

# Přípoje ocelových konstrukcí na betonové

František Wald  
Ulrike Kuhlmann  
Jan Hofmann  
a kol.

# **Přípoje ocelových konstrukcí na betonové**

Praha, Stuttgart, Coimbra, a Brusel, únor 2014

Výstupy projektu zpracovaného s podporou grantu  
Evropské unie agentury Sdružení uhlí a oceli



## Oznámení

Autoři věnují překlad monografie váženému učiteli prof. Ing. Jaroslavu Procházkovi, CSc. k jeho významnému jubileu.

## Přípoje ocelových konstrukcí na betonové

František Wald, Jan Hofmann, Ulrike Kuhlmann, Šárka Bečková, Filippo Gentili, Helena Gervásio, José Henriques, Markus Krimpmann, Ana Ožbolt, Jakob Ruopp, Ivo Schwarz, Akanshu Sharma, Luis Simoes da Silva a Jörg van Kann

Partneři projektu a vydavatel monografie nepřebírají odpovědnost za jakoukoli škodu vzniklou použitím zde uvedených informací. Materiál lze pro nekomerční účely reprodukovat. Požaduje se uvedení zdroje a informování koordinátora projektu. Žádosti adresujte na koordinátora projektu: Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf / Institute for Structural Design, Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart, Německo. K distribuci této publikace jinak, než na webových stránkách projektu, se vyžaduje předchozí souhlas partnerů projektu.

Oponenti české verze práce Antonín Uhlíř, Martin Beneš a Jiří Žižka.

Monografie shrnuje poznatky výzkumného projektu INFASO New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete č. RFSR - CT - 2007-00051 a implementačního projektu INFASO<sup>+</sup> Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solution between Steel and Concrete č. RFS2-CT-2012-00022, které byly spolufinancovány programem Evropské unie Research Fund for Coal and Steel.

ISBN 978-80-01-05429-1

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze

Tisk: Česká technika – nakladatelství ČVUT

Únor 2014

250 výtisků, 170 stran, 138 obrázků, 32 tabulek

# Obsah

SYMBOLY .....	VI
1 ÚVODEM .....	10
2 METODA KOMPONENT .....	12
2.1 Analytický model .....	12
2.2 Klasifikace .....	13
2.2.1 Globální analýza .....	13
2.2.2 Tuhost .....	14
2.2.3 Únosnost .....	16
2.2.4 Deformační kapacita .....	16
2.3 Styčnicku ocelových konstrukcí na betonové .....	17
2.3.1 Modely .....	17
2.3.2 Ocelové a ocelobetonové konstrukce .....	18
2.3.3 Betonové konstrukce .....	20
2.3.4 Komponenty styčnicku s kotevní deskou .....	20
3 KOMPONENTY V BETONOVÉ ČÁSTI STYČNÍKU .....	23
3.1 Trn s hlavou .....	23
3.1.1 Porušení trnu s hlavou, komponenta S .....	23
3.1.2 Porušení kužele betonu, komponenta CC .....	24
3.1.3 Porušení třmínků, komponenta RS .....	26
3.1.4 Porušení soudržnosti třmínků, komponenta RB .....	27
3.1.5 Porušení vytržením trnu s hlavou, komponenta P .....	27
3.1.6 Trny s hlavou ve smyku, komponenta V .....	29
3.2 Kombinace komponent .....	29
3.2.1 Porušení kužele betonu a třmínky, kombinace C1 .....	30
3.2.2 Porušení dřiku trnu a jeho vytržením, kombinace C2 .....	30
3.2.3 Kombinace všech komponent pro trn s hlavou se třmínky v betonu, $C3 = CC + RS/RB + P + S$ .....	31
3.2.4 Únosnost .....	31
3.2.5 Kombinace komponent v tahu a smyku .....	32
3.3 Tuhosti pomocí technických specifikací .....	32
3.3.1 Trny s hlavou v tahu bez přídavné výztuže .....	32
3.3.2 Trny s hlavou ve smyku .....	33
3.3.3 Vytržení betonu .....	33
3.3.4 Porušení vytržením trnů s hlavou .....	34
3.3.5 Spolupůsobení betonu a třmínků .....	34
3.3.6 Výsledná únosnost .....	35
3.3.7 Tření .....	35

3.4	Patní deska v ohybu a betonový blok v tlaku .....	36
3.4.1	Prostorové namáhání betonu .....	36
3.4.2	Tuhost patní desky .....	37
3.4.3	Tuhost komponenty .....	39
3.5	Panel betonu ve smyku .....	41
3.6	Podélná výztuž v tahu .....	43
3.7	Prokluz ve spřažení ocelobetonového nosníku .....	43
4	KOMPONENTY V OCELOVÉ ČÁSTI STYČNÍKU .....	44
4.1	Náhradní T profil v tahu .....	44
4.1.1	Model .....	45
4.1.2	Únosnost .....	47
4.1.3	Tuhost .....	53
4.2	Trn se závětem v tahu .....	54
4.3	Protlačení trnu kotevní deskou .....	55
4.4	Kotevní deska v ohybu a tahu .....	55
4.5	Pásnice sloupu/nosníku ve styčníku v tlaku .....	59
4.6	Kontaktní deska .....	60
4.7	Kotevní šrouby ve smyku .....	60
5	ÚNOSNOST .....	62
5.1	Kotvení sloupu .....	62
5.1.1	Kotvení sloupu patní deskou .....	62
5.1.2	Kotvení s patní a kotevní deskou .....	64
5.2	Styčník ocelového nosníku .....	65
5.3	Styčník ocelobetonového nosníku .....	71
6	TUHOST .....	73
6.1	Kotvení sloupu .....	73
6.1.1	Kotvení sloupu patní desku .....	73
6.1.2	Kotvení patní a kotevní deskou .....	75
6.2	Kloboukový přípoj .....	76
6.3	Ohybově tuhé styčníky .....	79
7	STYČNÍKY V GLOBÁLNÍ ANALÝZE .....	80
7.1	Metodika .....	80
7.2	Příklady vlivu tuhosti styčnicků na chování konstrukce .....	83
7.2.1	Referenční konstrukce .....	83
7.2.2	Analýza .....	84
7.2.3	Globální analýza .....	85
7.2.4	Analýza na meznímu stavu použitelnosti .....	90
7.2.5	Mezní stav únosnosti .....	94

8	TOLERANCE .....	95
8.1	Normové tolerance .....	95
8.2	Doporučené tolerance .....	98
9	ŘEŠENÉ PŘÍKLADY.....	100
9.1	Kloubové kotvení patní deskou .....	100
9.2	Ohybově tuhé kotvení patní deskou .....	102
9.3	Patní deska s výztuhami.....	115
9.4	Kotvení patní a kotevní deskou .....	119
9.5	Kloubový přípoj nosníku .....	138
9.6	Ocelobetonový ohybově tuhý styčník.....	147
9.7	Jednopodlažní prutová konstrukce.....	157
10	SHRNUTÍ .....	166
	LITERATURA .....	167

## Symbols

### Malá písmena

a	součinitel odsazení, délka	k <sub>2</sub>	součinitel pro trn s hlavou pro komponentu P
b	délka	k <sub>A</sub>	součinitel průřezu
c	nejmenší vzdálenost k hraně, účinná šířka, délka	k <sub>a</sub>	součinitel bednění v rohu
c <sub>cr,N</sub>	kritická šířka, c <sub>cr,N</sub> = 1.5 h <sub>ef</sub>	k <sub>b</sub>	součinitel tuhosti šroubu
c <sub>w</sub>	součinitel	k <sub>b,re</sub>	tuhost s vlivem vyztužení třmínky
d	průměr	k <sub>C1</sub>	tuhost kotvení při vytržení kužele betonu se třmínky pro kombinaci C1
d <sub>b</sub>	průměr šroubu	k <sub>C2</sub>	tuhost kotvení vlivem deformace hlavy a dřívku trnu při kombinaci C2
d <sub>h</sub>	průměr hlavy trnu	k <sub>c,de</sub>	tuhost sestupné větve při kombinaci CC
d <sub>s</sub>	průměr dřívku trnu	k <sub>c,soft</sub>	tuhost sestupné větve při vytržení kužele betonu
d <sub>s,nom</sub>	nominální průměr dřívku kotvy	k <sub>j</sub>	součinitel koncentrace
d <sub>w</sub>	průměr podložky	k <sub>p</sub>	součinitel tuhosti desky
e <sub>x,y</sub>	vzdálenost osy šroubu od hrany plechu	k <sub>p,de</sub>	tuhost sestupné větve při kombinaci P
e	excentricita	k <sub>s</sub>	tuhost dřívku trnu komponenty S
f <sub>bd</sub>	návrhová mez pevnosti v soudržnosti podle EN1992-1-1:2004	k <sub>s,re</sub>	tuhost vyztužení třmínky
f <sub>cd</sub>	návrhová mez pevnosti betonu	k <sub>v</sub>	součinitel kotvení
f <sub>ck</sub>	charakteristická hodnota meze pevnosti betonu	l <sub>1</sub>	délka kotvení
f <sub>ck,cube</sub>	charakteristická hodnota krychelné meze pevnosti betonu	l <sub>ep</sub>	aktivní délka
f <sub>u</sub>	mez pevnosti oceli	l <sub>eff</sub>	účinná délka náhradního T profilu podle EN1993 1-8:2006
f <sub>ub</sub>	mez pevnosti šroubu	l <sub>v,eff</sub>	účinná délka plochy ve smyku
f <sub>uk</sub>	charakteristická hodnota meze pevnosti oceli	m	vzdálenost trnů s hlavou a se závitem
f <sub>y</sub>	mez kluzu oceli	m <sub>pl</sub>	plastický moment únosnosti desky na jednotku délky $m_{pl} = \frac{0.25 \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$
f <sub>ya</sub>	průměrná hodnota meze kluzu oceli	n	poloha páčící síly, číslo
f <sub>yb</sub>	mez kluzu šroubu	n <sub>re</sub>	počet ramen třmínku
f <sub>yd</sub>	návrhová hodnota meze kluzu oceli	p	vnitřní tlak
f <sub>yd,re</sub>	mez kluzu oceli třmínku	r	poloměr náběhu na průřezu
f <sub>yk</sub>	charakteristická hodnota meze kluzu oceli	s	vzdálenost trnů
h	výška	s <sub>cr,N</sub>	kritická vzdálenost trnů
h <sub>ef</sub>	účinná hloubka zabetonování ve specifikaci pro výrobek	t	tloušťka
k	součinitel bednění	t <sub>f</sub>	tloušťka pásnice náhradního T profilu
k <sub>1</sub>	součinitel pevnosti betonu ve vytržení kužele s trnem s hlavou	t <sub>w</sub>	tloušťka stojiny náhradního T profilu
		t <sub>p1</sub>	tloušťka kotevní desky
		t <sub>p2</sub>	tloušťka patní desky
		w <sub>fic</sub>	účinná šířka

x	vzdálenost kotvení k trhlině na povrchu betonu s vyztužením pod úhlem 35°
z	rameno výslednic sil tažené a tlačené oblasti pod patní deskou

### Velká písmena

A	plocha průřezu
A <sub>c0</sub>	zatížená plocha
A <sub>c1</sub>	největší plocha roznášení
A <sub>c,N</sub>	plocha roznášení při vytržení kužele betonu, na povrchu betonového bloku s uvažováním jeho geometrie ( $s < s_{cr,N}$ ) a ( $c < c_{cr,N}$ )
A <sub>c,N</sub> <sup>0</sup>	referenční plocha roznášení při vytržení kužele betonu, na povrchu betonového bloku bez uvažování jeho geometrie
A <sub>eff</sub>	účinná plocha
A <sub>h</sub>	plocha hlavy trnu
A <sub>net</sub>	plná plocha průřezu
A <sub>s</sub>	plocha šroubu v tahu
A <sub>s,nom</sub>	plocha dřívku
A <sub>s,re</sub>	plocha třmínku
B <sub>t,Rd</sub>	únosnost šroubu v tahu $B_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$
D	průmět sloupu
E	modul pružnosti oceli E = 210 000 MPa
F	síla
F <sub>c,Rd</sub>	únosnost v tlaku
F <sub>d</sub>	návrhová síly
F <sub>k</sub>	charakteristická síla
F <sub>memb</sub>	osová síla
F <sub>t,Ed</sub>	působící tahová síla
F <sub>t,Rd</sub>	únosnost
F <sub>T,Rd</sub>	únosnost v tahu
I	moment setrvačnosti
I <sub>t</sub>	moment setrvačnosti v prostém kroucení
K	tuhost obecně
L	délka
L <sub>b</sub>	délka kotevního trnu/šroubu
L <sub>cr</sub>	vzpěrná délka

L <sub>D</sub>	délka šroubu v tahu
L <sub>h</sub>	délka závitů
I <sub>p,bp</sub>	náhradní moment setrvačnosti
M <sub>c,Rd</sub>	ohybová únosnost
M <sub>j,Rd</sub>	momentová únosnost styčnicku
M <sub>N,Rd</sub>	únosnost při působení osově síly
M <sub>pl,Rd</sub>	plastická ohybová únosnost $M_{pl,Rd} = I_{eff} \cdot m_{pl}$
M <sub>t,Rd</sub>	únosnost v kroucení
N <sub>act</sub>	působící síla na kotvu/trn
N <sub>b,Rd</sub>	vzpěrná únosnost
N <sub>cr</sub>	kritické břemeno
N <sub>Ed</sub>	působící síla
N <sub>ETA</sub>	tahová únosnost pro deformaci podle ETAG
N <sub>pl,Rd</sub>	návrhová únosnost s tahu/tlaku
N <sub>Rd</sub>	návrhová únosnost
N <sub>Rd,b,re</sub>	návrhová únosnost třmínku při porušení soudržností
N <sub>Rd,C3</sub>	návrhová únosnost pro kombinovaný model
N <sub>Rd,c</sub>	návrhová únosnost při vytržení kužele betonu
N <sub>Rd,cs</sub>	návrhová únosnost při porušení betonu
N <sub>Rd,p</sub>	návrhová únosnost při vytržení trnu s hlavou
N <sub>Rd,re</sub>	návrhová únosnost při vytržení výztuže
N <sub>Rd,s</sub>	návrhová únosnost při přetržení trnu s hlavou
N <sub>Rd,s,re</sub>	návrhová únosnost při přetržení výztuže
N <sub>Rk,C</sub> <sup>0</sup>	charakteristická hodnota únosnosti jedné kotvy bez vlivu okrajů betonového bloku a rozteče kotev
N <sub>u</sub>	únosnost
N <sub>y</sub>	únosnost na mezi kluzu
Q	páčící síla
R <sub>d</sub>	únosnost
R <sub>k</sub>	charakteristická únosnost
S <sub>i</sub>	pružná tuhost
S <sub>j,ini</sub>	počáteční tuhost
V <sub>ETA</sub>	smyková únosnost pro deformaci podle ETAG



$V_{pl,Rd}$	návrhová hodnota smykové plastické únosnosti
$V_{Rd}$	návrhová hodnota smykové únosnosti kotvy
$V_{Rd,c}$	návrhová hodnota smykové únosnosti kužele betonu
$V_{Rd,cp}$	návrhová hodnota smykové únosnosti ve vylomení betonu
$V_{Rd,p}$	návrhová hodnota smykové únosnosti ve vytržení betonu
$V_{Rd,s}$	návrhová smyková únosnost kotvy/trnu
$W_e$	vnější práce
$W_{eff}$	účinný modul průřezu
$W_{el}$	pružný modul průřezu
$W_i$	vnitřní práce
$W_{pl}$	plastický modul průřezu

### Řecká písmena

$\alpha$	součinitel zahnutí výztuže ve velkém betonovém bloku podle EN1992:2006
$\alpha_c$	součinitel pro vytržení betonu tahem
$\alpha_p$	součinitel pro tlak v betonu pod hlavou trnu
$\alpha_s$	součinitel pro třmínky
$\beta_j$	součinitel materiálu
$\gamma_F$	dílčí součinitel spolehlivosti pro zatížení
$\gamma_M$	dílčí součinitel spolehlivosti pro materiál
$\gamma_{Mb}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro šrouby $\gamma_{Mb} = 1.25$
$\gamma_{Mc}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro beton $\gamma_{Mc} = 1.5$
$\gamma_{Ms}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro výztuž $\gamma_{Ms} = 1.15$
$\gamma_{Mw}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro svary $\gamma_{Mw} = 1.25$
$\gamma_{M0}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro průřezy třídy 1, 2 a 3 $\gamma_{M0} = 1.0$
$\gamma_{M1}$	dílčí součinitel spolehlivosti při vzpěru $\gamma_{M1} = 1.0$
$\gamma_{M2}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro oslabený průřez otvory pro šrouby $\gamma_{M2} = 1.25$
$\delta$	deformace, protažení kotvy
$\delta_{act}$	protážení při působení $N_{act}$
$\delta_c$	protážení při $N_{act}$ pro vytržení kužele betonu
$\delta_f$	protážení při porušení $N_{Rd,sre}$ nebo $N_{Rd,bre}$
$\delta_{N,ETA}$	protážení podle ETAG
$\delta_{Rd,b,re}$	protážení na návrhové únosnosti ztrátou soudržnosti třmínků
$\delta_{Rd,c}$	protážení na návrhové únosnosti kužele betonu v tahu
$\delta_{Rd,p}$	protážení na návrhové únosnosti vytržením kotvy
$\delta_{Rd,s}$	protážení při působení $N_{Rd}$
$\delta_{Rd,s}$	protážení na návrhové únosnosti kotvy přetržením v tahu
$\delta_{Rd,s,re}$	protážení na návrhové únosnosti třmínku přetržením v tahu

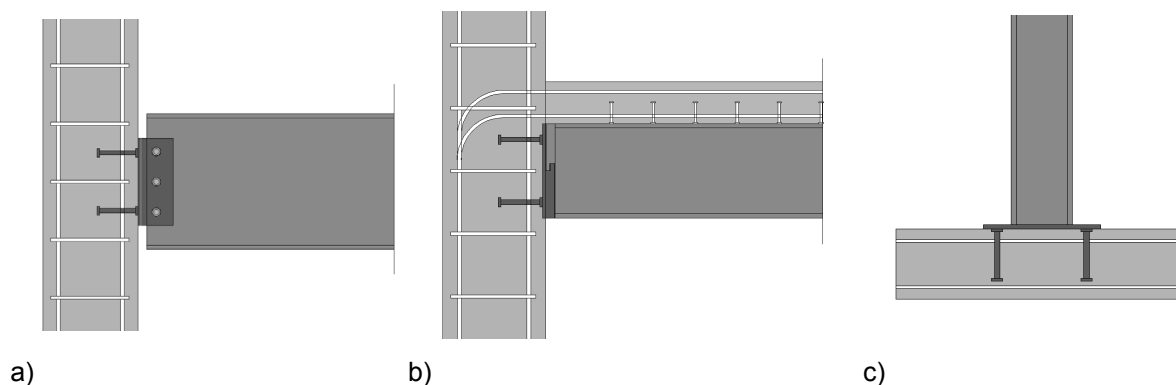
$\delta_{Rd,sy}$	protažení na návrhové únosnosti na mezi kluzu	cr	kritický
$\delta_u$	mezní protažení	d	návrhový
$\delta_{V,ETA}$	protažení pro dané namáhání ve smyku podle ETAG	e	vnější
$\epsilon_{bu,re}$	poměrné protažení třmíneků omezené vlivem soudržnosti s betonem	eff	účinný
$\epsilon_{su}$	mezní poměrné protažení oceli	ETA	Evropské technické ověření
$\epsilon_{su,re}$	mezní poměrné protažení třmíneků	g	malta
$\epsilon_u$	mezní poměrné protažení	h	hlava
$\theta$	úhel	i	vnitřní
$\lambda$	štíhlost prvku	k	charakteristický
$\mu$	součinitel tření	lim	limit
$\nu$	Poissonovo číslo $\nu = 0.30$	Mc	pro materiál beton
$\sigma$	napětí	Ms	pro materiál ocel
$c$	redukční součinitel	N	tah
$\psi_{A,N}$	součinitel geometrického uspořádání skupiny kotev, $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$	nom	nominální
$\psi_{re,N}$	součinitel vlivu polohy výztuže na únosnost kotev pro $h_{ef} < 100$ mm	po	vytržení
$\psi_{s,N}$	součinitel vlivu polohy hran na rozdělení napětí v betonovém bloku $\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$	p	plech
$\psi_{supp}$	součinitel vlivu třmíneků $\psi_{supp} = 2.5 - x/h_{ef} \geq 1.0$	pl	plastický
$\Phi$	natočení	Rd	návrhová únosnost
		Rk	charakteristická únosnost
		re	porušení
		rec	výztuž
		Sd	návrhová vnitřní
		s	dřík, trnu
		soft	změkčení
		supp	podpora
		T	část v tahu
		t	tah
		tot	celkový
		p	deska
		p1	kotevní deska
		p2	patní deska
		u	mezní
		uk	charakteristický mezní
		V	smyk
		w	stěna sloupu
		x, y	směr
		y	na mezi kluzu
		yd	návrhové na mezi kluzu
		yk	charakteristický na mezi kluzu

### Indexy

A	plocha
act	skutečný, působící
b	šroub, soudržnost
bd	návrhová soudržnost
c	sloup, beton
cb	betonový blok
ck	charakteristický, beton
cp	vylovení v betonu
cs	betonový sloupek

# 1 ÚVODEM

Smišené nosné konstrukce vhodně využívají vlastností více konstrukčních materiálů, oceli, betonu, dřeva a skla k dosažení optimálního chování konstrukcí, z hledisek spolehlivosti, trvanlivosti, ekonomie, energetické náročnosti a ohleduplnosti k životnímu prostředí. Současné nosné konstrukce jsou zřídka navrženy pouze z jednoho materiálu. Při návrhu ocelových nosných stavebních konstrukcí řeší projektanti často ekonomický návrh připojení ocelové nosné konstrukce na betonovou, protože základové konstrukce, schodišťová jádra a požárně dělící stěny se klasicky řeší z betonu. Na přípravu typových přípojí ocelových konstrukcí na betonové byl připraven projekt INFASO. Řešení umožňuje využít výhody oceli pro stropy návrhem vhodných přípojí na betonové konstrukce. Navržené styčníky jsou jednoduché pro výrobu, umožňují snadnou montáž, jsou vhodné pro rekonstrukce, mají požadovanou tuhost a únosnost a dostatečnou deformační kapacitu. Využívá se kotevních desek s trny s hlavou a závitem a pro rekonstrukce dodatečně osazené kotvy. Ocelový nosník lze na kotevní desku připojit deskou na stojně nosníku, zářškou nebo čelní deskou na závitové trny přivařené na montáži na zabetonovanou kotevní desku uloženou do betonu trny s hlavou. Příklady konstrukčních řešení, které jsou popsány v této monografii, jsou na obr. 1.1.



