välj HE 220 A

ANMÄRKNING

Fotplåt, svetsar och grundskruvar dimensioneras för ett moment enligt jämnstarkhetsprincip.

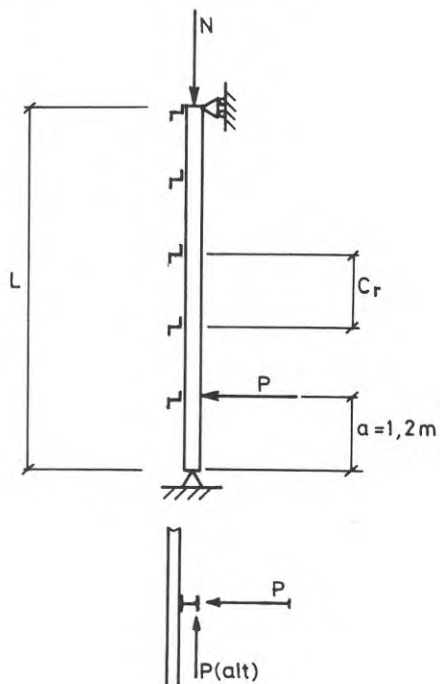
I styva riktningen:

$$M = (\sigma_b \text{ till } - \sigma_t)W_x = (200 - 46,6) \cdot 5,15 \cdot 10^{-4} = 0,079 \text{ MNm}$$

(exceptionellt lastfall)

I veka riktningen:

$$M = (\sigma_b \text{ till } - \sigma_t)W_y = (200 - 46,6) \cdot 1,78 \cdot 10^{-4} = 0,027 \text{ MNm}$$

EXEMPEL 8Påkörningskraft vid stagad pelareFÖRUTSÄTTNINGAR

Pelarlängd: $L = 6 \text{ m}$

Pelarfot: ledad

Pelartopp: ledad, vridförhindrad

Stagad fläns, kallformade profiler $c_r = 1,2 \text{ m}$

Veka väggreglar, elastisk vridförhindring medräknas ej.

LASTER

Centrisk normalkraft

$$N = 0,9 \text{ MN}$$

Påkörningskraft

$$P = 0,017 \text{ MN}$$

angripande 1,2 m över pelarfot riktad parallellt med eller vinkelrätt mot väggplanet. Vanligt lastfall

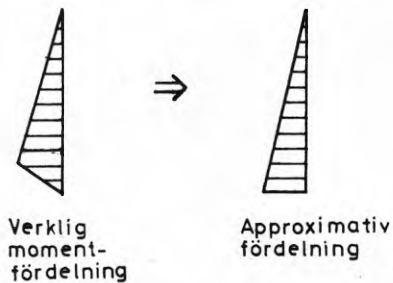
MATERIAL OCH TILLÅTNA SPÄNNINGARSIS 1412 $\sigma_{su} = 260 \text{ MN/m}^2$ Minustoleranser < 5% garanteras, $\sigma_{b \text{ till}} = 173 \text{ MN/m}^2$ BERÄKNING AV SNITTKRAFTER

Moment av påkörningskraft

$$M = 0,017 \cdot \frac{1,2 \cdot 4,8}{6,0} = 0,0163 \text{ MNm}$$

PAKÖRNING I PELARENS STYVA RIKTNING

Den av påkörningskraften dragna flänsen är stagad. Momentet av påkörningskraften approximeras med ett triangulärt diagram enligt fig.



Interactionformel tillämpas.

Pröva med HE 240 B.

Tillåten spänning m.h.t. vippning. $\sigma_{v \text{ till}}$ bestäms med försummande av åsarnas vridförhindring ur diagram I.5 kurva 3 för ett snitt beläget på avståndet 0,2L från basen.

$$k = 0,88 \cdot \text{m}^{-1} ; kL = 5,28$$

$$r = 1,08 \frac{1}{30,9} \frac{6,0}{0,24} \cdot 1,04 = 0,92$$

$$\underline{\sigma_{v \text{ till}}} = 0,95 \cdot 173 = \underline{164 \text{ MN/m}^2}$$

Tillåten spänning m.h.t. vridknäckning med en fläns stagad erhålls alternativt ur fig I.11 eller fig II.3.

Ur fig I.11 kurva ③ erhålls
för $kL = 5,28$ och $r = 1,16$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,68 \cdot 173 = 118 \text{ MN/m}^2$$

Ur fig II.3 blir
för $L/\kappa b = 6/0,24 = 25$

$$\sigma_t \text{ till} = 0,68 \cdot 173 = 118 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_t = 0,9 / (106 \cdot 10^{-4}) = 85 \text{ MN/m}^2$$

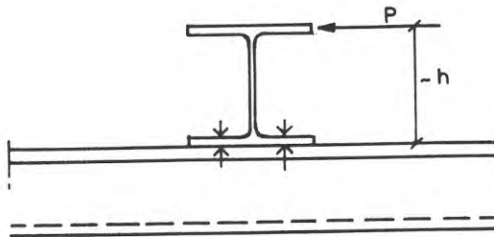
$$\sigma_b = 0,0163 / (9,38 \cdot 10^{-4}) = 17 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{L}{i_x} = \frac{6}{10,3 \cdot 10^{-2}} = 58 \quad \sigma_{Ex} = 616 \text{ MN/m}^2$$

Interactionformeln ger

$$\frac{85}{118} + \frac{17}{164} \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 85}{616}} = 0,72 + 0,13 = 0,85 < 1$$

PAKÖRNING I VEKA RIKTNINGEN



Påkänningskraften förutsätts angripa den ostagade flänsen.

Kraften flyttas till den stagade flänsen under införande av ett vridande moment

$$M_V = P \cdot h = 0,017 \cdot 0,24 = 0,0041 \text{ MNm}$$

Infästningen mellan väggregel och pelare samt väggregel och förankring av väggregel dimensioneras för påkänningskraften $P = 0,017 \text{ MN}$.

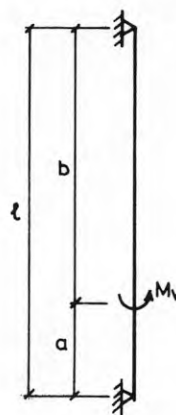
Vridförhindring från väggreglarna försummas vid upptagande av det vridande momentet.

Välvspänningar av vridande momentet bestäms enligt Bygg 154:5 och :6 (tredje upplagan, 1959)

$$\sigma_w = \frac{h_t \cdot b}{2} E \left(\frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)_{\max}$$

där

$$\left(\frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)_{\max} = \frac{M_V}{GK_V} k_1 \frac{\sinh k_1 a \cdot \sinh k_1 b}{\sinh k_1 \ell}$$



$$k_1 = \sqrt{\frac{C}{C_w + B_y h^2 / 4}} \quad (\text{stagad fläns})$$

dvs

$$k_1 = k_{id} = 0,88 / \sqrt{2} = 0,62$$

$$\left(\frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)_{\max} = \frac{0,0041}{0,080} \cdot 0,62 \frac{\sinh 0,62 \cdot 1,2 \sinh 0,62 \cdot 4,8}{\sinh 0,62 \cdot 6} = 0,0125 \text{ m}^{-2}$$

$$\sigma_w = \frac{0,22 \cdot 0,24}{2} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,0125 = 69 \text{ MN/m}^2$$

Välvspänningen σ_w är jämförbar med en böjspänning varför interaction-formel StBK-N1 33:382 tillämpas. Därvid sätts $\sigma_b = \sigma_w$ och $\sigma_v \text{ till} = \sigma_b \text{ till}$. σ_E i interactionformeln sätts lika med σ_{el} för pelare med stagad dragen fläns. Jämför Bygg 158:6 (huvuddel 1A, tryckår 1971).

$$\sigma_{el} \text{ bestäms ur } \sigma_{el} = \sigma_{su} / \alpha^2$$

Ur fig I.11 blir för $kl = 5,28$; $r = 1,16$ (kurva ③)

$$\alpha = 0,74$$

$$\sigma_{el} = \frac{260}{(0,74)^2} = 475$$

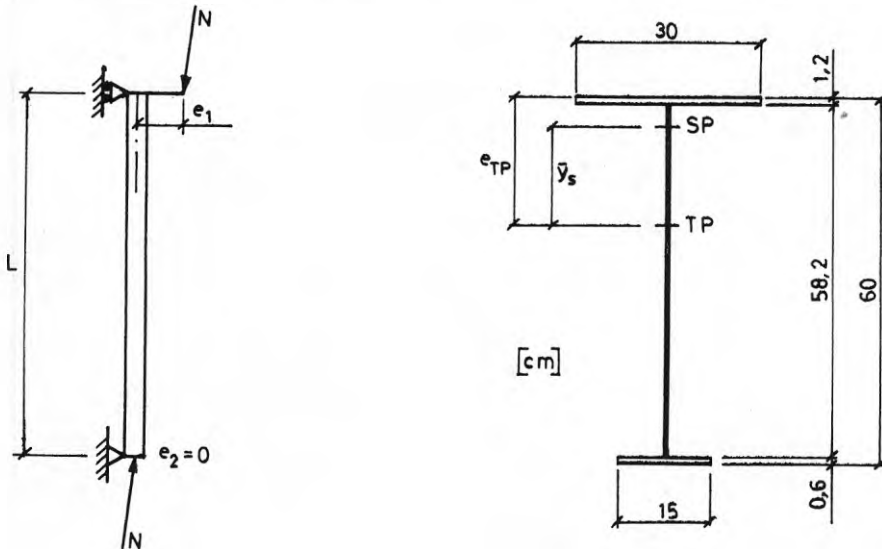
Interactionformeln blir

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_b \text{ till}} + \frac{\sigma_w}{\sigma_b \text{ till}} \frac{1}{1 - \frac{s \cdot \sigma_t}{\sigma_{el}}} = \frac{85}{118} + \frac{69}{173} \frac{1}{1 - \frac{1,5 \cdot 85}{475}}$$

$$= 0,720 + 0,54 = 1,26$$

Otillåtet! Böjstel förbindning mellan pelare och väggreglar ger dock erforderlig sänkning av $\sigma_t / \sigma_t \text{ till}$.

Välj HE 240 B

EXEMPEL 9Excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt tvärsnittFÖRUTSÄTTNINGAR

Beräkning utförs dels enligt K2, 4:542 dels enligt K2, 4:541.

Ostagad pelare, tvärsnitt enligt fig., pelarlängd $L = 6$ m

Initialspänningar av svetsning förutsätts komma att understiga $0,4\sigma_{su}$.

Pelarfot: ledad

Pelartopp: ledad

LASTER

Normalkraft N . Bestäm tillåten last

Excentricitet i pelartopp $e_1 = 1,0$ m med avseende på TP

i pelarfot $e_2 = 0$

MATERIAL OCH TILLATNA SPÄNNINGAR

SIS 1412 $\sigma_{su} = 260 \text{ MN/m}^2$ (N/mm^2)

Minustoleranser $< 5\%$ kan garanteras, $\sigma_{b \text{ till}} = 173 \text{ MN/m}^2$

Två alternativa beräkningsmetoder redovisas. Den senare enligt StBK-K2 4:541 kan bedömas som något enklare

BERÄKNING ENLIGT StBK-K2 4:542

Tvårsnittskonstanter bestäms med formler enligt K2 tabell 4:21a. Detaljberäkningar redovisas ej.

$$A = 79,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$e_{TP} = 0,202 \text{ m}$$

$$I_{\bar{x}} = 4,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\bar{y}} = 0,287 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_V = 0,271 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$K_W = 0,555 \cdot 10^{-6} \text{ m}^6$$

$$\bar{y}_S = 0,162 \text{ m}$$

$$t_y = 0,463 \text{ m}$$

$$i_p = \sqrt{(I_{\bar{x}} + I_{\bar{y}})/A + y_S^{-2}} = 0,285 \text{ m}$$

Tillåten tryckspänning bestäms för N angripande i SP.

$$\sigma_{e\ell} = \sigma_E \left(1 + \bar{y}_S \frac{A e_{TP}}{I_{\bar{x}}} \right) \quad (\text{K2, 4:5422})$$

där

$$\sigma_E = \frac{N_E y}{A} = \frac{\pi^2 EI_{\bar{y}}}{L^2 \cdot A} = \frac{3,14^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \cdot 0,287 \cdot 10^{-4}}{6,0^2 \cdot 79,9 \cdot 10^{-4}} = 207 \text{ MN/m}^2$$

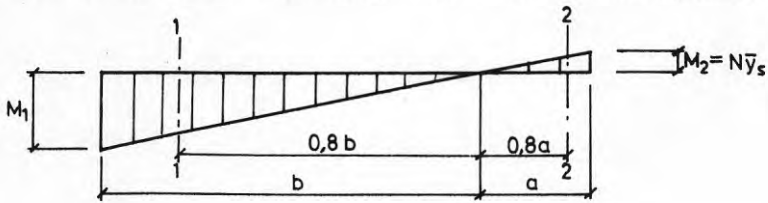
$$\sigma_{e\ell} = 207 \left(1 + \frac{0,162 \cdot 79,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}} \right) = 338 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{260/338} = 0,878$$

$$\sigma_{t \text{ till}} = (0,741 - 0,372 \cdot 0,878) 260 = 108 \text{ MN/m}^2$$

Reduktion m.h.t. initialspänningar behöver ej göras, se förutsättningar.

Tillåten spänning m.h.t. vippning bestäms för momentdiagrammet



$$M_1 = N(e_1 - \bar{y}_s)$$

Dimensionerande snitt 1: $M = 0,8N(e_1 - \bar{y}_s)$

snitt 2: $M = -0,8 \cdot N \cdot \bar{y}_s$

Vippningsmomentet bestäms enligt K2, fig 4:312g

$$\beta = \frac{y}{2} \sqrt{\frac{B}{C_w}} = \frac{0,463}{2} \sqrt{\frac{0,287 \cdot 10^{-4}}{0,555 \cdot 10^{-6}}} = 1,665$$

$$k = \sqrt{\frac{C}{C_w}} = \sqrt{\frac{0,271 \cdot 10^{-6}}{2,6 \cdot 0,555 \cdot 10^{-6}}} = 0,433 \text{ m}^{-1}; \quad kL = 2,60$$

$$\eta = \frac{\beta}{\sqrt{(kL)^2 + \pi^2}} = \frac{1,665}{\sqrt{(0,433 \cdot 6)^2 + 3,14^2}} = 0,408$$

$$\mu = \frac{M_2}{M_1} = \frac{-\bar{y}_s}{e_1 - \bar{y}_s} = -\frac{0,162}{1,0 - 0,162} = -0,193$$

$$m = 17 \quad (\text{K2 fig 4:312g})$$

$$M_{kr} = 17 \sqrt{\frac{0,21 \cdot 10^6 \cdot 0,287 \cdot 10^{-4} \cdot 0,081 \cdot 10^6 \cdot 0,271 \cdot 10^{-6}}{6,0}} \sqrt{1 + \frac{3,14^2}{2,60^2}} = 1,62 \text{ MNm}$$

I snitt 1 blir

$$\sigma_{el} = \frac{0,8 \cdot M_{kr}}{W} = \frac{0,8 \cdot 1,62 \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}} = 632 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{260/632} = 0,641$$

$$\sigma_v \text{ till} = (0,817 - 0,376 \cdot 0,641)260 = 150 \text{ MN/m}^2$$

I snitt 1 är spänningen av momentet

$$M = 0,8 N(e_1 - \bar{y}_s) = N \cdot 0,8(1,0 - 0,162) = (0,670N) \text{ MNm}$$

$$\sigma_b = \frac{0,670N \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}} = (328N) \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot \bar{y}_s}{W_x} = N \left(\frac{1}{79,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,162 \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}} \right) = 204 N$$

I interactionformeln

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_t \text{ till}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_v \text{ till}} \frac{1}{1 - s \frac{\sigma_t}{\sigma_E}} \leq 1$$

kan förstoringfaktorn sättas lika med 1,0, se K2, 4:5412 sista stycket.

$$\frac{204N}{108} + \frac{328N}{150} = 1$$

ger

$$N_{\text{till}} = \frac{1}{\frac{204}{108} + \frac{328}{150}} = 0,245 \text{ MN}$$

Snitt 2 är ej dimensionerande.

Kontroll av dragspänning i pelartopp.

$$\sigma_{bd} = -\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e_1}{W} \leq \sigma_b \text{ till}$$

ger

$$N_{\text{till}} = \frac{\sigma_b \text{ till}}{-\frac{1}{A} + \frac{e_1(h - e_{TP})}{I_x}} = \frac{173}{-\frac{1}{79,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{1,0(0,60 - 0,202)}{4,13 \cdot 10^{-4}}} = 0,207 \text{ MN}$$

Dimensionerande snitt är således pelartoppen där dragspänningen i lilla fläsen är avgörande.

$$\underline{\underline{N_{\text{till}} = 0,207 \text{ MN}}}$$

BERÄKNING ENLIGT StBK-K2 4:541

För jämförelse genomförs en beräkning med utgång från rymdknäcklasten N_{kr} för den excentriskt belastade stängen. En dimensioneringsmetod för dubbelsymmetriskt tvärsnitt anges i 4:5411 och 4:5412. Metoden tillämpas här för enkelsymmetriskt tvärsnitt, jämför 4:542.

En ekvivalent konstant excentricitet bestäms enligt 4:5412 ekv (a)

$$e_o = 0,6 \cdot e_1 = 0,60 \text{ m} \quad \text{med avseende på TP}$$

N_{kr} bestäms för excentriciteten e_o enligt K2, 4:53 ekv (g)

$$(N_{E y} - N) \left\{ N \left(1 - \frac{e t_y}{i_p^2} \right) - N_T \right\} + N^2 \frac{(e - \bar{y}_s)^2}{i_p^2} = 0 \quad (g)$$

I ekv är

$$N_{E y} = \frac{\pi^2 \cdot B_y}{L^2} = \frac{3,14^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \cdot 0,287 \cdot 10^{-4}}{6,0^2} = 1,65 \text{ MN}$$

$$N_T = \frac{C + \pi^2 C_W / L^2}{i_p^2} = \frac{0,081 \cdot 10^6 \cdot 0,271 \cdot 10^{-6} + \pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \cdot 0,555 \cdot 10^{-5} / 6^2}{0,285^2}$$

$$= 0,66 \text{ MN}$$

Ekv (g) är en andragradsekvation i N som kan skrivas

$$AN^2 + BN + C = 0 \quad (g')$$

där

$$A = \frac{(e - \bar{y}_s)^2}{i_p^2} - \left(1 - \frac{e t_y}{i_p^2}\right)$$

$$B = N_{E y} \left(1 - \frac{e t_y}{i_p^2}\right) + N_T$$

$$C = - N_T N_{E y}$$

I aktuellt fall blir

$$A = \frac{(0,60 - 0,162)^2}{0,285^2} - \left(1 - \frac{0,60 \cdot 0,463}{0,285^2}\right) = 4,77$$

$$B = 1,65 \left(1 - \frac{0,60 \cdot 0,463}{0,285^2}\right) + 0,66 = - 3,32$$

$$C = - 0,66 \cdot 1,65 = - 1,09$$

Insättning i (g') ger rötterna

$$N_{kr} = - \frac{1}{2A} (B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}) = - 0,243 \quad 0,94$$

dvs

$$N_{kr} = 0,94 \text{ MN}$$

Tillåten spänning bestäms enligt K2, 4:5412(b) för det snitt där

$$e = (e_0 + e_1)/2 = (0,60 + 1,0)/2 = 0,8 \text{ m}$$

$$\sigma_{e\ell} = \frac{N_{kr}}{A} + \frac{N_{kr} \cdot e}{W_x} = \frac{0,94}{79,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,94 \cdot 0,8 \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}} = 118 + 368 = 486 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha = \sqrt{260/486} = 0,731$$

Tillåten tryckspänning bestäms enligt K2, 4:5411(a)

$$\sigma_{till} = \sigma_{v \text{ till}} - \frac{N_{kr}}{N_{E y}} (\sigma_{v \text{ till}} - \sigma_{t \text{ till}})$$

där

$$\sigma_{t \text{ till}} = (0,741 - 0,372 \cdot 0,731) 260 = 122$$

$$\sigma_{v \text{ till}} = (0,817 - 0,376 \cdot 0,731) 260 = 141$$

$$\sigma_{till} = 141 - \frac{0,94}{1,65} (141 - 122) = 130 \text{ MN/m}^2$$

Tillåten tryckkraft erhålls vid försummande av förstöringsfaktorn pga utböjningen i x-riktningen ur

$$\frac{N_{till}}{A} + \frac{N_{till} e}{W_x} = \sigma_{till} \quad \text{vilket ger}$$

$$N_{till} = \frac{\sigma_{till}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{W_x}\right)} = \frac{130}{\left(\frac{1}{79,9 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,8 \cdot 0,202}{4,13 \cdot 10^{-4}}\right)} = 0,252 \text{ MN}$$

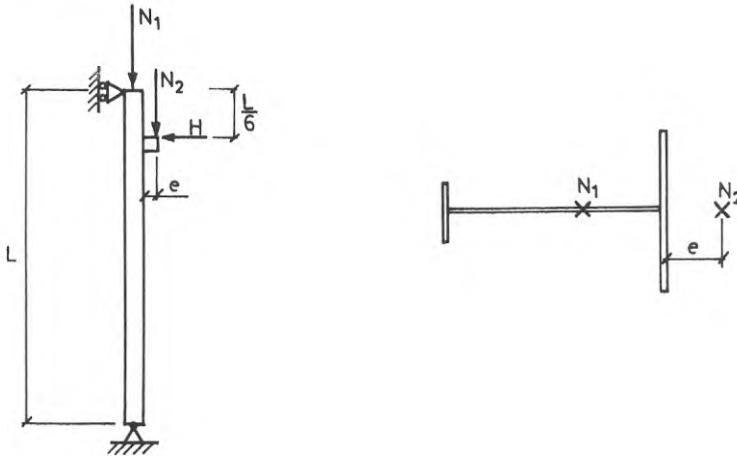
Beräkning på säkra sidan med tillåten spänning satt lika med $\sigma_{t \text{ till}}$ ger

$$N_{till} = \frac{122}{130} \cdot 0,252 \text{ N} = 0,236 \text{ N}$$

Jämför motsvarande tillåten last vid beräkning med interactionförfarande $N_{till} = 0,245 \text{ MN}$ enligt sid 4.

EXEMPEL 10

Pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt belastad med normalkraft och laster från travers

FÖRUTSÄTTNINGAR

Pelarlängd $L = 12 \text{ m}$

Pelärfot ledad, vridförhindrad

Pelartopp ledad, vridförhindrad

Ostagad pelare, enkelsymmetriskt tvärsnitt

Initialtryckspänningar av svetsning förutsätts vara mindre än $0,4 \sigma_{su}$.

LASTER

Taklast	egentyngd	0,25 MN	} $N_{1 \text{ max}} = 0,40 \text{ MN}$
	snölast	0,15 MN	

Traverslast $N_2 = 0,40 \text{ MN}$

Horisontallast från travers $H = 0,02 \text{ MN}$

Excentricitet för N_2 från fläns $e = 0,25 \text{ m}$

Excentricitet för N_1 bestäms av läget på mellanlägg.

MATERIAL OCH TILLATNA SPÄNNINGAR

SIS 1412, $\sigma_{su} = 260 \text{ MN/m}^2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Minustoleranser < 5% kan garanteras, $\sigma_b \text{ till} = 173 \text{ MN/m}^2$

BERÄKNING AV SNITTSTORHETER

Pröva pelare med tvärsnittshöjden $h = 0,6 \text{ m}$

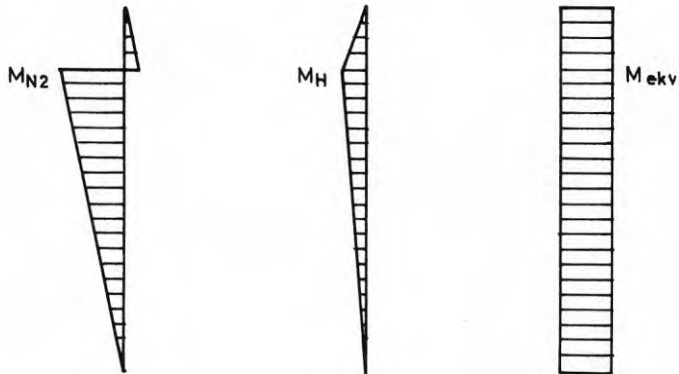
Moment m.a.p. pelarens mittlinje (ej TP-linje) bestäms.

Av N_2

$$M_{N2} = \frac{10}{12} 0,40(0,3 + 0,25) = 0,184 \text{ MNm}$$

Av H

$$M_H = \frac{0,02 \cdot 2 \cdot 10}{12} = 0,033$$



$$N_{\max} = N_1 \max + N_2 = 0,80 \text{ MNm}$$

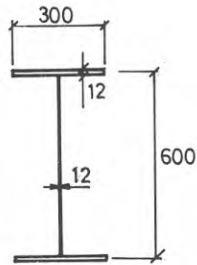
DIMENSIONERING

I detta exempel eftersträvas att finna ett pelartvårsnitt med optimal utformning, vilket leder till ett extremt enkelsymmetriskt tvårsnitt. Med hänsyn till t ex förändringar i byggnadens användning kan det vara lämpligt att välja ett mindre extremt tvårsnitt.

Tillämpning av diagram i bilaga III visas. Alternativt kan en direkt beräkning med utgång från ett på prov valt tvårsnitt ske enligt exempel 9.

$$M_{ekv} = 0,8 \frac{12}{10} (M_{N2} + M_H) = 0,8 \cdot 1,2 (0,184 + 0,033) = 0,208$$

Pröva ett tvårsnitt som är likformigt med det dubbelsymmetriska tvärsnitt som gäller för diagrammen i fig III.1 och vars dimensionsförhållanden anges i tabellen i figuren.



$$A = 112 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W = 24,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 = W_{\text{symm}}$$

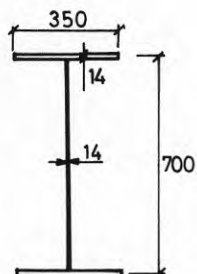
$$\frac{L}{h} = \frac{12}{0,6} = 20$$

$$\frac{N}{A \cdot \sigma_b \text{ till}} = \frac{0,8}{112 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,41$$

$$\frac{M}{W_{\text{symm}} \cdot \sigma_b \text{ till}} = \frac{0,208}{24,5 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,49$$

Kontroll i diagram III.1 visar att större tvårsnitt erfordras.