Obr. 1.1 Příklady styčníku ocelové konstrukce na betonovou, a) kloubový přípoj, b) ocelobetonový tuhý přípoj, c) patní deska

Monografie, shrnuje současná pravidla pro návrh a seznamují s nově navrhovanými postupy pro návrh vhodných komponent. K textu popisující návrhové modely jsou připojeny jednoduché řešené příklady. Úplné informace o experimentech, výsledcích numerického simulování problematiky a podkladech pro analytické modely lze nalézt v závěrečné zprávě projektu (Kuhlman a kol., 2013). Druhý díl, Podklady pro návrh, je zaměřen na pokročilé řešené příklady, využití softwarových nástrojů pro návrh a tabulky optimalizovaných typových řešení. Pro navržené analytické modely metodou komponent je zde připravena studie citlivosti na vstupní parametry a na hranice použitelnosti.

Druhá kapitola seznamuje s principy metody komponent a současnými předpisy pro spoje ocelových a betonových konstrukcí. Jsou zde představeny nové modely vyvinuté v rámci projektu. V kapitolách 3 a 4 jsou podrobně popsány modely komponent, v ocelové a betonové části styčníku. Jsou uvedeny modely chování komponent již popsané v literatuře a zahrnuté do norem i modely dalších komponent nově publikovaných v rámci prací na projektu. Je popsáno stanovení únosnosti u deformační tuhosti komponent. Postup stanovení ohybové a smykové únosnosti styčníku z charakteristiky komponent je v kapitole 5. Metodika stanovení ohybové tuhosti je předmětem kapitoly 6. Možnosti využití tuhosti přípojí v globální analýze je ukázána v kapitole 7. Tolerance v přípojích výrazně ovlivňují jejich optimální konstrukční řešení a kapitola 8 proto shrnuje současná normová doporučení ve výrobních normách pro vhodné konstrukční řešení. Kapitole 9, řešené příklady, podrobně dokumentuje metodiku představenou v předešlých kapitolách, ukazuje možnosti návrhu a přibližuje praktické použití.

Postupy řešení se odkazují na platné evropské návrhové normy (EN199x-1-x) a tuto monografii (DM I), Design manual. Kapitola 10 shrnuje výhody předložených řešení pro praxi.

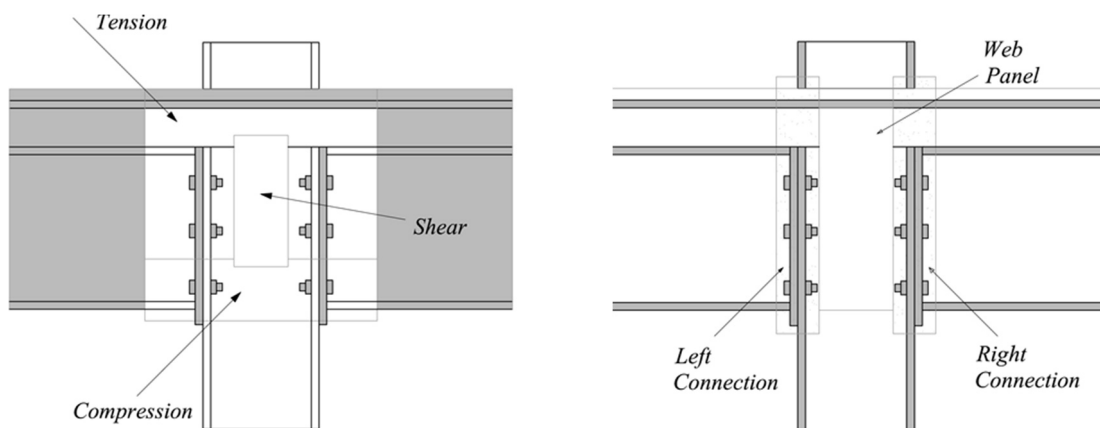
Kapitoly 1 a 2 připravili U. Kuhlman a J. Ruopp, kapitolu 3 J. Hofmann a A. Sharma, kapitoly 4, 5 a 6 F. Wald F., I. Schwarz a Š. Bečková, kapitolu 7 da Silva L. Simoes, H. Gervásio, J. Henriques a F. Gentili a kapitolu 8 M. Krimpmann. Š. Bečková a I. Schwarz navrhli řešené příklady 9.1 až 9.3, Š. Bečková, I. Schwarz a M. Krimpmann příklad 9.4, J. Ruopp příklad 9.5, J. Henriques a F. Gentili příklady 9.6 a 9.7. Příklady využívají pro kotvení do betonu trnů s hlavou, jejichž model připravil A. Sharma.

## 2 METODA KOMPONENT

### 2.1 Analytický model

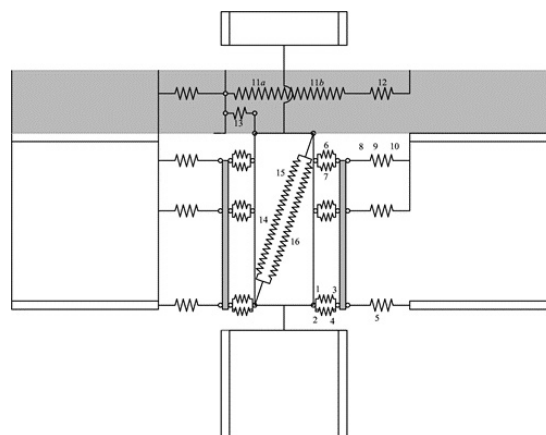
Metoda komponent si našla místo v návrhu styčnicků ocelových a ocelobetonových spřažených konstrukcí, viz (Da Silva, 2008), jako účinná metodika pro jedno i více rozměrné řešení. Principem pro popis nelineárního chování styčnicků je rozdělení na komponenty, které se popisují svou únosností, tuhostí a deformační kapacitou. Pro projektanta přináší metoda větší volnost v návrhu s možností optimalizace rozhodujících komponent. Hlavní výhodou jsou stejné komponenty pro různé spoje. Ve druhém kroku výpočtu se modely jednotlivých komponent skládají v chování celého styčnicku.

Komponenty lze ve styčnicku dělit podle namáhání, na komponenty v tahu, tlaku a smyku. Dále je lze dělit podle polohy ve styčnicku, tj. přípojích nebo panelu sloupu ve smyku, viz obr. 2.1.



Obr. 2.1 Rozdělení styčnicku na skupiny a oblasti

Komponenty se modelují deformovatelnými pružinami s nelineární závislostí deformace na působící síle. Model ocelobetonového styčnicku se samostatně řešeným panelem se smyku je zobrazen na obr. 2.2.

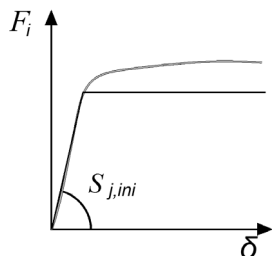


Obr. 2.2 Model ocelobetonového styčnicku se samostatně řešeným panelem se smyku

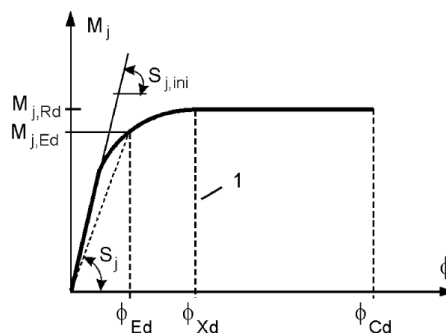
Pro styčnický v ocelových konstrukcích je model normován v EN1993-1-8:2006 a pro styčnický v ocelobetonových v EN1994-1-1:2010. Při modelování se postupuje v těchto krocích:

1. Identifikace komponent
2. Popis chování komponenty
3. Složení chování styčnicku z chování komponent

Tuhost a únosnost je pro základní komponenty uvedena v evropských návrhových normách. Pro komponentu lze analytickými vztahy stanovit závislost protažení na síle, závislost  $F-\delta$ , viz obr. 2.3. Při sestavení komponent se stanoví závislost natočení na ohybovém momentu, závislost  $M-\Phi$ , viz obr. 2.4.



Obr. 2.3 Závislost protažení na síle působící na komponentu, šedě experimentální, černě návrhová



Obr. 2.4 Závislost natočení na ohybovém momentu

## 2.2 Klasifikace

### 2.2.1 Globální analýza

Klasifikace styčnicků umožňuje volbu vhodného modelu styčnicku při globální analýze. Klasifikuje se tak, aby přesnost globální analýzy nebyla modelem nepříznivě ovlivněna. Na mezním stavu únosnosti se připouští chyba výpočtu do 5 % a při mezním stavu použitelnosti do 20 %. Požadavky na popis styčnicků pro jednotlivé modely globální analýzy jsou v tab. 2.1.

Tab. 2.1 Modelování styčnicků v globální analýze

Globální analýza	Popis chování styčnicku
Pružně	
Tuho-plasticky	
Pružně-plasticky	

### Pružný návrh

Při pružném návrhu je třeba znát tuhost a únosnost styčnicku. Počáteční tuhost  $S_{j,ini}$  se využije pro mezní stav použitelnosti a sečná pro mezní stav únosnosti  $S_{j,ini}/\mu$ . Předpokládá se, že počáteční tuhost je při pružném chování. To je do 2/3 únosnosti. Předpoklad vychází z deformace plechu a pro většinu styčnicků odpovídá experimentálním poznatkům.

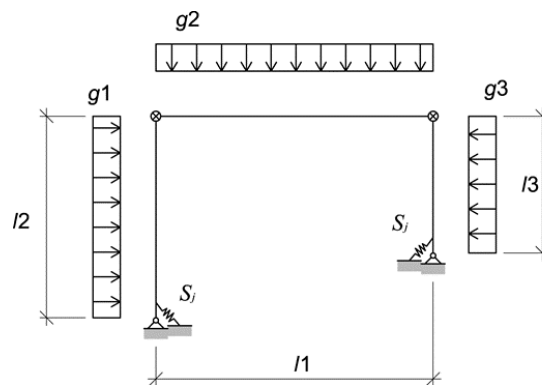
### Tuho-plastický návrh

Při tuho-plastickém návrhu se zanedbává pružné chování. Pro návrh je potřeba znát pouze únosnost a pro plastický výpočet musí styčnick mít dostatečnou rotační kapacitu.

### Pružně-plastický návrh

Pružně-plastická globální analýza využije celou křivku moment natočení styčnicku. Pro analýzu se hodí počáteční tuhost, nelineární chování při plastifikaci, únosnost a rotační kapacita.

Výhody popisu chování styčnicku jsou popsány na obr. 2.5. Využití tuhosti kotvení přináší zpřesnění modelu a zmenšení ohybových momentů a návrh ekonomičtějších průřezů.

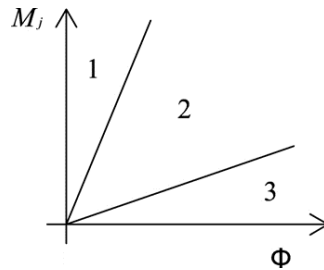


Obr. 2.5 Využití tuhosti kotvení

Při nevhodně malém odhadu tuhosti kotvení patní deskou bude ve sloupu předpokládán menší ohybový moment, než který tam ve skutečnosti působí, což může způsobit poddimenzování sloupu. Klasifikace styčnicků podle čl. 5 EN1993-1-8:2006 je shrnuta dále.

### **2.2.2 Tuhost**

Pro jednoduchost výpočtu se styčnicku klasifikují podle ohybové tuhosti připojované části. Styčnický nosník na sloup/stěnu mají jiný vliv na přesnost než kotvení sloupu do základu a proto se klasifikuje samostatně. Podle počáteční tuhosti  $S_{j,ini}$  lze styčnicku klasifikovat jako kloubové, na obr. 2.6 značeno jako 3, tuhé 1, a polotuhé 2. Kloubové styčnick přenáší pouze normálové a smykové síly a nepřenáší výrazné ohybové momenty. Tuhé styčnick přenáší ohybové momenty. Styčnick, které nelze definovat jako kloubové a tuhé se zařazují mezi polotuhé.



Obr. 2.6 Klasifikace podle tuhosti

#### Klasifikace styčnicku podle tuhosti připojovaných nosníků

Přípoj lze klasifikovat jako tuhý, na obr. 2.6 oblast 1, pro

$$S_{j,ini} \geq K_b E I_b / L_b \quad (2.1)$$

Pro omezení vodorovné deformace konstrukce ztužením na 80 %, uvažuje se  $K_b = 8$ . V ostatních případech za předpokladu, že tuhost nosníků je dostatečně velká v porovnání s tuhostí sloupů a je splněna rovnice (2.2), se uvažuje  $K_b = 25$ .

$$\frac{K_b}{K_c} \geq 0.1 \quad (2.2)$$

Polotuhé styčnický, na obr. 2.6 oblast 2, jsou styčnický, které nelze klasifikovat jako tuhé nebo kloubové. Pro styčnický konstrukcí kde tuhost nosníků není dostatečně velká v porovnání s tuhostí sloupů a je splněna rovnice (2.3), se styčnický klasifikují jako polotuhé vždy.

$$\frac{K_b}{K_c} < 0.1 \quad (2.3)$$

Kloubové styčnický, na obr. 2.6 oblast 3, mají mít malou tuhost v porovnání s tuhostí připojovaného prutu, za což se považuje

$$S_{j,ini} \leq 0.5 \cdot E \cdot I_b / L_b \quad (2.4)$$

kde

$K_b$  je střední hodnota  $I_b / L_b$  pro všechny nosníky nad uvažovaným podlažím

$K_c$  střední hodnota  $I_c / L_c$  pro všechny sloupy v uvažovaném podlaží

$I_b$  moment setrvačnosti nosníku

$I_c$  moment setrvačnosti sloupu

$L_b$  rozpětí nosníku (mezi středy sloupů)

$L_c$  výška podlaží (sloupu)

#### Klasifikace kotvení sloupu podle ohybové tuhosti sloupu

Kotvení sloupů se klasifikuje pomocí ohybové tuhosti připojovaného sloupu. Rozlišují se dva případy. Pro konstrukce s omezením vodorovné deformace konstrukce ztužením na 80 % rozhoduje únosnost sloupu, která závisí na jeho poměrné štíhlosti. Tuhé kotvení se podle čl. 5.2a v EN1993-1-8:2006 uvažuje pro štíhlosti sloupů

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0.5 \quad (2.5)$$

vždy, pro štíhlost



$$0.5 < \bar{\lambda}_0 < 3.93 \text{ za předpokladu, že } S_{j,ini} \geq 7 (2 \bar{\lambda}_0 - 1) E I_c / L_c \quad (2.6)$$

a pro

$$\bar{\lambda}_0 \geq 3.93 \text{ za předpokladu, že } S_{j,ini} \geq 48 E I_c / L_c \quad (2.7)$$

kde

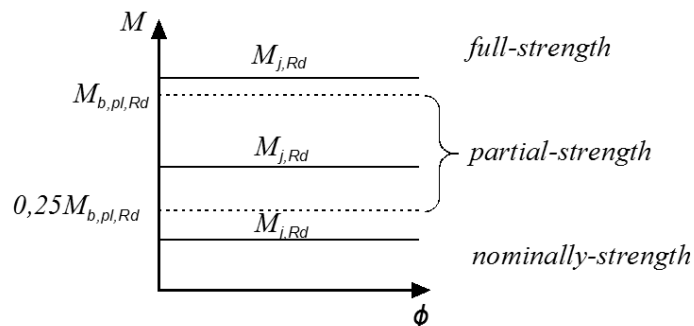
$\bar{\lambda}_0$  poměrná štíhlost sloupu, u něhož se předpokládají oba konce kloubové.

Pro ostatní prutové konstrukce se podle čl. 5.2d v EN1993-1-8:2006 předpokládá tuhé kotvení pro

$$S_{j,ini} \geq 30 E I_c / L_c \quad (2.8)$$

### 2.2.3 Únosnost

Styčnick se podle čl. 5.2.3 v EN1993-1-8:2006 klasifikuje jako kloubový, s plnou nebo částečnou ohybovou únosností, viz tab. 2.1 a obr. 2.7. Kloubový styčnick má mít momentovou únosnost menší než 25 % únosnosti styčnicku s plnou únosností a má mít dostatečnou rotační kapacitu. Styčnick s plnou únosností má větší momentovou únosnost než připojovaný prut. Styčnick s částečnou únosností je styčnick, který není kloubový ani s plnou únosností.



Obr. 2.7 Klasifikace podle ohybové únosnosti

Pro ohybovou únosnost nosníku  $M_{b,pl,Rd}$  menší než je ohybová únosnost sloupu se ohybová únosnost porovnává s ohybovou únosností sloupu  $M_{c,pl,Rd}$ , viz obr. 2.7. V případě, že je návrhová únosnost nosníku menší než dvojnásobná únosnost sloupu  $M_{c,pl,Rd}$ , se  $M_{b,pl,Rd}$  nahrazuje  $2 M_{c,pl,Rd}$ .

### 2.2.4 Deformační kapacita

V normě EN1993-1-8:2006 není uvedena přímá klasifikace deformační nebo rotační kapacity. Otázkou je znalost horního omezení meze pevnosti, která neumožňuje projektantům jistou předpověď komponenty, která se skutečně poruší. Ve čl. 6.4 v EN 1993-1-8 jsou uvedena pravidla pro předpověď deformační kapacity ze zkušeností konstruktérů. Předpokládá se, že není třeba prověřovat rotační kapacitu přípojů s ohybovou únosností  $M_{j,Rd}$  o 20 % větší než je plastická ohybová únosnost připojovaného nosníku

$$M_{j,Rd} \geq 1.2 \cdot M_{pl,Rd} \quad (2.9)$$

Pro větší ohybovou únosnost se doporučuje kontrola.

### Šroubové styčníky

U šroubového styčníku se předpokládá v čl. 6.4.2 EN1993-1-8:2006, že mají dostatečnou rotační kapacitu, za předpokladu, že je únosnost dána únosností stěny sloupu pro  $d/t_w \leq 69\varepsilon$  kde

$d$  je nominální průměr šroubu a  
 $t_w$  tloušťka stěny sloupu

nebo v případě, že je tloušťka pásnice sloupu nebo čelní desky tak tenká, že splňuje

$$t \leq 0.36 d \sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (2.10)$$

kde

$f_{ub}$  je mez pevnosti šroubu a  
 $f_y$  mez kluzu pásnice

### Svařované styčníky

Za předpokladu, že je stěna sloupu vyztužena v tlačené části ale ne v tažené části a únosnost není omezena únosností stěny sloupu, lze rotační kapacitu svařovaného styčníku stanovit podle čl. 6.4 normy EN1993-1-8: 2006 jako

$$\phi_{Cd} = 0.025 h_c/h_b \quad (2.11)$$

kde

$h_c$  je výška sloupu  
 $h_b$  výška nosníku

Pro styčníky s nevyztuženou stěnou sloupu v tlačené a tažené části se čl. 6.4 normy EN1993-1-8: 2006 předpokládá, že je rotační kapacita nejméně 0.015 rad.

## **2.3 Styčníky ocelových konstrukcí na betonové**

### **2.3.1 Modely**

Návrhové modely jsou k dispozici ve třech normách:

EN1993-1-8:2006 uvádí hodnotu tuhosti a únosnosti základních komponent v ocelové části styčníků a komponenty v betonové části v tlaku, ale ne i tahu a smyku.

EN1994-1-1:2010 doplňuje pravidla v normě EN 1993-1-8 pro tuhost a únosnost styčníku ocelobetonového nosníku na ocelový sloup.

CEN/TS 1992-4-1:2009 shrnuje únosnost kotev do betonu. Neuvádí se modely pro výpočet tuhosti a deformační kapacity, v betonových konstrukcích označované jako duktilita.

## 2.3.2 Ocelové a ocelobetonové konstrukce

V evropských návrhových normách jsou připraveny modely pro kotvení sloupu v EN1993-1-8:2006 a pro styčníky ocelobetonových konstrukcí v EN1994-1-1:2010.

### Kotvení sloupu patní deskou

Analytický model pro kotvení sloupu patní deskou je v EN1993-1-8:2006 uveden pro namáhání sloupu kombinací osově síly a ohybového momentu. Uvažuje se s chováním betonu v tlaku. V tahu se počítá pouze s ocelovou částí. Únosnost je popsána v čl. 6.2.8. Napřed se pro danou excentricitu  $e$  určí rameno vnitřních sil  $z$  pro jedno možných rozdělení vnitřních sil, viz tab. 2.2. Dále se počítá únosnost komponent v tahu a tlaku. Únosnost se stanoví pro nejslabší komponentu, které jsou:

#### tah

patní deska v pohybu v tažené oblasti	čl. 6.2.6.11 v EN1993-1-8
kotevní šroub v tahu	čl. 6.2.6.12 v EN1993-1-8
stěna sloupu v tahu	čl. 6.2.6.8 v EN1993-1-8

#### tlak

patní deska v ohybu v tlačené oblasti	čl. 6.2.6.10 v EN1993-1-8
beton v tlaku	čl. 6.2.6.9 v EN1993-1-8
pásnice a stěna sloupu v tlaku	čl. 6.2.6.7 v EN1993-1-8

#### smyk

kotevní šroub ve smyku	čl. 6.2.2.6 až 6.2.2.9 v EN1993-1-8
------------------------	-------------------------------------

Podle metodiky v EN1993-1-8: 2006 čl. 6.3.4 se počítá pro čtyři tvary namáhání, viz tab. 2.2. Při změně kombinace zatížení může nastat jiný tvar namáhání. Ohybová tuhost se počítá samostatně pro zjednodušený model. Podle excentricity působící síly se stanovuje tvar namáhání. Návrh kotvení sloupu zabetonováním podle evropské návrhové metodiky byl vyvinut, viz (Pertold a kol, 2000) na základě experimentů a numerické simulace. Model umožňuje návrh kotvení zabetonováním a patní deskou.

### Styčníky ocelobetonových konstrukcí

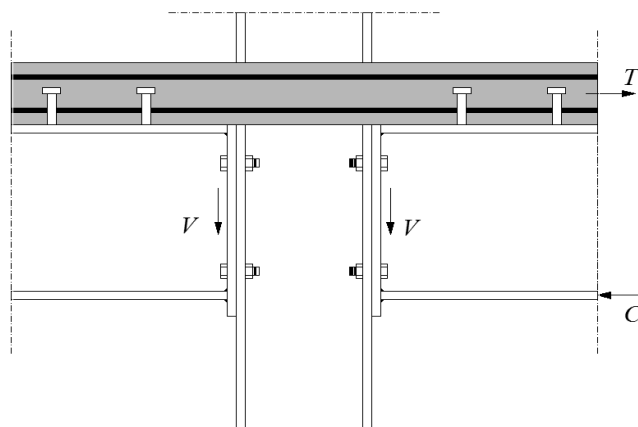
Návrh styčnic ocelobetonových konstrukcí je popsán v kapitole 8 normy EN1994-1-1:2010. Je řešen model ocelobetonového nosníku na ocelový sloup. Návrhové modely vychází z pravidel v EN1993-1-8:2006 pro ocelové styčníky. Pro ocelobetonové styčníky jsou doplněny další komponenty:

- výztuž v tahu	čl. 8.4.2.1 v EN1994-1-1:2010
- kontaktní deska v tlaku	čl. 8.4.2.2 v EN1994-1-1:2010
- stěna sloupu v příčném tlaku	čl. 8.4.3 v EN1994-1-1:2010
- vyztužení	čl. 8.4.4 v EN1994-1-1:2010
- stěna sloupu ve smyku	čl. 8.4.4.1 v EN1994-1-1:2010
- stěna sloupu v tlaku	čl. 8.4.4.2 v EN1994-1-1:2010

Modely pro ostatní komponenty lze nalézt v EN1993-1-8:2006.

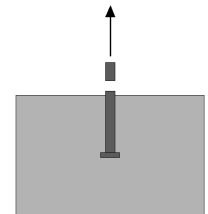
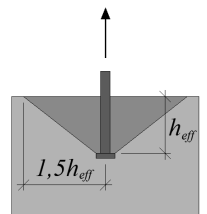
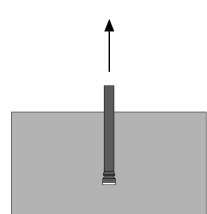
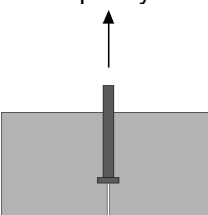
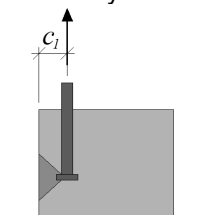
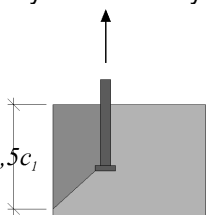
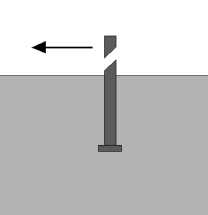
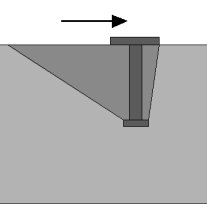
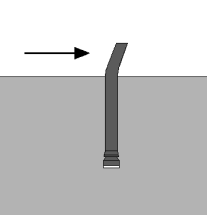
Tab. 2.2 Rameno vnitřních sil v závislosti na převažujícím namáhání

Případ	Namáhání	Schéma	Popis
1	Levá strana v tahu Pravá strana v tlaku  $z = z_{T,l} + z_{C,r}$		Převažuje ohybový moment
2	Levá strana v tahu Pravá strana v tahu  $z = z_{T,l} + z_{T,r}$		Převažuje tahová síla
3	Levá strana v tlaku Pravá strana v tahu  $z = z_{C,l} + z_{T,r}$		Převažuje ohybový moment
4	Levá strana v tlaku Pravá strana v tlaku  $z = z_{C,l} + z_{C,r}$		Převažuje tlaková síla



Obr. 2.8 Příklad ocelobetonové konstrukce

Tab. 2.3 Tvary porušení kotev

Namáhání	Tvar a schéma porušení		
Tah	<p>Přetržení dřívku kotvy</p> 	<p>Vytržení kužele betonu</p> 	<p>Vytržení kotvy</p> 
	<p>Porušení příčným tahem</p> 	<p>Místní vylomení</p> 	<p>Vylomení strany</p> 
Smyk	<p>Usmýknutí dřívku</p> 	<p>Vypáčení betonu</p> 	<p>Vytržení kotvy</p> 

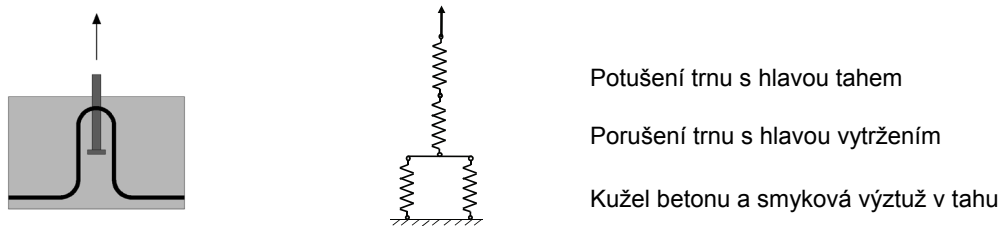
### 2.3.3 Betonové konstrukce

Návrhové modely pro kotvení do betonu jsou popsány v normě CEN/TS1992-4-1: 2009. Modely jsou založeny na podrobném popisu tvarů porušení. Tvary porušení jsou shrnuty v tab. 2.3. Nejmenší únosnost z možných tvarů porušení určí návrhovou únosnost. V normě je řešena i únosnost kotvení pro beton s trhlinami i bez nich, různé tvary kotvení i případy s malou vzdáleností k hraně betonového bloku. Deformační tuhost není v předpisu řešena. Vliv smykové výztuže třmínky je popsán značně konzervativně.

### 2.3.4 Komponenty styčnicku s kotevní deskou

#### Trn s hlavou v tahu / Trn s hlavou a třmínky v tahu

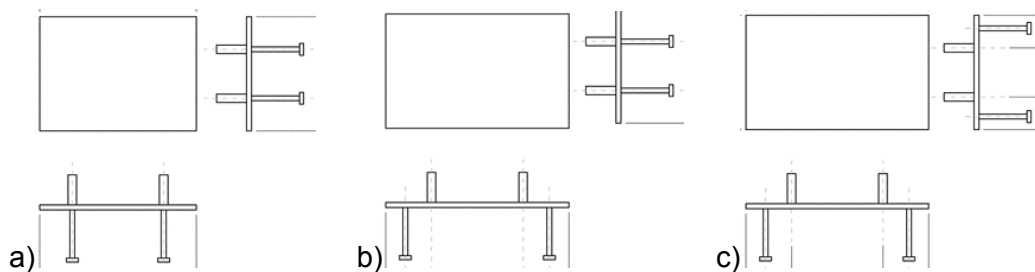
Experimenty ukazují, že v případě smykové výztuže v betonovém bloku je ovlivněna únosnost a většina tvarů porušení. V modelu se uvažuje s interakcí únosnosti třmínků a vytržení kužele betonu, kde je únosnost nejvíce zvýšena. V modelu se skládají i tuhosti těchto dvou komponent. Na obr. 2.9 je zobrazen trn s hlavou a vyztužení smykovou výztuží a skládání komponent. Podrobnější popis chování je dále v textu.



Obr. 2.9 Komponenty trn s hlavou a smyková výztuž v tahu

### Kotevní deska v tahu

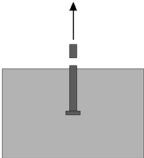
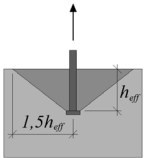
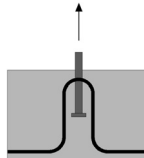
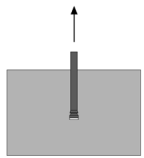
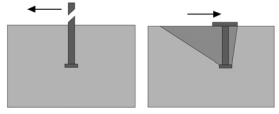
Velkou deformační kapacitu, ekonomický přenos posouvající síly a dobré pokrytí výrobních a montážních tolerancí pro kotvení patní deskou lze dosáhnout pomocí kotevní desky, kterou navrhne pod patní desku. Kotevní trny s hlavou lze umístit přímo pod trny se závitem na kotevní desce nebo je lze s výhodou umístit do větší vzdálenosti, viz obr. 2.10 (Kuhlman a kol, 2013).

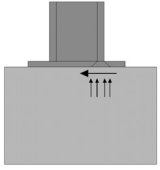
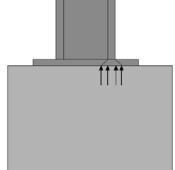
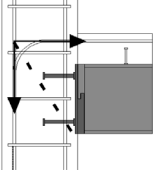
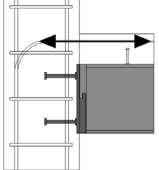
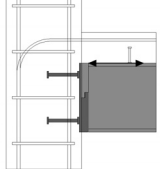


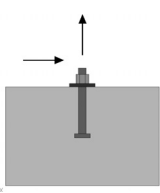
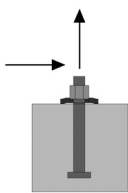
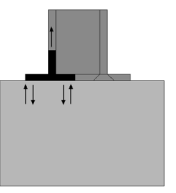
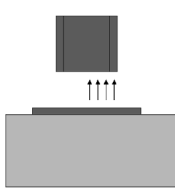
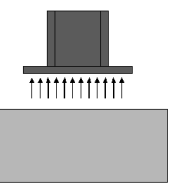
Obr. 2.10 Možné polohy závitových trnů a trnů s hlavou,  
a) nad sebou, b) s roztečí ve směru větší ohybové tuhosti kotvení, c) obecně

Trny s hlavou jsou ve výrobě přivařeny na spodní stranu tenké kotevní desky. Patní deska, přivařená na spodní straně sloupu, je upevněna závitovými trny osazenými na místě pomocí svařovací pistole. Vodorovné tolerance jsou vyrovnány přivařením trnů. Záporné svislé tolerance lze řešit podlitím maltou a podložkami nebo úložnými maticemi. Pro případ, že trny s hlavou nejsou umístěny nad závitovými trny, byl vyvinut a experimentálně ověřen model náhradního T průřezu v ohybu. Po vytvoření plastického kloubu v náhradním průřezu působí tenká deska jako membrána, viz kapitola 7. V tab. 2.4 jsou shrnuty komponenty, s jejich pomocí lze popsat styčník ocelového/ocelobetonového nosníku na sloup/stěnu a kotvení ocelového/ocelobetonového sloupu na základový blok pomocí kotevní desky.

Tab. 2.4 Komponenty pro popis styčnicků s kotevní deskou

Komponenta	Trn s hlavou v tahu	Vytržení kužele betonu	Třmínky v tahu	Vytržení trnu s hlavou	Trn s hlavou ve smyku
Obr.					
Kapitola	3.1.1	3.1.2	3.1.4	3.1.5	3.1.6

Komponenta	Tření	Beton v tlaku	Beton ve smyku	Výztuž v tahu	Prokluz ve spřažení
Obr.					
Kapitola	3.3.7	3.4	3.5	3.6	3.7

Komponenta	Trn se závitem v tahu/smyku	Protlačení kotevní deskou	Kotevní/patní deska v ohybu	Pásnice/stěna nosníku/sloupu v tlaku	Kontaktní deska
Obr.					
Kapitola	4.7	4.3	4.4	4.5	4.6

### 3 KOMPONENTY V BETONOVÉ ČÁSTI STYČNÍKU

#### 3.1 Trn s hlavou

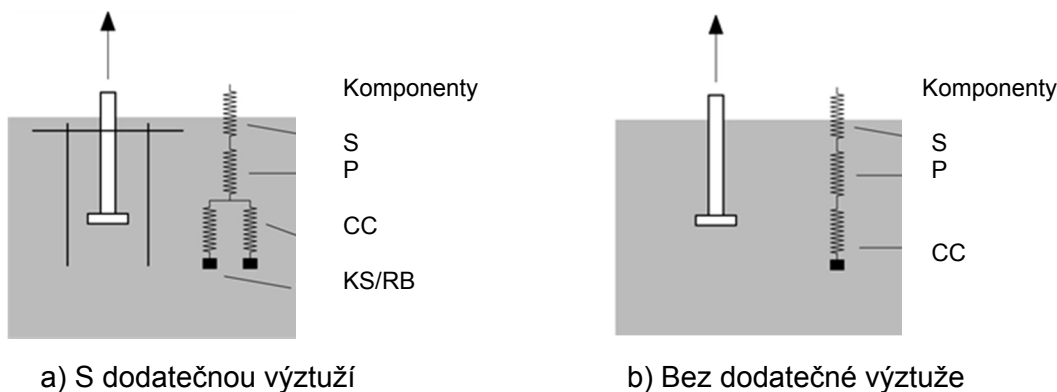
Deformace komponent kotvení do betonu a průběh závislosti síly na deformaci  $F-\delta$  je ovlivněn vlastnostmi betonu a interakcí mezi kotevními prvky a betonem. Při návrhu se zohlední vliv betonu na chování tažených kotevních prvků. Rozptyl vlastností betonu je větší, než bylo pozorováno u oceli, viz (Pallarés a Hajjar, 2009).

Pro návrh se uvažuje dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro beton hodnotou podle EN1992-1-1:2004 jako  $\gamma_{Mc} = 1.5$ . Charakteristické hodnoty únosnosti jsou odvozeny pro normální rozdělení s 5 % kvantilem. Deformace a tuhosti jsou středními hodnotami s rozptylem s variačním součinitelem do 50 %.

Závislost síly na deformaci  $F-\delta$  trnu s hlavou v tahu je popsána reologickým modelem a kombinuje různé komponenty pro trn s hlavou. Komponenty pro kotvení se smykovou výztuží jsou:

Komponenta S	Porušení trnu s hlavou ( $\delta_{Rd,s} / N_{Rd,s}$ )
Komponenta CC	Porušení kužele betonu ( $\delta_{Rd,c} / N_{Rd,c}$ )
Komponenta RS	Porušení třmínek ( $\delta_{Rd,s,re} / N_{Rd,s,re}$ )
Komponenta RB	Porušení soudržnosti třmínek ( $\delta_{Rd,b,re} / N_{Rd,b,re}$ )
Komponenta P	Porušení vytržením trnu s hlavou ( $\delta_{Rd,p} / N_{Rd,p}$ )

Kombinace komponent jsou uvedeny v obr. 3.1.



Obr. 3.1 Modely komponent při kotvení trnem s hlavou

#### 3.1.1 Porušení trnu s hlavou, komponenta S

Při namáhání trnu se dřív deformuje, až napětí dosáhne meze kluzu  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{Ms}$ . Pro návrh se předpokládá lineárně pružné chování. Protážení při namáhání na mezi kluzu je dáno vztahem

$$\delta_{Rd,sy} = \frac{N_{Rd,s} L_h}{A_{s,nom} E_s} = \frac{\sigma_{Rd,s} L_h}{E_s} \quad [mm] \quad (3.1)$$

kde

$L_h$  je kotevní délka trnu [mm]  
 $N_{Rd,s}$  návrhová únosnost trnu s hlavou v tahu [N]  
 $E_s$  modul pružnosti oceli,  $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$



$A_{s,nom}$  jmenovitá průřezová plocha trnu

$$A_{s,nom} = \frac{\pi d_{s,nom}^2}{4} [\text{mm}^2] \quad (3.2)$$

kde

$d_{s,nom}$  je jmenovitý průměr trnu [mm]

Únosnosti se dosáhne na mezi pevnosti trnu

$$N_{Rd,s} = A_{s,nom} \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} = n \pi \left( \frac{d_{s,nom}^2}{4} \right) \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} [\text{N}] \quad (3.3)$$

kde

$f_{uk}$  je charakteristická mez pevnosti materiálu trnu s hlavou [N/mm<sup>2</sup>]

$n$  počet tažených trnů s hlavou [-]

$\gamma_{Ms}$  dílčí součinitel spolehlivosti pro ocel [-]

Při překročení meze kluzu oceli  $f_{yd}$  roste deformace i při malé změně zatížení až do mezní poměrné deformace  $\varepsilon_{su}$ . U trnu s hlavou se předpokládá, že deformační kapacita je  $\varepsilon_{su} = 0.8 \%$ .

Tuhost  $k_s$  komponenty lze popsat jako

$$k_{s1} = \frac{A_{s,nom} E_s}{L_h} \text{ pro } N_{act} < N_{Rd,sy} [\text{N/mm}] \quad (3.4)$$

$$k_{s2} = 0 \text{ pro } \delta \geq \delta_{Rd,sy} \leq \varepsilon_{su} \text{ a } N_{act} = N_{Rd,sy} [\text{N/mm}] \quad (3.5)$$

kde

$\delta_{Rd,sy}$  je protažení dřívku na mezi kluzu [mm]

$\varepsilon_{su}$  mezní poměrná deformace dřívku, 0.8 % [-]

### 3.1.2 Porušení kužele betonu, komponenta CC

Deformace kužele betonu při namáhání je dána vztahem

$$\delta_{Rd,c1} = \frac{N_{Rd,c}}{k_{c,pp}} [\text{mm}] \quad (3.6)$$

Únosnost vytržením kužele betonu se stanoví jako

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \psi_{A,N} \psi_{s,N} \frac{\psi_{re,N}}{\gamma_{Mc}} [\text{N}] \quad (3.7)$$

kde

$N_{Rk,c}^0$  je charakteristická únosnost jedné kotvy bez vlivů okraje a rozteče

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 h_{ef}^{1.5} f_{ck}^{0.5} [\text{N}] \quad (3.8)$$

kde

$k_1$  je základní součinitel 8.9 pro beton s trhlinami a 12.7 pro beton bez trhlin [-]

$h_{ef}$  kotevní délka v souladu s produktovými specifikacemi [mm]

$f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu podle EN206-1: 2000 [MPa]

$\psi_{A,N}$  součinitel vlivu vzdálenosti od okraje a rozteče [-]

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} [-] \quad (3.9)$$

kde

$\psi_{s,N}$  je součinitel vlivu okrajů betonového bloku

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 [-] \quad (3.10)$$

kde

$\psi_{re,N}$  je součinitel vlivu rozmístění výztuže v betonovém bloku na pevnost kotev s hloubkou kotvení  $h_{ef} < 100$  mm

$0.5 + h_{ef} / 200$  pro  $s < 150$  mm (pro ostatní průměry) [-]

nebo  $s < 100$  mm (pro  $d_s \leq 10$  mm)

1.0

pro  $s \geq 150$  mm (pro ostatní průměry) [-]

$\gamma_{Mc}$  je 1.5 pro beton [-]

$A_{c,N}^0$  je referenční plocha betonového kužele jednotlivé kotvy s velkou roztečí a vzdáleností od okraje promítanou na betonový povrch [mm<sup>2</sup>]. Betonový kužel je idealizován jako pyramida s výškou  $h_{ef}$  a délkou základny  $s_{cr,N}$

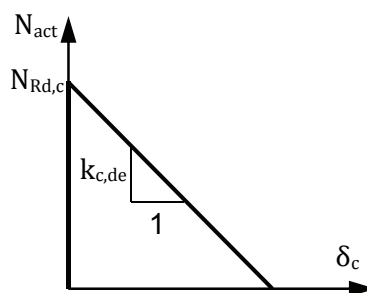
$$s_{cr,N} = 3.0 h_{ef} [\text{mm}] \quad (3.11)$$

$$c_{cr,N} = 0.5 s_{cr,N} = 1.5 h_{ef} [\text{mm}] \quad (3.12)$$

kde

$A_{c,N}$  je skutečná plocha betonového kužele kotvení na betonovém povrchu, omezena překrýváním sousedních betonových kuželů od kotvení  $s < s_{cr,N}$  a okraji bloku  $c < c_{cr,N}$ .

Vzdálenost od okraje musí být větší než  $0.5 h_{ef}$ , aby se zabránilo místnímu odprýsknutí. Porušení vytržením kužele je náhlé a křehké. Počáteční tuhost se uvažuje jako nekonečně velká, tj. do únosnosti  $N_{act}$  se protažení  $\delta_c$  uvažuje nulové. Při překročení únosnosti se protažení se snižujícím se namáháním zvyšuje, sestupná větev na obr. 3.2.