Pröva



$$A = 192 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$W = 43,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 = W_{\text{symm}}$$

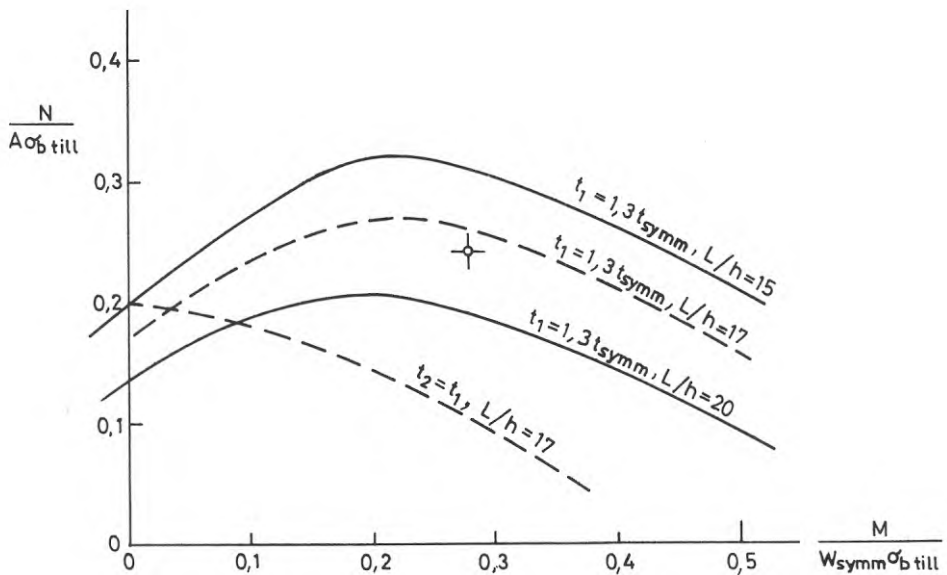
$$L/h = 12/0,70 = 0,17$$

$$\frac{N}{A \cdot \sigma_{b \text{ till}}} = \frac{0,8}{192 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,24$$

$$\frac{M}{W_{\text{symm}} \cdot \sigma_{b \text{ till}}} = \frac{0,208}{43,1 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,28$$

Grafisk interpolering mellan kurvorna för $L/h = 15$ och $L/h = 20$ för dubbelsymmetriskt tvärsnitt $t_2 = t_1$ och ett enkelsymmetriskt tvärsnitt $t_1 = 1,3 t_{\text{symm}}$ har gjorts i diagrammet nedan.

Krysset svarande mot det provade tvärsnittet ligger under kurvan för $t_1 = 1,3 t_{\text{symm}}$, $L/h = 17$.



Väljs ett enkelsymmetriskt tvärsnitt med $t_1 = 1,3$ ggr det dubbelsymmetriska tvärsnittets flänstjocklek klaras normalkraften $N = 0,8$ MN och $M = 0,208$.

Vid enkelsymmetriskt tvärsnitt minskar emellertid excentriciteten för traverslasten.

Det enkelsymmetriska tvärsnittet svarande mot $t_1 = 1,3 t_{\text{symm}}$ får måtten

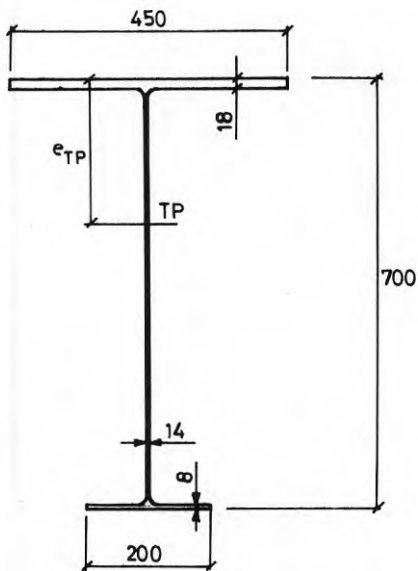
$$t_1 = 1,3 \cdot t_{\text{symm}} = 1,3 \cdot 14 = 18,2 \quad \text{välj } 18 \text{ mm}$$

$$b_1 = 25 t_1 = 450$$

$$t_2 = \sqrt{2 - 1,3^2} \cdot 14 = 7,8 \quad \text{välj } t_2 = 8$$

$$b_2 = 25 t_2 = 200$$

$$d = 14$$



$$A = 191 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$e_{TP} = 0,237 \text{ m}$$

$$I_x = 12,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Traverslastens excentricitet m.a.p. TP blir

$$e = 0,25 + 0,237 = 0,487 \quad \text{säg } 0,5 \text{ m}$$

$$M_{N2} = \frac{0,5}{0,55} \cdot 0,184 = 0,167 \quad \text{jfr sid 2}$$

Om taklasten angriper stora flänsen uppkommer ett moment

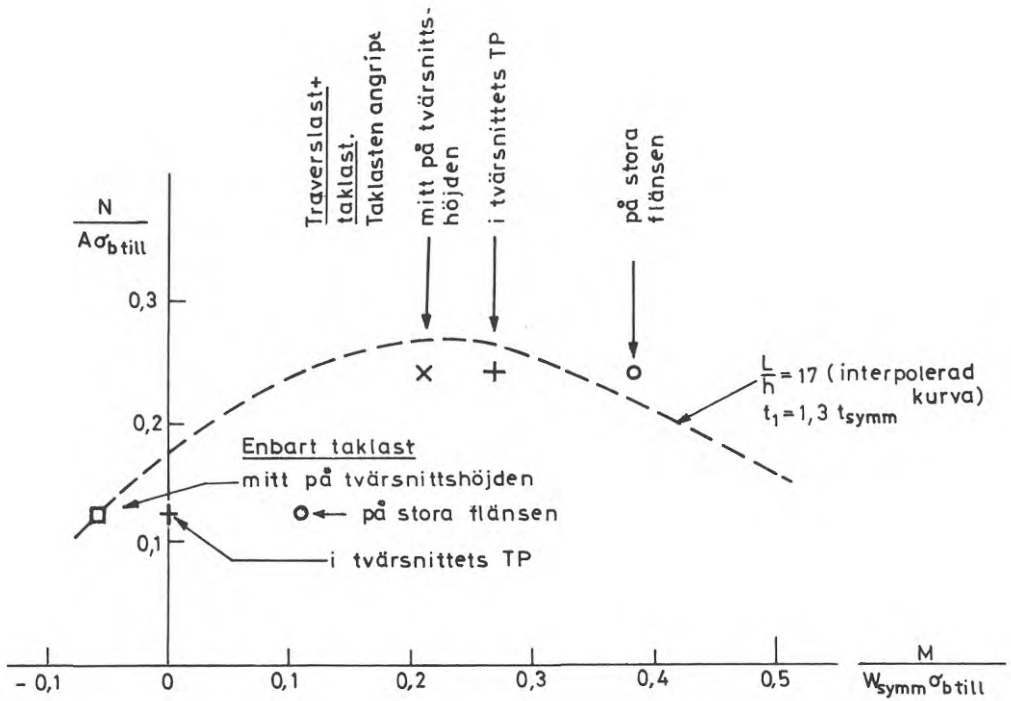
$$M_{N1} = 0,237 \cdot 0,40 = 0,095 \text{ MNm}$$

som adderas till moment av traverslast

$$M_{ekv} = 0,8 \cdot 1,2 (0,167 + 0,095 + 0,033) = 0,28$$

$$\frac{M}{W_{\text{symm}} \cdot \sigma_b \text{ till}} = \frac{0,28}{43,1 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,38$$

$$\frac{N}{A \cdot \sigma_b \text{ till}} = 0,24$$



Insprickning (cirkel) i diagram ovan visar att koncentring av taklasten på stora flänsen inte är möjlig.

Om taklasten angriper mitt på tvärsnittshöjden blir

$$M_{N1} = - (0,35 - 0,237) 0,40 = - 0,045$$

$$M_{ekv} = 0,8 \cdot 1,2 (0,167 - 0,045 + 0,033) = 0,155$$

$$\frac{M}{W_{symm} \cdot \sigma_b \text{ till}} = \frac{0,155}{43,1 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,21 \quad (\text{kryss i diagram ovan})$$

Vid enbart taklast $N_1 = 0,40$ MN angripande mitt på tvärsnittshöjden blir

$$\frac{M}{W_{\text{symm}} \cdot \sigma_b \text{ till}} = - \frac{0,045}{43,1 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = - 0,06$$

$$\frac{N}{A \cdot \sigma_b \text{ till}} = \frac{0,40}{192 \cdot 10^{-4} \cdot 173} = 0,12 \quad (\text{kvadrat i diagram ovan})$$

Om taklasten angriper i tvärsnittets tyngdpunkt erhålls värden på M och N svarande mot +-tecknen i diagrammet på sid 7. Beräkningar redovisas ej.

Det valda tvärsnittets form överensstämmer mycket nära med tvärsnittet betecknat $t_1 = 1,3$ i fig III.1. Ytterligare kontroll erfordras därför inte.

Om vald tvärsnittsform avviker mycket från de som ligger till grund för kurvorna i fig III.1 och III.2 måste kontrollberäkning utföras för aktuellt tvärsnitt, jämför exempel 9.

Gränserna för diagrammens giltighet framgår av figurtext.

Välj tvärsnitt enligt fig på sid 6

Placera mellanlägg mellan pelartopp och takbalk så att taklasten angriper i tvärsnittets tyngdpunkt eller mitt på tvärsnittshöjden.

ANMÄRKNING

Ett dubbelsymmetriskt tvärsnitt med båda flänsarna $450 \times 1,8$ mm (tvärsnittsarea = $255 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$) kan uppbära aktuell last. Genom val av enkelsymmetriskt tvärsnitt minskas stålåtgången med ungefär 25%.

4 REFERENSER

StBK-N1, Stålbyggnadsnorm 70, 1970. (Statens Stålbyggnadskommitté, Svensk Byggtjänst) Stockholm

StBK-K2, Kommentarer till Stålbyggnadsnorm 70, 1970. Knäckning, vippning och buckling. (Statens Stålbyggnadskommitté, Svensk Byggtjänst) Stockholm

Bygg, huvuddel I, Tredje upplagen, 1959. (AB Byggmästarens förlag) Stockholm. Avsn 154:5 & 6.

Bygg, huvuddel IA och IB, 1961. (AB Byggmästarens förlag) Stockholm

Nylander, H., 1942. Drehungsvorgänge und gebundene Kippung bei geraden, doppelt-symmetrischen I-Trägern. IVA:s handlingar nr 174, Stockholm

Nylander, H., 1956. Torsion, bending and lateral buckling of I-beams. KTH:s handlingar nr 102, Stockholm

Beträffande litteratur i övrigt se StBK-K2.

BILAGA IDiagram för bestämning av tillåtna spänningar vid vippning och rymdknäckning. Dubbelsymmetriskt I-trävsnitt

- Fig I.1 Fri vippning. Rätlinjigt varierande moment. Vertikal gångjärns-
lagring vid ändarna.
- Fig I.2 Fri vippning. Rätlinjigt varierande moment. Varierande upplagsfall.
- Fig I.3 Fri vippning. Punktlast i balkmitt på olika höjd och ändmoment.
Varierande upplagsfall.
- Fig I.4 Fri vippning. Jämnt fördelad last på olika höjd och ändmoment.
Varierande upplagsfall.
- Fig I.5 Bunden vippning. Stagning längs fläns. Rätlinjigt varierande
moment. Varierande upplagsfall.
- Fig I.6 Bunden vippning. Stagning längs fläns och elastisk vridför-
hindring genom stagningen. Konstant moment. Vertikal gång-
järnslagring vid ändarna.
- Fig I.7 Bunden vippning. Stagning längs fläns och elastisk vridför-
hindring genom stagningen. Rätlinjigt varierande moment. Ver-
tikal gångjärnslagring vid ändarna.
- Fig I.8 Bunden vippning. Stagning längs fläns och elastisk vridför-
hindring genom stagningen. Jämnt fördelad last, angripande i
stagad fläns och riktad från tvärsnittstyngdpunkten. Inspännings-
moment i lastplanet. Vridförhindring genom vertikal gångjärns-
lagring i båda ändar. Tillämpning vindsug på tak- eller vägg-
pelare.
- Fig I.9 Vridknäckning. Stagning längs T-P-axeln. Centrisk tryckkraft.
Varierande upplagsfall. Tillämpning: 1) när vridknäckning är
dimensionerande 2) när stängen är stagad mot utböjning i sid-

led längs axel genom TP och knäckning i livets plan kontrolleras. Diagrammet ger även område för tillåten spänning vid sidoknäckning med fri uppläggning vid stängändarna.

Fig I.10 Vridknäckning. Stagning längs T-P-axeln och elastisk vridförhindring genom stagningen. Centrisk tryckkraft. Vridförhindring genom vertikal gångjärnslagring vid ändarna.

Fig I.11 Knäckning. Stagning längs fläns. Centrisk tryckkraft. Varierande upplagsfall.

Fig I.12 Knäckning. Stagning längs fläns och elastisk vridförhindring genom stagningen. Centrisk tryckkraft. Vertikal gångjärnslagring vid ändarna.

Fig I.13 Reduktion av tillåten spänning, när initialspänning (tryck) $> 0,4 \sigma_{su}$ samt bestämning av moment i per längdenhet vid vridvinkeln $\varphi = 1$ vid elastiskt vridförhindrad pelare.

I diagramserie I har eftersträvat att för olika aktuella lastfall för dubbelsymmetrisk I-balk möjliggöra en enkel bestämning av tillåten spänning vid godtyckligt värde för σ_{su} . Genom att diagrammen som ett resultat på vägen ger värdet för $\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$ kan de lätt kompletteras och tillämpas vid ev förändring i framtiden av regel för tillåten spänning som funktion av α eller för annat konstruktionsmaterial såsom aluminium eller trä. Ur värdet på α kan även kritisk spänning vid förutsatta elastiska förhållanden bestämmas ($\sigma_{el} = \sigma_{su}/\alpha^2$).

De variabler som bestämmer tillåten spänning är kL och r . α erhålls ur sambandet

$$\alpha = r \cdot f_2(kL)$$

och σ_{till}/σ_b till ur sambandet

$$\sigma_{till}/\sigma_b = f_1(\alpha)$$

$f_2(kL)$ ges nedan för de olika lastfallen. $f_1(\alpha)$ utgörs av samband hämtat från *StBK-N1*.

Uttrycket för r innehåller faktorerna L/b och $\sqrt{\sigma_{su}/E}$ samt tvärsnittsstorheter.

Diagrammen ger inverkan av L/b samt kL , vilket ger underlag för bedömning av ändamålsenligt konstruktionsutformning.

Diagrammen har beräknats genom utveckling av aktuella lösningar enligt litteraturanvisningar i *StBK-K2*. Förekommande fel är avrundningsfel. Det kan noteras, att formlerna och diagrammen i bilaga 1 utgår från att hålkälsradien vid övergång mellan fläns och liv vid valsad profil är lika med noll. Felet härav motverkas av att stor hålkälsradie ökar vridstyvhetens tvärsnittsfaktor K_v .

Nedan ges exempel på härledning av förekommande uttryck och kommenteras förenklade skrivsätt för figurerna I.9 - I.12.

Exempel på härledning av σ_v till

Fall ③ i fig I.1 behandlas.

$$M_{1\text{ el}} = \frac{1}{0,6} M_{0\text{ el}} \quad (\text{a})$$

där $M_{0\text{ el}}$ är kritiskt moment vid konstant moment.

σ_{el} i snitt angivet för fall ③ erhålls ur

$$\sigma_{\text{el}} = \frac{0,8}{0,6} M_{0\text{ el}} \cdot \frac{1}{W} \quad (\text{b})$$

$$M_{0\text{ el}} = \pi \frac{\sqrt{B \cdot C}}{L} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(kL)^2}}$$

eller

$$M_{0\text{ el}} = \pi^2 \frac{\sqrt{B \cdot C \cdot W}}{L^2} \sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{\pi^2}} \quad (\text{c})$$

Insättning av (c) i (b) och utveckling ger

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{\text{el}}}} \cdot \frac{\sqrt{12}}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}} \cdot \frac{L}{b} \sqrt{\frac{H}{h_t}} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{b^2} \frac{H^2}{h_t^2}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{\text{el}}}} \cdot \frac{\sqrt{12}}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}} \frac{L}{b} \sqrt{\frac{H}{h_t}} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{b^2} \frac{H^2}{h_t^2}} \frac{1}{\sqrt{\frac{4}{3} \sqrt{4 \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(kL)^2}}}}}$$

I detta uttryck sätts approximativt

$$\frac{\sqrt{12}}{\pi} \sqrt{\frac{H}{h_t}} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt} \frac{H^2}{h_t^2}} = 1,08 \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$$

och $\alpha = r \cdot f_2(kL)$

där

$$r = 1,08 \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}} \frac{L}{b} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$$

Approximationen ovan ger cirka 2% för stort r (säkra sidan) för ordinära dimensioner. Motsvarande utveckling av de grundläggande formlerna har genomförts för övriga lastfall.

I fig I.9 och I.10 har $\sqrt{1 + \frac{1}{3} \frac{b^2}{h_t^2}}$ ersatts av $1 + \frac{1}{7} \frac{b^2}{h_t^2}$ vilket ger fel mindre än 1% för $\frac{b}{h_t} < 1,5$.

I fig I.11 och I.12 har

$$\sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{Hd}{bt} + \frac{1}{6} \frac{Hd}{bt} + \frac{1}{6} \frac{b^2}{h_t^2}}$$

ersatts av

$$\sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{Hd}{bt} \left(1 + \frac{1}{14} \frac{Hd}{bt} + \frac{1}{14} \frac{b^2}{h_t^2}\right)}$$

vilket vid vanliga dimensioner ger fel mindre än 2% och för $\frac{Hd}{bt} < 2$ och $\frac{b}{h_t} < 1,0$ eller för $\frac{Hd}{bt} < 1,0$ och $\frac{b}{h_t} < 1,5$ mindre än 3%.

$f_2(kL)$ för olika lastfall

Nedan ges uttryck för $f_2(kL)$ för de olika kurvorna i fig I.1 - I.12.

Fig. I.1

$$\textcircled{1} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \left(\frac{kL}{\pi}\right)^2}} = f_0(kL)$$

$$\textcircled{2} \quad f_2(kL) = \sqrt{\frac{0,775}{0,9}} f_0(kL)$$

$$\textcircled{3} \quad f_2(kL) = \sqrt{\frac{3}{4}} f_0(kL)$$

$$\textcircled{4} \quad f_2(kL) = \sqrt{\frac{0,475}{8}} f_0(kL)$$

$$\textcircled{5} \quad f_2(kL) = \sqrt{\frac{0,4}{0,8}} f_0(kL)$$

OBS ! Lage av dimensionerade snitt enligt St BK-K2, 4:34

Fig. I.2

$$\textcircled{6} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{4\pi^2}}}$$

$$\textcircled{7} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2} \sqrt{0,6} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{4\pi^2}}}$$

$$\textcircled{8} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2} \sqrt{0,475} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{4\pi^2}}}$$

$$\textcircled{9} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{2\pi^2}}}$$

$$\textcircled{10} \quad f_2(kL) = \frac{1}{1,8} \sqrt{0,6} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{3,24\pi^2}}}$$

$$\textcircled{11} \quad f_2(kL) = \frac{1}{1,15} \sqrt{\frac{0,6}{0,8}} \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{(kL)^2}{1,32\pi^2}}}$$

Fig_I.3

$$\textcircled{1} - \textcircled{6} f_2(kL) = \frac{\pi\sqrt{2}}{\sqrt{m}}$$

$$\textcircled{7} - \textcircled{12} f_2(kL) = \frac{2\pi}{\sqrt{m}}$$

m enligt tabell 4:3342a i StBK-K2.

Fig_I.4

$$\textcircled{1} - \textcircled{6} f_2(kL) = \frac{2\pi}{\sqrt{m}}$$

$$\textcircled{7} - \textcircled{12} f_2(kL) = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\sqrt{m}}$$

m enligt tabell 4:3342b i StBK-K2

Fig_I.5

$$\textcircled{1} f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{2} f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1,8m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m för $\mu = 0,5$ för $k_{id}L = \frac{1}{\sqrt{2}} kL$

$$\textcircled{3} f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1,6m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m för $\mu = 0$ för $k_{id}L = \frac{1}{\sqrt{2}} kL$

$$\textcircled{4} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1,6m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m för $\mu = -0,5$ för $k_{id}L = \frac{1}{\sqrt{2}} kL$

$$\textcircled{5} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1,6m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m för $\mu = -1$ för $k_{id}L = \frac{1}{\sqrt{2}} kL$

$$\textcircled{6} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2 \sqrt{1 + \frac{1}{8} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{7} \quad f_2(kL) = \frac{1}{1,43 \sqrt{1 + \frac{1}{4} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

För kurvorna $\textcircled{2}$ - $\textcircled{5}$ är m enligt fig 4:423a, StBK-K1.

Fig.I.6

$\textcircled{1}$ Se I.5 $\textcircled{1}$

$$\textcircled{2} - \textcircled{6} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{\frac{2}{\pi^2} \sqrt{\frac{iL^4}{2C_w}} + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

Fig.I.7

$$\textcircled{1} - \textcircled{5} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{2m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m bestämt för $\mu = 0$ ur fig 4:423a StBK-K2.

Fig. I.8

$$\textcircled{1}-\textcircled{6} \quad f_2(kL) = \sqrt{\frac{4}{m}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

m bestämt ur fig 4:424d StBK-K2 för $\frac{2a + t_y}{2b - t_y} = -1$

\textcircled{7} och \textcircled{8} bestämda med passningsberäkningar enligt avsnitt 4:424 StBK-K2.

Fig. I.9

$$\textcircled{1} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2 \sqrt{1 + \frac{1}{4} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{2} \quad f_2(kL) = \frac{1}{1,43 \sqrt{1 + \frac{1}{2,04} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{3} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{4} \quad f_2(kL) = \frac{1}{0,5 \sqrt{1 + 4 \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{5} \quad f_2(kL) = \frac{\pi}{kL}$$

Fig. I.10

\textcircled{1} Se I.9 kurva \textcircled{3}

$$\textcircled{2}-\textcircled{8} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{\frac{2}{\pi^2} \sqrt{\frac{iL^4}{C_w}} + \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

Fig. I.11

$$\textcircled{1} \quad f_2(kL) = \frac{1}{2 \sqrt{1 + \frac{1}{8} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{2} \quad f_2(kL) = \frac{1}{1,43 \sqrt{1 + \frac{1}{4,08} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{3} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

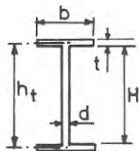
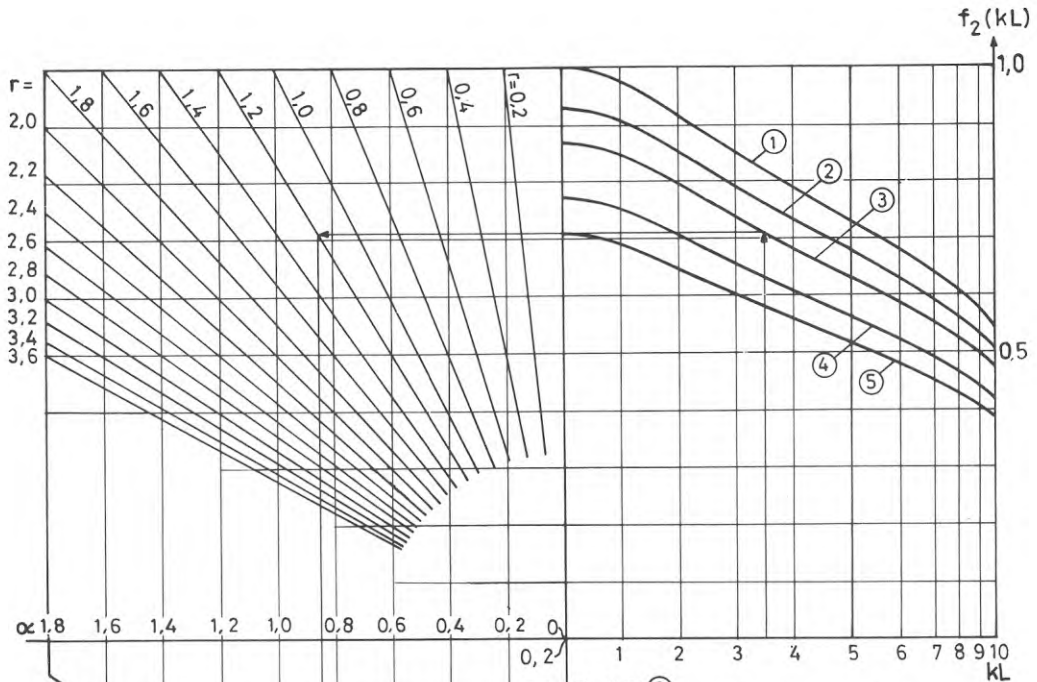
$$\textcircled{4} \quad f_2(kL) = \frac{1}{0,5 \sqrt{1 + 2 \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}$$

$$\textcircled{5} \quad f_2(kL) = \frac{\pi\sqrt{2}}{kL}$$

Fig. I.12

① Se I.11 kurva ③

$$\textcircled{2}-\textcircled{8} \quad f_2(kL) = \frac{1}{\sqrt{\frac{2}{\pi^2} \sqrt{\frac{iL^4}{2C_w} + \frac{1}{2} \frac{(kL)^2}{\pi^2}}}}$$



k ur tabell för valsad balk eller ur formeln

$$k = 2,66 \frac{t}{h_t b} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{h_t}{b} \left(\frac{d}{t}\right)^3}$$

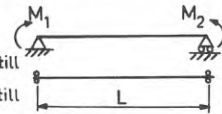
vid vanliga dimensioner $k \approx 3,0 \frac{t}{h_t b}$

$$r = 1,08 \sqrt{\sigma_{su}/E} \cdot L/b \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$$

σ_{su}	$\sqrt{\sigma_{su}/E}$
220	1/30,9
260	1/28,4
320	1/25,6
520	1/20,5
700	1/17,3

$\frac{dH}{bt}$	$\sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$
0,5	1,04
1,0	1,08
1,5	1,12
2,0	1,15

Ex fall ③
 $kL=3,5; r=1,2$
 $\sigma_v \text{ till} = 0,74 \sigma_b \text{ till}$
 $\sigma_1 \text{ till} = 0,93 \sigma_b \text{ till}$



- $M_2/M_1 = 1$ σ_1 $\sigma_v = \sigma_1$ ①
- $M_2/M_1 = \frac{1}{2}$ σ_1 $\sigma_v = 0,9 \sigma_1$ ②
- $M_2/M_1 = 0$ σ_1 $\sigma_v = 0,8 \sigma_1$ ③
- $M_2/M_1 = -\frac{1}{2}$ σ_1 $\sigma_v = 0,8 \sigma_1$ ④
- $M_2/M_1 = -1$ σ_1 $\sigma_v = 0,8 \sigma_1$ ⑤

Fig. I.1 Tillåten spänning $\sigma_{v \text{ till}}$ vid fri vippning. Rätlinjigt varierande moment. Fri uppläggning mot böjning i sidled. Vridförhindring genom vertikal gångjärnslagring. Tillåten spänning gäller för angivna snitt.