Obr. 3.2 Chování komponenty vytržení kužele betonu

Tuhost sestupné větve  $k_{c,de}$  lze popsat funkcí

$$k_{c,de} = \alpha_c \sqrt{f_{ck}} h_{ef} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} [\text{N/mm}] \quad (3.13)$$

kde

$\alpha_c$  je součinitel komponenty vytržení betonu tahem, uvažuje se  $\alpha_c = -537$

$h_{ef}$	kotevní délka [mm]
$f_{ck}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{c,N}$	povrch betonového kužele [mm <sup>2</sup> ]
$A_{c,N}^0$	povrch betonového kužele jednotlivé kotvy [mm <sup>2</sup> ]

Deformace lze popsat pro vzestupnou část jako

$$N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ and } \delta_c = 0 \quad (3.14)$$

a pro sestupnou větev

$$\delta_c > 0 \text{ mm and } \delta_c = \frac{N_{act} - N_{Rd,c}}{k_{c,de}} \quad (3.15)$$

### 3.1.3 Porušení třmínek, komponenta RS

Deformace komponenty porušení třmínek v tahu byla stanovena z experimentů. Lze ji předpovědět jako

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4 n_{re}^2} \text{ [mm]} \quad (3.16)$$

kde

$\alpha_s$	je součinitel komponenty třmínky, aktuálně $\alpha_s = 12 \cdot 100$ [-]
$N_{Rd,s,re}$	návrhová únosnost třmínek v tahu při jejich porušení tahem [N]
$d_{s,re}$	jmenovitý průměr prutu výztuže [mm]
$f_{ck}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm <sup>2</sup> ]
$n_{re}$	celkový počet ramen třmínek [-]

Únosnost na mezi kluzu třmínek se stanoví jako

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} f_{yd,re} = n_{re} \pi \left( \frac{d_{s,re}^2}{4} \right) f_{yd,re} \text{ [N]} \quad (3.17)$$

kde

$A_{s,re}$	je jmenovitá průřezová plocha všech ramen třmínek [mm <sup>2</sup> ]
$d_{s,re}$	jmenovitý průměr třmínek [mm]
$f_{yd}$	návrhová hodnota meze kluzu materiálu dřívku trnu s hlavou [N/mm <sup>2</sup> ]
$n_{re}$	počet ramen třmínek připadající na jeden trn s hlavou [-]

Chování materiálu lze popsat bilineárním pracovním diagramem. Pro smykovou výztuž, třmínky, se požaduje poměrné přetvoření alespoň  $\varepsilon_{su,re} = 2.5$  %. Tuhost se stanoví jako

$$k_{s,re1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \delta} \text{ pro } \delta < \delta_{Rd,s,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.18)$$

$$k_{s,re2} = 0 \text{ for } \delta \geq \delta_{Rd,s,re} \leq \varepsilon_{su,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.19)$$

### 3.1.4 Porušení soudržnosti třmínků, komponenta RB

Protážení třmínků v betonu je ovlivněno porušováním soudržnosti mezi betonem a třmínky. Protážení lze předpovědět jako

$$\delta_{Rd,b,re} = \frac{2 N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4 n_{re}^2} \text{ [mm]} \quad (3.20)$$

kde

- $\alpha_s$  je součinitel komponenty třmínky, aktuálně  $\alpha_s = 12 \cdot 100$  [-]  
 $N_{Rd,b,re}$  návrhová únosnost v soudržnosti třmínků v tahu [N]  
 $d_{s,re}$  jmenovitý průměr třmínků [mm]  
 $f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm<sup>2</sup>]

Únosnost v soudržnosti třmínku se stanoví jako

$$N_{Rd,b,re} = \sum n_{s,re} \left( \frac{l_1 \pi d_{s,re} f_{bd}}{\alpha} \right) \text{ [N]} \quad (3.21)$$

kde

- $n_{s,re}$  je počet ramen třmínku [-]  
 $l_1$  kotevní délka [mm]  
 $d_{s,re}$  jmenovitý průměr třmínků [mm]  
 $f_{bd}$  návrhová mez pevnosti v soudržnosti podle EN1992-1-1:2004 [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\alpha$  součinitel podle EN1992-1-1:2004 zohledňující ohyb a krytí výztuže, uvažuje se  $0.7 \cdot 0.7 = 0.49$  [-]

$$k_{b,re1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \delta} \quad \text{pro } \delta < \delta_{Rd,b,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.22)$$

$$k_{b,re2} = 0 \quad \text{pro } \delta \geq \delta_{Rd,b,re} \leq \varepsilon_{su,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.23)$$

### 3.1.5 Porušení vytržením trnu s hlavou, komponenta P

Při vytrhávání trnů s hlavou z betonového bloku narůstá jeho protážení a zvyšuje se napětí pod hlavou. Deformaci lze předpovědět jako

$$\delta_{Rd,p,1} = k_p \cdot \left( \frac{N_{Rd,c}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n} \right)^2 \text{ [mm]} \quad (3.24)$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2 k_p \cdot \left( \frac{\min(N_{Rd,p}; N_{Rd,re})}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n} \right)^2 - \delta_{Rd,p,1} \text{ [mm]} \quad (3.25)$$

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} \text{ [-]} \quad (3.26)$$

kde

- $A_h$  je plocha hlavy trnu s hlavou [mm<sup>2</sup>]

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_s^2) \quad (3.27)$$

kde  
 $k_a$  je tvarový součinitel pórů v krajních částech [-]

$$k_a = \sqrt{5/a} \geq 1 \quad (3.28)$$

kde  
 $a_p$  je součinitel zohledňující rameno šířky [mm]

$$a_p = 0.5 \cdot (d_h - d_s) \quad (3.29)$$

kde  
 $k_A$  je součinitel zohledňující průřezovou plochu v závislosti na součiniteli  $k_a$  [-]

$$k_A = 0.5 \cdot \sqrt{d_s^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0.5 \cdot d_h \quad (3.30)$$

kde  
 $n$  je počet trnů s hlavou [-]  
 $\alpha_p$  součinitel komponenty protlačení hlavy trnu, aktuálně  $\alpha_p = 0.25$  [-]  
 $k_2$  součinitel pro trny s hlavou v betonu bez trhlin, aktuálně 600 [-]  
součinitel pro trny s hlavou v betonu s trhlinami, aktuálně 300 [-]  
 $m$  součinitel vlivu protlačení,  $m = 9$  pro trny s hlavou [-]  
 $d_h$  průměr hlavy trnu [mm]  
 $d_s$  průměr dřívku trnu [mm]

Únosnost při vytržení se stanoví jako

$$N_{Rd,p} = n p_{uk} A_h / \gamma_{Mc} \quad (3.31)$$

kde  
 $p_{uk}$  je mez pevnosti hlavy trnu [MPa]

Únosnost při porušení betonového kužele bez přídavné výztuže se stanoví jako

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \psi_{A,N} \psi_{s,N} \frac{\psi_{re,N}}{\gamma_{Mc}} \quad (3.32)$$

Únosnost při porušení přídavné výztuže je menší z

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} f_{yd,re} = n \pi \frac{d_{s,re}^2}{4} f_{yd,re} \text{ a } N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{s,re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (3.33)$$

Tuhost lze stanovit jako

$$k_{p,1} = \sqrt{\frac{(A_h f_{ck} n)^2}{\delta_{act} k_p}} \quad (3.34)$$

$$k_{p,2} = \sqrt{\frac{(A_h f_{ck} n)^2 (\delta + \delta_{Rd,p1})}{2 \delta_{act}^2 k_p}} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.35)$$

$$k_{p,3} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,re})/\delta + k_{p,pp} [1 - \delta_{Rd,p,2}/\delta] \quad [\text{N/mm}] \quad (3.36)$$

Tuhost  $k_{p,de}$  závisí na způsobech porušení. V případě, že rozhoduje porušení plastifikací přídavné výztuže ( $N_{Rd,s,re} < N_{Rd,b,re}$  a  $N_{Rd,s,re} < N_{Rd,p}$ ) se předpokládá hodnotou  $10^4 \text{ N/mm}^2$ . V sestupné větvi dosahuje záporné hodnoty. V ostatních případech (např.  $N_{Rd,s,re} > N_{Rd,b,re}$  nebo  $N_{Rd,s,re} > N_{Rd,p}$ ) se tuhost  $k_{p,de}$  předpokládá nekonečně velká. Jedná se ale o pružně křehké chování/porušení. Tuhost v případě porušení vytržením je menší z hodnot získaných ze vztahů (3.34) až (3.36).

$$k_{p,de} = \min(k_{p,1}; k_{p,2}; k_{p,3}) \quad [\text{N/mm}] \quad (3.37)$$

### 3.1.6 Trny s hlavou ve smyku, komponenta V

Vzhledem k drcení betonu na povrchu prvku vykazují hodnoty deformace při namáhání smykem velké odchylky s variačním součinitelem 40 % až 50 %. Deformace závisí především na průměru kotev a hloubce ukotvení. Deformace při smyku pro daný stupeň zatížení se stanoví, viz (Hofmann 2005), jako

$$\delta_{Rd,v} = k_v \frac{\sqrt{V_{Rd}}}{d} h_{ef}^{0.5} \quad [\text{mm}] \quad (3.38)$$

kde

$k_v$  je součinitel typu kotvy, pro trny s hlavou  $k_v = 2$  až  $4$

$V_{Rd}$  výsledná únosnost ve smyku, minimum z hodnot pro různé způsoby porušení ( $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,cp}$ ,  $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,p}$ ), viz Technická specifikace CEN/TS 1992-4-1 nebo (FIB Bulletin 58, 2011)

## 3.2 Kombinace komponent

Celková tuhost styčnicku s kotevními trny s hlavou, v betonu s nebo bez přídavné výztuže, se získá z paralelního a sériového působení jejich komponent. Uvažuje se, viz (Hofmann, 2005):

Kombinace C1

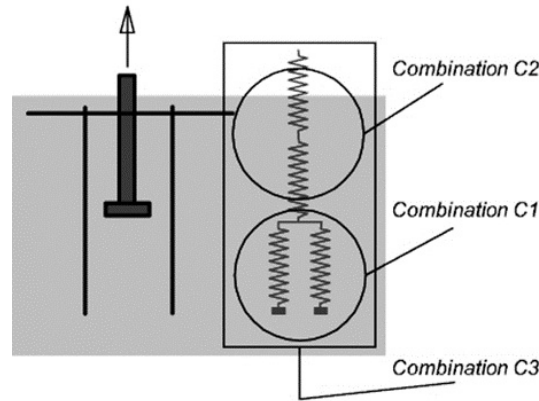
Porušení kužele betonu a třmínků,  $k_{s,re} = 0$  a  $k_{b,re} = 0$

Kombinace C2

Porušení dřívku trnu a jeho vytržením

Kombinace C3

Kombinace všech komponent pro trn s hlavou se třmínky v betonu



Obr. 3.3 Kombinace jednotlivých rozdílných komponent pro kotvení s přídatnou výztuží

### 3.2.1 Porušení kužele betonu a třmínky, kombinace C1

Komponenty porušení kužele betonu a třmínky,  $C1 = CC + RS/RB$ , působí paralelně. Namáhání roste do porušení betonu  $N_{Rd,c}$ , po kterém následuje porušení třmínků  $N_{Rd,s,re}$  nebo  $N_{Rd,b,re}$ .

$$k_{C1.1} = k_{c1} + k_{s,re} = \infty \text{ for } N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.39)$$

což lze vyjádřit jako

$$k_{C1.1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \delta} \text{ for } N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.40)$$

Po porušení kužele betonu tuhost klesá. Tuhost se stanoví pro  $N_{act}$  větší než  $N_{Rd,c}$  jako

$$k_{C1.2} = k_{c2} + k_{s,re} \text{ pro } N_{act} > N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.41)$$

což lze přepsat jako

$$k_{C1.2} = \frac{N_{Rd,c}}{\delta} + k_{c,de} - k_{c,de} \frac{\delta_{Rd,c1}}{\delta} + \frac{\sqrt{n_{re}^2 \alpha_s f_{ck} d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \delta} \quad (3.42)$$

$$\text{pro } N_{act} < N_{Rd,s,re} < N_{Rd,b,re} \text{ [N/mm]}$$

Pro působící síly větší než  $N_{Rd,s,re}$  nebo  $N_{Rd,b,re}$  lze tuhost třmínků zanedbat a platí vztah

$$k_{C1.3} = k_c + k_{s,re} = 0 \text{ pro } N_{act} = N_{Rd,s,re} \geq N_{Rd,b,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.43)$$

### 3.2.2 Porušení dřívku trnu a jeho vytržením, kombinace C2

Komponenty porušení dřívku trnu a vytržení trnu, kombinace  $C2 = S + P$ , působí v sérii. Tuhosti lze sečíst jako

$$k_{C2} = \left( \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} \text{ [N/mm]} \quad (3.44)$$

což lze rozložit

$$k_{C2} = \left( \frac{L_h}{A_{s,nom} E_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} = \left( \frac{L_h}{A_{s,nom} E_s} + \frac{1}{\min(k_{p1}; k_{p2}; k_{p3})} \right)^{-1} \text{ [N/mm]} \quad (3.45)$$

kde

$k_p$  je minimální tuhost v případě porušení vytržením, minimum z  $k_{p1}$ ,  $k_{p2}$  a  $k_{p3}$

### 3.2.3 Kombinace všech komponent pro trn s hlavou se třmínky v betonu, C3 = CC + RS/RB + P + S

Kombinace popíše celou křivku grafu působící síly a deformace trnů s hlavou v betonu s třmínky. Skládá se:

kombinace C1, komponenty CC a RB/RS, beton a třmínky v tahu

komponenta S, dřík trnu s hlavou v tahu

kombinace C2, komponenta P, porušení vytržením trnu s hlavou.

Kombinace komponent pomocí sériového uspořádání vede k tuhosti celého kotevního systému v tahu ve tvaru

$$1/k_{C3} = 1/k_{C1} + 1/k_{C2} \text{ [N/mm]} \quad (3.46)$$

kde

$k_{C1}$  je tuhost při porušení betonového kužele se třmínky, viz kombinace C1 [N/mm], bez třmínek je  $k_{C1}$  rovno  $k_c$

$k_{C2}$  tuhost deformací hlavy trnu deformací betonu pod hlavou a hlavy trnu, viz kombinace C2 [N/mm]

### 3.2.4 Únosnost

Únosnost  $N_{Rd,C3}$  lze předpokládat porušením

betonové tlačené diagonály  $N_{Rd,cs}$ ,

přídavné výztuže  $N_{Rd,re}$ .

Únosnost při porušení tlačené betonové diagonály se vypočítá pro porušení betonového kužele zvýšené součinitelem, který uvažuje umístění přídavné výztuže a úhel tlačené betonové diagonály

$$N_{Rd,cs} = \psi_{supp} N_{Rd,c} \text{ [N]} \quad (3.47)$$

kde

$N_{Rd,c}$  je únosnost pro porušení betonového kužele, viz rov. 3.7 [N]

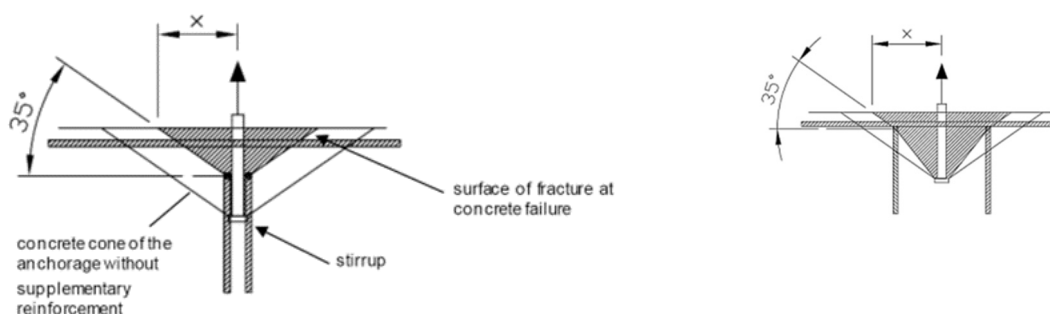
$\psi_{support}$  součinitel zohledňující ukotvení třmínek

$$2.5 - \frac{x}{h_{ef}} \geq 1 \text{ [-]} \quad (3.48)$$



kde

$x$  je vzdálenost mezi kotvou a trhlinou na povrchu betonu pro šíření trhliny od třmínku k povrchu betonu pod úhlem  $35^\circ$  [mm]



Obr. 3.4 Vzdálenost mezi kotvou a trhlinou na povrchu betonu

Dva možné způsoby porušení jsou:

tečení třmínků  $N_{Rd,s,re}$ , viz rovnice (3.16),

porušení kotvení třmínků  $N_{Rd,b,re}$ , viz rovnice (3.20).

Únosnost pro všechny komponenty se stanoví ze vztahu

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} [N] \quad (3.49)$$

kde

$N_{Rd,c}$  je únosnost pro porušení betonového kužele, viz rovnice (3.7), [N]

$N_{Rd,s,re}$  únosnost pro tečení třmínků přídavné výztuže, viz rovnice (3.16) [N]

$N_{Rd,b,re}$  únosnost pro porušení soudržnosti třmínků přídavné výztuže, viz rovnice (3.20) [N]

$k_{c,de}$  tuhost betonového kužele v sestupné větvi, viz rovnice (3.13) [N/mm]

$\delta_f$  protažení na únosnost  $N_{Rd,s,re}$  nebo  $N_{Rd,b,re}$  [mm]

### 3.2.5 Kombinace komponent v tahu a smyku

Složením vektorů deformací jednotlivých komponent se získá celková deformace v tahu a smyku.

## 3.3 Tuhosti pomocí technických specifikací

### 3.3.1 Trny s hlavou v tahu bez přídavné výztuže

Zjednodušeně, ale na základě experimentů poměrně přesně, lze deformace a tuhosti trnů s hlavou a kotevních šroubů stanovit z technických specifikací výrobků. Protažení  $\delta_{Rd}$  se odhaduje na úrovni únosnosti  $N_{Rd}$  pro hodnoty v technické specifikaci výrobku vztahem

$$\delta_{Rd,N} = \frac{\delta_{N,ETA}}{N_{ETA}} N_{Rd} \quad (3.50)$$

kde

$\delta_{N,ETA}$  je protažení v dokumentaci produktu pro danou působící sílu

$N_{ETA}$  síla, pro kterou jsou ve specifikacích produktu stanovena protažení

$N_{Rd}$  návrhová únosnost v tahu

Tuhost kotvení se stanoví ze vztahu

$$k_{Rd,N} = \frac{\delta_{N,ETA}}{N_{ETA}} \quad (3.51)$$

kde

$\delta_{N,ETA}$  je protažení ve specifikaci dokumentace produktu pro odpovídající působící sílu  
 $N_{ETA}$  působící tahová síla, pro kterou jsou ve specifikaci výrobku uvedena protažení

### 3.3.2 Trny s hlavou ve smyku

Protažení  $\delta_v$  při dosažení únosnosti  $V_{Rd}$  lze odhadnout pomocí hodnot v technické specifikaci výrobku z deformace trnu vzdáleného dostatečně od okraje  $\delta_{v,ETA}$  pro krátkodobé a dlouhodobé zatížení jako

$$\delta_{Rd,v} = \frac{\delta_{v,ETA}}{V_{ETA}} V_{Rd} \quad (3.52)$$

kde

$\delta_{v,ETA}$  je protažení v dokumentaci výrobku pro danou únosnost  
 $V_{ETA}$  únosnost ve smyku v technické specifikaci produktu  
 $V_{Rd,c}$  návrhová únosnost ve smyku

Tuhost kotvení se stanoví jako

$$k_{Rd,v} = \frac{\delta_{v,ETA}}{V_{ETA}} \quad (3.53)$$

kde

$\delta_{v,ETA}$  je protažení v dokumentaci produktu pro odpovídající únosnost  
 $V_{ETA}$  smyková síla na mezi únosnosti v technické specifikaci výrobku

### 3.3.3 Vytržení betonu

Únosnost při porušení betonu vytržením v tahu pro jeden trn s hlavou bez vlivu okraje lze stanovit jako

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 h_{ef}^{1.5} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.54)$$

kde

$k_1$  je základní součinitel pro vytržení betonového kužele pro trny s hlavou, který je roven 8.9 pro beton s trhlinami a 12.7 pro beton bez trhlin, [-]  
 $h_{ef}$  účinná kotevní délka v technické specifikaci výrobku [mm]  
 $f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu podle EN206-1: 2000 [N/mm<sup>2</sup>]

Charakteristická únosnost při vytržení betonového kužele pro jednu kotvu  $N_{Rk,c}^0$  se redukuje dílčím součinitelem spolehlivosti betonu  $\gamma_{Mc}$  na návrhovou hodnotu

$$N_{Rd,c}^0 = \frac{N_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \quad (3.55)$$

Pro beton se doporučuje hodnota  $\gamma_{Mc} = 1.5$ .

Pro skupinu kotev je návrhová únosnost kužele betonu ve vytržení dána, obdobně jako v rovnici (3.7), vztahem

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \psi_{A,N} \psi_{s,N} \psi_{re,N} / \gamma_{Mc} \quad (3.56)$$

kde

$N_{Rk,c}^0$	je charakteristická únosnost jedné kotvy bez vlivů okraje a vzdálenosti
$\psi_{A,N}$	součinitel vzdálenosti od okraje a rozteče, $\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$
$A_{c,N}^0$	referenční plocha betonového kužele jednotlivé kotvy s velkou roztečí a vzdáleností od okraje promítanou na betonový povrch [mm <sup>2</sup> ]. Betonový kužel se idealizuje jako pyramida s výškou $h_{ef}$ a délkou základny $s_{cr,N}$ s $s_{cr,N} = 3.0 h_{ef}$ a $A_{c,N}^0 = 9 h_{ef}^2$ .
$A_{c,N}$	plocha betonového kužele kotvení na betonovém povrchu se omezuje překrýváním sousedních betonových kuželů kotvení, $s < s_{cr,N}$ , a okraji betonového prvku, $c < c_{cr,N}$ , které lze získat z idealizovaných kuželů jednotlivých trnů/kotev [mm <sup>2</sup> ]
$c$	vzdálenost k okraji $c = 1.5 h_{ef}$ [mm]
$c_{cr,N}$	nejmenší vzdálenost k okraji $c_{cr,N} = 1.5 h_{ef}$ [mm]
$\psi_{re,N}$	součinitel rozmístění výztuže blízko sebe v betonovém prvku na únosnost trnů/kotev s hloubkou kotvení $h_{ef} < 100$ mm $0.5 + h_{ef} / 200$ pro $s < 150$ mm (pro ostatní průměry) [-] nebo $s < 100$ mm (pro $d_s \leq 10$ mm) 1.0 pro $s \geq 150$ mm (pro ostatní průměry) [-]
$\gamma_{Mc}$	dílčí součinitel spolehlivosti, pro beton 1.5 [-]

### 3.3.4 Porušení vytržením trnů s hlavou

Únosnost při porušení vytržením trnu s hlavou  $N_{Rd,p}$  lze vyjádřit pomocí vztahu

$$N_{Rd,p} = p_{uk} A_h / \gamma_{Mc} \quad (3.57)$$

kde

$p_{uk}$	je charakteristická pevnost betonu pod hlavou trnu [MPa]
$A_h$	plocha pod hlavou trnu [mm <sup>2</sup> ]

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_s^2) \quad (3.57b)$$

$d_h$	průměr hlavy trnu [mm]
$d_s$	průměr dřívku trnu [mm]
$\gamma_{Mc}$	dílčí součinitel spolehlivosti, pro beton 1.5 [-]

### 3.3.5 Spolupůsobení betonu a třmínků

Třmínky se aktivují při vytržení kužele betonu  $N_{Rd,c}$ . Po vytržení kužele betonu se síla přenášená betonem snižuje. Síla přenášená betonem  $N_{act,c}$  odpovídá protažení  $\delta$ , které je dáno vztahem

$$N_{act,c} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \delta \quad (3.56c)$$

kde

$k_{c,de}$  je sklon sestupné větve, viz obr. 3.4, rov. (3.7). Pro beton se smykovou výztuží třmínky je síla při protažení  $\delta$  dána rovnicí

$$N_{act,re} = n_{re} d_{s,re}^2 \sqrt{\frac{\alpha_s f_{ck} \delta}{2}} \quad (3.57)$$

kde

$\alpha_s$  je součinitel zohledňující komponentu třmínky, aktuálně je  $\alpha_s = 12\ 100$  [-]  
 $d_{s,nom}$  jmenovitý průměr třmínku [mm]  
 $f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm<sup>2</sup>]  
 $n_{re}$  počet ramen třmínků [-]

Síla  $N_{act}$  přenášená kuželem betonu a třmínky odpovídá deformaci  $\delta$  pro jednotlivé složky

$$N_{act} = N_{act,c} + N_{act,re} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \delta + \min\left(n_{re} d_{s,re}^2 \sqrt{\frac{\alpha_s f_{ck} \delta}{2}}; N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}\right) \quad (3.58)$$

V případě, že nedojde k porušení soudržnosti nebo třmínků je únosnost soustavy dána

$$N_{u,c+s} = N_{Rd,c} + \frac{3}{8} \frac{n_{re}^2 d_{s,re}^4 \alpha_s f_{ck}}{k_{c,de}} \quad (3.59)$$

kde

$N_{Rd,c}$  je únosnost při porušení betonového kužele  
 $\alpha_s$  součinitel pro třmínky, volí se  $\alpha_s = 12\ 100$  [-]  
 $d_{s,re}$  jmenovitý průměr třmínku [mm]  
 $f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm<sup>2</sup>]  
 $n_{re}$  počet ramen třmínků [-]  
 $k_{c,de}$  tuhost sestupné větve při porušení betonového kužele, viz rov. (3.13)

Při vzácném namáhání všech trnů tahem, obě ramena třmínků nemusí být stejně namáhána a působení sil obtížně předpověditelné. V takém případě se doporučuje, aby byl příspěvek třmínků zanedbán.

### 3.3.6 Výsledná únosnost

Výsledná únosnost  $N_u$  se určí jako nejmenší z hodnot z každého možného/uvažovaného způsobu porušení.

### 3.3.7 Tření

Pro patní desky je tření definováno v EN1993-1-8:2006 čl. 6.2.2. Do únosnosti lze zahrnout únosnost třením a kotevními šrouby. Tření mezi patní deskou a podlitem pod deskou lze stanovit vztahem

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (3.60)$$

kde

$C_{f,d}$  je součinitel tření, pro cemento-pískovou maltu se uvažuje návrhová hodnota  $C_{f,d} = 0.2$   
 $N_{c,Ed}$  osová tlaková síla ve sloupu

Tření lze využít i při tlaku od ohybového momentu. Princip je použit pro styčníky nosníků s kotevními deskami ve čl. 3.9.2(3).

### 3.4 Patní deska v ohybu a betonový blok v tlaku

#### 3.4.1 Prostorové namáhání betonu

Komponenta patní deska v ohybu a betonový blok v tlaku popisuje chování tlačené části styčníku. Únosnost je dána pevností betonu při prostorovém namáhání pod poddajnou patní deskou, viz (Melchers, 1992). Napětí je v betonu pod poddajnou patní deskou koncentrováno pod průřez sloupu, viz (Dewolf, Sarisley, 1980). Při návrhu se poddajná patní deska modeluje náhradní tuhou deskou. Vrstva malty pod patní deskou má na únosnost a tuhost styčníku vliv a při návrhu s ní lze uvažovat, viz (Penserini, Colson, 1989). Prostorové namáhání betonu závisí na velikosti betonového bloku a případném vyztužení.

Tuhost kotvení patní deskou je nejvíce ovlivněno deformací kotevního šroubu. Betonový blok v tlaku je tužší a projevuje se jen při převažujícím namáhání v tlaku.

Únosnost komponenty patní deska v ohybu a betonový blok v tlaku  $F_{Rd,u}$  se stanoví za předpokladu rovnoměrného napětí pod náhradní patní deskou jako

$$F_{Rd,u} = A_{c0} f_{jd} \quad (3.61)$$

Návrhová hodnota pevnosti betonu ve styčníku  $f_{jd}$  se stanoví podle čl. 6.7(2) v EN1992-1-1:2004, viz obr. 3.6, jako

$$F_{Rd,u} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 A_{c0} f_{cd} \quad (3.62)$$

kde

$$A_{c0} = b_1 d_1 \quad a \quad A_{c1} = b_2 d_2 \quad (3.63)$$

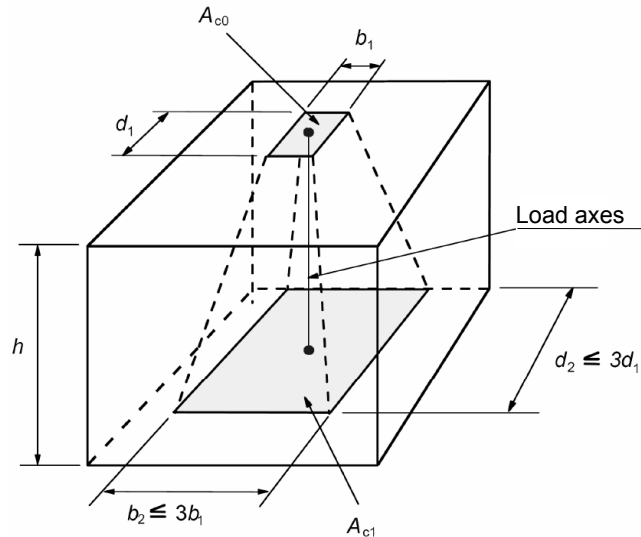
kde

$A_{c0}$  je zatížená plocha a

$A_{c1}$  plocha na kterou se namáhání roznáší.

Vliv výšky bloku na prostorové chování betonu se zavádí jako

$$\begin{aligned} h &\geq b_2 - b_1 \quad a \quad h \geq d_2 - d_1 \\ 3 b_1 &\geq b_2 \quad a \quad 3 d_1 \geq d_2 \end{aligned} \quad (3.64)$$

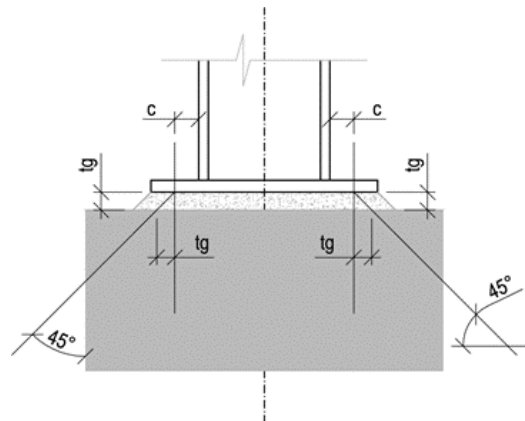


Obr. 3.5 Pevnost betonu pro výpočet prostorového chování

Pro danou geometrii lze stanovit pevnost betonu ve styčnicku jako

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rd,u}}{b_{eff} l_{ef}} = \frac{\beta_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j f_{cd} k_j \leq \frac{3 A_{c0} f_{cd}}{A_{c0}} = 3.0 f_{cd} \quad (3.65)$$

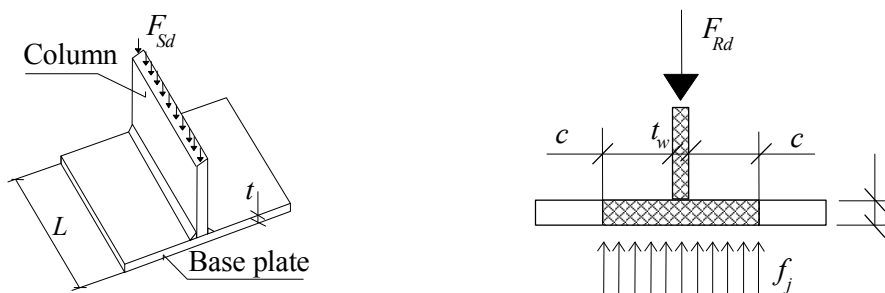
Součinitel  $\beta_j$  představuje vliv malty nižší kvality než je základový blok. Pro charakteristickou pevnost malty nejméně 0,2 charakteristické pevnosti betonu základu a vrstvu malty menší než 0,2 z rozměrů patní desky se uvažuje hodnotou 2/3. V ostatních případech se vliv vrstvy malty počítá samostatně. V tomto případě se v maltě uvažuje roznášení namáhání pod 45°, viz (Steenhouis a kol., 2008), viz obr. 3.6, a plochu  $A_{c0}$  lze ve výpočtu konzervativně uvažovat jako celou patní desku  $A_p$ .



Obr. 3.6 Roznášení namáhání v maltě

### 3.4.2 Tuhost patní desky

Rovnoměrné rozdělení napětí se na základě inženýrských zkušeností uvažuje pouze pod patní deskou, která se deformuje pružně. Z tohoto předpokladu se počítá šířka náhradní tuhé desky  $c$  pro konzolu namáhanou pevností betonu ve styčnicku, viz (Astaneh a kol, 1992), viz obr. 3.7.



Obr. 3.7 Patní deska jako konzola pro výpočet šířky  $c$

Pružný ohybový moment na patní desce jednotkové šířky

$$M' = \frac{1}{6} t^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.69)$$

a ohybový moment na jednotku šířky pro délku konzoly  $c$  zatížené mezní pevností betonu ve styčnicku  $f_j$  je

$$M' = \frac{1}{2} f_j c^2 \quad (3.70)$$

Ze vztahů (3.69) a (3.70) plyne

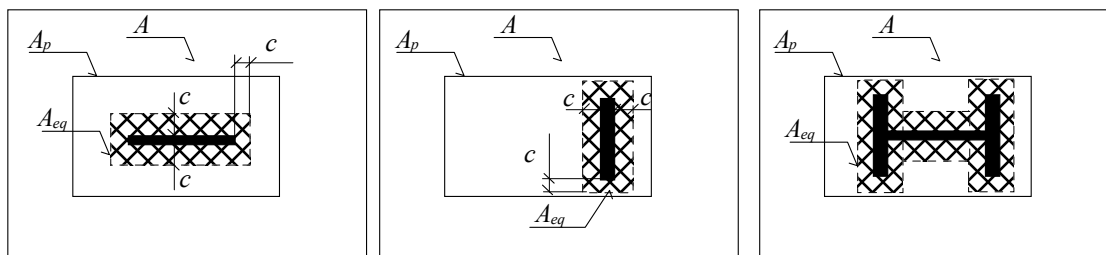
$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \quad (3.71)$$

Poddajná patní deska o ploše  $A_p$  se nahradí náhradní tuhou deskou o ploše  $A_{eq}$ , viz obr. 3.8. Únosnost komponenty za předpokladu rovnoměrného rozložení napětí pod náhradní tuhou deskou je

$$F_{Rd,u} = A_{eq} \cdot f_{jd} \quad (3.72)$$

Únosnost  $F_{Rd}$  musí být větší než působící síla  $F_{Ed}$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd,u} \quad (3.73)$$



Obr. 3.8 Účinná plocha pod patní deskou

### 3.4.3 Tuhost komponenty

Tuhost komponenty je ovlivněna poddajností patní desky, modulem pružnosti betonu a velikostí betonového bloku, viz (Steenhouis a kol, 2008). Zatlačení patní desky lze uvažovat jako na pružném poloprostoru

$$\delta_r = \frac{F \alpha a_r}{E_c A_p} \quad (3.74)$$

kde

- F je působící síla
- $\alpha$  tvarový součinitel patní desky
- $a_r$  šířka náhradní tuhé desky
- $E_c$  modul pružnosti betonu
- $A_p$  plocha patní desky

Tvarový součinitel  $\alpha$  závisí na materiálových charakteristikách desky a podloží. Tab. 3.1 uvádí hodnoty součinitele pro Poissonovo číslo pro beton  $\nu \approx 0.15$ . Je uvedena i přibližná hodnota součinitele  $\alpha$ , která je asi  $0.58 \cdot \sqrt{L/a_r}$ .

Tab. 3.1 Součinitel  $\alpha$  a zjednodušení pro beton

$L / a_r$	$\alpha$	Přibližná hodnota $\alpha = 0.58 \cdot \sqrt{L/a_r}$ .
1	0.90	0.85
1.5	1.10	1.04
2	1.25	1.20
3	1.47	1.47
5	1.76	1.90
10	2.17	2.69

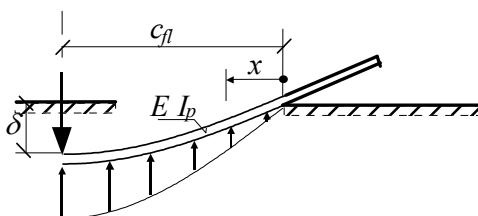
Zatlačení patní desky do betonového bloku lze vyjádřit jako

$$\delta_r = \frac{0.85 F}{E_c \sqrt{l \cdot a_r}} \quad (3.75)$$

kde

- $\delta_r$  je deformace pod náhradní tuhou patní deskou
- $l$  délka patní desky

Model pružné tuhosti vychází z deformace, viz obr. 3.9.



Obr. 3.9 Místní deformace betonového bloku pod patní deskou

Pro deformaci desky vyjádřenou sinusovou funkcí



$$\delta_{(x)} = \delta \sin \left( \frac{1}{2} \pi x / c_{fl} \right) \quad (3.76)$$

se rovnoměrné napětí pod patní deskou vyjádří ve čtvrté mocnině a násobí  $E I'_p$

$$\delta_{(x)} = E I'_p \left( \frac{1}{2} \pi / c_{fl} \right)^4 \delta \sin \left( \frac{1}{2} \pi \frac{x}{c_{fl}} \right) = E \frac{t^3}{12} \left( \frac{1}{2} \frac{\pi}{c_{fl}} \right)^4 \delta \sin \left( \frac{1}{2} \pi x / c_{fl} \right) \quad (3.77)$$

kde

$E$  je modul pružnosti oceli

$I'_p$  moment setrvačnosti jednotkové délky patní desky ( $I'_p = t^3 / 12$ )

$t$  tloušťka patní desky

$$\delta_{(x)} = \sigma_{(x)} h_{ef} / E_c \quad (3.78)$$

kde

$h_{ef}$  je náhradní tloušťka betonu pod patní deskou

Za předpokladu

$$h_{ef} = \xi c_{fl} \quad (3.79)$$

vyjadřuje součinitel  $\xi$  vztah mezi  $h_{ef}$  a  $c_{fl}$ . Platí, že

$$\delta_{(x)} = \sigma_{(x)} \xi c_{fl} / E_c \quad (3.80)$$

Po dosazení lze vztah vyjádřit jako

$$c_{fl} = t \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} \xi \frac{E}{E_c}} \quad (3.81)$$

Poddajnou délku  $c_{fl}$  lze nahradit náhradní tuhou délkou

$$c_r = c_{fl} 2 / \pi \quad (3.82)$$

a<sub>r</sub> vyjadřuje výšku  $h_{eq}$ . Pro  $\alpha$  zjednodušeně jako  $1.4 \cdot a_r = t_w + 2c_r$  a  $t_w = 0.5 c_r$ . Lze psát

$$h_{eq} = 1.4 \cdot (0.5 + 2) c_r = 1.4 \cdot 2.5 \cdot c_{fl} \cdot \frac{2}{\pi} = 2.2 c_{fl} \quad (3.83)$$

a součinitel  $\xi = 2.2$ .

Pro kotvení patní deskou lze předpokládat, že je  $E_c \cong 30\,000 \text{ N / mm}^2$  a  $E \cong 210\,000 \text{ N / mm}^2$ , což vede na

$$c_{fl} = t \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} \xi \frac{E}{E_c}} = t \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} 2.2 \frac{210000}{30000}} = 1.98 t \quad (3.84)$$

nebo

$$c_r = c_{fl} \frac{2}{\pi} = 1.98 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot t = 1.25 t \quad (3.85)$$

Náhradní šířka  $a_r$  se pro pružný návrh vyjádří jako

$$a_{eq,el} = t_w + 2.5 t = 0.5 c_r + t \quad (3.86)$$

nebo

$$a_{eq,el} = 0.5 \cdot 1.25 t + 2.5 t = 3.125 t \quad (3.87)$$

Z deformaci komponenty lze vypočítat její součinitel tuhosti jako

$$k_c = \frac{F}{\delta E} = \frac{E_c \sqrt{a_{eq,el} L}}{1.5 \cdot 0.85 E} = \frac{E_c \sqrt{a_{eq,el} L}}{1.275 E} = \frac{E_c \cdot \sqrt{t \cdot L}}{0.72 \cdot E} \quad (3.88)$$

kde

$a_{eq,el}$  je náhradní šířka T průřezu

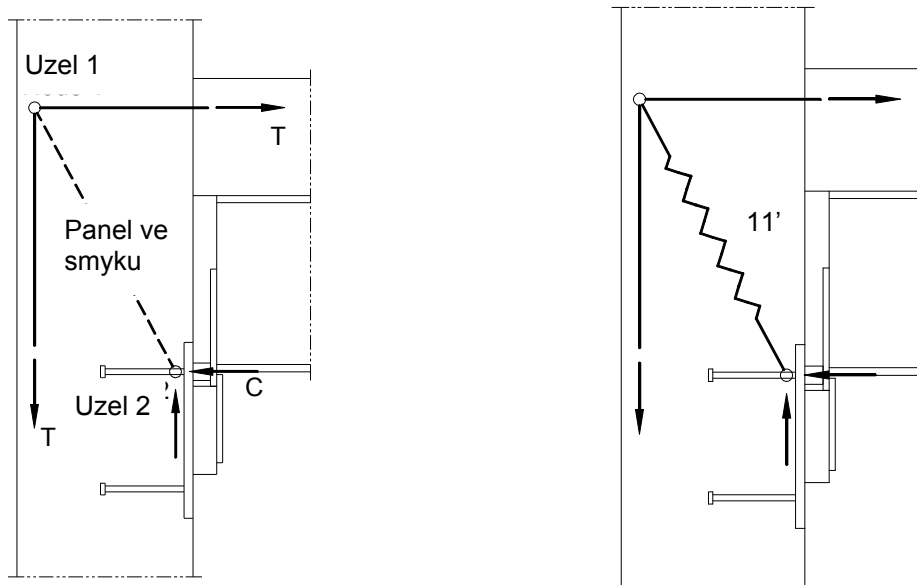
L délka T průřezu

### 3.5 Panel betonu ve smyku

Únosnost a tuhost železobetonové stěny v oblasti styčnicku se zahrnuje do návrh styčnicku, viz (Huber a Cermeneg, 1998). Při návrhu betonových konstrukcí se k řešení běžně používá model náhradní příhradoviny (Strut-and-Tie Method, STM). Model zahrnuje prostorové chování uvažováním menších rozměrů prvků v tlaku než prvků v tahu. Kotevní deska se v modelu uvažuje účinnou plochou náhradního T profilu. Rozložení napětí v betonové stěně s kotvou a výztuží bylo studováno diskrétním modelem MKP. Idealizace pomocí příhradoviny je zobrazena na obr. 10a. Pro stanovení deformace styčnicku byl beton v tlaku popsán tlačnou pružinou. Pružina v tahu představuje podélnou výztuž. Chování pružin bylo popsáno pro počáteční tuhost a pro únosnost.

Únosnost vychází z modelu, rozměrů a mezí pevnosti materiálů. Kotvení deska je namáhána ve třech směrech. V modelu se při plastickém rozdělení vnitřních sil dosahuje vysokých hodnot namáhání. Numerický model styčnicku potvrdil předpoklad napětí v příčném tahu, se kterým se počítá.

Deformace styčnicku vychází z nelineární deformace betonového panelu ve smyku, který reprezentuje beton v tlaku, viz (Henriques, 2012). Deformace se počítá z délky diagonály a napjatosti ve styčnicku při daném namáhání.



a) Model tlačných a ťažených prvků

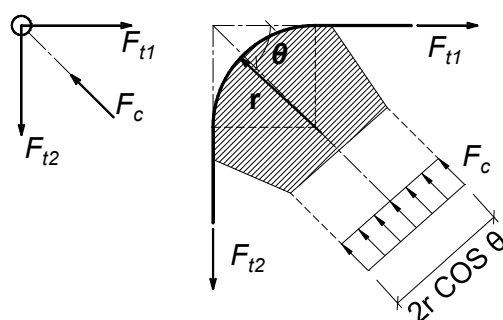
b) Panel se smyku

Obr. 3.10 Model stýčnicku

Tab. 3.2 shrnuje napjatost ve stýčnicku a v panelu ve smyku podle EN1992-1-1:2004. Uzel 1 popisuje kotvení podélné výztuže. Účinné rozměry byly převzaty z (CEB-FIP Model Code, 1990). Šířka stýčnicku se definuje účinnou šířkou ocelobetonového průřezu. Numerické modely a experimenty, viz (Henriques, 2013), potvrdily plné využití výztuže v oblasti účinné šířky kotevní desky.

Tab. 3.2 Mezní napjatost podle EN1992-1-1:2004

Prvek	mezní napjatost
Uzel 1	$0.75 \nu f_{cd}$
Uzel 2	$3 \nu f_{cd}$
Panel ve smyku	$0.6 \nu f_{cd}$ $s \quad \nu = 1 - f_{ck}/250$



Obr. 3.11 Vnitřní síly a geometrie ohybu podélné výztuže

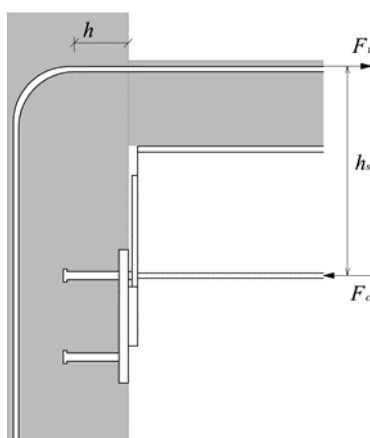
Pro sestavení chování komponent v chování stýčnicku se panel ve smyku uvažuje průmětem do svislého směru.