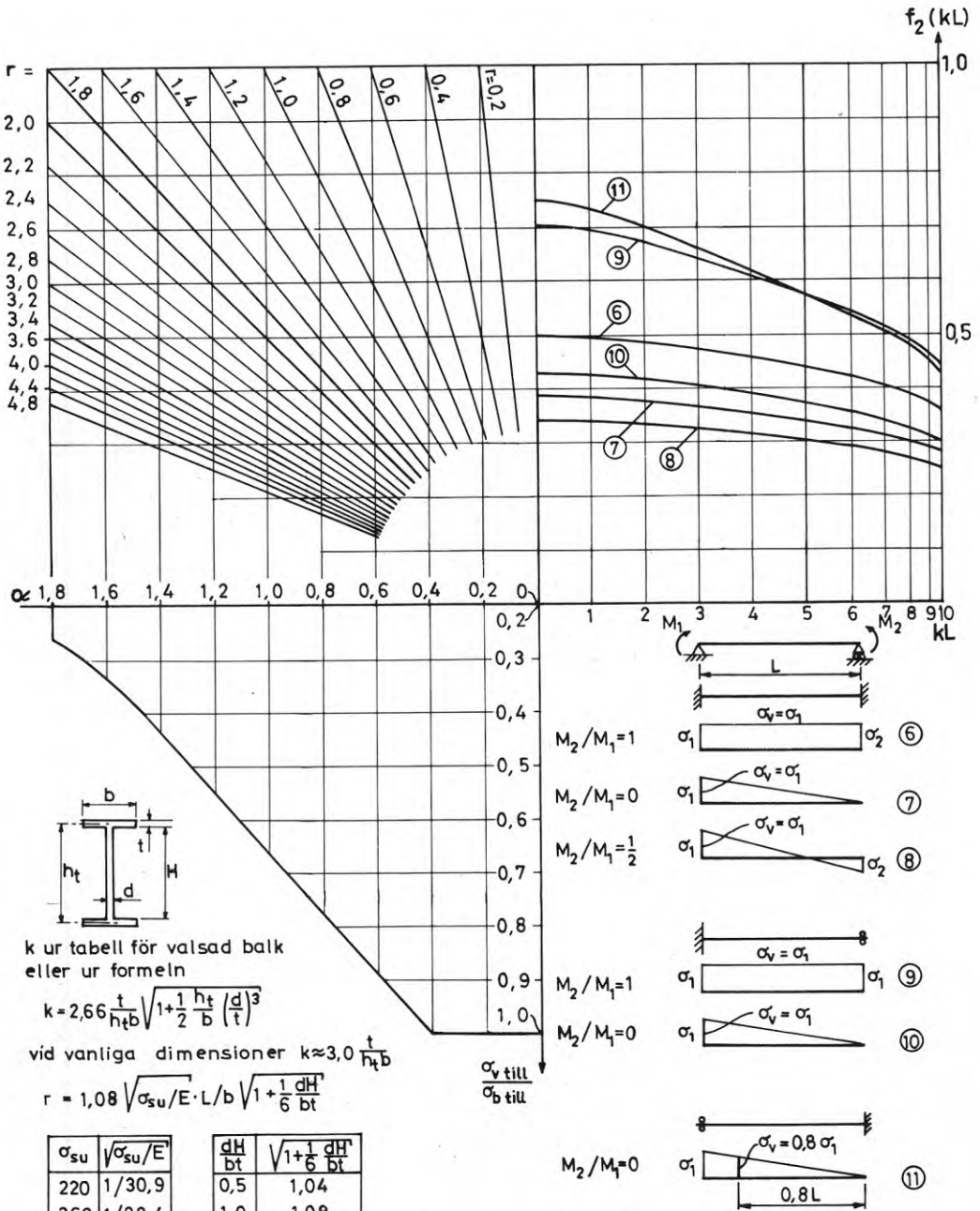


Fig.2 Tillåten spänning α_v till vid fri vippning. Rätlinjigt varierande moment. Uppläggningsfall enligt figuren. Tillåten spänning gäller för angivna snitt.

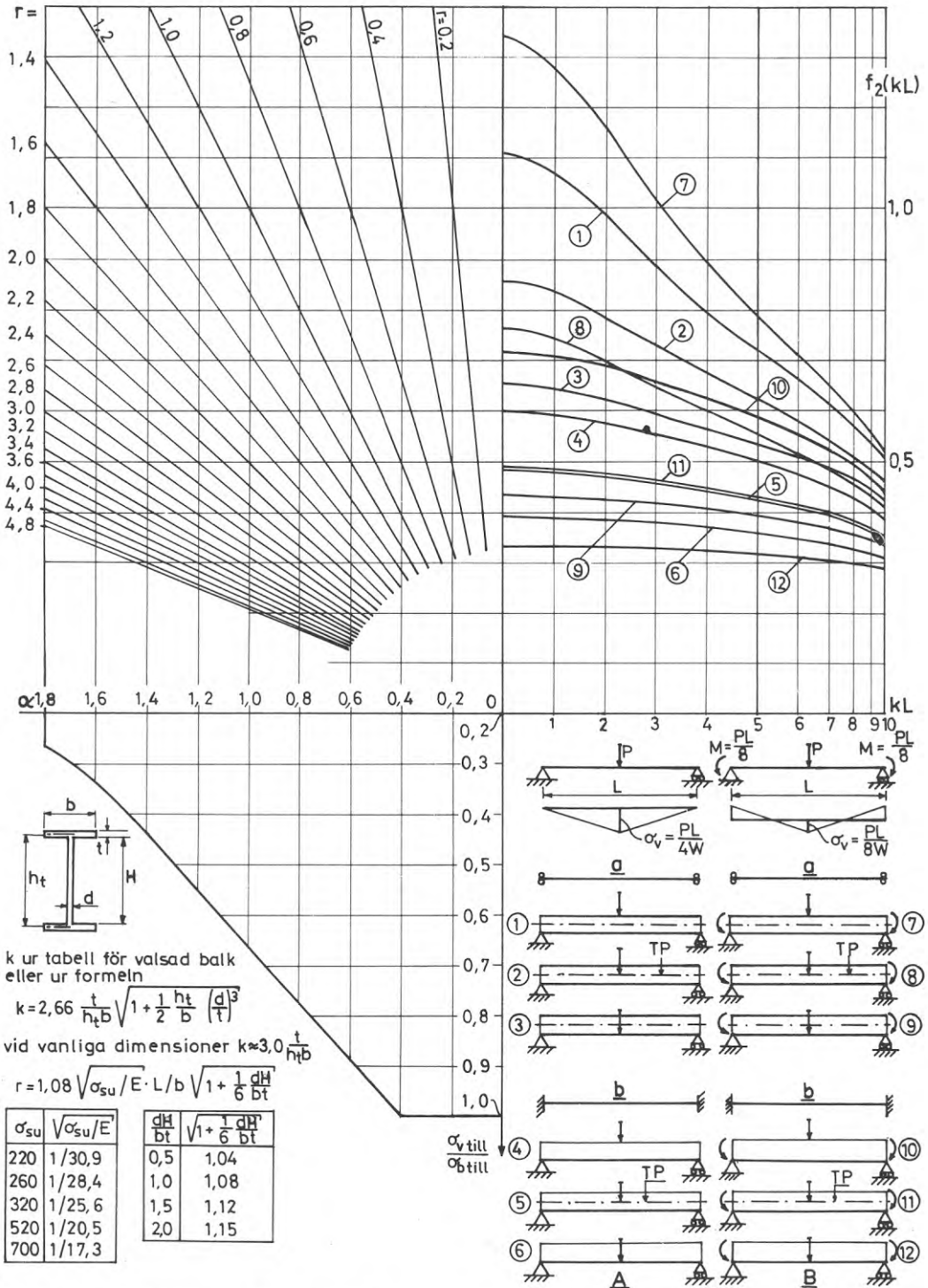


Fig.1.3 Tillåten spänning vid fri vippning α_v till.
 Punktlast i balkmitt i överfläns, TP och underfläns.
A Inga böjande moment vid balkändarna.
B Böjande moment = PL/8 vid balkändarna.

a Fri uppläggning mot böjning i sidled och vridförhindring genom vertikal gångjärns-lagring.
b Fast inspänning mot böjning i sidled och mot flänsböjning vid vridning.

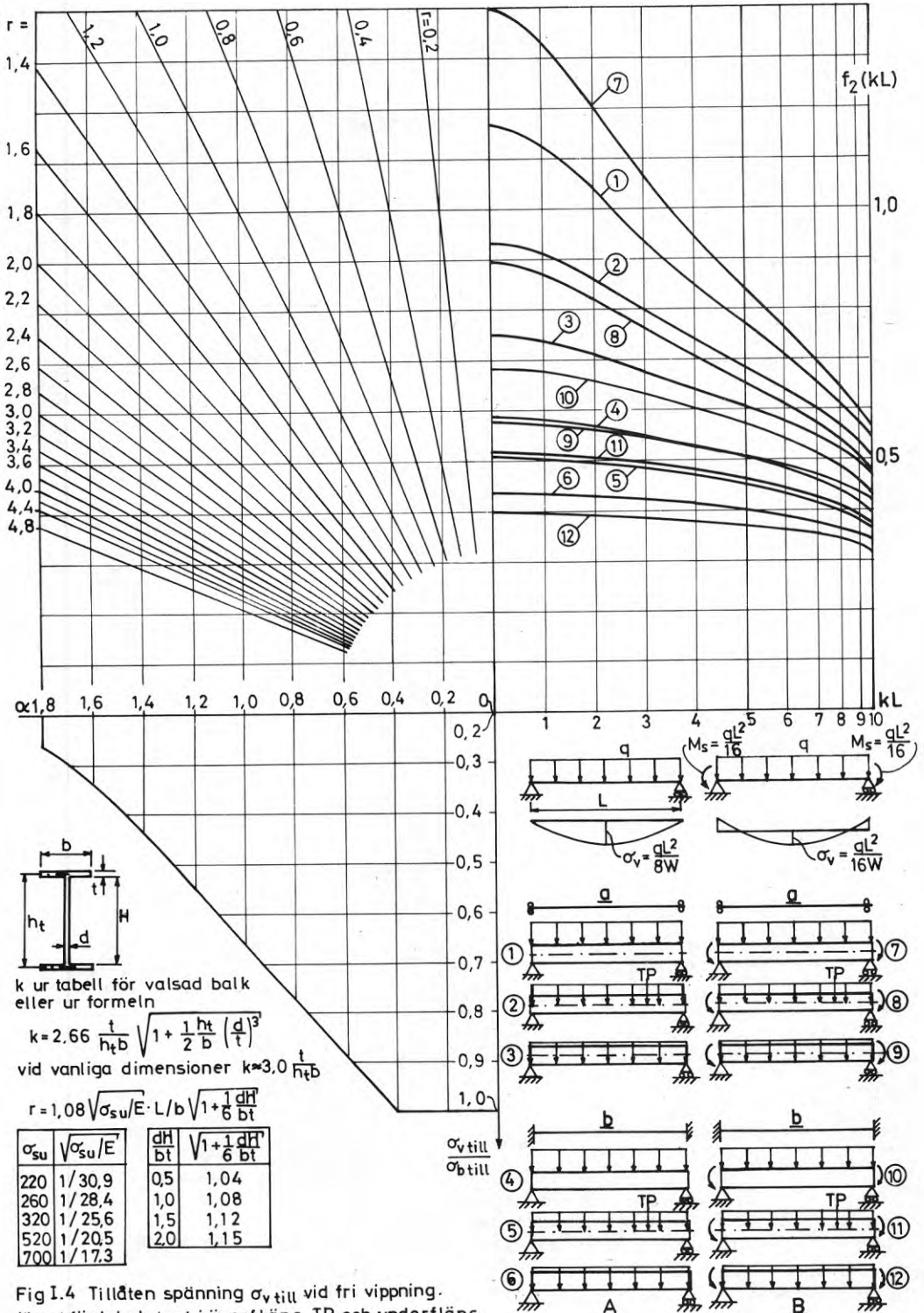
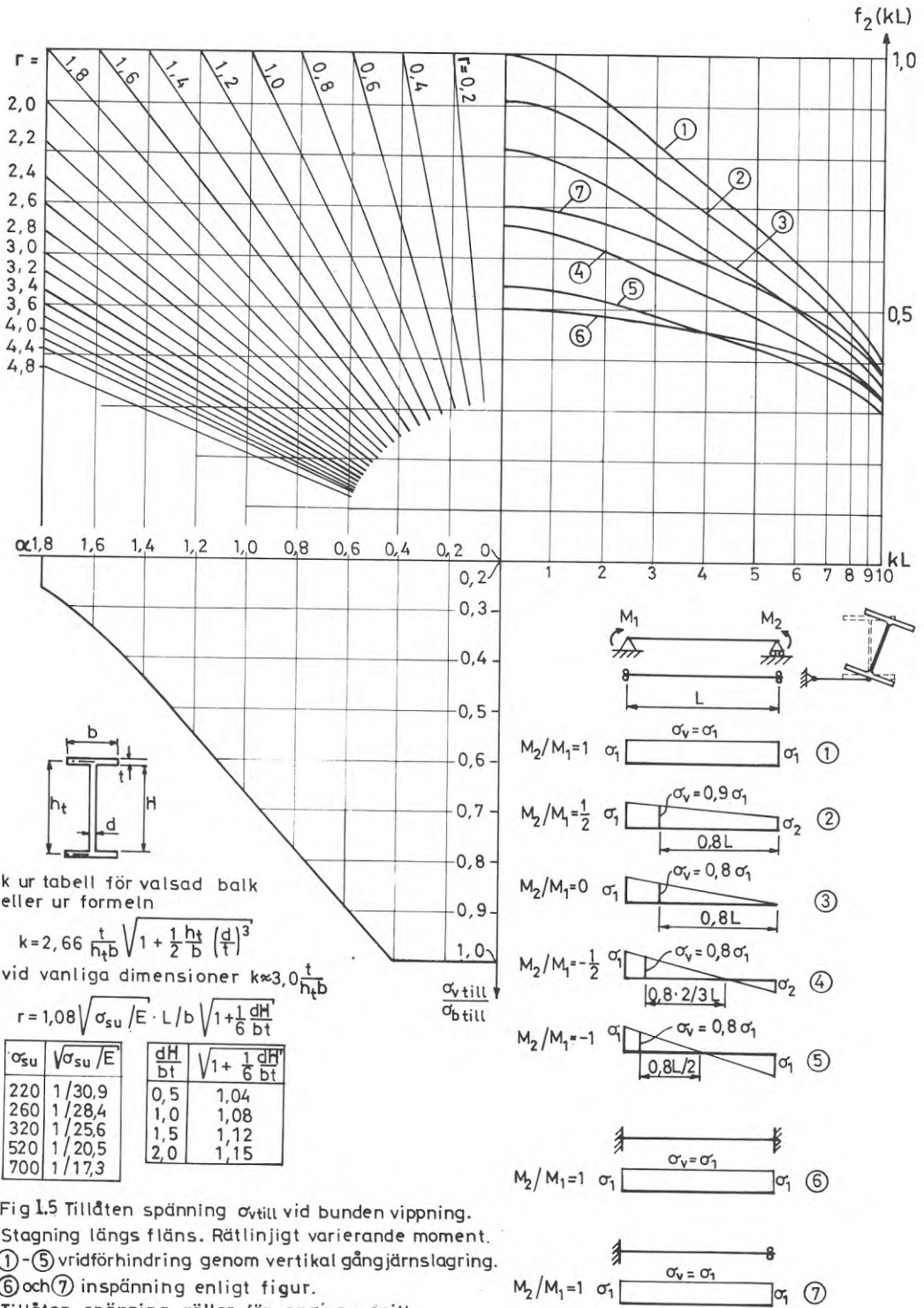
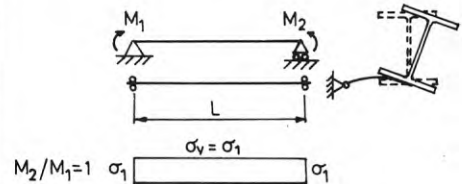
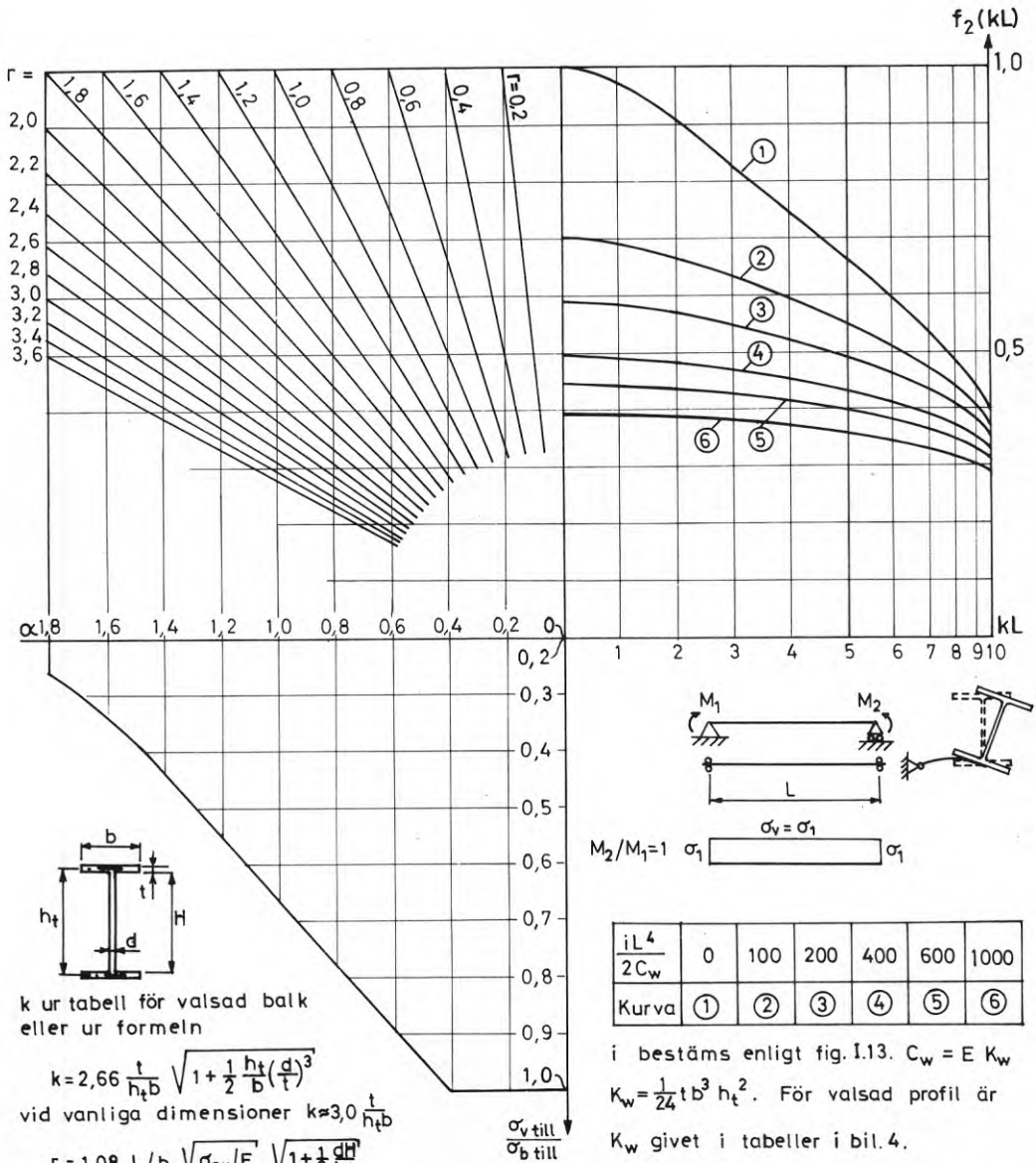


Fig 1.4 Tillåten spänning $\sigma_{v,till}$ vid fri vippning. Jämnt fördelad last i överfläns, TP och underfläns. **A** Inga böjande moment vid balkändarna **B** Böjande moment = $qL^2/16$ vid balkändarna. **a** Fri uppläggnng mot böjning i sidled och vridförhindring genom vertikal gångjärnslagring.

b Fast inspänning mot böjning i sidled och mot flänsböjning vid vridning.





$\frac{iL^4}{2C_w}$	0	100	200	400	600	1000
Kurva	①	②	③	④	⑤	⑥

i bestäms enligt fig. I.13. $C_w = E K_w$
 $K_w = \frac{1}{24} t b^3 h_t^2$. För valsad profil är K_w givet i tabeller i bil. 4.

Fig I.6 Tillåten spänning σ_v till vid bunden vippning av balk, stagad längs fläns och elastiskt vridförhindrad genom stagningen. Konstant moment. Balken är i ändarna vridförhindrad genom vertikal gångjärnslagring.

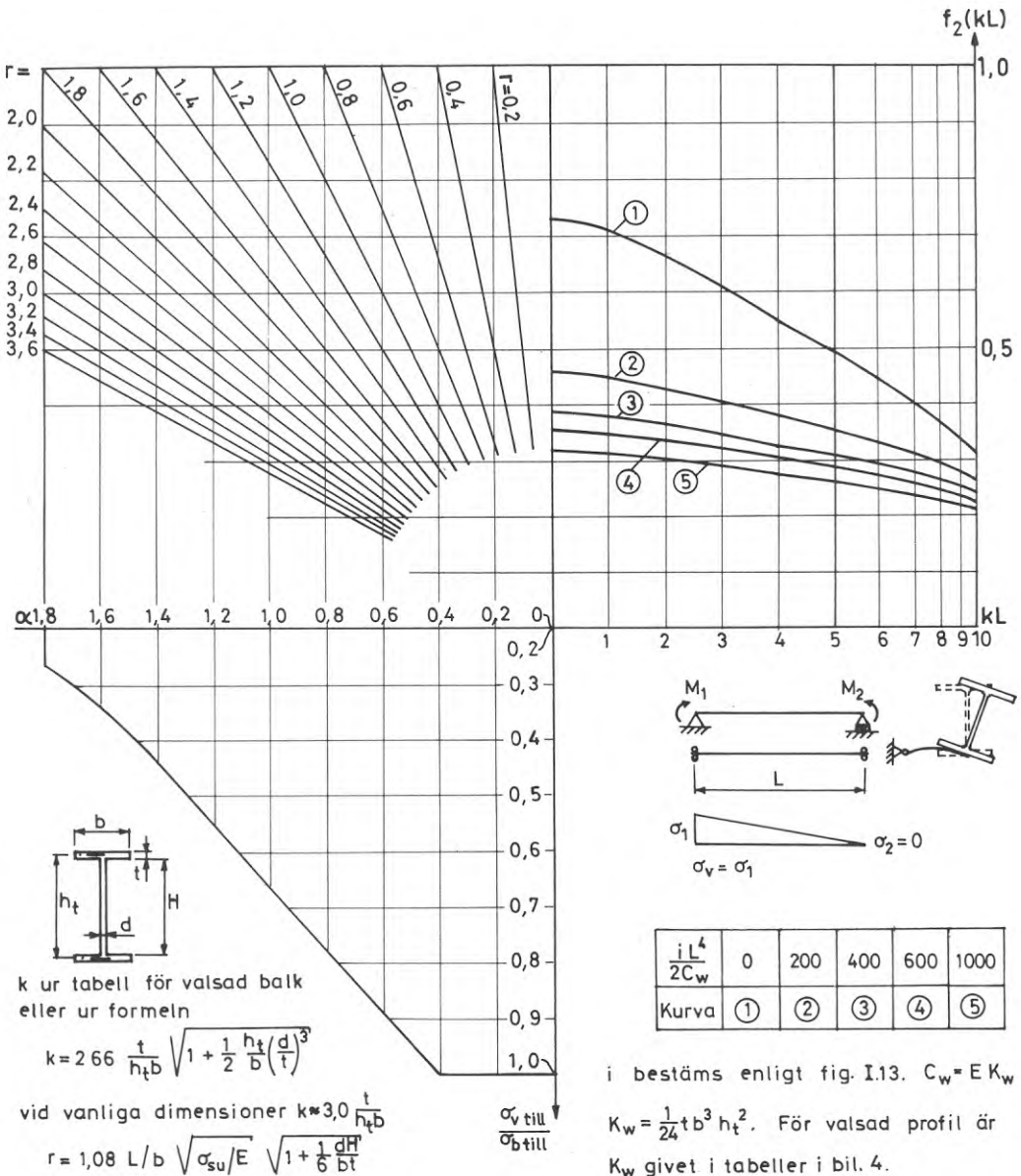
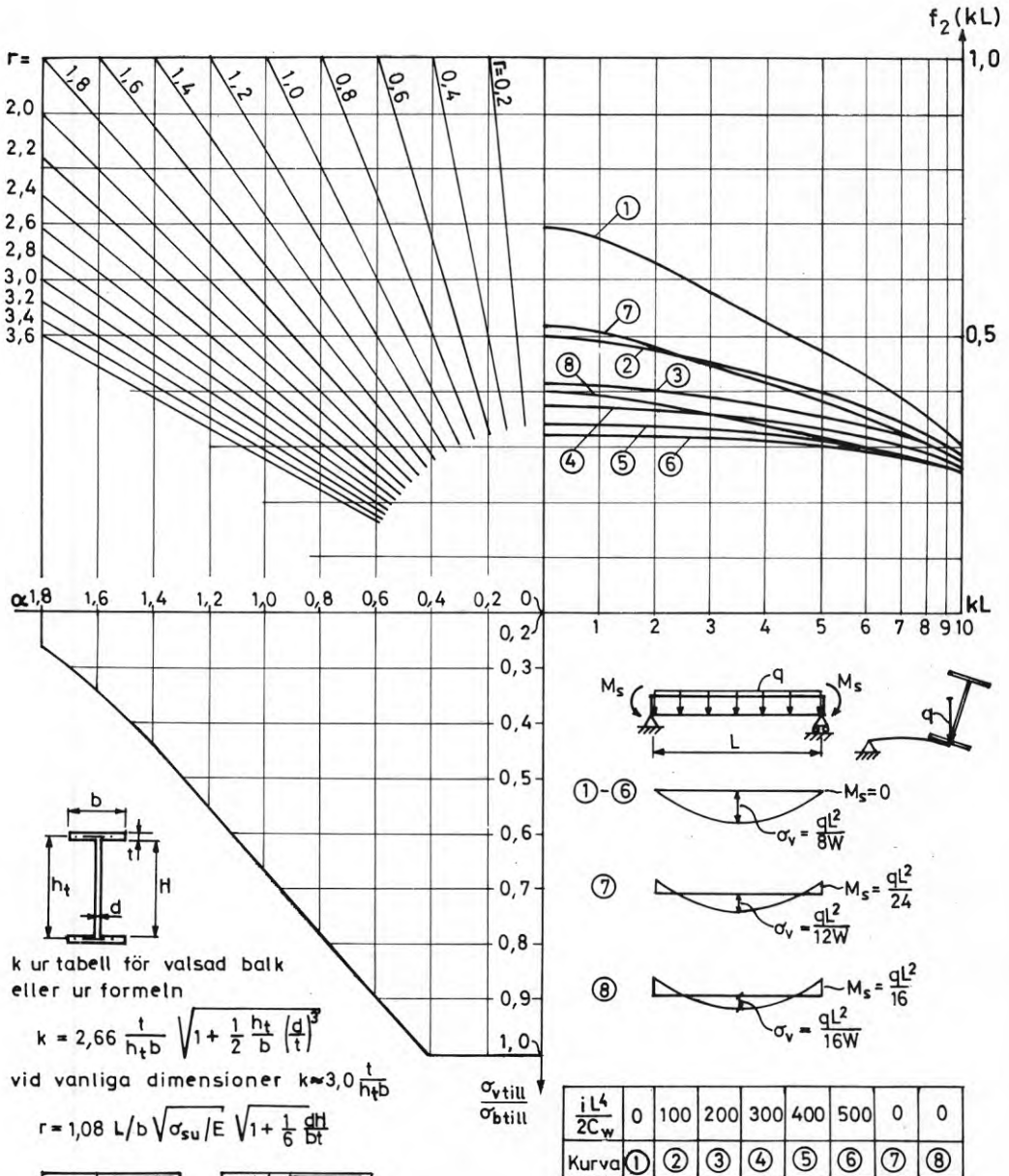


Fig I.7 Tillåten spänning $\sigma_{v\text{till}}$ vid bunden vippning av balk, stagad längs fläns och elastiskt vridförhindrad genom stagningen. Rätlinjigt varierande moment enligt figuren. Balken är i ändarna vridförhindrad genom vertikal gångjärns-lagring.



i bestäms enligt fig.I.13. $C_w = EK_w$

$K_w = \frac{1}{24} tb^3 ht^2$. För valsad profil är K_w givet i tabeller i bil.4.

Fig I.8 Tillåten spänning σ_v till vid bunden vippning av balk, stagad längs fläns och elastiskt vridförhindrad genom stagningen. Jämnt fördelad last angripande i fläns och riktad från tvärsnittstyngdpunkten (exempelvis vindsug). Vridförhindring genom vertikal gångjärnslagring i båda ändar.

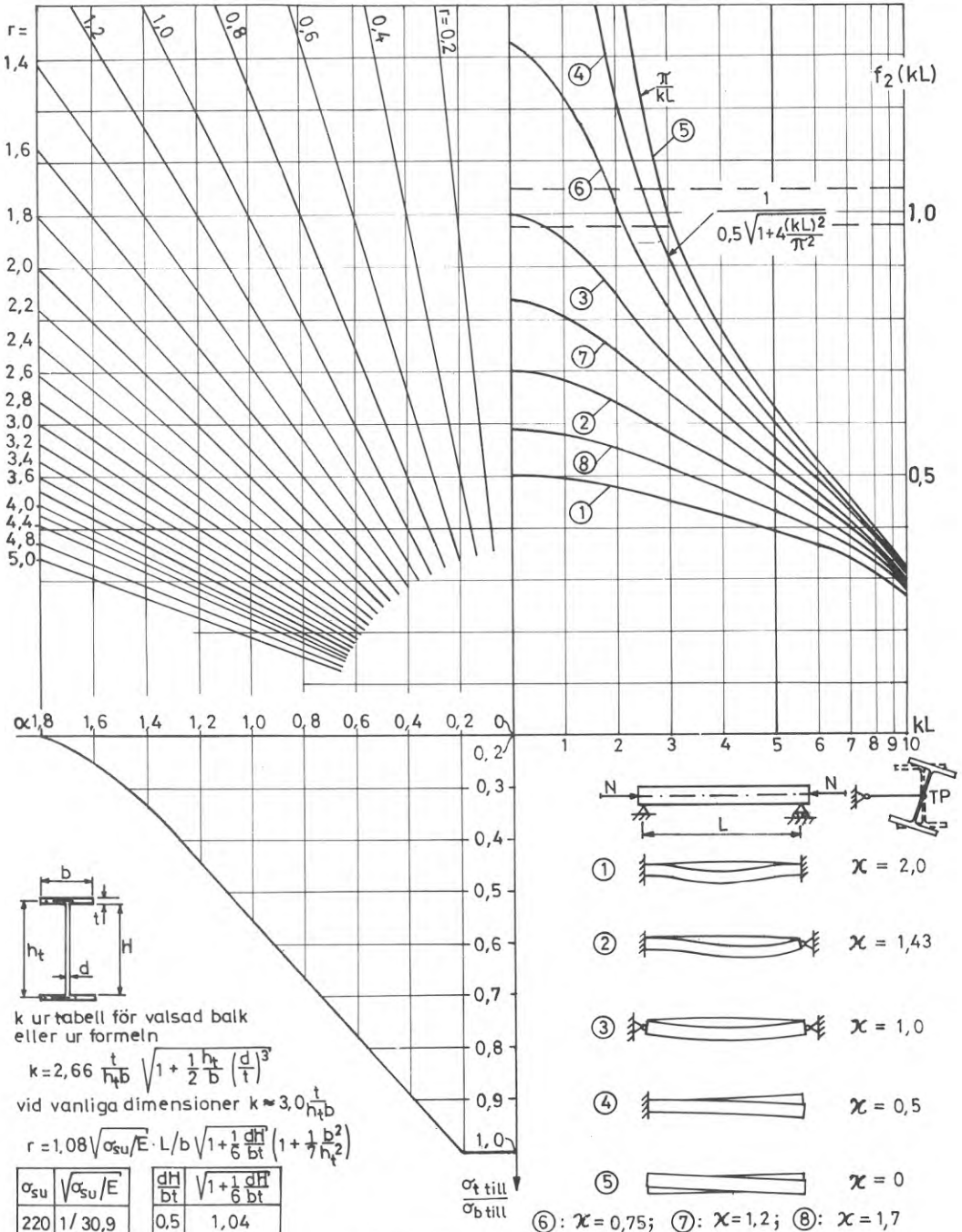


Fig.1.9 Tillåten tryckspänning σ_t till vid vridknäckning av centriskt tryckt stång. Diagrammet tillämpas antingen när vridknäckning är dimensionerande eller när stången är stagad mot utböjning i sidled och knäckning i livets plan kontrolleras. Vid sidoknäckning med fri uppläggning vid balkändarna erhålls aktuellt $f_2(kL)$ inom område mellan streckade linjer.

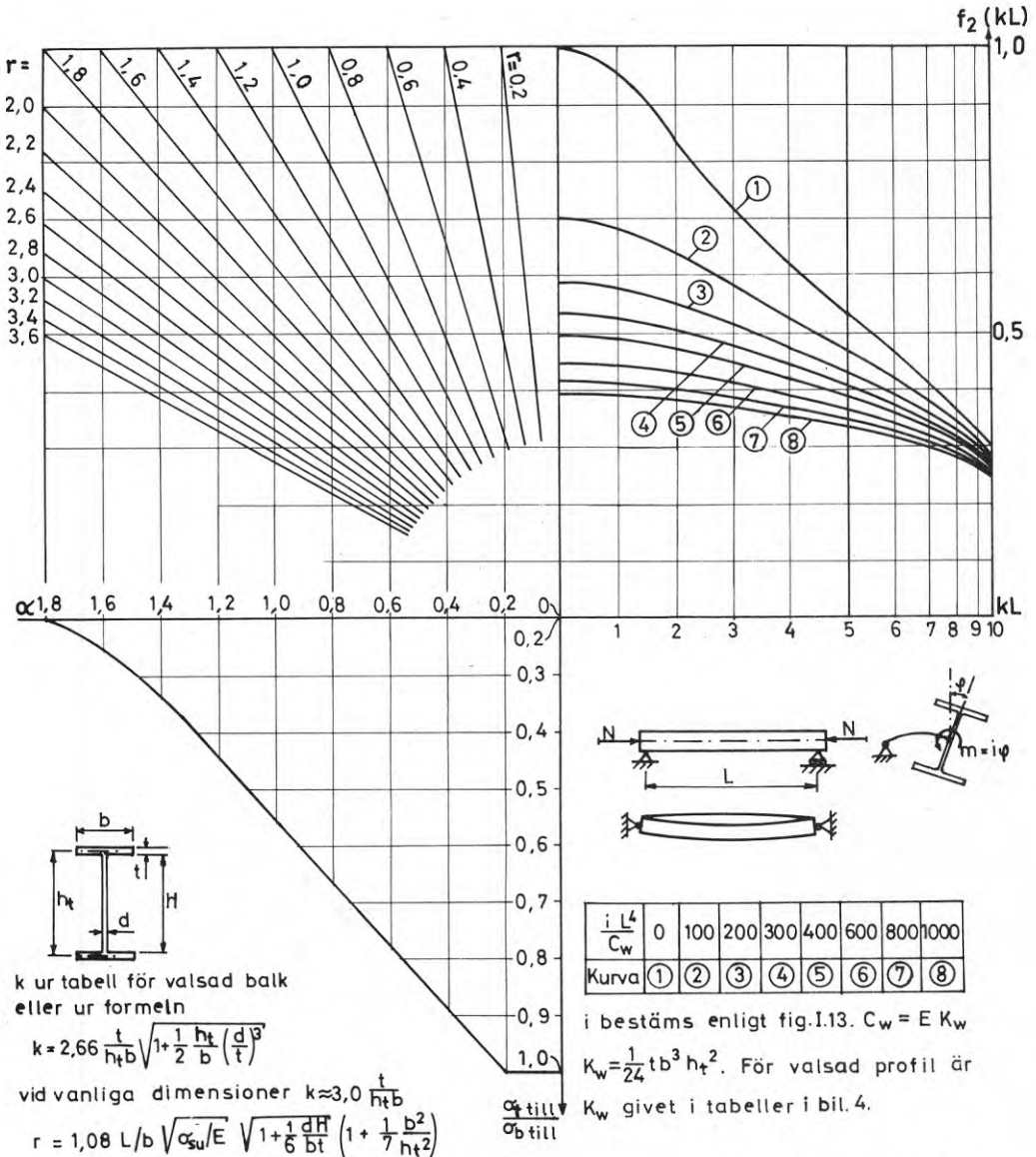


Fig I.10 Tillåten spänning σ_{till} vid vridknäckning av centriskt tryckt pelare stagad längs tyngdpunktsaxeln och elastiskt vridförhindrad genom stagningen. Pelaren är i ändarna vridförhindrad genom vertikal gängjärnslagring.

α_{su}	$\sqrt{\alpha_{su}/E}$	$\frac{dH}{bt}$	$\sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$
220	1/30,9	0,5	1,04
260	1/28,4	1,0	1,08
320	1/25,6	1,5	1,12
520	1/20,5	2,0	1,15
700	1/17,3		

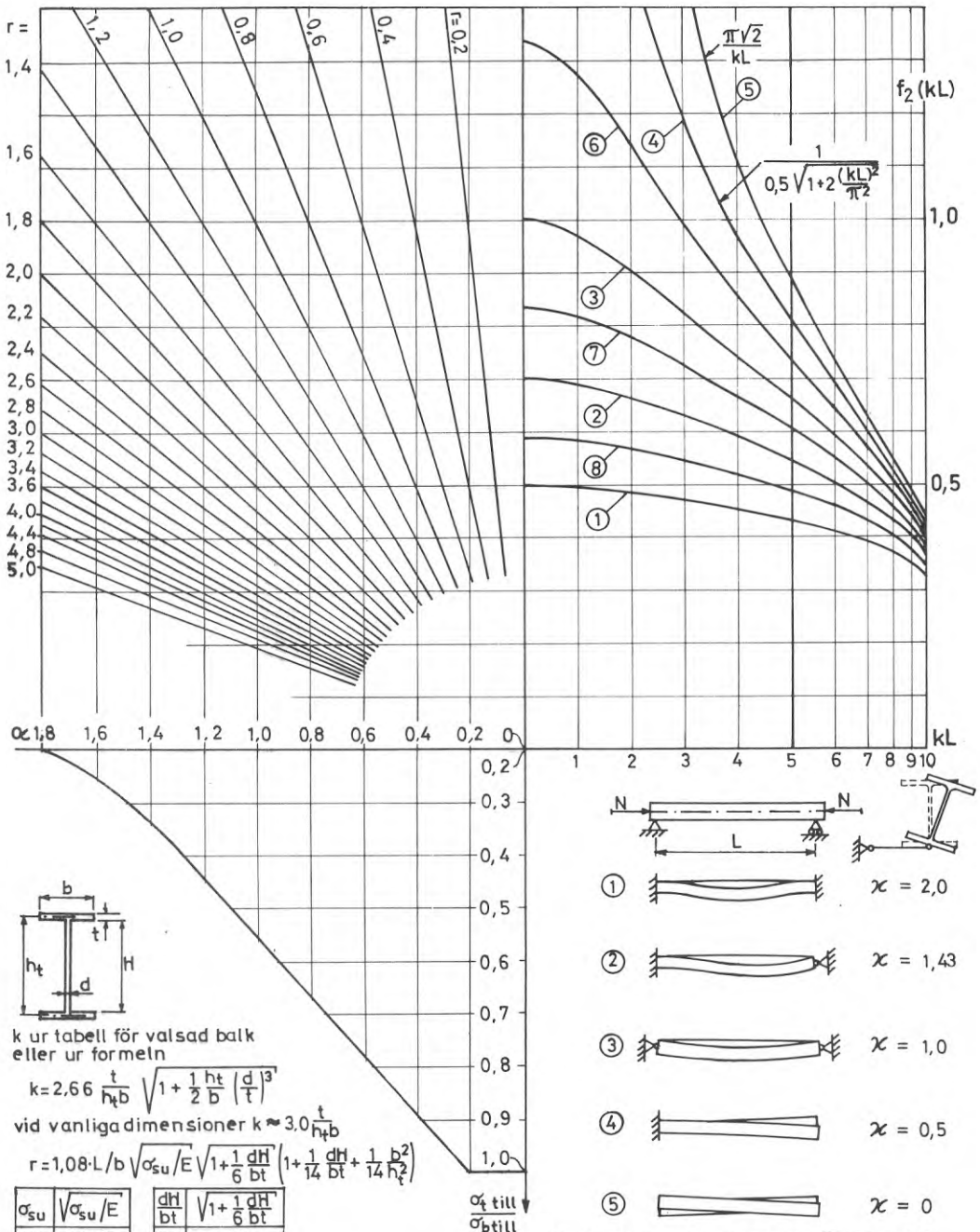
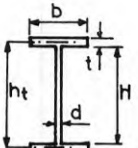
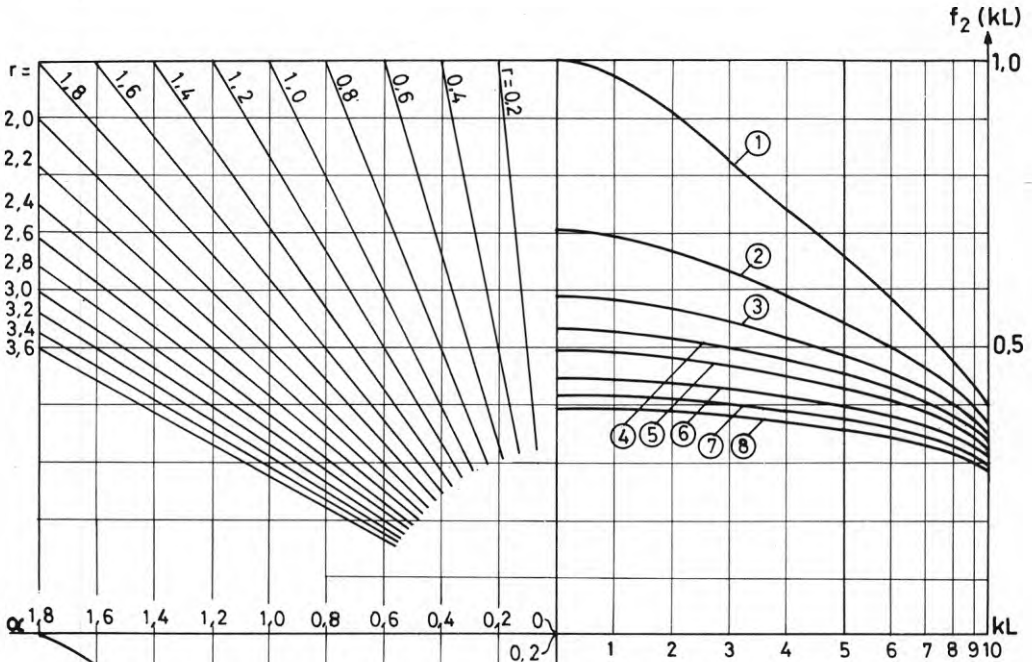


Fig 1.11 Tillåten tryckspänning $\sigma_{t\text{till}}$ vid knäckning av centriskt tryckt stång, stagad mot utböjning i sidled längs fläns. Vid dimensionering kontrolleras dessutom knäckning i livets plan.



k ur tabell för valsad balk eller ur formeln

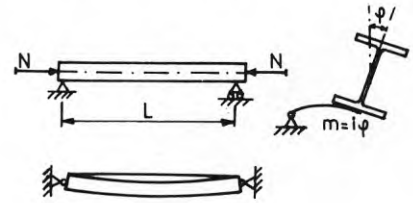
$$k = 2.66 \frac{t}{h_t b} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{h_t}{b} \left(\frac{d}{t}\right)^3}$$

vid vanliga dimensioner $k \approx 3,0 \frac{t}{h_t b}$

$$r = 1,08 L/b \sqrt{\sigma_{su}/E} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{d h_t}{b t} \left(1 + \frac{1}{14} \frac{d h_t}{b t} + \frac{1}{14} \frac{b^2}{h_t^2}\right) \frac{\sigma_t \text{ till}}{\sigma_b \text{ till}}}$$

σ_{su}	$\sqrt{\sigma_{su}/E}$
220	1/30,9
260	1/28,4
320	1/25,6
520	1/20,5
700	1/17,3

$\frac{dH}{bt}$	$\sqrt{1 + \frac{1}{6} \frac{dH}{bt}}$
0,5	1,04
1,0	1,08
1,5	1,12
2,0	1,15



$\frac{1}{2} \frac{L^4}{C_w}$	0	100	200	300	400	600	800	1000
Kurva	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧

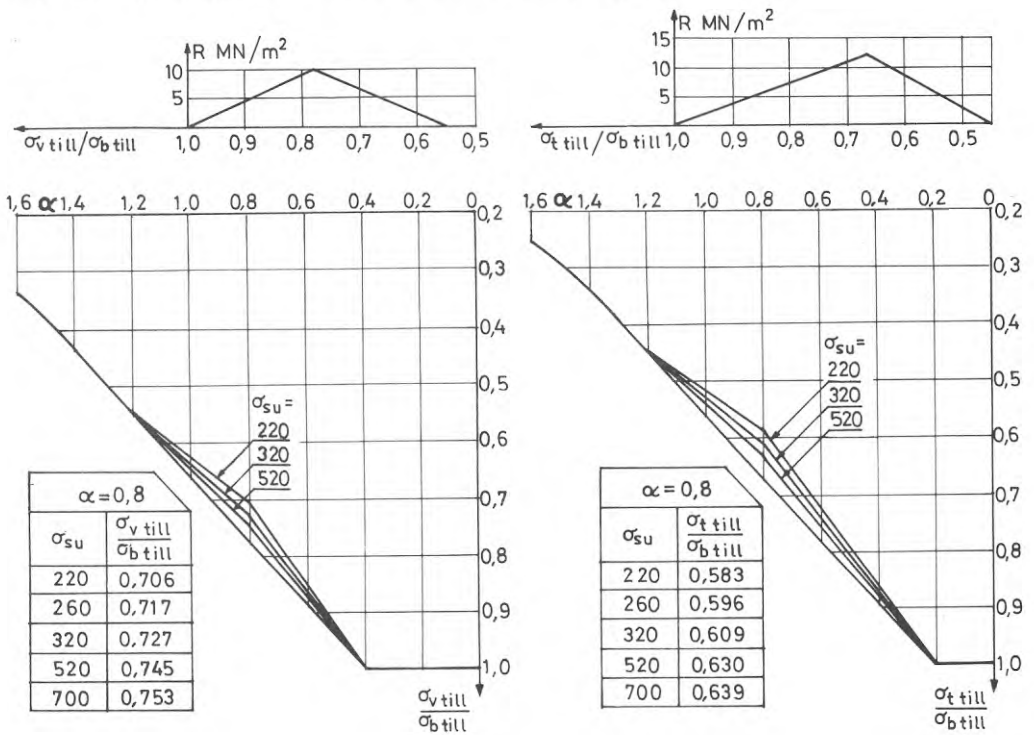
i bestäms enligt fig.1.13. $C_w = E K_w$

$$K_w = \frac{1}{24} t b^3 h_t^2$$

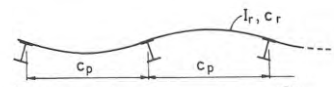
För valsad profil är K_w givet i tabeller i bil. 4.

Fig.1.12 Tillåten spänning $\sigma_t \text{ till}$ vid vridknäckning av centriskt tryckt pelare stagad längs axel genom ena flänsen och elastiskt vridförhindrad genom stagningen. Pelaren är i ändarna vridförhindrad genom vertikal gångjärnslagring. Vid dimensionering kontrolleras dessutom knäckning i livets plan.

Fig I.13a Reduktion R av tillåten spänning när $\sigma_t > 0,4 \sigma_{su}$



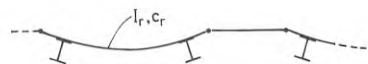
$$i = k_i \frac{E I_r}{c_p c_r}$$



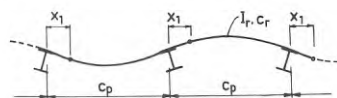
Ändpelare $k_i = 2$ $c_r =$ avstånd
 Innerpelare $k_i = 4$ mellan reglar



Ändpelare $k_i = 3$
 Innerpelare $k_i = 6$



Två leder i vartannat fack $k_i = 2$



En led i varje fack
 $k_i = 3,3$ för $0,1 < x_1/c_p < 0,25$

Fig I.13b Bestämning av i

BILAGA II

Diagram för approximativ bestämning av tillåten spänning vid knäckning, rymdknäckning och vippning av pelare med dubbelsymmetriskt I-tvårsnitt

Figurförteckning

- Fig II.1 Centrisk tryckkraft, knäckning
Fig II.2 Centrisk tryckkraft, vridknäckning, stagad TP
Fig II.3 Centrisk tryckkraft, vridknäckning, stagad fläns

Fig II.4 Konstant moment. Vippning av ostagad pelare
Fig II.5 Konstant moment. Vippning av pelare med stagad, elastiskt vridförhindrad dragen fläns

Fig II.6 Fördelad last. Vippning av ostagad pelare
Fig II.7 Fördelad last. Vippning av pelare med stagad, elastiskt vridförhindrad dragen fläns

Fig II.8 Hjälpdiagram för bestämning av α -värde

Diagrammens uppbyggnad

Enkla diagram har eftersträvat där tillåten spänning kan erhållas ur tvärsnittsdimensioner i huvudsak ur värden för L/b och h/t .

Vid icke vridförhindrad pelare anges tillåten spänning som funktion av

$$\frac{L}{\kappa b} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}} \quad \text{och} \quad \sigma_b \text{ till} \quad \text{där}$$

L = pelarens längd

b = flänsbredd

κ = koefficient som ger uttryck åt inverkan av inspänning i pelarens veka riktning vid upplagen

σ_{su} = normerad undre sträckgräns ($< 320 \text{ MN/m}^2$)

E = elasticitetsmodul

$\sigma_b \text{ till} = \sigma_{su}/s =$ tillåten böjspänning utan hänsyn till vippning

($s = 1,5$ vid vanligt lastfall,

$s = 1,3$ vid exceptionellt)

Vid elastiskt vridförhindrad pelare erhålls tillåten spänning approximativt såsom det största värdet erhållet ur två diagram A1 och B1 för valsad pelare, A2 och B2 för svetsad.

Diagram A1 och A2 gäller icke vridförhindrad pelare. B1 och B2 gäller för elastiskt vridförhindrad lång pelare. Tillåten spänning ges i de senare diagrammen som funktion av

$$\sqrt[4]{\frac{ibE}{th^2\sigma_{su}^2}}$$

där b , t , h är tvärsnittsmått enligt infällda figurer i diagrammen.

E , σ_{su} är elasticitetsmodul resp undre sträckgräns

$i = k_i \frac{EJ_r}{c_r c_p}$ ger inverkan av elastisk vridförhindring av regler eller väggskiva.

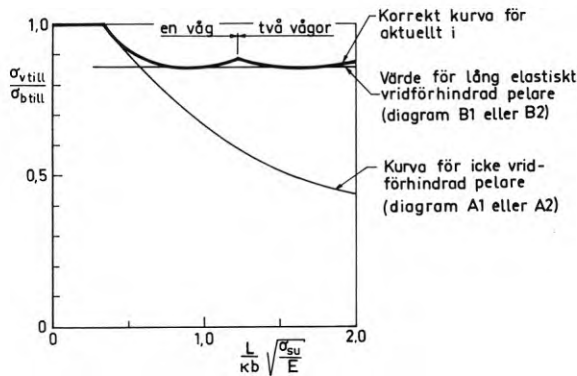
I uttrycket för i är k_i = koefficient som beror av om reglarna är kontinuerliga förbi betraktad pelare och eventuella leder i reglarna enligt figurer vid diagrammen B1.

I_r = regelns yttröghetsmoment i ett plan vars normal är parallell med pelaren

c_r = reglarnas centrumavstånd

c_p = pelarnas centrumavstånd

Approximationen vid elastiskt vridförhindrad pelare medför dimensionering något på säkra sidan när tillåten spänning för icke vridförhindrad pelare (diagram A1 och A2) är ungefär lika stor som tillåten spänning vid elastiskt vridförhindrad lång pelare (diagram B1 och B2) vilket belyses av fig nedan. Se också StBK-K2 4:422.



De ekvationer, tabeller eller diagram i StBK-K2 som ligger till grund för diagram II.1-II.8 är angivna i rutor uppe till höger vid respektive diagram.

Koefficienten κ ger inverkan av inspänning i sidled vid upplagen. Vid lastfallen konstant moment och centrisk tryckkraft är κ konstant och oberoende av övriga variabler, se StBK-K2 4:312.

Vid fördelad transversallast fig II.6 och II.7 är κ beroende av förhållandet mellan vridstyvhet och välvstyvhet samt spännvidd och stagningsnivå.

κ har för dessa fall bestämts på följande sätt. För lastfallen i fig II.6 bestäms vippningsmomentet ur ekv

$$M_{el} = \frac{q_{kr}L^2}{8} = m \cdot \frac{B_y h_t}{8L^2}$$

där m erhålls ur tabell 4:3342b i StBK-K2.

Vid gångjärnslagring erhålls m ur tabeller för $\rho_y = \rho_x = 0$.

m betecknas för detta fall m_g varför $M_{el g} = m_g \cdot B_y \cdot h_t / 8L^2$.

Vid fast inspänning i sidled erhålls m för $\rho_x = 0$; $\rho_y = 2$.

m betecknas m_i varför $M_{el i} = m_i \cdot B_y \cdot h_t / 8L^2$.