### 3.6 Podélná výztuž v tahu

Ve styčnicku ocelobetonového nosníku na betonovou stěnu/sloup přenáší komponenta podélná výztuž v tahu vnitřní sílu, která vzniká působením ohybového momentu ve styčnicku. Komponenta většinou rozhoduje o tuhosti i únosnosti styčnicku. Podle EN1994-1-1 je omezena únosnost výztuže její mezí kluzu. Předpokládá se, že výztuž po účinné šířce ocelobetonového nosníku je plně využita. Únosnost je vyjádřena rovnicí (3.89). Deformace a tuhost komponenty závisí na konfiguraci, která je jednostranná nebo oboustranná. Součinitel tuhosti pro jednostranný styčník je popsán rovnicí (3.90). Tuhost závisí na délce protažení podélné výztuže. V modelu se, tak jako v normě EN 1994-1-1, uvažuje s délkou  $h$  podle obr. 3.12.

$$F_{s,r} = A_{s,r} f_{yr} \quad (3.89)$$

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3.6 h} \quad (3.90)$$



Obr. 3.12 Délka kotvení výztuže  $h$  pro odhad jejího protažení

Síla působící v tažené komponentě se stanoví jako

$$F_t = -M_{y,Ed}/h_s \quad (3.91)$$

### 3.7 Prokluz ve spřažení ocelobetonového nosníku

Prokluz ve spřažení ocelobetonového nosníku nemá přímý vliv na únosnost styčnicku. Míra interakce ocelobetonové desky a nosníku ovlivní namáhání, které se přenáší do výztuže. V přípoji je tahová síla přenášena pouze podélnou výztuží a míra spřežení tak nepřímo ovlivňuje únosnost styčnicku. V normě EN1994-1-1:2008 se s mírou spřežení počítá. Součinitel tuhosti podélné výztuže, viz rovnice (3.92), se stanovuje pomocí redukčního součinitele jako:

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{sr}}{k_{sc}}} \quad (3.92)$$

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{\vartheta - \left(\frac{\vartheta - 1}{1 + \xi}\right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (3.93)$$

$$\vartheta = \sqrt{\frac{(1 + \xi) N k_{sc} l d_s^2}{E_a I_a}} \quad (3.94)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (3.95)$$

kde

$h_s$  je vzdálenost mezi osou prutů podélné výztuže a středem tlačené části styčnicku, který se předpokládá v polovině tlačené pásnice připojovaného ocelového nosníku

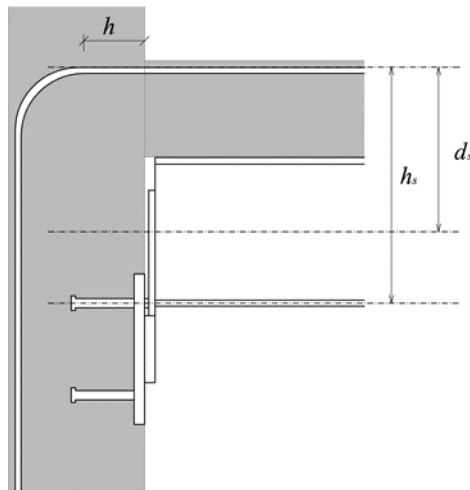
$d_s$  vzdálenost prutů podélné výztuže a těžiště průřezu ocelového nosníku, viz Obr. 13

$I_a$  moment setrvačnosti průřezu ocelového nosníku

$l$  délka nosníku namáhaného kladným ohybovým momentem

$N$  počet spřahovacích prvků na délce  $l$

$k_{sc}$  tuhost spřahovacích trnů

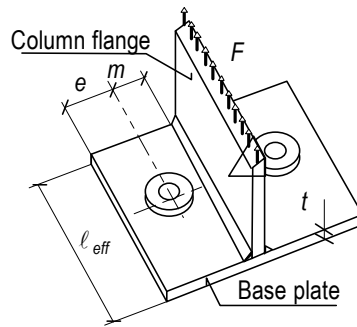


Obr. 3.13 Rameno vnitřních sil  $h_s$  a vzdálenost osy výztuže k těžišti nosníku  $d_s$

## 4 KOMPONENTY V OCELOVÉ ČÁSTI STYČNÍKU

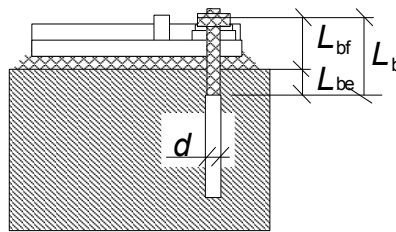
### 4.1 Náhradní T profil v tahu

Patní deska v ohybu a kotevní prvek v tahu se modelují náhradním T profilem v tahu obdobně jako přípoj nosníku na sloup nebo nosník čelní deskou. V chování jsou ale odlišnosti. Účinná délka kotevních šroubů je, vlivem podložek, patní desky, vrstvou podlití a volnou délkou případně zabetonovaného kotevního šroubu, řádově delší než u šroubů s matkou. Patní deska je většinou navržena na působení v tlaku a bývá tlustší než deska čelní.



Obr. 4.1 Náhradní T profil pro modelování komponenty patní deska v ohybu a kotevní šroub v tahu

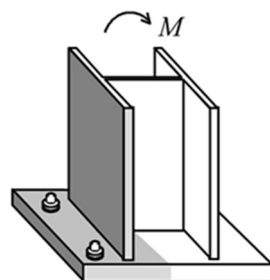
Vlivem větší volné délky se kotevní šrouby považují za tažnou komponentu, viz (Wilkinson a kol., 2009). Při vystavení komponenty tahové síly dochází zpravidla k separaci konce náhradního T profilu od betonového bloku základu. Návrhový model metodou komponent byl vypracován, viz (Wald a kol., 2008), pro evropskou návrhovou normu EN1993-1-8:2006.



Obr. 4.2 Volná délka kotevního šroubu

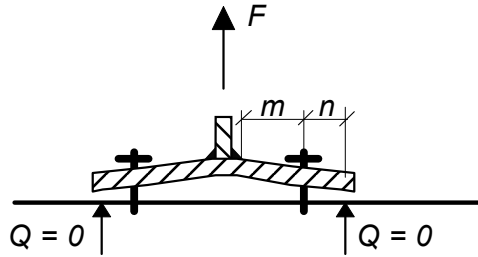
#### 4.1.1 Model

Při namáhání patní desky ohybovým momentem podle obr. 4.3 přenáší tahové síly mezi ocelovým sloupem a betonovým základem kotevní šrouby. Šrouby se protahují a patní deska se ohýbá. Šrouby se mohou porušit přetržením a patní deska plastifikací v ohybu, nebo obojím současně, viz (Di Sarno a kol., 2007).



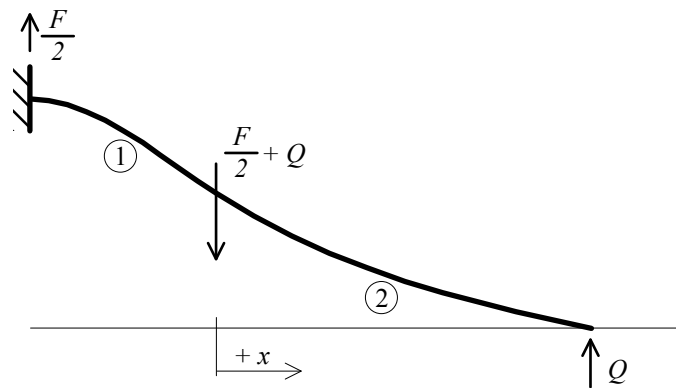
Obr. 4.3 Náhradní T profil v tahu namáhaný ohybovým momentem

Sloup a patní deska se modelují jako náhradní T průřez, viz obr. 4.4.



Obr. 4.4 Separovaný náhradní T průřez od betonového základu bez vzniku páčících sil

U kotvení patní deskou dochází většinou k oddělení patní desky od betonového bloku základu, viz obr. 4.4. V tomto případě se nevytvoří páčící síly. Hraniční případ lze stanovit z případu, kdy je kontakt s nulovou páčící silou, viz obr. 4.5.



Obr. 4.5 Nosníkový model náhradního T profilu a páčící síla Q

Deformovaný tvar lze popsat diferenciální rovnicí

$$EI \delta'' = -M \quad (4.1)$$

Při rozvinutí vztahu pro obě části nosníku 1 a 2 a využití okrajových podmínek lze rovnici upravit pro vyjádření páčící síly jako

$$Q = \frac{F}{2} \cdot \frac{3(m^2 n A - 2 L_b I)}{2 n^2 A (3 m + n) + 3 L_b I} \quad (4.2)$$

Hranice mezi páčením a nadzvednutím patní desky nad betonový základ lze stanovit pro  $n = 1.25$  m jako

$$L_{b,\min} = \frac{8.82 \text{ m}^3 A_s}{l_{\text{eff}} t^3} < L_b \quad (4.3)$$

kde

$A_s$  je plocha šroubu v tahu

$L_b$  účinná délka kotevního šroubu

$e_{\text{if}}$  účinná délka náhradního T profilu, která se stanovuje metodou plastických čar, viz dále

Volnou délku zabetonovaného kotevního šroubu  $L_b$  lze podle obr. 4.2 stanovit jako

$$L_b = L_{\text{bf}} + L_{\text{be}} \quad (4.4)$$

kde

$L_{be}$  je 8 d účinná délka zabetonovaného kotevního šroubu

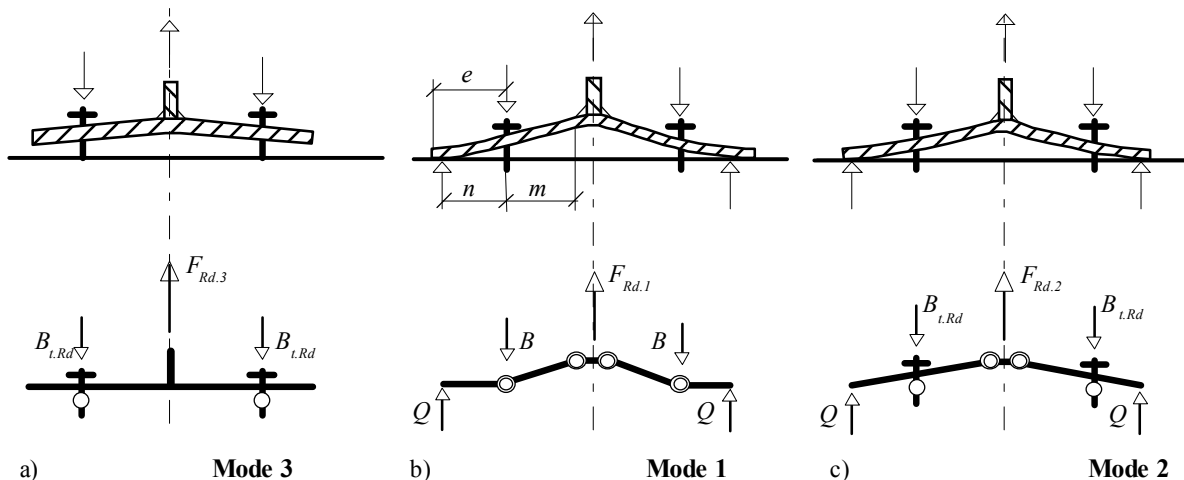
Pro délku šroubu  $L_b > L_{b,min}$  nedochází k páčení. Výraz lze přepsat pro mezní tloušťku patní desky, viz (Wald a kol., 2008), jako

$$t_{lim} = 2.066 \text{ m} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_s}{l_{eff} L_b}} \quad (4.5)$$

Pro obvyklé namáhání kotvení sloupu patní deskou tlakovou osovou silou a ohybovým momentem lze předpokládat, že k páčení šroubů nedojde. V ostatních kombinacích namáhání, hlavně v případě namáhání kotvení tahovou osovou silou, je třeba případné páčení ověřit.

#### 4.1.2 Únosnost

Návrhová únosnost náhradního T průřezu v tahu závisí na jeho účinné délce  $l_{eff}$ , která se počítá jako nejmenší hodnota třech možných plastických porušení. Pro každé porušení, pro pro případ kontaktu patní desky se základem na obr. 4.6, jsou v EN1993-1-8: 2006 pro různé geometrie patní desky připraveny vztahy na stanovení únosnosti.



Obr. 4.6 Tvary porušení náhradního T profilu při kontaktu se základovým blokem

##### Tvar porušení 1

V tomto případě se náhradní T profil poruší při vytvoření čtyř plastických kloubů

$$F_{1,Rd} = \frac{4 l_{eff} m_{pl,Rd}}{m} \quad (4.6)$$

##### Tvar porušení 2

Toto porušení představuje vytvoření dvou plastických kloubů a porušení šroubů

$$F_{2,Rd} = \frac{2 l_{eff} m_{pl,Rd} + \sum B_{t,Rd} \cdot n}{m + n} \quad (4.7)$$



### Tvar porušení 3

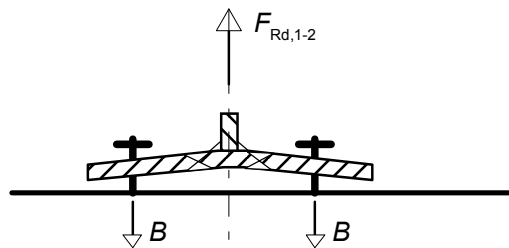
Pro tlustou patní desku se poruší pouze kotevní šrouby

$$F_{3,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} \quad (4.8)$$

Návrhová únosnost  $F_{Rd}$  se stanoví jako nejmenší hodnota z porušení

$$F_{Rd} = \min(F_{1,Rd}, F_{2,Rd}, F_{3,Rd}) \quad (4.9)$$

Vlivem tlusté patní desky a dlouhé délky kotevních šroubů nastane před vytvořením tvaru porušení 1 a 2 plastifikace patní desky. Tuto plastifikaci lze považovat za porušení a nazvat tvarem porušení 1-2.



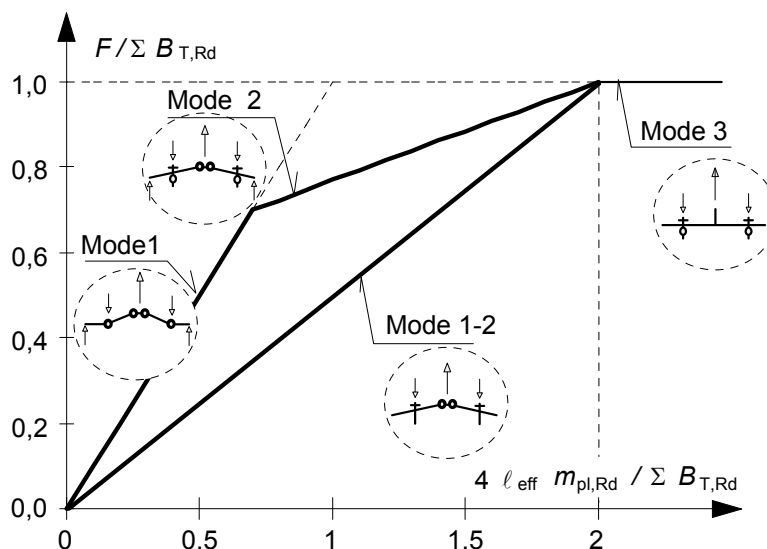
Obr. 4.7 Porušení patní desky dvěma plastickými klouby

### Tvar porušení 1-2

Při tomto tvaru porušení se vytvoří dva plastické klouby, viz (Wald a kol., 2008) a únosnost lze stanovit jako

$$F_{1-2,Rd} = \frac{2 l_{eff} m_{pl,Rd}}{m} \quad (4.10)$$

Vztah jednotlivých tvarů porušení lze zachytit na grafu, kde na vodorovné ose je tuhost patní desky vztažená k únosnosti kotevních šroubů v náhradním T profilu a na svislé ose je poměr působící tahové síly a únosnosti kotevních šroubů v náhradním T profilu, viz 4.8.



Obr. 4.8 Tvary porušení pro náhradní T profil modelující patní desku v tahu

Hranice mezi tvary porušením 1-2 a 1 a 2 jsou dány kontaktem s betonovým blokem, tedy páčením, které se vyjadřuje požadovanou volnou délkou šroubu  $L_{b,min}$ . Po porušení tvaru 1-2

se patní deska ještě deformuje a po kontaktu s kotevním blokem nastávají tvary porušení 1 a 2. Za únosnost se u patních desek uvažuje vytvoření tvarů 1-2 a 3, kdy je únosnost náhradního T profilu v tahu dána jako

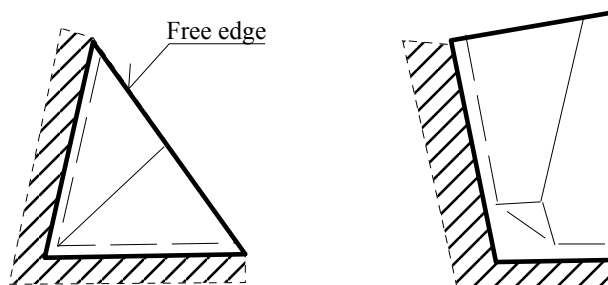
$$F_{Rd} = \min (F_{1-2,Rd}, F_{3,Rd}) \quad (4.11)$$

kde

$$F_{3,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} \quad (4.12)$$

O únosnosti obvykle rozhoduje účinná délka náhradního T profilu  $l_{eff}$ , viz dále.

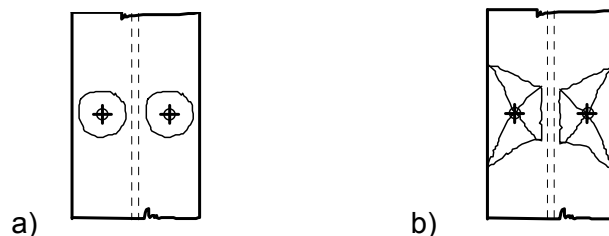
Metoda plastických linií má své místo v návrhu styčnicků i při možnosti využití návrhových modelů MKP (Thambiratnam, Paramasivam, 1986). Předpokládá se, že je znám tvar porušení a mezní namáhání se stanoví principem virtuální práce na rovnovážné soustavě. Plastické linie se vyvinou v místě největších ohybových momentů, jsou přímé/kruhové a přenášejí pouze plastický ohybový moment na jednotku délky  $m_u$ . Zanedbává se pružná deformace jednotlivých desek mezi plastickými liniemi, příčné smykové síly v deskách a kroucí momenty. Deska se deformuje pouze v plastických liniích. Únosnost se počítá pro všechny možné tvary porušení, viz obr. 4.9.



Obr. 4.9 Možné tvary vybočení desky podél plastických linií

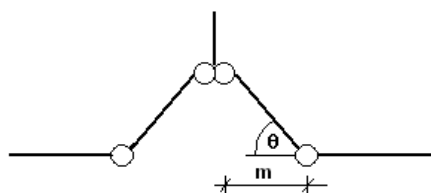
Metoda plastických linií, viz (Johansen, 1949), dává horní odhad namáhání, při kterém se deska poruší při dané momentové únosnosti na jednotku délky plastické linie. Pro možné tvary porušení se hledá nejmenší únosnost na principu virtuální práce.

Účinná délka náhradního T profilu  $l_{eff}$  reprezentuje tvar porušení desek odlišné geometrie a uložení. Pro různé tvary porušení se stanovuje nejmenší účinná délka náhradního T profilu., viz EN1993-1-8:2006. Rozlišují se kruhová a jiná porušení, viz obr. 4.10. Pro kruhová porušení nenastává kontakt mezi patní deskou a betonovým blokem. Pro jiná porušení nastat může. Pro čelní desky se uvažuje s kontaktem vždy. Pro patní desky se uvažuje i s případy bez kontaktu, tj. bez páčení kotevních šroubů.



Obr. 4.10 Kruhové (účinná délka  $l_{eff,cp}$ , viz a) a jiná (účinná délka  $l_{eff,np}$ , b) tvary porušení

Pro známou účinnou délku náhradního T profilu se uvažuje se třemi tvary porušení T profilu. Tvar 1 umožňuje vytvoření čtyř plastických kloubů, viz obr. 4.11.



Obr. 4.11 Tvar porušení 1 se čtyřmi plastickými klouby v desce

Sílu na mezi únosnosti v místě šroubu  $F_{pl}$  lze stanovit pro plastický moment únosnosti desky na jednotku délky

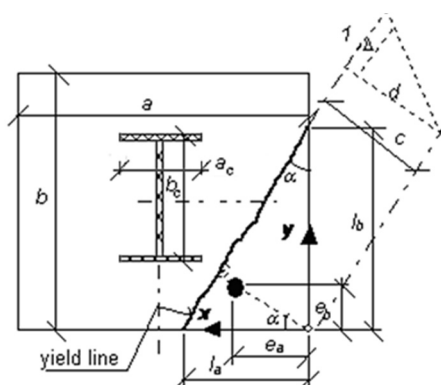
$$m_{pl,Rd} = \frac{1}{4} t^2 f_{yd} \quad (4.13)$$

$$\tan \theta = \frac{\delta}{m} \approx \theta \quad (4.14)$$

jako

$$F_{pl} = \frac{4l_{eff} m_{pl,Rd}}{m} \quad (4.15)$$

Pro patní desku s kotevním šroubem bylo počítáno porušení např. v (Wald a kol., 2000) a (Heinisuo a kol., 2012) za předpokladu, že plastické linie jsou přímé, rovnoběžné s řadami šroubů a pod úhlem k hranám desky a sloupu nebo jsou plastické linie kolmé na hrany desky a pod úhlem k hranám sloupu.



Obr. 4.12 Stanovení plastických linií pro patní desku s jedním šroubem

$\alpha$  představuje úhel mezi plastickou linií a hranou desky a  $c$  nejmenší vzdálenost mezi rohem desky a plastickou linií. Pro popsanou geometrii lze vyjádřit

$$\tan \alpha = \frac{x}{y} \quad (4.16)$$

kde

$x, y$  jsou proměnné souřadnice bodu na desce

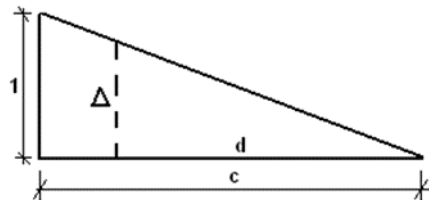
Pro návrh hodnoty  $c$  se použije rovnováha vnitřních sil na soustavně s plastickými liniemi. Práce na vnitřních silách se rovná

$$W_i = \sum_n [\bar{\theta}_j; \bar{m}_{uj}; 1] = m_{pl} \left( \frac{1}{y}x + \frac{1}{x}y \right) \quad (4.17)$$

Práce na vnějších silách je

$$W_e = P_u \Delta = F_{pl} \Delta \quad (4.18)$$

kde  $\Delta$  představuje deformaci desky v místě šroubu, viz obr. 4.13.



Obr 4.13 Deformace desky, v místě šroubu s hodnotou  $\Delta$

Podle obr. 4.13 lze určit  $\Delta$  ze vztahu

$$\frac{\Delta}{1} = \frac{d}{c} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} \quad (4.19)$$

Po dosazení  $\Delta$  do vztahu pro vnější práci, rov. (4.18), a porovnáním s prací na vnitřních silách se získá

$$\frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} F_{pl} = m_{pl} \left( \frac{x}{y} + \frac{y}{x} \right) \quad (4.20)$$

Účinnou délku lze vyjádřit jako

$$l_{eff} = \frac{c m_{pl} \sqrt{x^2 + y^2}}{4 c} \quad (4.21)$$

Únosnost lze pak vypočítat z

$$F_{pl} = c m_{pl} \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y} \quad (4.22)$$

$$\frac{\partial F_{pl}}{\partial c} = m_{pl} \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y} = cst \quad (4.23)$$

Z metody liniových kloubů tak lze vypočítat únosnost různých možných tvarů porušení.

### Účinná délka náhradního T profilu

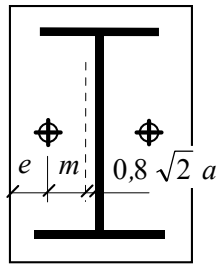
Vztahy pro různé tvary porušení patní desky s kotevními šrouby jsou uvedeny v EN1993-1-8:2006. U patní desky vždy závisí, zda nastane nebo nenastane páčení šroubu, kontakt hrany desky.

### Tvar porušení 1

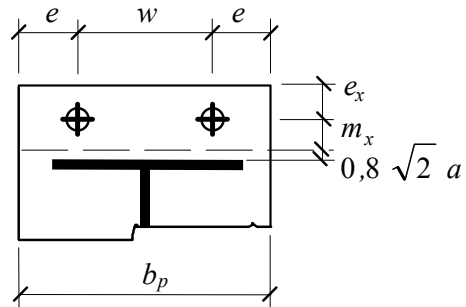
Pro tvar porušení 1 nenastává páčení a vztah (4.2) lze použít jak pro kruhové tak pro jiné tvary plastických linií.

### Tvar porušení 2

První plastický kloub se vytvoří v patní desce T profilu u stojiny. Po vytvoření mechanismu nastává kontakt hrany desky se základovým blokem. Tvar porušení 2 je tedy možný pouze pro jiné tvary porušení než kruhové.



Obr. 4.14a Účinná délka náhradního T profilu pro šrouby uvnitř I/H průřezu



Obr. 4.14b Účinná délka náhradního T profilu pro šrouby vně pásnice průřezu

### Tvar porušení 3

Tento tvar porušení nepřináší plastifikaci pásnice a nedojde k páčení. Lze použít stejné účinné délky náhradního T profilu jako u tvaru porušení 1.

$$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff,cp}}; l_{\text{eff,np}}) \quad (4.24)$$

a pro tvar porušení 2

$$l_{\text{eff},2} = \min(l_{\text{eff,np}}) \quad (4.25)$$

Únosnost náhradního T profilu je vyjádřena ve vztahu (4.8). Tab. 4.1 a 4.2, viz (Wald a kol., 2008), shrnují hodnoty účinných délek  $l_{\text{eff}}$  pro typické patní desky v případě s páčením i bez něho. Geomentrie T profilu a symboly jsou ukázány na obr. 4.14.

Tab. 4.1 Účinná délky  $l_{\text{eff}}$  náhradního T profilu pro šrouby uvnitř I/H průřezu

S páčením	Bez páčení
$l_1 = 2 \alpha m - (4 m - 1,25 e)$	$l_1 = 2 \alpha m - (4 m + 1,25 e)$
$l_2 = 2 \pi m$	$l_2 = 4 \pi m$
$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2)$	$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2)$
$l_{\text{eff},2} = l_1$	$l_{\text{eff},2} = l_1$

Tab. 4.2 Účinné délky  $l_{eff}$  náhradního T profilu pro šrouby uvnitř I/H průřezu

S páčením	Bez páčení
$l_1 = 4 \alpha m_x + 1,25 e_x$	$l_1 = 4 \alpha m_x + 1.25 e_x$
$l_2 = 2 \pi m_x$	$l_2 = 2 \pi m_x$
$l_3 = 0.5b_p$	$l_3 = 0.5 b_p$
$l_4 = 0.5 w + 2 m_x + 0.625 e_x$	$l_4 = 0.5 w + 2 m_x + 0.625 e_x$
$l_5 = e + 2 m_x + 0.625 e_x$	$l_5 = e + 2 m_x + 0.625 e_x$
$l_6 = \pi m_x + 2 e$	$l_6 = 2 \pi m_x + 4 e$
$l_7 = \pi m_x + w$	$l_7 = 2 (\pi m_x + w)$
$l_{eff,1} = \min (l_1 ; l_2 ; l_3 ; l_4 ; l_5 ; l_6 ; l_7)$	$l_{eff,1} = \min (l_1 ; l_2 ; l_3 ; l_4 ; l_5 ; l_6 ; l_7)$
$l_{eff,2} = \min (l_1 ; l_2 ; l_3 ; l_4 ; l_5)$	$l_{eff,2} = \min (l_1 ; l_2 ; l_3 ; l_4 ; l_5)$

### 4.1.3 Tuhost

Předpověď počáteční tuhosti patní desky v ohybu a kotevního šroubu v tahu je založena na práci (Steenhouis a kol., 2008). Tuhost, tak jako únosnost, je ovlivněna kontaktem hrany desky s betonovým základem, viz (Wald a kol., 2008). Deformace patní desky při působení síly ve šroubu  $F_b$  lze vyjádřit jako

$$\delta_p = \frac{1}{2} \frac{F_b m^3}{3EI} = \frac{2F_b m^3}{E \cdot l_{eff}^3} = \frac{2F_b}{E \cdot k_p} \quad (4.26)$$

Deformace šroubu se vypočítá jako

$$\delta_p = \frac{F_b L_b}{E_b A_b} = \frac{F_b}{E_b k_b} \quad (4.27)$$

Součinitel tuhosti náhradního profilu bude

$$k_T = \frac{F_b}{E (\delta_p + \delta_b)} \quad (4.28)$$

Za předpokladu, že působí páčící síla, tj. při

$$\frac{A_s}{L_b} \geq \frac{l_{eff,ini} t^3}{8.82 m^3} \quad (4.29)$$

se použijí stejné součinitele tuhosti jako pro styčník s čelní deskou

$$k_p = \frac{l_{eff,ini} t^3}{m^3} = \frac{0.85 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (4.30)$$

$$k_b = 1.6 \frac{A_s}{L_b} \quad (4.31)$$

V případě, že páčící síla nevzniká, tj. při

$$\frac{A_s}{L_b} \leq \frac{l_{\text{eff,ini}} t^3}{8.82 \text{ m}^3} \quad (4.32)$$

bude platit

$$k_p = \frac{F_p}{E \delta_p} = \frac{l_{\text{eff,ini}} t^3}{2 \text{ m}^3} = \frac{0.425 l_{\text{eff}} t^3}{\text{m}^3} \quad (4.33)$$

$$k_b = \frac{F_p}{E \delta_p} = 2.0 \frac{A_s}{L_b} \quad (4.34)$$

Součinitel tuhosti komponenty patní plech v ohybu a kotevní šroub v tahu se stanoví ze součtu převrácených hodnot součinitelů tuhostí

$$\frac{1}{k_T} = \frac{1}{k_{b,i}} + \frac{1}{k_{p,i}} \quad (4.35)$$

Pro montáž patní desky se pod patní desku navrhuje příložky nebo matky na kotevních šroubech. Tyto tuhé prvky změny geometrii náhradního T profilu. Vliv lze uvažovat náhradním momentem setrvačnosti desky  $I_{p,bp}$  a součinitelem tuhosti  $k_w$ . Při praktickém návrhu lze tuto další tuhost zanedbat, viz (Hofmann, 2005).

## 4.2 Trn se závitem v tahu

Trny se závitem lze na kotevní desku instalovat ve výrobě nebo na staveništi svařovacím automatem, viz (Metric studs 2009, 2013) a (Pitrakkos a Tizani, 2013). Únosnost trnů se závitem lze na mezi plasticity materiálu trnu stanovit

$$N_{y,s} = n_a A_s f_{yk} \quad (4.36)$$

a mezi únosnosti materiálu trnu

$$N_{u,s} = n_a A_s f_{uk} \quad (4.37)$$

Počáteční tuhost trnu v tahu lze vypočítat jako

$$S_{i,s} = n_a \frac{E A_s}{l_{\text{eff}}} \quad (4.38)$$

kde

$n_a$  je počet trnů v řadě

$A_s$  plocha trnu v tahu

$l_{\text{eff}}$  účinná délka trnu

$f_{yk}$  mez kluzu trnu

$f_{uk}$  mez pevnosti trnu

### 4.3 Protlačení trnu kotevní deskou

Únosnost kotevní desky ve smyku pod trnem se závitem nebo nad trnem s hlavou ovlivní únosnost kotvení ve smyku. Únosnost ve smyku se počítá

$$F_{ap,Rd} = \frac{A_{ap,eff} \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (4.39)$$

Plocha se smyku  $A_v$  se stanoví z tloušťky kotevní desky  $t_p$  a délky ve smyku  $l_{v,eff}$

$$A_{ap,eff} = l_{ts,eff} \cdot t_{p1} \quad (4.40)$$

Vlivem ohybu trnu se závitem/hlavou na mezi únosnosti při velkých místních deformacích tenké kotevní desky se uvažuje s délkou ve smyku pouze na polovině obvodu trnu

$$l_{v,eff} = 2\pi \cdot \left( a_w + \frac{d_{ts}}{2} \right) \quad (4.41)$$

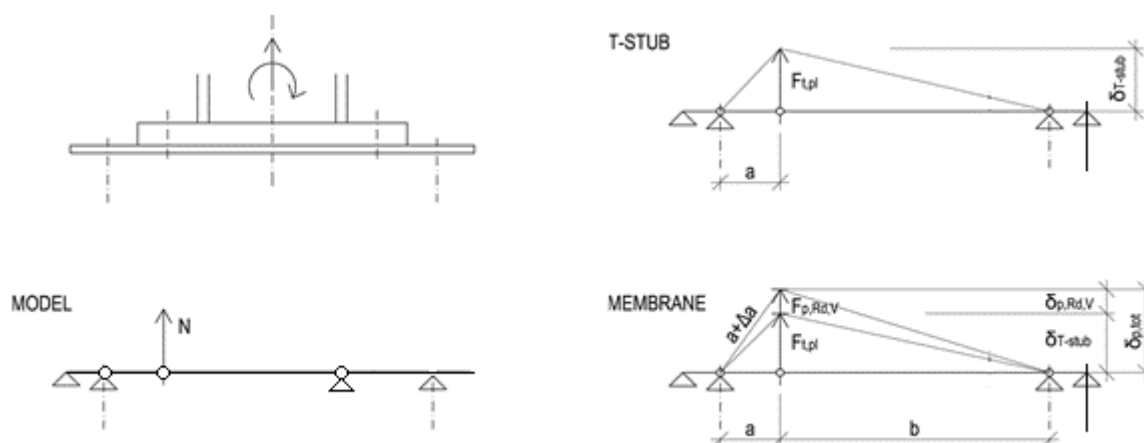
kde

$a_w$  je účinná výška závitu trnu [mm]

$d_{ts}$  poloměr trnu [mm]

### 4.4 Kotevní deska v ohybu a tahu

Kotevní deska se navrhuje jako tenká ocelová deska, která je umístěna na povrchu nebo ve stěně kotevního bloku. Přednostně je namáhána patní deskou v tlaku a trny se závitem/hlavou ve smyku. Při namáhání kotvení patní a kotevní deskou v ohybu nebo v tahu a trny se závitem nejsou ve stejné poloze jako trny s hlavou, deska mezi trny namáhána i ohybem, viz obr. 2.10. Po vytvoření plastického mechanismu je deska namáhána mezi trny s hlavou a trny se závitem v tahu. Návrh kotevní desky mezi trny s hlavou a trny se závitem využívá modelu náhradního T profilu, který je dále doplněn o analytický zjednodušený model desky v tahu.



Patní deska a kotevní deska  
Plastické klouby na kotevní desce

Deformace modelu kotevní desky jako T profilu  
Protážení kotevní desky po vytvoření mechanismu

Obr. 4.15 Model kotevní desky v ohybu a v tahu



Únosnost komponenty, viz (Kuhlman a kol, 2012), není vyčerpána vytvořením kloubového mechanismu. Po jeho vytvoření deska přenáší mezi trnem se závitem a trnem s hlavou další namáhání tahem. Po vytvoření kloubového mechanismu se deska modeluje náhradním T profilem v tahu, viz kap. 3.4. Únosnost kotevní desky v tahu je

$$F_{t,ap,Rd} = A_{ap,1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4.42)$$

kde

$t_{p1}$  je tloušťka kotevní desky

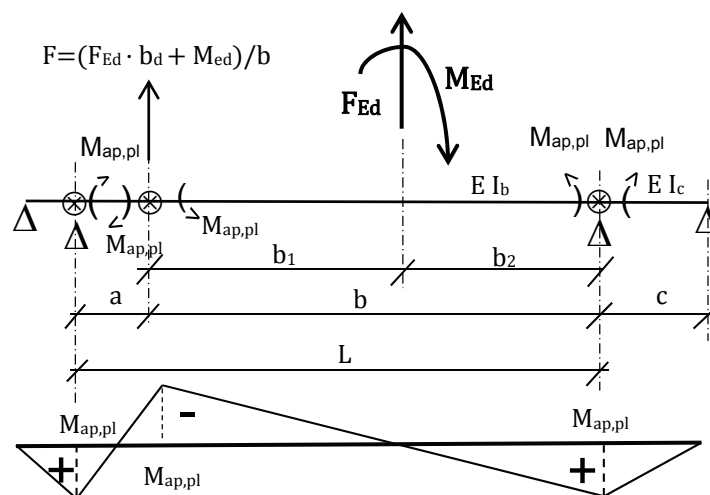
$b_{ap,eff} = n_1 \cdot (d_1 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w)$  účinná šířka desky

$a_w = 1 \text{ mm}$  tloušťka svaru na trnu

$n_1$  počet trnů s hlavou

$d_1$  poloměr trnu s hlavou

Při tahu v kotevní desce jsou trny z hlavou a trny se závitem namáhány smykovou silou od vodorovné složky této síly, viz obr. 4.16. Pružně-plastickou deformace při plné plastifikaci náhradního T profilu, viz obr. 4.15, lze stanovit z modelu nosníku o čtyřech podporách a třech plastických kloubech, viz obr. 4.15. Model zjednodušeně předpokládá, že se podpory desky, tj. trny s hlavou a trny se závitem nepřemísťují ve vodorovném směru. V tomto případě, závisí vodorovná síla lineárně na svislé síle, viz obr. 4.18 a 4.19. Vodorovná síla, která působí na trny s hlavou a trny se závitem se uvažuje při stanovení jejich únosnosti v namáhání jednou silou, smykem, i při namáhání od interakce vnitřních sil ve styčnicku, tahem a smykem.



Obr. 4.16 Plastické klouby a ohybové momenty v kotevní desce

Při aktivaci tahové síly v kotevní desce se uvažuje s namáháním ve smyku a v tahu a stanoví se:

- ohybová únosnost kotevní desky,
- tahová únosnost kotevní desky,
- únosnost trnu se závitem při namáhání tahem (v tahu a v protlačení) a trnu s hlavou v tahu (v tahu, v protlačení, vytržení kužele betonu, porušení smykové výztuže, porušení soudržnosti),

- vodorovná únosnost trnu se závitem (ve smyku a v otláčení v patní desce) a trnu s hlavou (ve smyku a ve vypáčení z betonu).
- interakce v trnu se závitem a trnu s hlavou (v tahu a smyku).

Plastická únosnost kotevní desky v ohybu je

$$M_{ap,pl} = \frac{l_{eff,1} \cdot t_{p1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} \quad (4.43)$$

kde

$t_{p1}$  je tloušťka kotevní desky [mm]

$l_{eff,1}$  účinná šířka kotevní desky [mm]

Účinná šířka kotevní desky je

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 m_1 + 1.25 e_{a1} \\ 2 \pi m_1 \\ 5 n_1 d_1 \cdot 0.5 \\ 2 m_1 + 0.625 e_{a1} + 0.5 p_1 \\ 2 m_1 + 0.625 e_{a1} + e_{b1} \\ \pi m_1 + 2 e_{b1} \\ \pi m_1 + p_1 \end{array} \right\} \quad (4.44)$$

kde  $5 n_1 d_1$  je účinná šířka kotevní desky mezi trny z hlavou a se závitem.

Svislou deformaci kotevní desky při ohybu lze odhadnout na modelu nosníku se čtyřmi podporami a třemi plastickými klouby jako

$$\delta_T = \frac{1}{E I_b} \cdot \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot M_{ap,pl} + \frac{1}{E I_c} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot c \cdot M_{ap,pl} \quad (4.45a)$$

Pružná část deformace plechu je

$$\delta_{T,el} = \frac{2}{3} \cdot \delta_T \quad (4.45b)$$

Pružně plastická deformace plechu, viz obr. 4.17, je

$$\delta_{T,pl} = 2.22 \delta_{T,el} \quad (4.45c)$$

Síla na mezi únosnosti kotevní desky se stanoví z rovnováhy vnitřních sil jako

$$N_{pl} \cdot \delta_T \cdot \frac{b_2}{b} + M_{Ed} \cdot \frac{\delta_T}{b} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot \frac{\delta_T}{a} + 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot \frac{\delta_T}{b} \quad (4.45)$$

$$N_{pl} \cdot b_2 + M_{Ed} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) \quad (4.46)$$

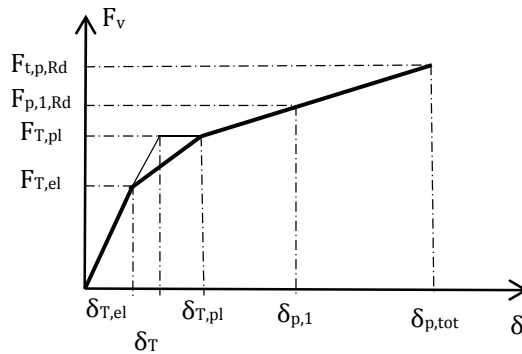
$$\text{pro } M_{Ed} = N_{Rd} \cdot e$$

$$\text{je } N_{pl} \cdot b_2 + N_{Rd} \cdot e = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) \quad (4.47)$$

$$N_{pl} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \frac{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right)}{(b_2 + e)} \quad (4.48)$$

Únosnost komponenty patní desky v tahu je ve svislém směru omezena únosnostmi komponent: při protlačení trnu se závitem, trnu se závitem v tahu a únosností kotevní desky v tahu. Pro tenké patní desky rozhoduje protlačení patní desky. Délka kotevní desky mezi trny s hlavou a se závitem na mezi únosnosti při protlačení kotevní desky pod trnem se závitem je

$$a_{ap} = a + \Delta a = a + \frac{a \cdot F_{ap,Rd}}{t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot E} \quad (4.49)$$



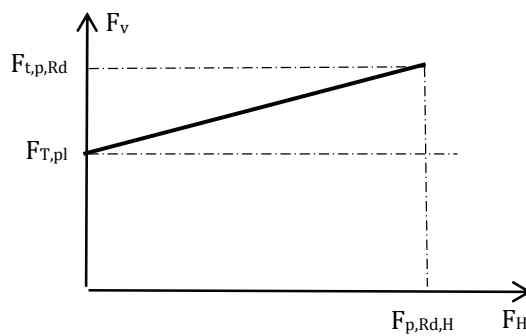
Obr. 4.17 Po částech lineární model závislosti působící svislé síly  $F_v$  a vodorovné deformace  $\delta_v$

Část svislé deformace od deformace patní desky, viz obr. 4.14, je

$$\delta_{p,tot} = \delta_{T,pl} + \sqrt{a_{ap}^2 - a^2} \quad (4.50)$$

Část vodorovné síly na mezi únosnosti při protlačení trnu se závitem patní deskou, viz obr. 4.18, je

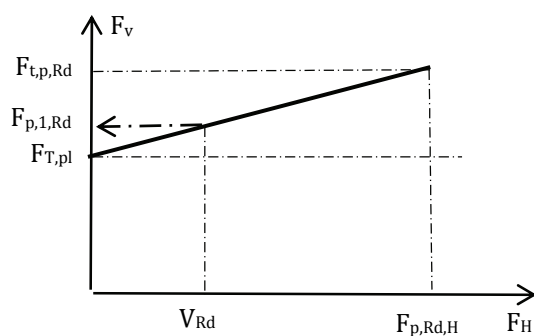
$$F_{p,Rd,H} = \frac{a}{\delta_{p,tot}} \cdot F_{t,p,Rd} \quad (4.51)$$



Obr. 4.18 Lineární závislost mezi svislou  $F_v$  a vodorovnou silou  $F_H$

Vodorovná síla  $F_{ap,v}$  je omezena únosností trnu se závitem a trnu s hlavou ve smyku  $V_{Rd}$ , viz obr 4.19. Únosnost ve svislém směru je

$$F_{p,1,Rd} = F_{T,pl} + \frac{F_{t,p,Rd} - F_{T,pl}}{F_{p,Rd,H}} \cdot V_{Rd} \quad (4.52)$$



Obr. 4.19 Lineární závislost svislých  $F_v$  a vodorovných  $F_H$  sil na mezi únosnosti kotevní desky

Ověří se interakce sil v tahu a ve smyku v trnech s hlavou a v trnech se závitem, viz tab. 3.4 v EN1993-1-8:2006 jako

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.53)$$

Interakci v kotvení trnu s hlavou do základového bloku, viz kap. 3.2.5, lze vyjádřit ve tvaru

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1 \quad (4.54)$$

#### 4.5 Pásnice sloupu/nosníku ve styčnicku v tlaku

Únosnost pásnice sloupu ve styčnicku v tlaku lze uvažovat jako únosnost pásnice nosníku ve styčnicku, která je popsána v kap. 6.2.6.7 v normě EN1993-1-8:2006 rovnice (4.1). Uvažuje se s plnou plastickou únosností na rameni mezi osami pásnic, tj.

$$F_{c,f,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_f)} \quad (4.55)$$

kde

$M_{c,Rd}$  je návrhová momentová únosnost průřezu nosníku/sloupu, viz EN1993-1-1:2004

$h$  výška připojovaného nosníku/sloupu

$t_f$  tloušťka pásnice nosníku/sloupu

Pro nosníky/sloupy o výšce větší než 600 mm se příspěvek ohybové únosnosti pásnice limituje 20 %. Pro nosníky s náběhy jsou vztahy odvozeny v čl. 6.2.6.7(2). Tuhost komponenty se předpokládá nekonečná.