Vippningsmoment $M_{el i}$ för den i sidled fast inspända balken erhålls ur vippningsmomentet $M_{el g}$ för balk med gångjärnslagring för en fiktiv längd L/κ bestämt av sambandet

$$M_{el i} = m_i \frac{B_y \cdot h_t}{8L^2} = m_g \frac{B_y \cdot h_t}{8L^2 \frac{m_g}{m_i}} = m_g \frac{B_y \cdot h_t}{8\left(\frac{L}{\kappa}\right)^2}$$

varur

$$\kappa = \sqrt{m_i/m_g}$$

För lastfallet enligt fig II.7 är vid gångjärnslagring enligt StBK-K2 fig 4:424d och e

$$M_{el g} = \frac{q_{kr}L_g^2}{8} = m_g \frac{C_{id}}{4h} \left[1 + \frac{2}{(k_{id}L_g)^2} \right]$$

vid fast inspänning i sidled

$$M_{el g} = \frac{q_{kr}L_g^2}{8} = m_i \frac{C_{id}}{4h} \left[1 + \frac{4\pi^2}{(k_{id}L_i)^2} \right]$$

Vid stagning av underflänsen är

$$k_{id} = \sqrt{\frac{C}{C_w + B_y h^2/4}} \approx \sqrt{\frac{C}{2C_w}}; \quad C_{id} = C$$

För $k_{id}L = 0$ blir

$$M_{el\ g} = \frac{m_g \cdot 2 \cdot \pi^2 \cdot C_w}{4hL_g^2} \quad \text{och} \quad M_{el\ i} = \frac{m_i \cdot 8 \cdot \pi^2 \cdot C_w}{4hL_g^2}$$

där $m_g = 8,3$ enligt StBK-K2 fig 4:424d

$m_i = 5,4$ enligt StBK-K2 fig 4:424e

$M_{el\ g} = M_{el\ i}$ ger

$$\kappa = \frac{L_g}{L_i} = \sqrt{\frac{8m_i}{2m_g}} = 1,61$$

För andra värden på $k_{id}L$ har κ erhållits på motsvarande sätt.

I diagram C i fig II.6 ges κ -värden för i sidled inspända balkar, som funktion av κL . Uträknade värden för $k = \sqrt{C/C_w}$ för valsade balkar finns i tabell i bilaga III.

Insättning av C och C_w i uttrycket för k ger

$$\kappa L = 2,66 \frac{L \cdot t}{h \cdot b} \sqrt{1 + \frac{h_{1i} v d^3}{2bt^3}}$$

För normala dimensioner blir

$$\kappa L \approx 3,0 \frac{L t}{h b}$$

I diagram C i fig II.7 ges κ för i sidled inspända balkar som funktion av

$$k_{id}L = \sqrt{\frac{C}{C_w + B_y h^2/4}} \approx \sqrt{\frac{C}{2C_w}}$$

För normala dimensioner blir

$$k_{id}L \approx 2,1 \frac{Lt}{hb}$$

Maximalfel

Tillåten spänning för samtliga valsade HE- och IPE-profiler har beräknats vid olika $L/b\sqrt{\sigma_{su}/E}$. Profilerna har därefter delats upp i grupper som ger ungefär lika stor tillåten spänning vid samma förhållande L/b . Den kurva som ger lägsta tillåtna spänningen inom en grupp (normalt profil med högsta numret för viss profiltyp) har inritats i diagrammen. Kurvorna 1-10 i diagrammen ger därför tillåten spänning på säkra sidan för de flesta tvärsnitten i varje grupp. Avståndet mellan två intill varandra liggande kurvor anger maximal avvikelse på säkra sidan. Bättre värde kan erhållas genom "interpolering" med avseende på profilnumren. Exempelvis kan tillåten spänning för HE 140A för lastfallet i fig II.2 diagram A1 sättas lika med medelvärdet för kurva 5 och 6.

Diagrammen är uppgjorda för $\sigma_{su} = 260 \text{ MN/m}^2$. För $\sigma_{su} < 260 \text{ MN/m}^2$ erhålls resultat försumbart på säkra sidan, för $\sigma_{su} > 260 \text{ MN/m}^2$ erhålls resultat på osäkra sidan. För $\sigma_{su} = 320 \text{ MN/m}^2$ är felet maximalt ungefär 6% vid slank pelare med stort h/t .

Även för svetsade pelare har eftersträvat enkla diagram, där tillåten spänning kan erhållas ur tvärsnittsdimensioner utan att tvärsnittstorheter skall behöva beräknas. Diagrammen för svetsade pelare har uppgjorts på följande sätt. Tillåten spänning för ett stort antal tvärsnitt har beräknats vid olika $L/b\sqrt{\sigma_{su}/E}$. Tvärsnitten har karakteriserats av förhållandena b/t , h/t och d/t inom intervallen

$$\begin{aligned} 15 &< b/t < 25 \\ 20 &< h/t < 100 \\ 0,25 &< d/t < 1,0 \end{aligned}$$

Kvoten h/t visar sig ha störst inverkan på tillåten spänning, medan b/t och d/t har liten inverkan vid normala tvärsnittsutformningar, se fig II.4 diagram A2 där inverkan av d/t framgår för lastfallet konstant moment. För övriga lastfall har endast den kurva som ger lägst tillåten spänning vid givet värde på b/t uppritats. Vissa begränsningar i tvärsnittsutformningen angivna vid diagrammen har därvid förutsatts.

Att för visst lastfall (viss lastfördelning, lastangreppshöjd, stagneringstyp) ge tillåten spänning med hänsyn till vippning och rymdknäckning för godtyckligt dubbelsymmetriskt I-tvärsnitt i ett diagram av här använd typ leder med nödvändighet till att noggrannheten i vissa fall kan bli mindre god. I tabellen nedan ges maximalfelet för de olika diagrammen för svetsad pelare. Felen leder till dimensionering på säkra sidan vid $\sigma_{su} < 260 \text{ MN/m}^2$.

Generellt gäller att felet är stort då tillåten spänning är liten. Felet är därför stort vid slank stång. (L/b stort) och vid stort h/t vid böjda och transversalbelastade pelare. Vid vridknäckning är maximalfelet även relativt stort vid litet h/t .

Tabellerna över maximalfelen ger underlag för bedömning av i vilka fall det finns anledning att göra noggranna beräkningar.

I diagrammen har angivits, att de gäller för $\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$. På grund av att de genom approximationerna uppträdande felen när $\sigma_{su} > 260 \text{ N/mm}^2$ i enstaka fall kan vara på osäkra sidan med storleksordning 5 % bör diagramvärdena för σ_v till resp. σ_t till vid $\sigma_{su} = 320 \text{ N/mm}^2$ reduceras med 5 %.

Tabell II.1 Maximalfel i σ_t till resp σ_v till i % av rätt värde.

Tabellen gäller för $\sigma_{su} = 260 \text{ N/mm}^2$. Felen är genomgående på säkra sidan.

Beteckningar

$$\lambda = \frac{L}{\kappa b} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}}$$

$$f = \sqrt[4]{\frac{ibE}{th^2 \sigma_{su}^2}}$$

Fig II.2

h/t	diagram A2		diagram B2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$	f=1	f=3
20	18	27	18	5
50	6	17	4	3
90	20	8	12	3

Fig II.3

h/t	diagram A2		diagram B2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$	f=1	f=3
20	10	24	12	4
50	17	18	22	8
90	35	30	42	15

Fig II.4

h/t	diagram A2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$
20	1	2
50	6	8
90	14	15

Fig II.5

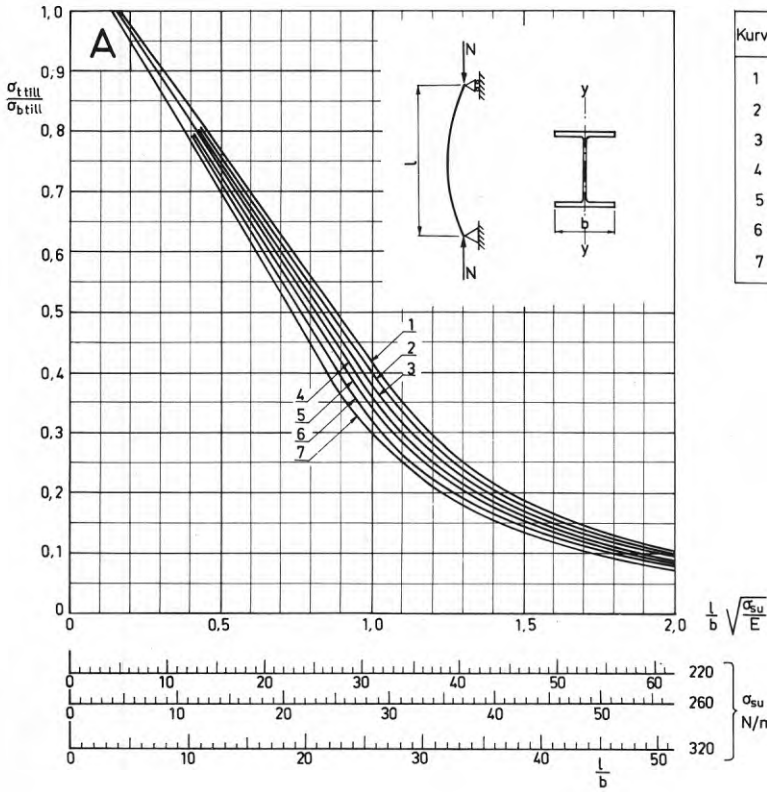
h/t	diagram A2		diagram B2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$	f=1	f=3
20	4	10	5	2
50	9	16	12	4
90	19	18	24	5

Fig II.6

h/t	diagram A2		diagram B2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$	$\lambda=1$	$\lambda=2$
20	4	7	2	5
50	10	24	6	10
90	26	28	10	20

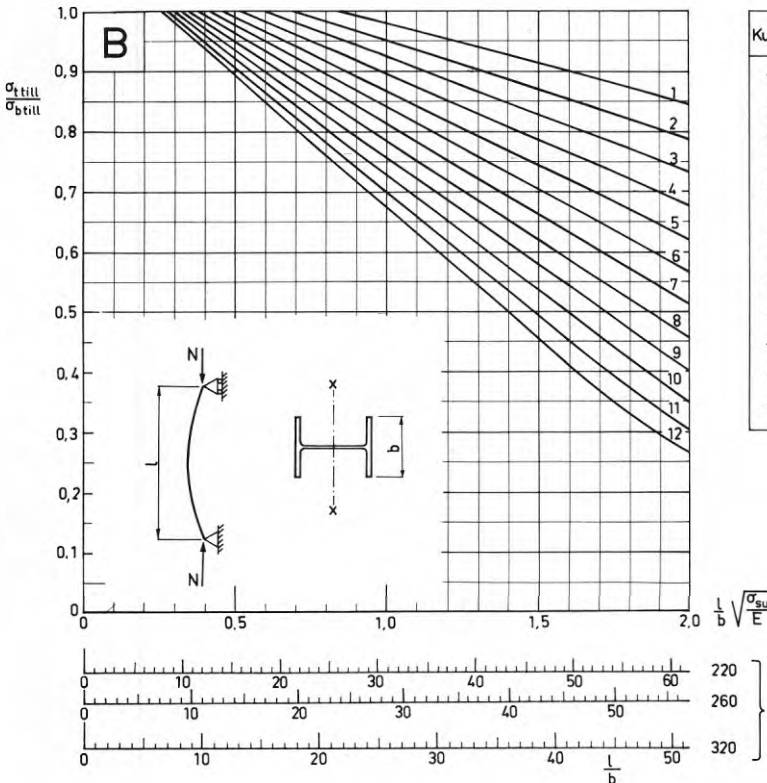
Fig II.7

h/t	diagram A2		diagram B2	
	$\lambda=1$	$\lambda=2$	f=1	f=3
20	2	5	5	2
50	4	11	12	4
90	6	16	24	5



Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-360	
2	100-360	100-360	400	
3	400-500	400-500	450-500	
4	550-600	550-600	550-600	
5	650-700	650-700	650-700	
6	800	800	800	80-360
7	900-1000	900-1000	900-1000	400-600

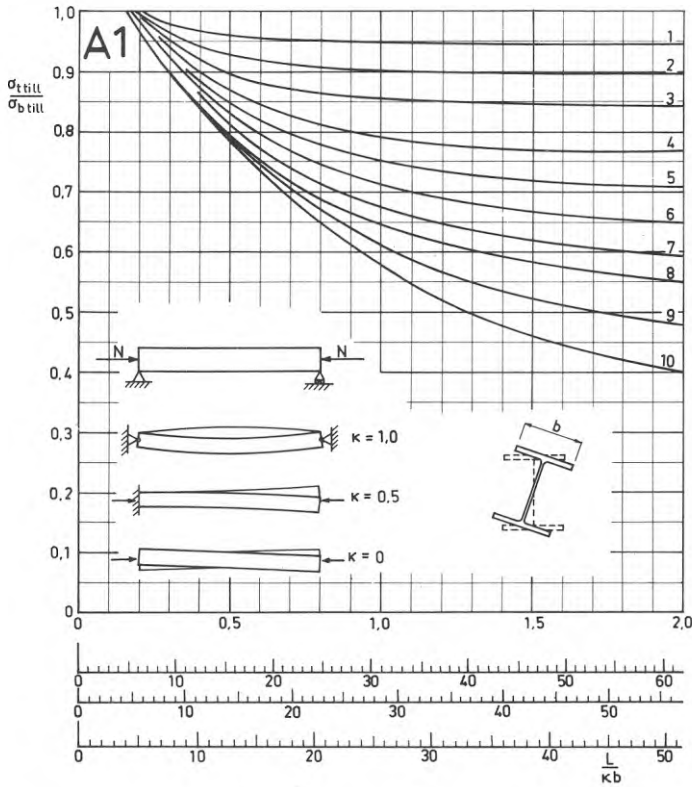
$$N_{el} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}$$



Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1	100 300	100-260		
2	320	280-320	100-300	
3	340	340	320	
4	360	360	340-360	
5	400	400		
6	450		400	
7		450	450	
8	500-550	500-550	500-550	80-120
9	600	600	600	140-330
10	650-700	650-700	650-700	360-450
11	800	800	800	500-650
12	900-1000	800-1000	900-1000	

$$N_{el} = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2}$$

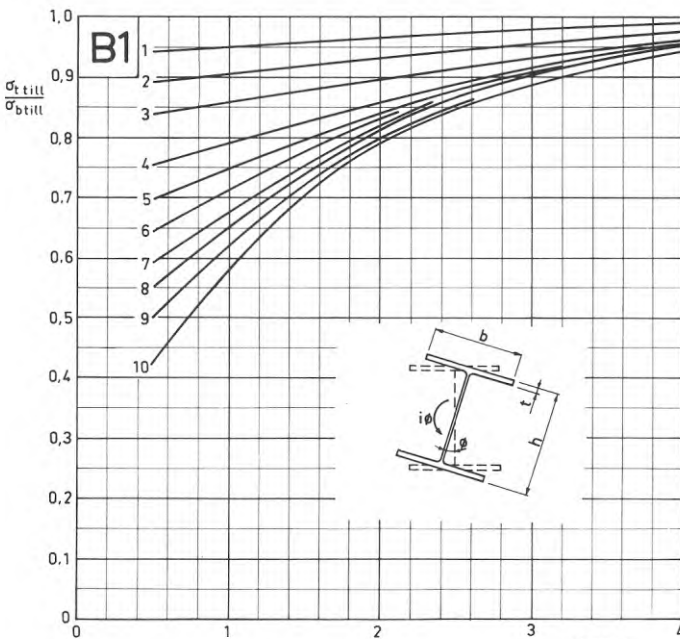
Fig II. 1 Tillåten tryckspänning $\sigma_{t\ till}$ vid plan knäckning



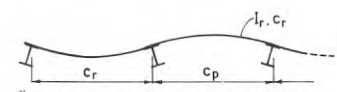
Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-400	
4	100	120-180	450-500	
5	120	200-260	550-650	80-100
6	140-160	280-550	700	120
7	180-240	600-700	800	140-180
8	260-600	800	900	200-220
9	650-700	900	1000	240-270
10	800-1000	1000		300-600

$\frac{L}{kb} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}}$
 220 }
 260 } σ_{su}
 320 } N/mm^2
 $\frac{L}{kb}$

Valsad pelare ($\sigma_{su} < 320 N/mm^2$ se sid 119)



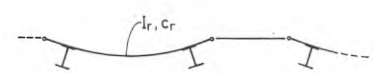
$$i = k_i \frac{EI_r}{c_r c_p}$$



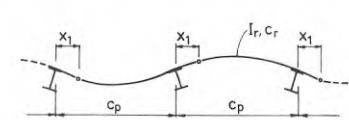
Ändpelare $k_i = 2$ $c_r =$ avstånd
 Innerpelare $k_i = 4$ mellan regler



Ändpelare $k_i = 3$
 Innerpelare $k_i = 6$



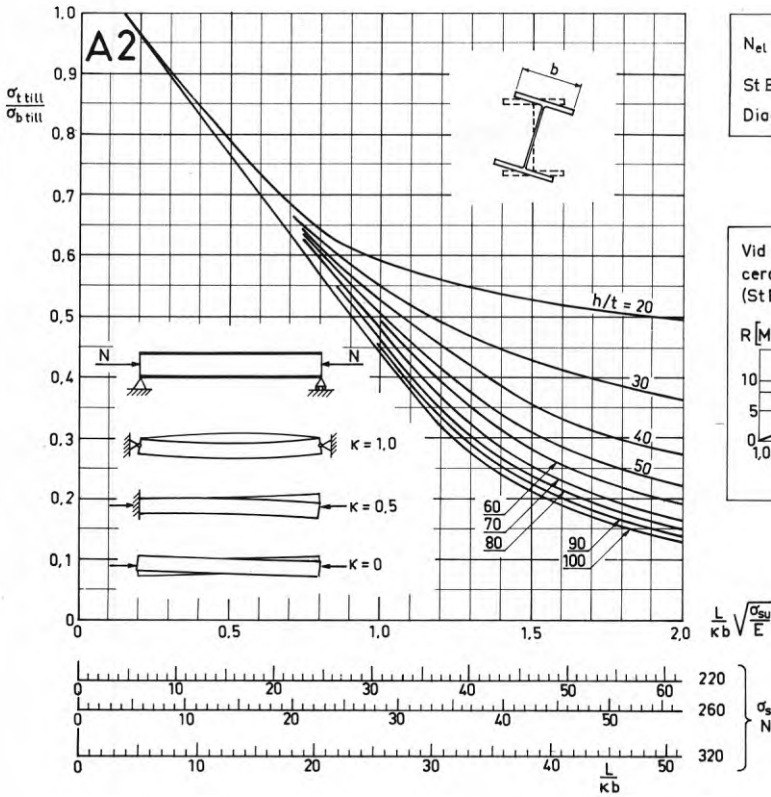
Två leder i vortannat fack $k_i = 2$



En led i varje fack $k_i = 3,3$ för $0,1 < x_1/c_p < 0,25$

Fig II. 2 diagram A1 och B1

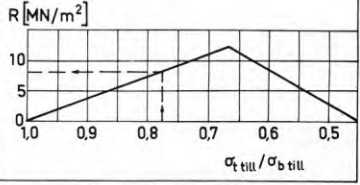
$$\sqrt{\frac{ibE}{th^2\sigma_{su}^2}}$$



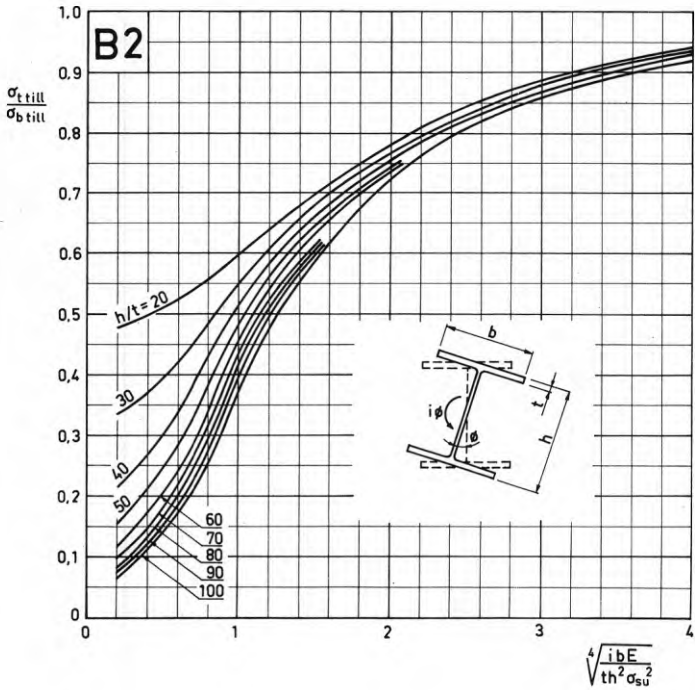
$$N_{el} = \frac{1}{i_p^2} \left[\frac{\pi^2 k^2}{L^2} C_w + C \right]$$

St BK - K2 4:422(b)
Diagram A1 och A2

Vid svetsad pelare med $\alpha_i > 0,4 \sigma_{su}$ reduceras tillåten spänning med R MN/m² (St BK - N1 33:3513)



Svetsad pelare ($15 < \frac{b}{t} < 30, 30 < \frac{h}{d} < 150, \sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 119)

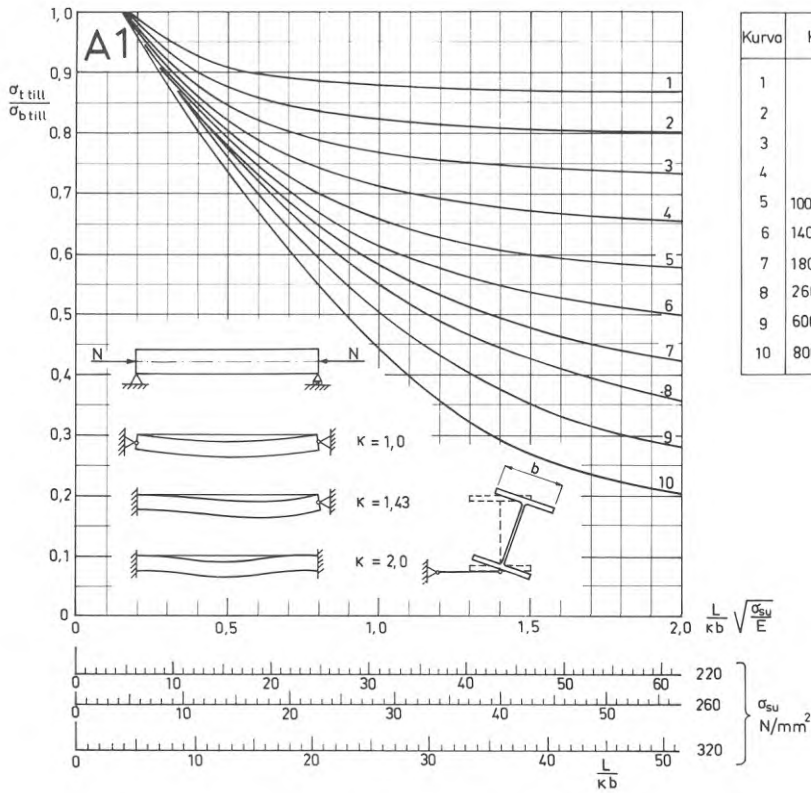


$$N_{el} = \frac{1}{i_p^2} \left[2\sqrt{ic_w} + C \right]$$

St BK - K2 4:422(b) och (p)
Diagram B1 och B2

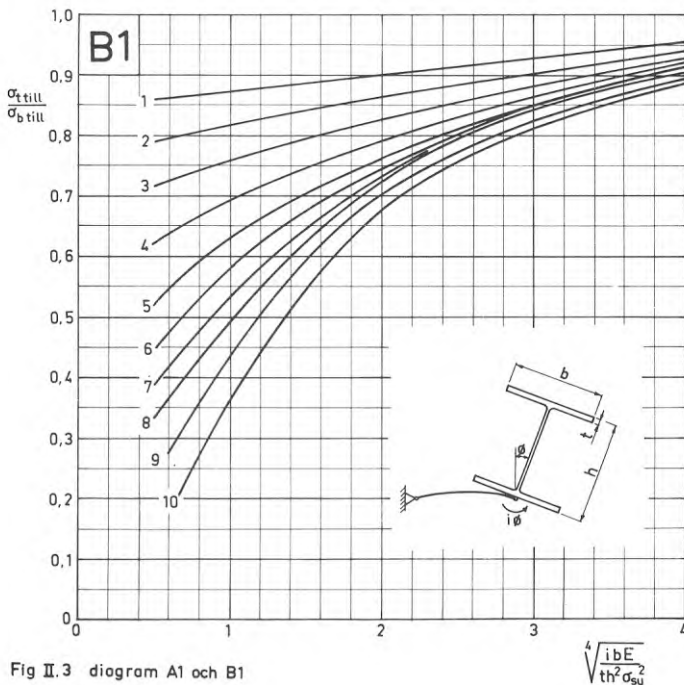
- vridförhindrad, ledad ände
- vridförhindrad, völvningsförhindrad ände
- pelarände, stagad TP, ej vridförhindrad

Fig II.2 Tillåten tryckspänning $\sigma_{t \text{ till}}$ med hänsyn till vridknäckning av centriskt tryckt elastiskt vridförhindrad pelare.
Diagram A1 och A2 gäller vridknäckning av pelare utan vridförhindring. Vid elastisk vridförhindring gäller det största av värdet enligt diagram A1 och B1 resp. A2 och B2.

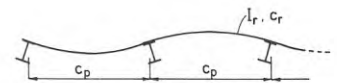


Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-360	
4		120-160	400-450	
5	100-120	180-240	500-550	80
6	140-160	260-450	600-650	100
7	180-240	500-600	700	120-140
8	260-550	650-700	800	160-180
9	600-700	750-800	900-1000	200-270
10	800-1000	900-1000		300-600

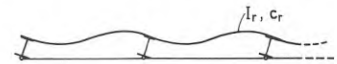
Valsad pelare ($\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 119)



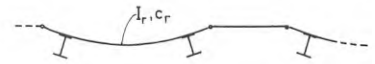
$$i = k_i \frac{E I_r}{c_r c_p}$$



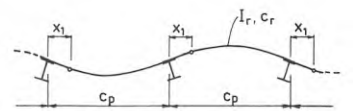
Ändpelare $k_i = 2$ $c_r =$ avstånd
Innerpelare $k_i = 4$ mellan reglar



Ändpelare $k_i = 3$
Innerpelare $k_i = 6$

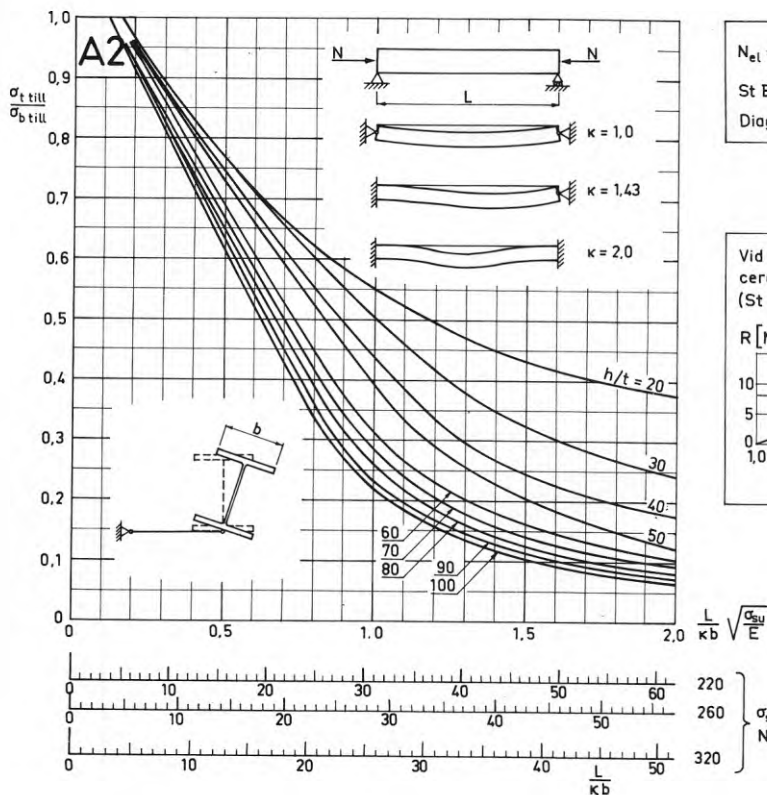


Två leder i vartannat fack $k_i = 2$



En led i varje fack
 $k_i = 3,3$ för $0,1 < x_1/c_p < 0,25$

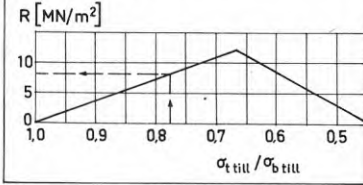
Fig II.3 diagram A1 och B1



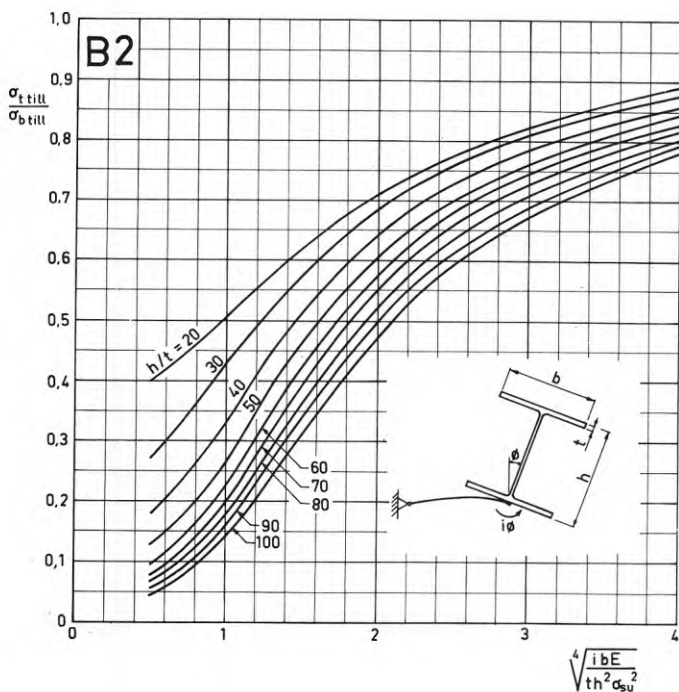
$$N_{el} = \frac{1}{i_p^2 + h^2/4} \left[(B_y h^2/4 + C_w) \frac{\pi^2 \kappa^2}{L^2} + C \right]$$

St BK - K2 4:422 (c)
Diagram A1 och A2

Vid svetsad pelare med $\sigma_t > 0,4 \sigma_{su}$ reduceras tillöten spänning med R MN/m² (St BK - N1 33:3513)



Svetsad pelare ($15 < \frac{b}{t} < 30$, $30 < \frac{h}{d} < 150$, $\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$) se sid 119)



$$N_{el} = \frac{1}{i_p^2 + h^2/4} \left[2 \sqrt{i (B_y h^2/4 + C_w)} + C \right]$$

St BK - K2 4:422 (c) och (p)
Diagram B1 och B2

Fig II.3 Tillöten tryckspänning $\sigma_{t\text{till}}$ för centriskt tryckt pelare med stagad och elastiskt vridförhindrad fläns. Diagram A1 och A2 gäller pelare med stagad fläns. Vid stagad och elastiskt vridförhindrad fläns gäller det störst av värdet enligt diagram A1 och B1 resp. A2 och B2.

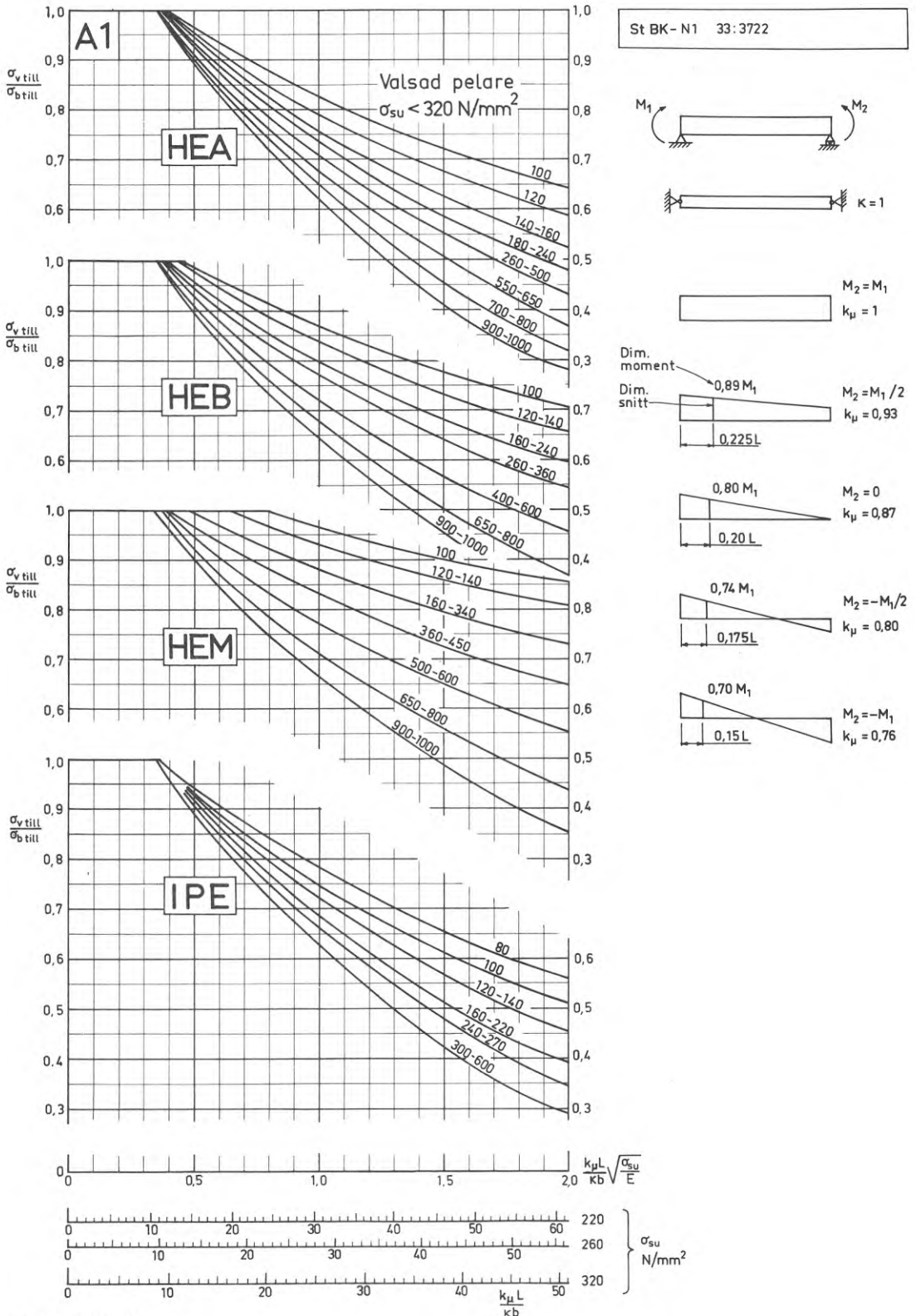
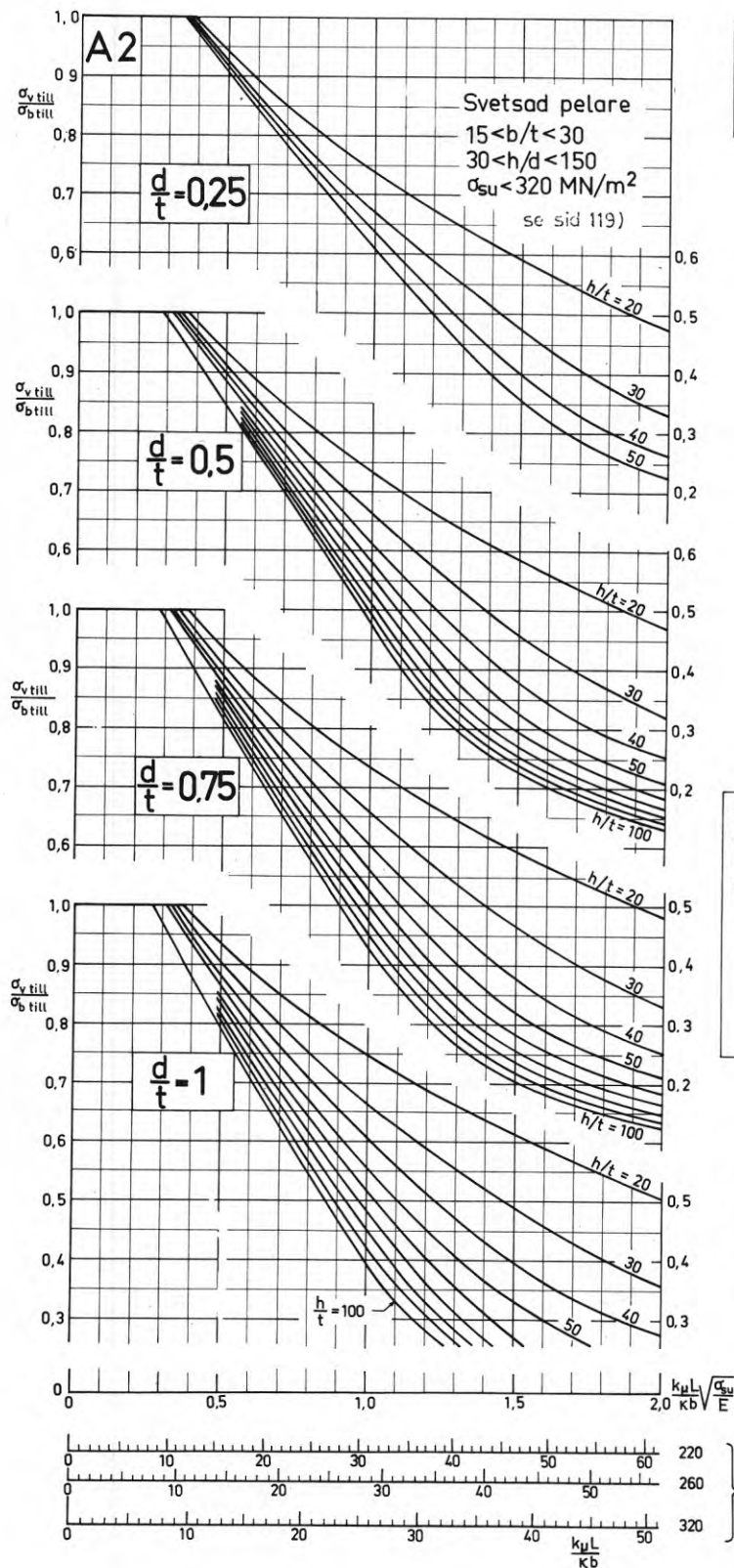


Fig II.4 diagram A1



σ_{vtill} enligt StBK-N1 33:37212 med
 $\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$ där $\sigma_{el} = M_{el}/W$
 $M_{el} = \frac{\pi k \sqrt{B_y C}}{L} \sqrt{1 + \left(\frac{k \pi}{k L}\right)^2}$ (StBK-K2 4:312)

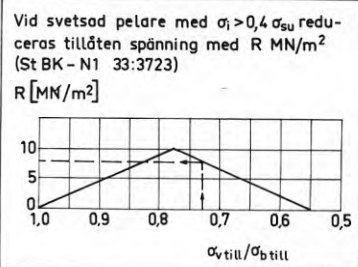
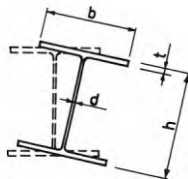
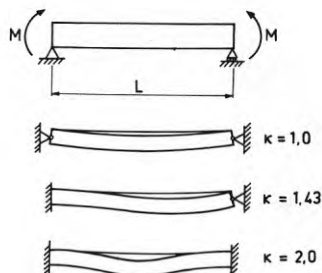
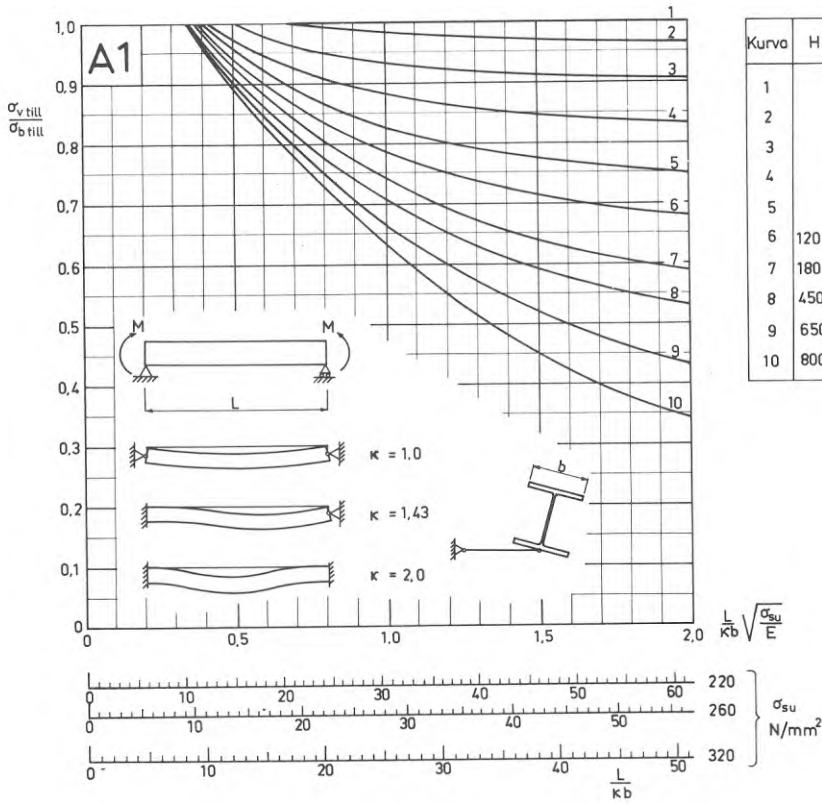
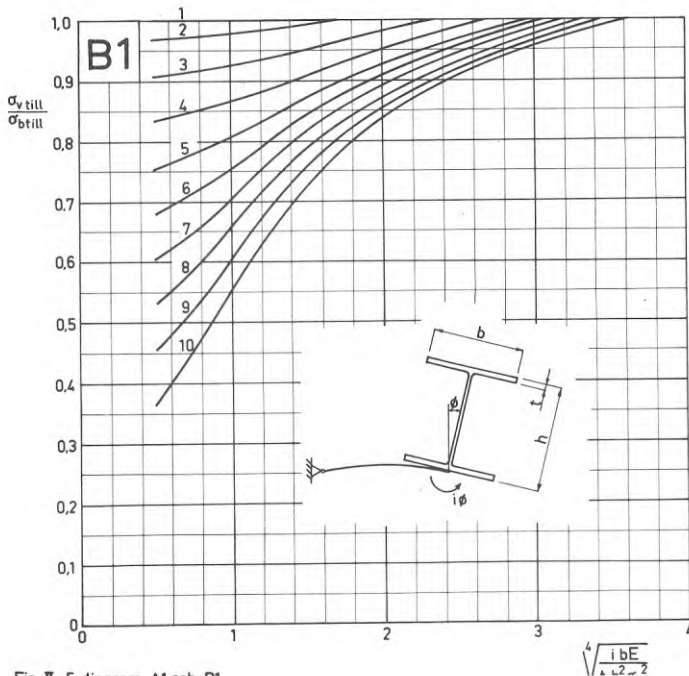


Fig II.4 Tillåten böjtryckspänning σ_{vtill} med hänsyn till vippning av ostagad pelare. Konstantt böjande moment ($k_u=1$) vid gångjärnslagring eller fast inspänning i sidled. Rätlinjigt varierande moment vid gångjärnslagring ($k_u=1$), varvid tillåten spänning gäller angivet snitt.

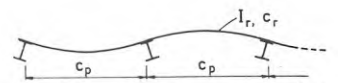


Kurva	HEA	HEB	HEM	iPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-360	
4	100	120-160	400-450	
5		180-260	500-550	
6	120-160	280-450	600-650	80-100
7	180-400	500-600	700	120-140
8	450-600	650-700	800	160-220
9	650-700	800-900	900-1000	240-300
10	800-1000	1000		330-600

Valsad pelare ($\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 115)



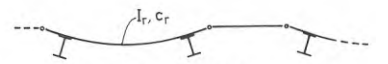
$$i = k_i \frac{E I_r}{c_p c_r}$$



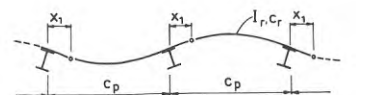
Ändpelare $k_i = 2$ $c_r = \text{avstånd}$
 Innerpelare $k_i = 4$ mellan reglar



Ändpelare $k_i = 3$
 Innerpelare $k_i = 6$

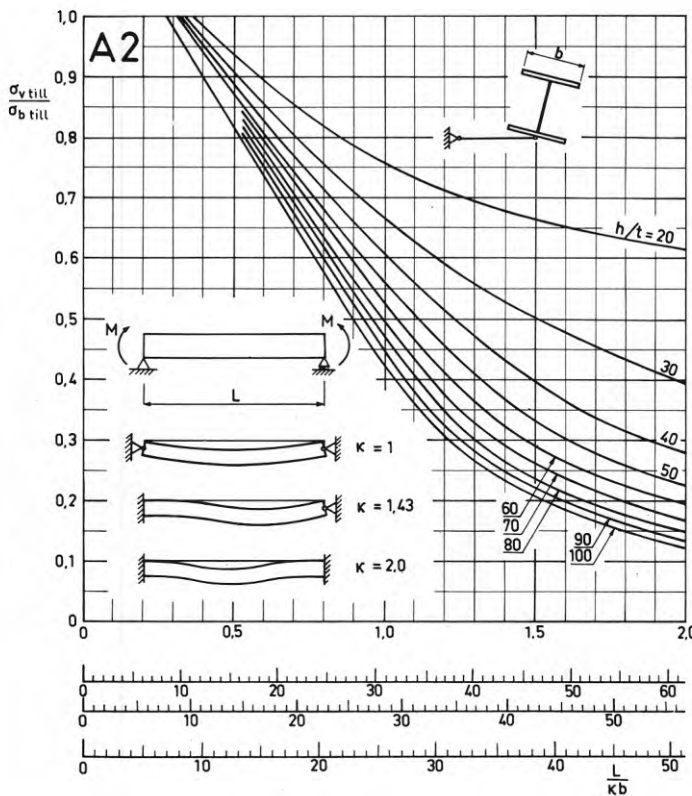


Två leder i vartannat fack $k_i = 2$



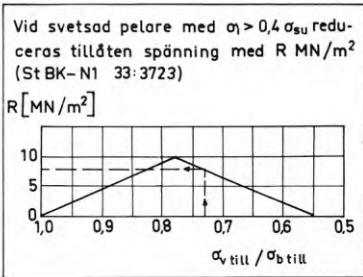
En led i varje fack
 $k_i = 3,3$ för $0,1 < x_1 / c_p < 0,25$

Fig II. 5 diagram A1 och B1

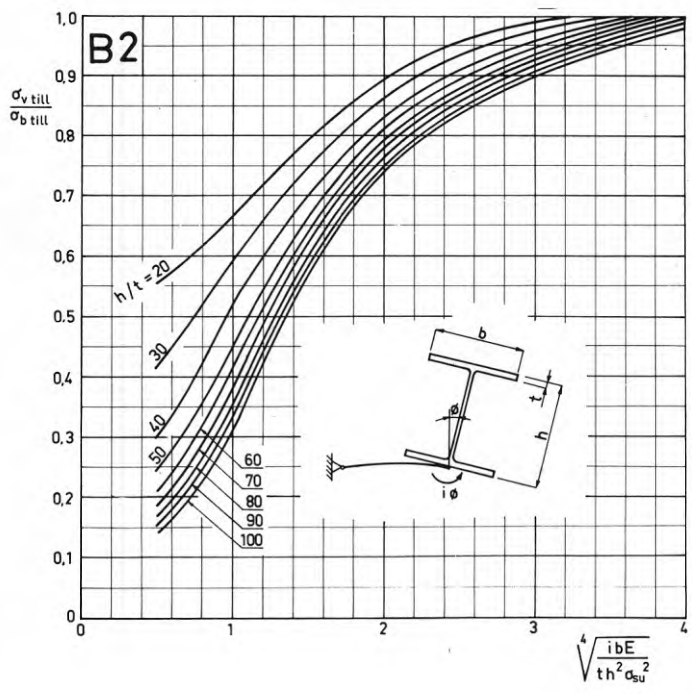


$$M_{el} = \frac{1}{h} \left[(B_y h^2 / 4 + C_w) \frac{\pi^2 K^2}{L^2} + C \right]$$

St BK-K2 4:422 (f)
Diagram A1 och A2



Svetsad pelare ($15 < \frac{b}{t} < 30$, $30 < \frac{h}{d} < 150$, $\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 119)

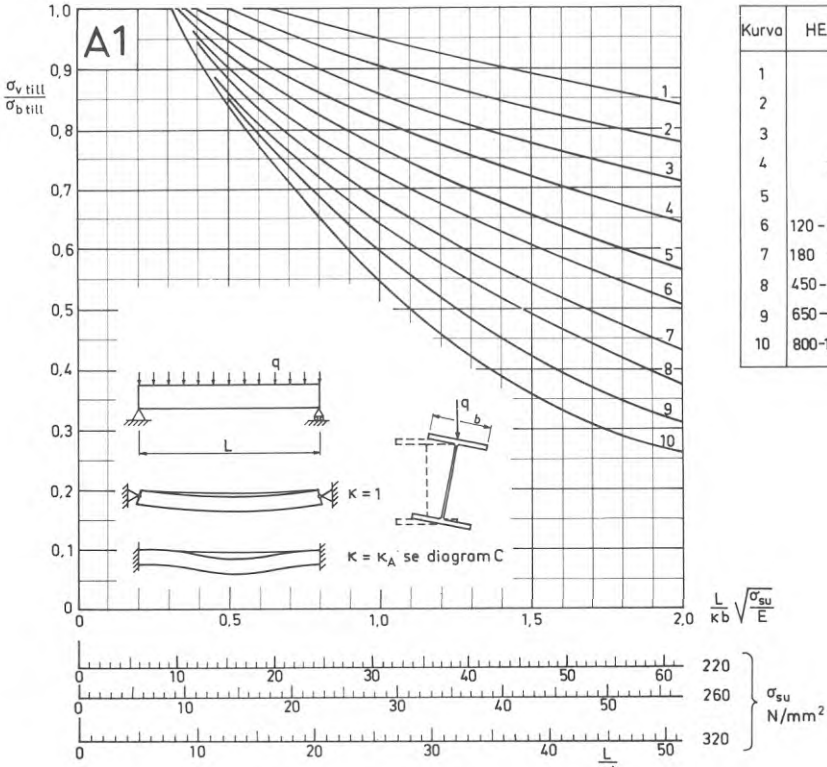


$$M_{el} = \frac{1}{h} \left[2 \sqrt{i(B_y h^2 / 4 + C_w)} + C \right]$$

St BK-K2 4:422 (f) och (p)
Diagram B1 och B2

Fig II. 5 Tillåten spänning $\sigma_{v,till}$ med hänsyn till vippning av pelare belastad med konstant böjande moment. Stagad och elastiskt vridförhindrad dragen fläns.
Diagram A1 och A2 gäller pelare med stagad dragen fläns.
Vid stagad och elastiskt vridförhindrad dragen fläns gäller det största av värdet enligt diagram A1 och B1 resp. A2 och B2.

Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-360	
4	100	120-160	400-450	
5		180-260	500-550	
6	120-160	280-450	600-650	80-100
7	180-400	500-600	700	120-140
8	450-600	650-700	800	160-220
9	650-700	800-900	900-1000	240-300
10	800-1000	1000		330-600



Valsad pelare ($\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 119)

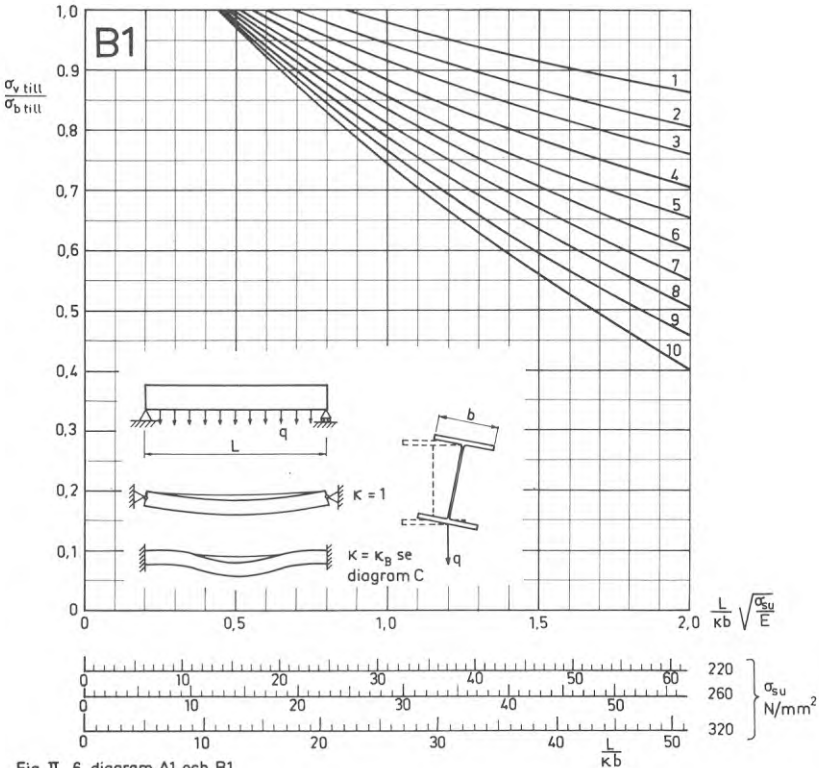
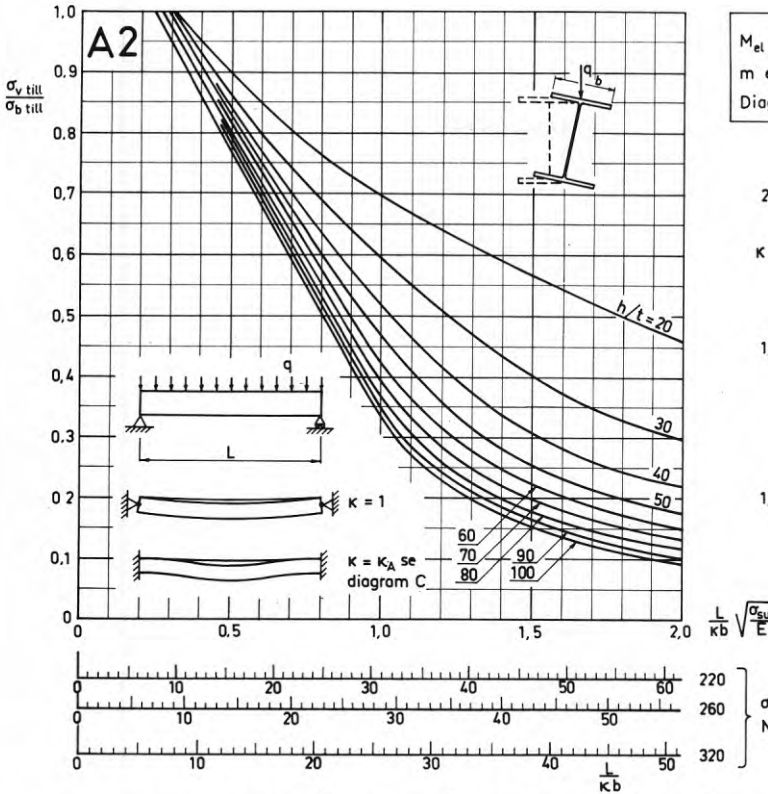
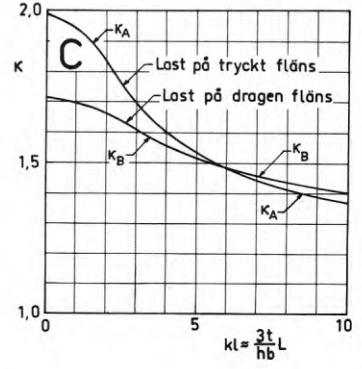


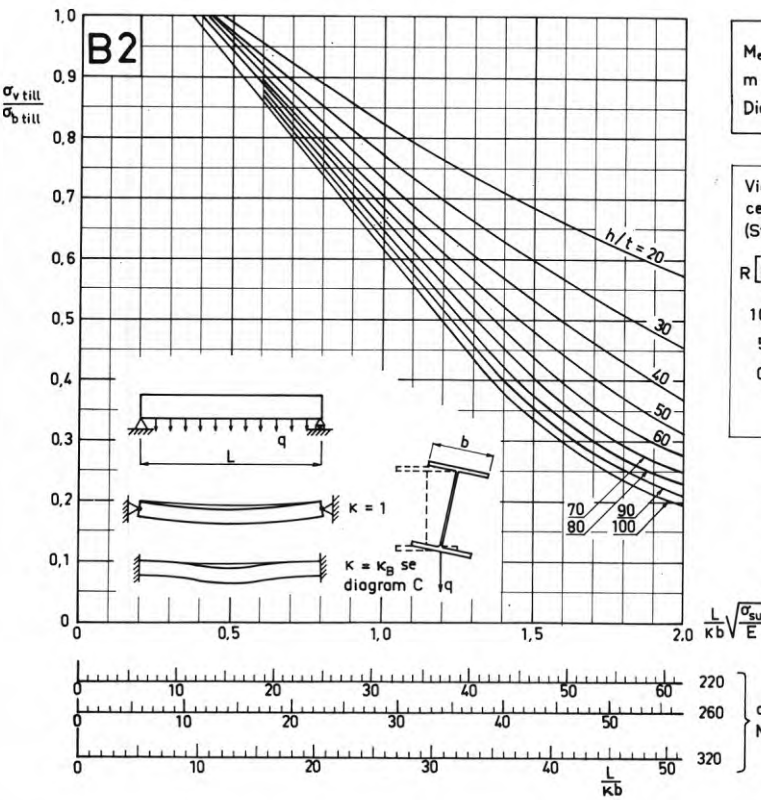
Fig II. 6 diagram A1 och B1



$M_{el} = m \frac{Byh_t}{8L^2}$
 m enligt tabell 4:3342b i St BK-K2
 Diagram A1 och A2



Svetsad pelare ($15 < \frac{b}{t} < 30$, $30 < \frac{h}{d} < 150$, $\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$) se sid 119)



$M_{el} = m \frac{Byh_t}{8L^2}$
 m enligt tabell 4:3342b i St BK-K2
 Diagram B1 och B2

Vid svetsad pelare med $\sigma_f > 0,4 \sigma_{su}$ reduceras tillåten spänning med R MN/m² (St BK-N1 33:3723)

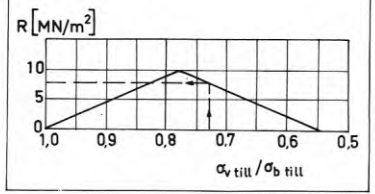
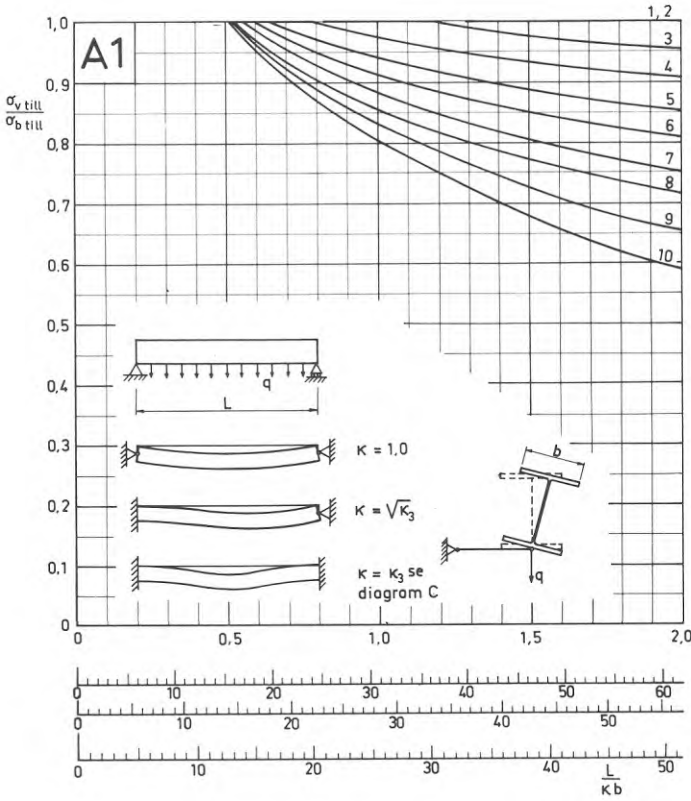


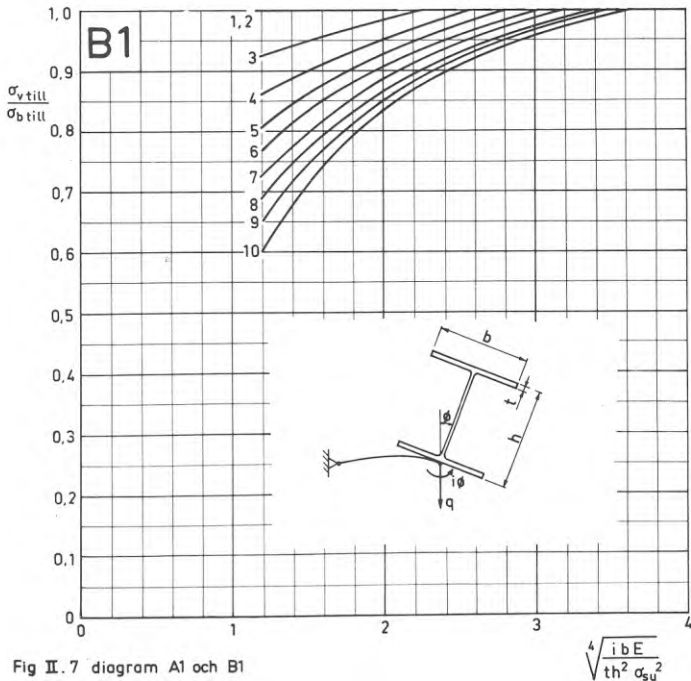
Fig II. 6 Tillåten böjtryckspänning $\sigma_{v \text{ till}}$ med hänsyn till vippning av pelare belastad med jämnt fördelad transversallast. Ostagad pelare.

Diagram A1 och A2 last på tryckt fläns
 Diagram B1 och B2 last på dragen fläns

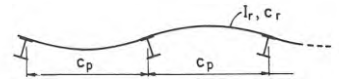


Kurva	HEA	HEB	HEM	IPE
1			100-120	
2			140-180	
3		100	200-360	
4	100	120-160	400-450	
5		180-260	500-550	
6	120-160	280-450	600-650	80-100
7	180-400	500-600	700	120-140
8	450-600	650-700	800	160-220
9	650-700	800-900	900-1000	240-300
10	800-1000	1000		330-600

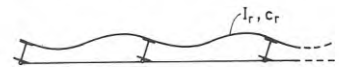
Valsad pelare ($\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sida 119)



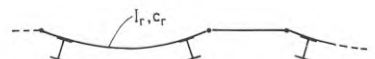
$$i = k_i \frac{E I_r}{c_p c_r}$$



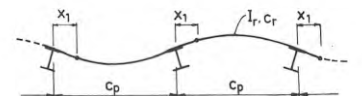
Ändpelare $k_i = 2$ $c_p =$ avstånd mellan reglar
 Innerpelare $k_i = 4$



Ändpelare $k_i = 3$
 Innerpelare $k_i = 6$



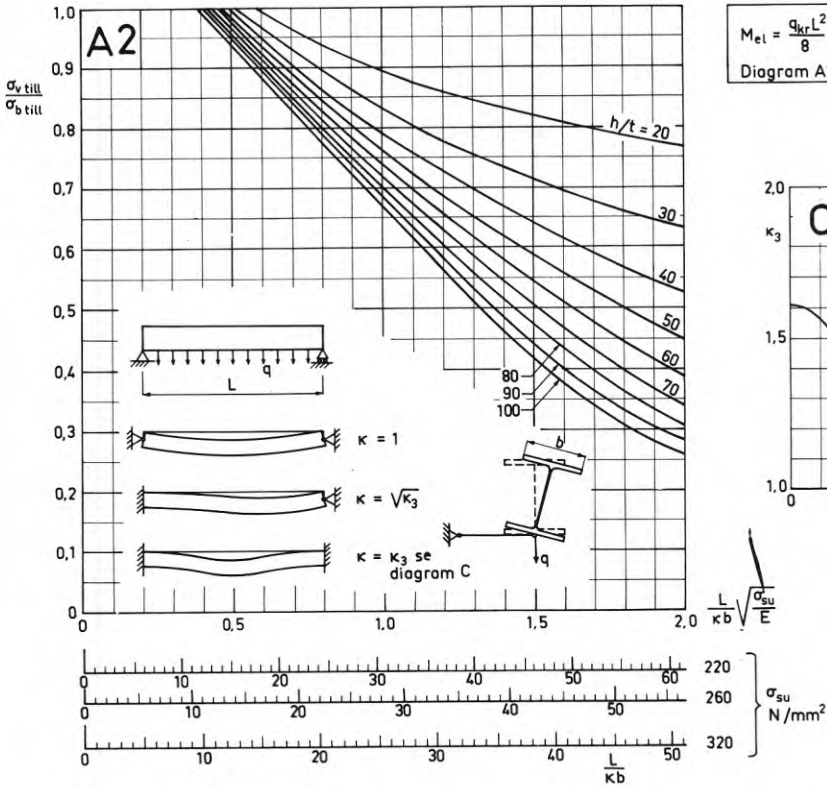
Två leder i vartannat fack $k_i = 2$



En led i varje fack
 $k_i = 3,3$ för $0,1 < x_1 / c_p < 0,25$

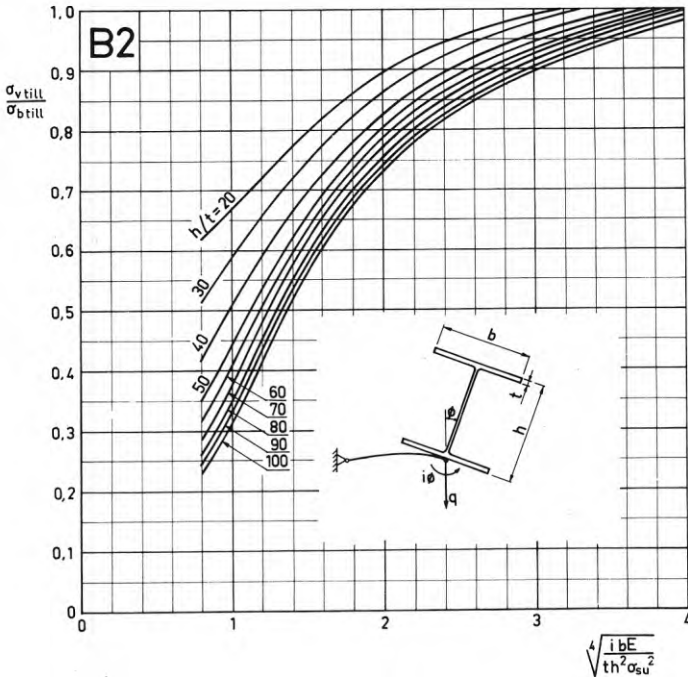
Fig II. 7 diagram A1 och B1

$$\sqrt{\frac{4 i b E}{th^2 \sigma_{su}^2}}$$



$M_{el} = \frac{q_{kr} L^2}{8}$ med q_{kr} enligt StBK-K2
 fig 4.424 d och e
 Diagram A1, A2, B1 och B2

Svetsad pelare ($15 < \frac{b}{t} < 30$, $30 < \frac{h}{d} < 150$, $\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$ se sid 119)



Vid svetsad pelare med $\sigma_i > 0,4 \sigma_{su}$ reduceras tillåten spänning med R MN/m² (St BK-N1 33:3723)

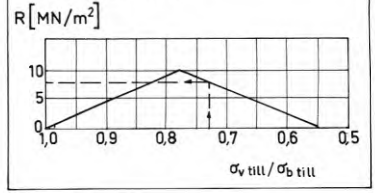
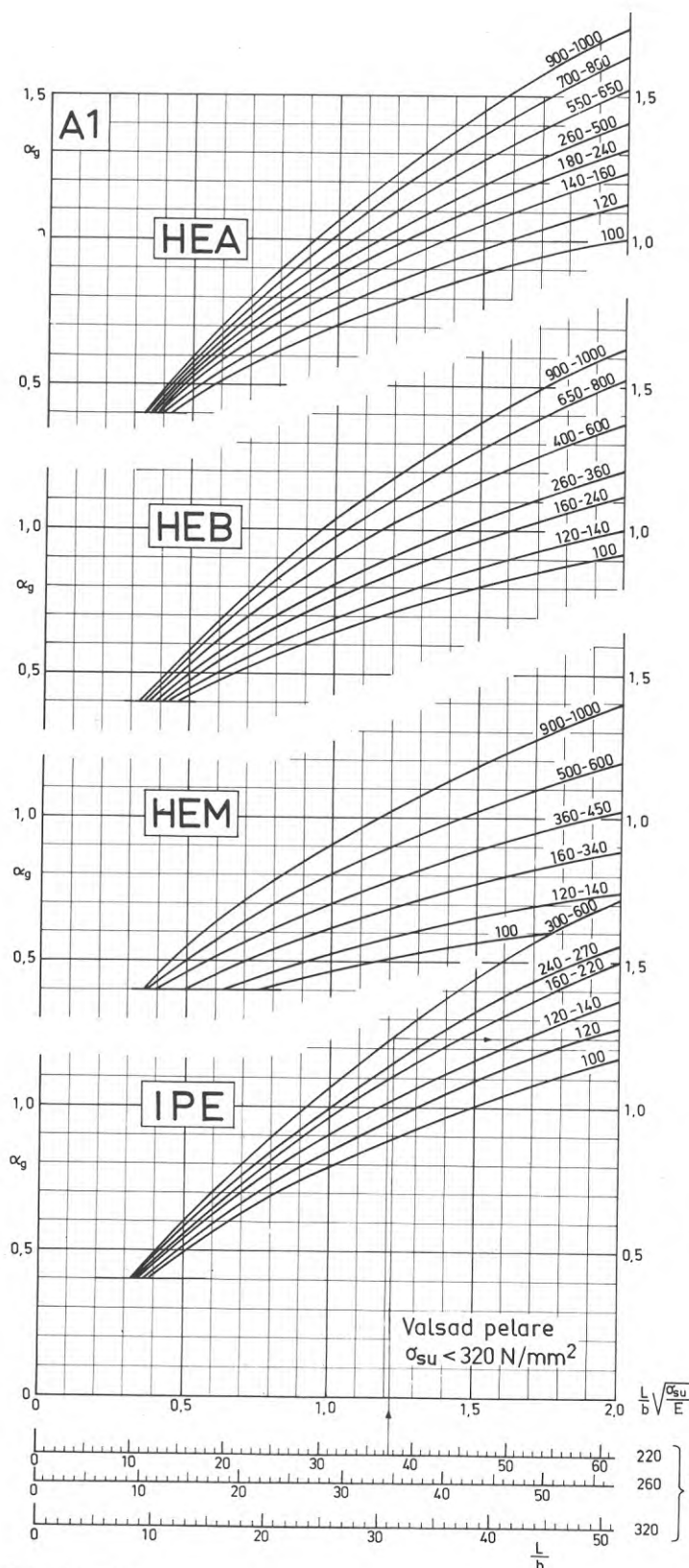


Fig II. 7 Tillåten böjtryckspänning $\sigma_{v\text{ till}}$ med hänsyn till vippning av pelare belastad med fördelad last på dragen fläns.

Stagad och elastiskt vridförhindrad belastad fläns.

Diagram A1 och A2 gäller pelare med stagad belastad fläns.

Vid stagad och elastiskt vridförhindrad belastad fläns gäller det största av värdet enligt diagram A1 och B1 resp A2 och B2.

**Exempel:**

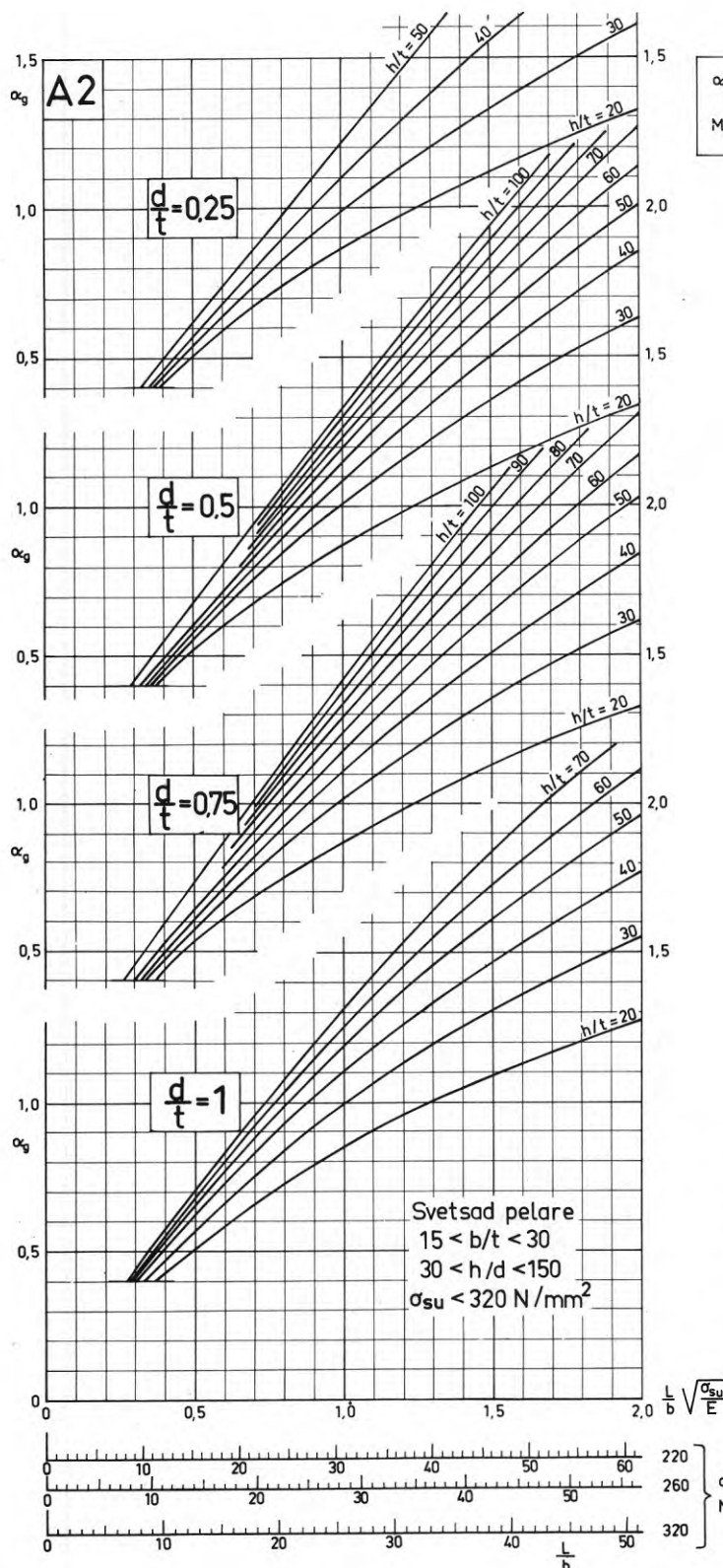
Lastfall enligt StBK-K2 fig 4:312h

IPE 330, $\alpha_{su} = 220 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = \alpha/h_1 = 0,5$, $L = 6 \text{ m}$ **Lösning:**

$$kL \approx \frac{3t}{hb} L = \frac{3 \cdot 0,75}{33 \cdot 16} \cdot 600 = 2,6$$

Enligt StBK-K2 4:312h blir $m = 11,4$ Eftersom $M_{e1} = R_{kr} L/4$ insätts $m = 11,4/4 = 2,85$ i ekv för α $L/b = 6/0,16 = 37,5$ $\alpha_g = 1,23$ $\alpha = 1,23 \sqrt{3,14/2,85} = 1,29$ $\alpha_{v \text{ till}} = (0,817 - 0,376 \cdot 1,29) 220 = 73 \text{ MN/m}^2$
enligt StBK-N1, tabell 33:37212

Fig II. 8 diagram A1



$$\alpha_g = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}} \quad \text{där } \sigma_{el} = M_{el}/W$$

$$M_{el} = \frac{\pi \sqrt{B_y C}}{L} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(kL)^2}}$$

Fig II. 8 Hjälpdiagram vid bestämning av α -värde ($\alpha = \sqrt{\sigma_{su}/\sigma_{el}}$) vid vippning av dubbelsymmetrisk pelare med I-tvårsnitt

När vippningsmomentet är

$$M_{el} = m \frac{\sqrt{B_y C}}{L} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(kL)^2}}$$

blir

$$\alpha = \alpha_g \sqrt{\pi/m}$$

BILAGA IIIExempel på interactiondiagram för excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt I-tvårsnitt

Fig III.1 och III.2 visar interactiondiagram för excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt I-tvårsnitt dels för ostagad pelare och dels för pelare med den mindre flänsen stagad mot utböjning i sidled. Diagrammen kan användas för överslagsdimensionering och för bedömning av optimalt tvårsnitt, jämför 2.2.2. Användning av diagrammen vid dimensionering visas i exempel 10.

Beräkningen är utförd enligt StBK-K2 4:5421 resp 4:5432. Tillåten last anges med hjälp av kvoterna

$$N/(A\sigma_{b \text{ till}}) \text{ och } M/(W_{\text{symm}}\sigma_{b \text{ till}}) \text{ där}$$

N = normalkraft

$M = Ne$ = moment m.a.p. tvärsnittets tyngdpunkt TP

$A = 100 t_{\text{symm}}^2$ = tvärsnittsarean som är lika för de fem tvärsnitten

W_{symm} = tvärsnittsmotståndet för det dubbelsymmetriska tvärsnittet med samma tvärsnittsarea och tvärsnittshöjd som det aktuella enkelsymmetriska tvärsnittet

$\sigma_{b \text{ till}} = \sigma_{su}/s$ = tillåten böjspänning

Diagrammen gäller för $\sigma_{su} = 260 \text{ N/mm}^2$. De kan approximativt tillämpas för annan hållfasthetsklass ($\sigma_{su} < 320 \text{ N/mm}^2$) om ℓ/h sätts lika med ett fiktivt värde

$$\sqrt{\sigma_{su}/260} \cdot \ell/h$$

Diagrammen kan användas vid dimensionering av pelare med tvärsnitt som i huvudsak har samma form som de i figuren angivna dvs om $40 < h/t_{\text{symm}} < 60$, $b/t \leq 25$ och $d \geq h/50$ varvid dock särskild kontroll av böjdragspänningen erfordras om $d < h/50$.

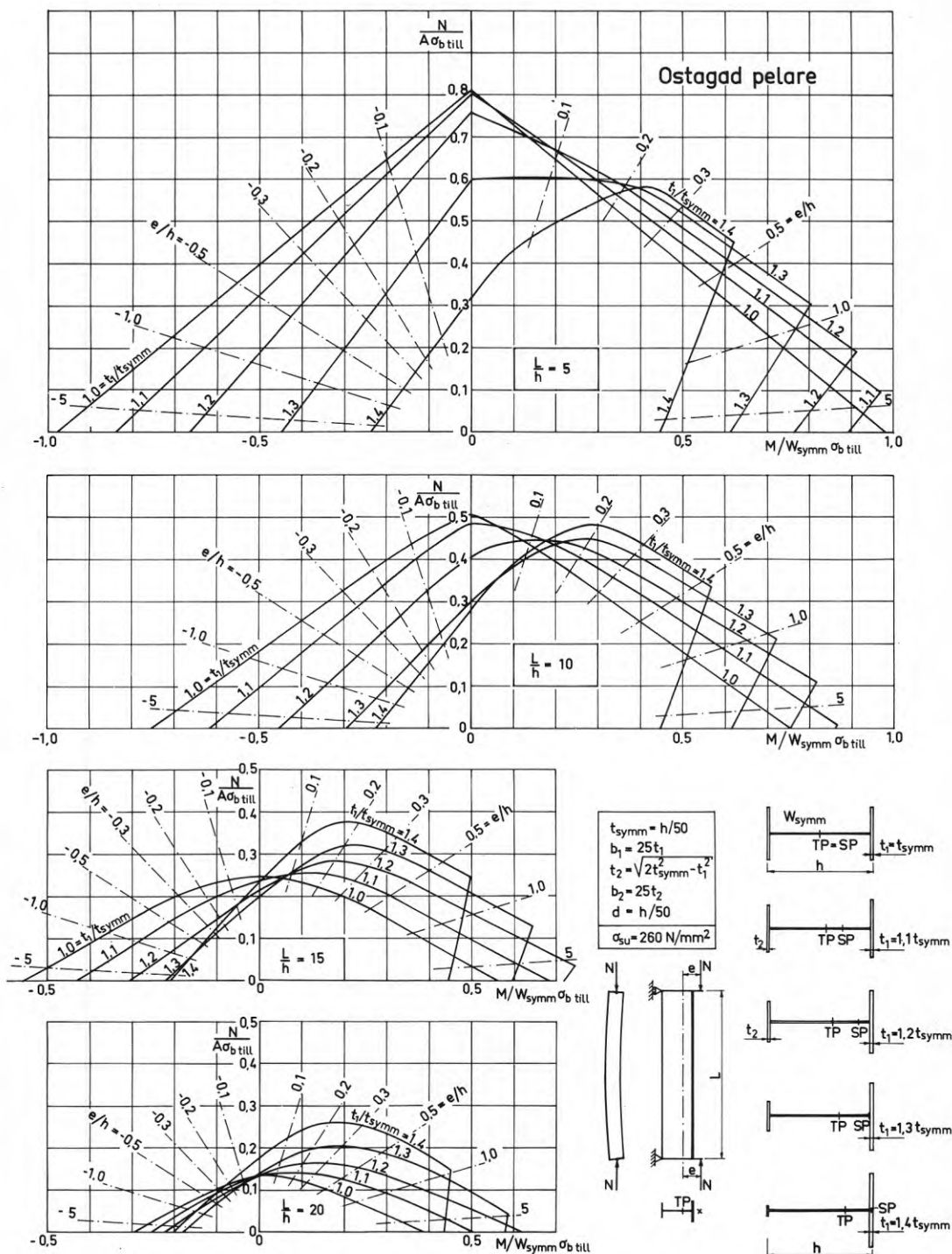


Fig III.1 Interaktionsdiagram för excentriskt tryckt ostagad pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt, $M = N \cdot e$

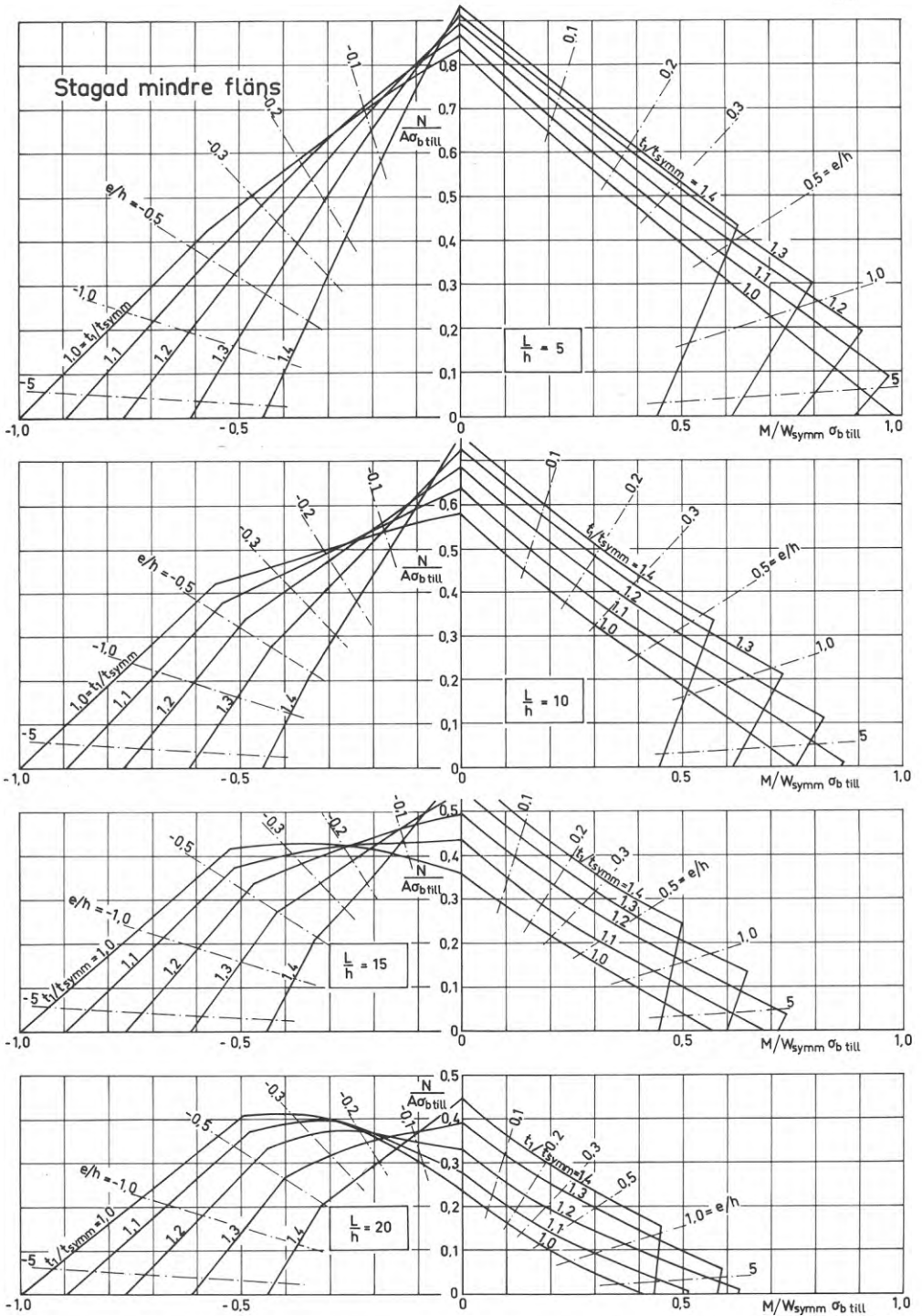


Fig III.2 Interaktionsdiagram för excentriskt tryckt pelare med enkelsymmetriskt tvärsnitt. Stagad mindre fläns. $M = N \cdot e$

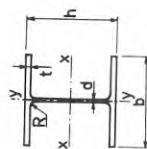
BILAGA IVTvårsnittskonstanter för HEA-, HEB-, HEM- och IPE-profiler samt
formler för tvårsnittskonstanter för vissa svetsade tvårsnitt

I tabellerna IV.1 - IV.4 anges tvårsnittskonstanterna dels i potenser av cm, dels i potenser av m. Exempelvis är

$$\begin{aligned} \text{för HE 100 A } I_x &= 349 \text{ cm}^4 = 349 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \\ k &= 2,53 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^{-1} = 2,53 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

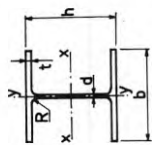
Motsvarande gäller för övriga tvårsnittskonstanter.

Vid beräkning av A , I_x , W_x , i_x , i_y och i_p har hålkälen beaktats. Vridstyvhets tvårsnittsfaktor K_V har bestämts av $K_V = c \Sigma bt^3/3$. Koefficienten c har för samtliga tvårsnitt givits värdet 1,15 och sålunda ej varierats med förhållandet mellan hålkälsradie R och flänstjocklek t .



Tabell IV.1 Tvärsnittskonstanter för HEA-profil

HEA	h mm	b mm	d mm	t mm	R mm	A $\frac{10^{-4}}{10^2}$ m ² cm ²	V kg/m	I _x $\frac{10^{-8}}{10^4}$ m ⁴ cm ⁴	I _x $\frac{10^{-6}}{10^3}$ m ³ cm ³	i _x $\frac{10^{-2}}{10^1}$ m cm	I _y $\frac{10^{-8}}{10^4}$ m ⁴ cm ⁴	I _y $\frac{10^{-6}}{10^3}$ m ³ cm ³	i _y $\frac{10^{-2}}{10^1}$ m cm	i _p $\frac{10^{-2}}{10^1}$ m cm	K _y $\frac{10^{-8}}{10^4}$ m ⁴ cm ⁴	K _w $\frac{10^{-9}}{10^3}$ m ⁶ cm ⁶	k $\frac{1}{m}$ 10 ² cm ⁻¹	$\sqrt{I_y \cdot K_y}$ $\frac{10^{-8}}{10^4}$ m ⁴ cm ⁴	HEA
100	96	100	5,0	8,0	12,0	21,2	16,7	349	73	4,06	134	27	2,51	4,77	4,31	2,59	2,53	24,0	100
120	114	120	5,0	8,0	12,0	25,3	19,9	606	106	4,39	231	38	3,02	5,75	5,18	6,49	1,75	34,6	120
140	133	140	5,5	8,5	12,0	31,4	24,7	1 030	155	5,73	389	56	3,52	6,73	7,33	15,1	1,37	53,4	140
160	152	160	6,0	9,0	15,0	38,8	30,5	1 670	220	6,57	616	77	3,98	7,68	10,1	31,5	1,11	78,7	160
180	171	130	6,0	9,5	15,0	45,3	35,6	2 510	294	7,45	925	103	4,52	8,71	13,1	60,3	0,91	110	180
200	190	200	6,5	10,0	18,0	53,8	42,4	3 690	389	8,28	1 340	134	4,98	9,66	17,1	108	0,78	151	200
220	210	220	7,0	11,0	18,0	64,3	50,6	5 410	515	9,17	1 950	178	5,51	10,7	24,9	194	0,70	221	220
240	230	240	7,5	12,0	21,0	76,8	60,5	7 760	675	10,1	2 770	231	6,00	11,7	35,1	329	0,64	312	240
260	250	260	7,5	12,5	24,0	86,8	68,3	10 500	836	11,0	3 670	282	6,50	12,8	42,6	517	0,56	395	260
280	270	280	8,0	13,0	24,0	97,3	76,5	13 700	1 010	11,9	4 760	340	7,00	13,8	52,0	786	0,50	497	280
300	290	300	8,5	14,0	27,0	113	83,6	18 300	1 260	12,7	6 310	421	7,49	14,8	69,3	1 200	0,47	661	300
320	310	300	9,0	15,5	27,0	124	97,9	22 900	1 480	13,6	6 990	466	7,49	15,5	93,5	1 520	0,49	808	320
340	330	300	9,5	16,5	27,0	134	105	27 700	1 680	14,4	7 440	496	7,46	16,2	113	1 830	0,49	917	340
360	350	300	10,0	17,5	27,0	143	112	33 100	1 890	15,2	7 890	526	7,43	16,9	135	2 180	0,49	1 030	360
400	390	300	11,0	19,0	27,0	159	125	45 100	2 310	16,8	8 500	571	7,34	18,4	176	2 950	0,48	1 230	400
450	440	300	11,5	21,0	27,0	178	140	63 700	2 900	18,9	9 470	631	7,29	20,3	236	4 150	0,47	1 500	450
500	490	300	12,0	23,0	27,0	198	156	87 000	3 550	20,9	10 400	691	7,24	22,2	309	5 650	0,46	1 790	500
550	540	300	12,5	24,0	27,0	212	167	112 000	4 150	23,0	10 800	721	7,15	24,0	355	7 200	0,44	1 960	550
600	590	300	13,0	25,0	27,0	227	178	141 000	4 790	25,0	11 300	751	7,05	26,0	405	9 000	0,42	2 140	600
650	640	300	13,5	26,0	27,0	241	190	175 000	5 470	26,9	11 700	782	6,97	27,8	460	11 050	0,40	2 320	650
700	690	300	14,5	27,0	27,0	261	205	215 000	6 240	28,7	12 200	812	6,84	29,6	527	13 400	0,39	2 530	700
800	790	300	15,0	28,0	30,0	286	225	303 000	7 680	32,6	12 600	843	6,65	33,3	600	18 400	0,35	2 750	800
900	890	300	16,0	30,0	30,0	321	252	422 000	9 480	36,3	13 500	903	6,50	36,9	751	25 100	0,34	3 190	900
1000	990	300	16,5	31,0	30,0	347	273	554 000	11 200	40,0	14 000	934	6,35	40,5	845	32 200	0,32	3 440	1000



Tabell IV.2 Tvärsnittskonstanter för HEB-profil

HEB	h mm	b mm	d mm	t mm	R mm	A 10^{-4} m^2 cm ²	V kg/m	I_x 10^{-8} m^4 cm ⁴	I_x 10^{-6} m^3 cm ³	i_x 10^{-2} m cm	I_y 10^{-8} m^4 cm ⁴	I_y 10^{-6} m^3 cm ³	i_y 10^{-2} m^2 cm	i_p 10^{-2} m cm	K_y 10^{-8} m^4 cm ⁴	K_w 10^{-9} m^6 10^3 cm^6	k m ⁻¹ 10^2 cm^{-1}	$\sqrt{I_y \cdot K_y}$ 10^{-4} m^2 cm	HEB
100	100	100	6,0	10,0	12,0	26,0	20,5	450	90	4,16	167	33	2,53	4,87	8,33	3,39	3,08	37,3	100
120	120	120	6,5	11,0	12,0	34,0	26,8	864	144	5,04	318	53	3,06	5,90	13,3	9,43	2,33	64,9	120
140	140	140	7,0	12,0	12,0	43,0	33,8	1 510	216	5,93	550	79	3,58	6,92	20,1	22,5	1,85	105	140
160	160	160	8,0	13,0	15,0	54,3	42,7	2 490	311	6,78	889	111	4,05	7,89	29,6	48,0	1,54	162	160
180	180	180	8,5	14,0	15,0	65,3	51,4	3 830	426	7,66	1 360	151	4,57	8,92	41,4	93,9	1,30	238	180
200	200	200	9,0	15,0	18,0	78,1	61,4	5 700	570	8,54	2 000	200	5,07	9,93	56,5	171	1,13	336	200
220	220	220	9,5	16,0	18,0	91,0	71,6	8 090	736	9,43	2 840	258	5,59	11,0	75,3	296	0,99	463	220
240	240	240	10,0	17,0	21,0	106	83,4	11 300	938	10,3	3 920	327	6,08	12,0	98,3	488	0,88	621	240
260	260	260	10,0	17,5	24,0	118	93,2	14 900	1 150	11,2	5 130	395	6,58	13,0	115	755	0,77	770	260
280	280	280	10,5	18,0	24,0	131	103	19 300	1 380	12,1	6 590	471	7,09	14,0	136	1 130	0,68	947	280
300	300	300	11,0	19,0	27,0	149	117	25 200	1 630	13,0	8 560	571	7,58	15,0	171	1 690	0,62	1 210	300
320	320	300	11,5	20,5	27,0	161	127	30 800	1 930	13,8	9 240	616	7,57	15,8	214	2 070	0,63	1 410	320
340	340	300	12,0	21,5	27,0	171	135	36 700	2 160	14,7	9 690	646	7,53	16,5	248	2 460	0,62	1 550	340
360	360	300	12,5	22,5	27,0	181	142	43 200	2 400	15,5	10 100	676	7,49	17,1	286	2 890	0,62	1 700	360
400	400	300	13,5	24,0	27,0	198	156	57 700	2 880	17,1	10 800	721	7,40	18,6	351	3 820	0,59	1 950	400
450	450	300	14,0	26,0	27,0	218	172	79 900	3 550	19,1	11 700	781	7,33	20,5	446	5 270	0,57	2 290	450
500	500	300	14,5	28,0	27,0	239	188	107 000	4 290	21,2	12 600	842	7,27	22,4	557	7 030	0,55	2 650	500
550	550	300	15,0	29,0	27,0	254	200	137 000	4 970	23,2	13 100	872	7,17	24,3	625	8 870	0,52	2 860	550
600	600	300	15,5	30,0	27,0	270	213	171 000	5 700	25,2	13 500	902	7,08	26,2	698	11 000	0,49	3 070	600
650	650	300	16,0	31,0	27,0	286	225	211 000	6 480	27,1	14 000	932	6,99	28,0	778	13 400	0,47	3 300	650
700	700	300	17,0	32,0	27,0	306	241	257 000	7 340	29,0	14 400	963	6,87	29,8	873	16 100	0,46	3 550	700
800	800	300	17,5	33,0	30,0	334	263	359 000	8 980	32,8	14 900	994	6,68	33,5	977	21 900	0,41	3 820	800
900	900	300	18,5	35,0	30,0	371	292	494 000	11 000	36,5	15 800	1 050	6,53	37,1	1 190	29 600	0,39	4 330	900
1000	1000	300	19,0	36,0	30,0	400	314	645 000	12 900	40,2	16 300	1 090	6,38	40,7	1 320	37 800	0,37	4 630	1000

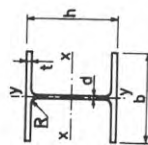
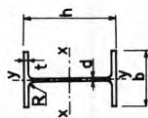


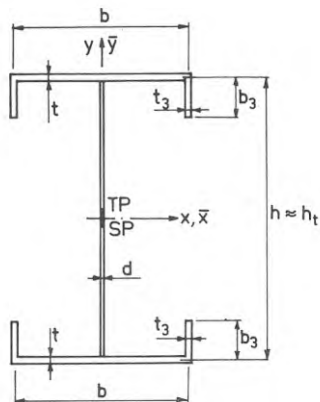
Tabelle IV.3 Tvärsnittskonstanter för HEM-profil

HEM	h	b	d	t	R	A	V	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	i_p	K_y	K_w	k	$\sqrt{I_y \cdot K_y}$	HEM
	mm	mm	mm	mm	mm	$10^{-4} \cdot m^2$	kg/m	$10^{-8} \cdot m^4$	$10^{-6} \cdot m^3$	$10^{-2} \cdot m$	$10^{-8} \cdot m^4$	$10^{-6} \cdot m^3$	$10^{-2} \cdot m$	$10^{-2} \cdot m$	$10^{-8} \cdot m^4$	$10^{-9} \cdot m^6$	m^2	$10^{-8} \cdot m^4$	
100	120	106	12,0	20,0	12,0	53,2	41,9	1 140	190	4,63	399	75	2,74	5,38	70,3	9,98	5,21	168	100
120	140	126	12,5	21,0	12,0	66,4	52,3	2 020	288	5,51	703	112	3,25	6,40	96,8	24,9	3,87	261	120
140	160	146	13,0	22,0	12,0	80,6	63,4	3 290	411	6,39	1 140	157	3,77	7,42	128	54,5	3,02	334	140
160	180	166	14,0	23,0	15,0	97,1	76,4	5 100	566	7,25	1 760	212	4,26	8,41	169	108	2,45	545	160
180	200	186	14,5	24,0	15,0	113	89,1	7 480	748	8,13	2 580	277	4,77	9,43	215	200	2,03	745	180
200	220	206	15,0	25,0	18,0	131	103	10 600	967	9,00	3 650	354	5,27	10,4	269	347	1,73	991	200
220	240	226	15,5	26,0	18,0	149	118	14 600	1 220	9,89	5 010	444	5,79	11,5	331	574	1,49	1 290	220
240	270	248	18,0	32,0	21,0	200	157	24 300	1 800	11,0	8 150	657	6,39	12,8	669	1 150	1,49	2 340	240
260	290	268	18,0	32,5	24,0	220	173	31 300	2 160	11,9	10 400	780	6,90	13,8	755	1 730	1,30	2 810	260
280	310	288	18,5	33,0	24,0	240	189	39 500	2 550	12,8	13 200	914	7,40	14,8	853	2 530	1,14	3 350	280
300	340	310	21,0	39,0	27,0	303	239	59 200	3 480	14,0	19 400	1 250	8,00	16,1	1 500	4 400	1,15	5 400	300
320	359	309	21,0	40,0	27,0	312	246	68 100	3 800	14,8	19 700	1 280	7,95	16,8	1 620	5 010	1,11	5 640	320
340	377	309	21,0	40,0	27,0	316	249	76 400	4 050	15,6	19 700	1 280	7,90	17,4	1 620	5 600	1,06	5 650	340
360	395	308	21,0	40,0	27,0	319	251	84 900	4 300	16,3	19 500	1 270	7,83	18,1	1 620	6 150	1,01	5 630	360
400	432	307	21,0	40,0	27,0	326	256	104 000	4 820	17,9	19 300	1 260	7,70	19,5	1 630	7 430	0,92	5 620	400
450	478	307	21,0	40,0	27,0	335	264	131 000	5 500	19,8	19 300	1 260	7,59	21,2	1 650	9 280	0,83	5 640	450
500	524	306	21,0	40,0	27,0	344	271	162 000	6 180	21,7	19 200	1 250	7,46	22,9	1 660	11 200	0,75	5 640	500
550	572	306	21,0	40,0	27,0	354	279	198 000	6 920	23,6	19 200	1 250	7,32	24,8	1 680	13 600	0,69	5 670	550
600	620	305	21,0	40,0	27,0	363	286	237 000	7 660	25,6	19 000	1 240	7,22	26,6	1 690	16 000	0,64	5 660	600
650	668	305	21,0	40,0	27,0	374	294	282 000	8 430	27,5	19 000	1 240	7,13	28,4	1 710	13 700	0,59	5 690	650
700	716	304	21,0	40,0	27,0	383	301	329 000	9 200	29,3	18 800	1 240	7,01	30,2	1 720	21 500	0,55	5 680	700
800	814	303	21,0	40,0	30,0	404	318	443 000	10 900	33,1	18 600	1 230	6,79	33,9	1 750	27 900	0,49	5 710	800
900	910	302	21,0	40,0	30,0	423	333	570 000	12 500	36,7	18 500	1 220	6,60	37,3	1 780	34 900	0,44	5 730	900
1000	1 008	302	21,0	40,0	30,0	444	350	722 000	14 300	40,3	18 500	1 220	6,45	40,8	1 810	43 200	0,40	5 780	1000



Tabell IV.4 Tvärsnittskonstanter för IPE-profil

IPE	h mm	b mm	d mm	t mm	R mm	A cm ² 10 ⁻⁴ m ²	V kg/m	I _x cm ⁴ 10 ⁻⁸ m ⁴	I _x cm ³ 10 ⁻⁶ m ³	i _x cm 10 ⁻² m	I _y cm ⁴ 10 ⁻⁸ m ⁴	I _y cm ³ 10 ⁻⁶ m ³	i _y cm 10 ⁻² m	i _p cm	K _y cm ⁴ 10 ⁻⁸ m ⁴	K _y 10 ³ cm ⁶ 10 ⁻⁹ m ⁶	k m ² 10 ² cm ⁶	$\sqrt{I_y \cdot K_y}$ 10 ⁻⁸ m ⁴ cm
80	80	46	3,8	5,2	5,0	7,6	6,0	80	20	3,24	8	4	1,05	3,41	0,64	0,12	4,56	2,3
100	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	8,1	171	34	4,07	16	6	1,24	4,26	1,02	0,35	3,32	4,0
120	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	10,4	318	53	4,90	28	9	1,45	5,11	1,58	0,89	2,60	6,6
140	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	12,9	541	77	5,74	45	12	1,65	5,97	2,34	1,99	2,13	10,3
160	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	15,8	860	109	6,58	68	17	1,84	6,83	3,24	3,98	1,77	14,9
180	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	18,8	1 320	146	7,42	101	22	2,05	7,69	4,51	7,46	1,52	21,3
200	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	22,4	1 940	194	8,26	142	28	2,24	8,56	5,94	13,1	1,32	29,1
220	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	26,3	2 770	252	9,11	205	37	2,48	9,44	8,15	22,8	1,17	40,9
240	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	30,8	3 890	324	9,97	284	47	2,69	10,3	10,7	37,6	1,05	55,0
270	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	36,2	5 790	429	11,2	420	62	3,02	11,6	13,7	70,8	0,86	75,9
300	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	42,3	8 360	557	12,5	604	80	3,35	12,9	17,9	126	0,74	104
330	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	49,3	11 800	713	13,7	788	99	3,55	14,2	23,6	200	0,67	136
360	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	57,2	16 300	904	15,0	1 040	123	3,79	15,4	33,3	315	0,64	186
400	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	66,5	23 100	1 160	16,6	1 320	146	3,95	17,0	43,1	492	0,58	238
450	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	77,8	33 700	1 500	18,5	1 680	176	4,12	18,9	58,7	794	0,53	314
500	500	200	10,2	16,0	21,0	116	90,9	48 200	1 930	20,4	2 140	214	4,31	20,9	81,8	1 250	0,50	419
550	550	210	11,1	17,2	24,0	134	106	67 100	2 440	22,4	2 670	254	4,45	22,8	109	1 890	0,47	539
600	600	220	12,0	19,0	24,0	156	123	92 100	3 070	24,3	3 390	308	4,66	24,7	153	2 860	0,45	720



$$A = 2bt + 4b_3t_3 + hd$$

$$I_{\bar{y}} = b^3t/6 + b_3t_3b^2$$

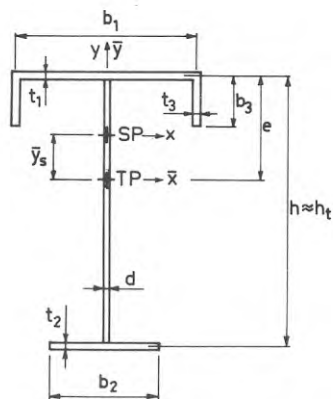
$$I_{\bar{x}} = bt h^2/2 + dh^3/12 + t_3b_3^3/3 + 4b_3t_3(h - b_3/2)^2$$

$$K_v = 0,38(2bt^3 + 4b_3t_3^3 + hd^3)$$

$$K_w = \frac{I_{\bar{y}}}{4} \left(h + \frac{b_3^2 t_3 b^2}{I_{\bar{y}}} \right)^2$$

$$\bar{y}_s = 0$$

$$t_y = 0$$



$$A = b_1 t_1 + b_2 t_2 + hd + 2b_3 t_3$$

$$e = (b_2 t_2 h + dh^2/2 + b_3^2 t_3)/A$$

$$I_{y1} = b_1^3 t_1 / 12 + b_1^2 b_3 t_3 / 2$$

$$I_{y2} = b_2^3 t_2 / 12$$

$$I_{\bar{y}} = I_{y1} + I_{y2}$$

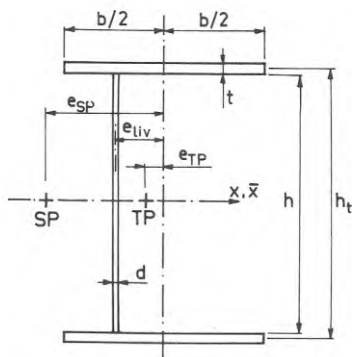
$$I_{\bar{x}} = b_1 t_1 e^2 + b_2 t_2 (h - e)^2 + 2b_3 t_3 (e - b_3/2)^2 + b_3^3 t_3 / 6 + dh^3 / 12 + dh(h/2 - e)^2$$

$$K_v = 0,38(b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3 + hd^3 + 2b_3 t_3^3)$$

$$K_w = \frac{I_{y1} I_{y2}}{I_{\bar{y}}} \left(h + \frac{b_3^2 b_1^2 t_3}{4 I_{y1}} \right)^2$$

$$\bar{y}_s = e - \frac{I_{y2} h}{I_{\bar{y}}} + \frac{b_3^2 b_1^2 t_3}{4 I_{\bar{y}}}$$

$$t_y = 2\bar{y}_s - \frac{1}{I_{\bar{x}}} \left\{ I_{y1} \bar{y}_s + b_1 t_1 e^3 - b_2 t_2 (h - e)^3 - \frac{d}{4} ((h - e)^4 - e^4) - \frac{t_3}{2} ((e - b_3)^4 - e^4) \right\}$$



$$A = 2bt + hd$$

$$e_{TP} = d h e_{liv} / A$$

$$e_{SP} = e_{liv} \left(1 + \frac{h^2 b t}{2 I_{\bar{x}}} \right)$$

$$I_{\bar{x}} = bt h^2 / 2 + h^3 d / 12$$

$$I_{\bar{y}} = b^3 t / 6 + 2bt e_{TP}^2 + hd (e_{liv} - e_{TP})^2$$

$$K_v = 0,38(2bt^3 + dh^3)$$

$$K_w = \frac{b^3 h^2 t}{24} \left(1 + \frac{12 \left(\frac{e_{liv}}{b} \right)^2 \frac{dh}{bt}}{6 + \frac{dh}{bt}} \right)$$

$$0 < e_{liv} < b/2$$

R50:1974

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag C 826 från
Statens råd för byggnadsforskning till Nylander & Hernelind
Konstruktionsbyrå AB, Stockholm.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm
Grupp: konstruktion.**

Pris: 25 kronor + moms