## 4.6 Kontaktní deska

Uvažuje se s plně plastickou únosností kontaktní desky ve styčnicku

$$F_{cp} = f_{y,cp} A_{cp} \quad (4.56)$$

kde

$f_{y,cp}$  je mez kluzu kontaktní desky

$A_{cp}$  účinná plocha kontaktní desky v tlaku

Pro kontaktní desku větší než pásnice připojovaného nosníku se předpokládá roznášení napětí kontaktní deskou pod  $45^\circ$ . Předpokládá se, že účinná plocha kontaktní desky může být využita do meze kluzu  $f_{yd}$ , viz EN1994-1-1:2010. Kontaktní deska se považuje za nekonečně tuhou komponentu.

## 4.7 Kotevní šrouby ve smyku

Smyková síla ve sloupu se přednostně přenáší třením mezi patní deskou a betonovým základem. Tření závisí na normálové síle a na součiniteli tření mezi patní deskou a maltou a betonovým základem, viz kap. 3.3.7. Tření lze vhodně zvýšit předepnutím kotevních šroubů. Protože toto předpětí nelze dobře kontrolovat při instalaci šroubů a během užívání objektu, není přenášení smykové síly předepnutými kotevními šrouby doporučováno a v současné EN1993-1-8: 2007 se zanedbává. Při vyčerpání únosnosti ve tření mohou další vodorovnou sílu mezi patní deskou a základovým blokem přenášet kotevní šrouby. Protože podlití maltou nemá obvykle dostatečnou únosnost, jsou kotevní šrouby namáhány ohybem, viz obr. 4.20, viz (Bouwman a kol, 1989). Po vyčerpání ohybové únosnosti působí kotevních šrouby jako tažené vlákno. Experimentálně bylo ověřeno, že konečné porušení nastane podrcením malty pod tlačnou částí patní desky při deformaci kotevních šroubů, viz (DeWolf a Sarisley, 1980), (Nakashima, 1998) a (Bouwman a kol, 1989).



Obr. 4.20 Kotevní šrouby namáhané smykem a tahem

Návrhovou únosnost ve smyku ve spáře mezi patní deskou a betonovým základem  $F_{v,Rd}$  lze stanovit jako

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (4.57)$$

kde

$F_{f,Rd}$  je návrhová únosnost ve tření

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed,v,Rd} \quad (4.58)$$

$C_{f,d}$  je součinitel tření mezi patní deskou a betonovým blokem, které lze uvažovat pro maltu z písku a cementu jako  $C_{f,d} = 0.20$ , viz kap. 3.3.7.

$N_{c,Sd}$  je nejmenší návrhová tlaková síla ve sloupu při dané kombinaci zatížení. Pro tahovou sílu se uvažuje  $F_{f,Rd} = 0$

$n$  počet kotevních šroubů na patní desce

$F_{vb,Rd}$  nejmenší z  $F_{1,vb,Rd}$  a  $F_{2,vb,Rd}$

$F_{1,vb,Rd}$  smyková únosnost kotevního šroubu

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.59)$$

$A_s$  plocha kotevního šroubu v tahu

$\alpha_{bc}$  součinitel přenosu smykové síly, který závisí na mezi kluzu kotevního šroubu  $f_{yb}$

$$\alpha_{bc} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad (4.60)$$

$f_{yb}$  mez kluzu kotevního šroubu; pro  $235 \text{ MPa} \leq f_{yb} \leq 640 \text{ MPa}$

$\gamma_{M2}$  dílčí součinitel spolehlivosti šroubu

## 5 ÚNOSNOST

### 5.1 Kotvení sloupu

#### 5.1.1 Kotvení sloupu patní deskou

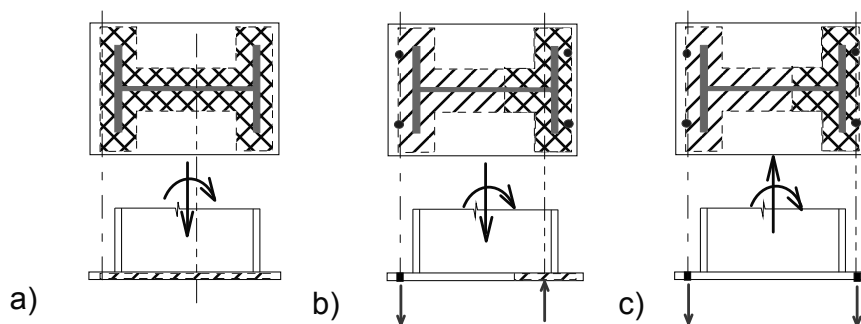
Výpočet únosnosti kotvení sloupu patní deskou pro plastické rozdělení vnitřních sil v patní spáře podle normy EN1993-1-8:2006 je popsáno v pokladu k normě (Wald a kol, 2008). Podle působení vnitřních sil lze rozlišit tři případy

Případ 1 bez tahu v kotevních šroubech nastane při působení velké tlakové normálové síly a poměrně malém ohybovém momentu. Beton v základu se poruší dříve než se kotevní šrouby dostanou do tahu.

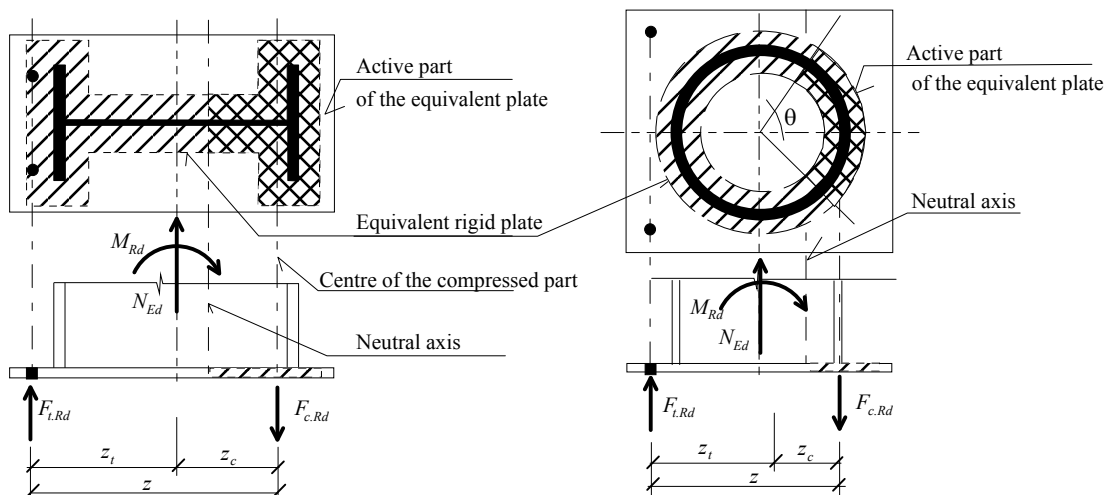
Případ 2 s tahem v jedné řadě kotevních šroubů nastane při působení malé tlakové normálové síly a velkém ohybovém momentu. Únosnost kotvení je vyčerpána únosností kotevních šroubů v tahu nebo patní desky v ohybu. Únosnost betonu není dosažena.

Případ 3 s tahem v obou řadách kotevních šroubů nastane při působení tahové normálové síly a velkém ohybovém momentu. Únosnost závisí na únosnosti kotevních šroubů a patní desky.

Kotvení patní deskou je namáháno kombinací osové síly  $N_{Ed}$  a ohybového momentu  $M_{Ed}$ , viz obr. 5.1. Poloha neutrální osy při únosnosti styčnicku se stanovuje z únosnosti tažené části styčnicku  $F_{T,Rd}$ . Momentová únosnost  $M_{Rd}$  se předpokládá při plastickém rozdělení vnitřních sil, (Dewolf, Sarisley, 1980). Počítá se pouze s náhradní tuhou částí patní desky  $A_{eff}$ , která se počítá pro T profil v tahu pomocí účinné šířky  $c$ , viz kap. 3.4.2. Tlaková síla působí v těžišti tlačené části. Předpokládá se, že tahová síla působí v řadě kotevních šroubů (Thambiratnam, Paramasivam, 1986). Na mezním stavu použitelnosti se požaduje pružné chování. Ověřuje se, že o únosnosti na MSP nerozhoduje vytržení kužele betonu. Při poškození vytržením kužele by došlo k výraznému popraskání betonu a možnosti koroze smykové výztuže.



Obr. 5.1 Rovnováha vnitřních sil v patní desce a) bez tahu v kotevních šroubech, b) jedna řada kotevních šroubů v tahu, c) obě řady kotevních šroubů v tahu



Obr. 5.2 Rovnováha vnitřních sil v modelu únosnosti, jedna řada kotevních šroubů v tahu

Rovnováhu vnitřních sil lze stanovit, viz obr. 5.2 jako:

$$N_{Ed} = F_{c,Rd} + F_{t,Rd} \quad (5.1)$$

$$M_{Rd} = F_{c,Rd} \cdot z_c + F_{t,Rd} \cdot z_t \quad (5.2)$$

kde

$$F_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} \quad (5.3)$$

$A_{eff}$  je účinná plocha pod patní deskou.

Únosnosti tlačené části  $F_{c,Rd}$  a tažené části  $F_{t,Rd}$  byly odvozeny v předešlé kap. Při působení tahové síly v řadě kotevních šroubů, viz obr. 5.2, bude

$$e = \frac{M_{Rd}}{N_{Ed}} \geq z_c \quad (5.4)$$

a tahová a tlaková část bude přenášet

$$\frac{M_{Rd}}{z} - \frac{N_{Ed} \cdot z_c}{z} \leq F_{c1,Rd} \quad (5.5)$$

$$\frac{M_{Rd}}{z} + \frac{N_{Ed} \cdot z_{c1}}{z} \leq F_{c,Rd} \quad (5.6)$$

Momentovou únosnost kotvení patní deskou  $M_{Rd}$  při působení konstantní normálové síly  $N_{Ed}$  lze popsat pro

tahovou sílu v řadě kotevních šroubů jako

$$M_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{t,Rd} \cdot z + N_{Ed} \cdot z_c \\ F_{c,Rd} \cdot z - N_{Ed} \cdot z_t \end{array} \right. \quad (5.7)$$

a bez tahové síly v řadě kotevních šroubů, obě strany patní desky jsou v tlaku, jako



$$M_{Rd} = \min \begin{cases} F_{c1,Rd} \cdot z + N_{Ed} \cdot z_c \\ F_{c,Rd} \cdot z - N_{Ed} \cdot z_{c1} \end{cases} \quad (5.8)$$

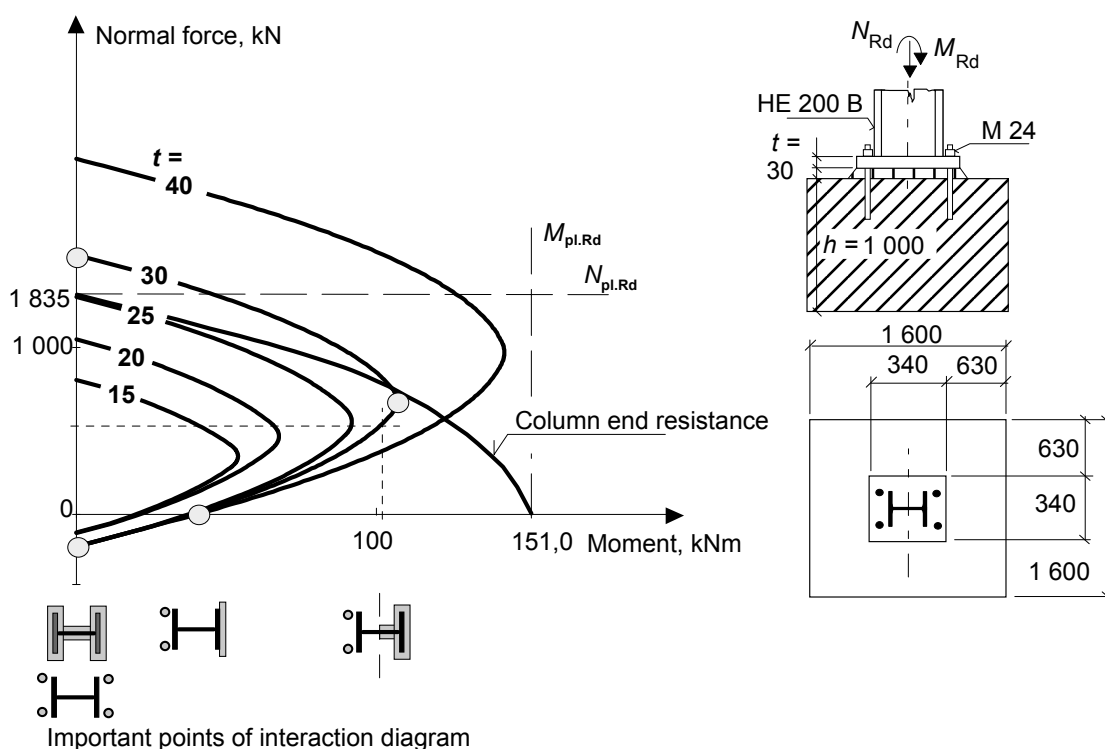
Vztahy jsou odvozeny pro sloup z otevřeného průřezu I/H. Pro vyztuženou patní desku se počítá s odpovídající účinnou plochou kolem výztuh a průmětu sloupu. Pro kotvení sloupu z uzavřeného profilu RHS lze výše odvozené řešení využít přímo, při uvažování dvou stěn průřezu v ohybu. Pro kotvení sloupu z kruhových/eliptických uzavřených průřezů CHS/EHS lze řešení upravit, viz obr. 5.2 a (Horová, 2011).

Pro uzavřené kruhové/eliptické průřezy je výhodné využít výsečové souřadnice a účinnou plochu počítat jako  $A_{eff} = 2 \theta r c$  v závislosti na úhlu  $\theta$ . Rameno vnitřních sil a únosnost komponenty v tlaku lze stanovit jako

$$z_c = r \cdot \cos \frac{\theta}{2} \quad (5.9)$$

$$F_{c,Rd} = F_{c1,Rd} = \pi \cdot r \cdot c \quad (5.10)$$

Únosnost patní desky při změně poměru ohybového momentu a normálové síly je ukázána na obr. 5.3a. Na interakčním diagramu jsou zvýrazněny významné body, čistý tlak/tah, čistý ohyb, polovina průřezu v tlaku a únosnost dolní části sloupu v kombinaci namáhání.



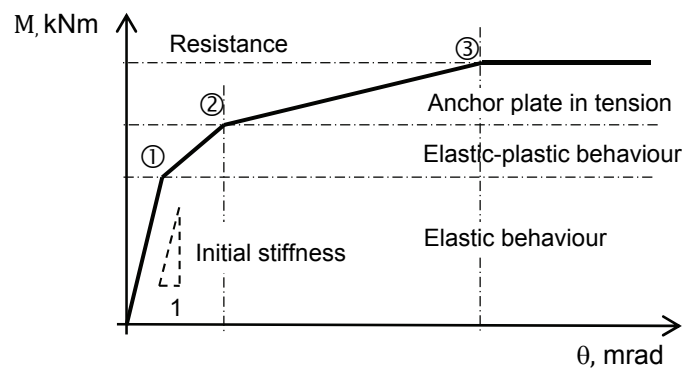
Obr. 5.3a Příklad interakce momentu a normálové síly v patní desce

### 5.1.2 Kotvení s patní a kotevní deskou

Ohybová únosnost kotvení s patní a kotevní deskou se stanoví z únosnosti komponent v tažené a tlačené části. Pro kotvení, kde jsou kotevní trny navrženy ve větší vzdálenosti od průřezu sloupu než závitové trny, přibývá komponenta kotevní deska v ohybu a v tahu.

Nejprve se stanovuje únosnost komponent v tahu, tj. trnů se závity v tahu, smyku a interakci vnitřních sil, kotevní desky v ohybu a tahu, trnů s hlavou v tahu, smyku a interakci vnitřních sil a patní desky v ohybu. Aktivovaná část efektivní plocha v tlaku pod patní a kotevní deskou se určí výminkou rovnováhy vnitřních sil z únosnosti tažené části patky a z efektivní plochy v tlaku pod patní a kotevní deskou. Z tvaru efektivní plochy se určí rameno vnitřních sil a ohybová únosnost při dané normálové síle za předpokladu konstantní excentricity zcela obdobně výpočtu pro kotvení patní deskou bez kotevní desky.

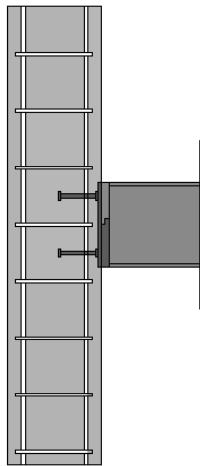
Při návrhu kotvení patní a kotevní deskou se tak jako v každém styčnicku požaduje, aby na mezi únosnosti byl styčnick v pružně-plastickém stavu. V případě, že nejsou trny se závitem a s hlavou nad sebou, může být únosnost omezena kotevní deskou v tahu. V tomto případě je třeba na mezním stavu použitelnosti omezit únosnost pouze na pružně-plastické chování náhradního T profilu kotevní desky. Závislost momentu na natočení, viz obr. 5.4b, shrnuje chování kotvení, které je při namáhání nejprve řízeno pružným ohybem kotevní desky (1), jejím pružně plastickým ohybem (2) a jejím namáháním v tahu (3).



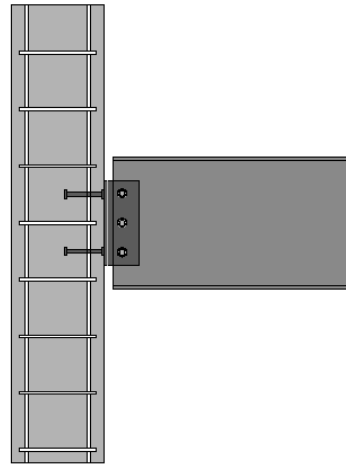
Obr. 5.3b Závislost ohybového momentu na natočení patní desky s kotevní deskou

## 5.2 Styčnick ocelového nosníku

Přípoj umožňuje kloubové připojení ocelového nosníku na betonovou konstrukci, stěnu nebo sloup. Kotevní deska je namáhána smykem  $V_{Ed}$  a ohybovým momentem  $M_{y,Ed}$ . Model předpokládá tuhou kotevní desku, jejíž deformace lze zanedbat. Přípoj mezi kotevní deskou a nosníkem může být tuhý, polotuhý nebo kloubový, který má řadu konstrukčních a ekonomických výhod a navrhuje se nejčastěji. V tomto případě je kotevní deska namáhána pouze smykem a ohybem od excentricity posouvající síly v připojení. Přípoj mezi kotevní deskou a nosníkem lze vytvořit konzolou a zarážkou, deskou na stojině nosníku nebo pomocí dalších konstrukčních řešení, které vhodně eliminují různé tolerance při výrobě betonových a ocelových konstrukcí, viz obr. 5.4 a kap. 8.2.



Obr. 5.4a Kloubový přípoj s konzolou



Obr. 5.4b Kloubový přípoj s deskou na stojně

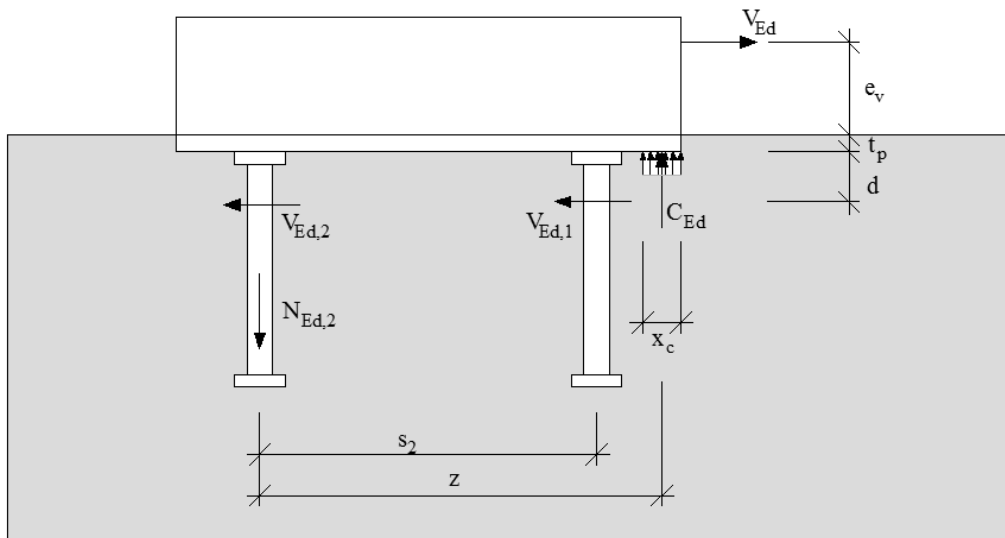
V případě, že přípoj není kloubový, je v něm kromě momentu od excentricity  $e_v$  při působení smykové síly v přípoji i ohybový moment z globální analýzy

$$e_v = \frac{M_{y,Ed}}{V_{Ed}} \quad (5.11)$$

Model dále popisuje řešení bez ohybového momentu v přípoji. Kotvení trny se počítá bez a se smykovou výztuží v betonu s trhlinami a bez nich. Postupuje se v těchto krocích:

- stanovení tahové síly, která vzniká od excentricity smykové síly,
- návrh geometrie oblasti styčnicku v tahu,
- stanovení tahové únosnosti<sub>t</sub>,
- stanovení smykové únosnosti<sub>t</sub>,
- ověření únosnosti při interakci vnitřních sil.

Síly ve styčnicku, které se vytvoří působením momentu od excentricity připojení, jsou zobrazeny na obr. 5.5. Tahová síla  $N_{Ed,2}$  je v rovnováze s tlakovou silou pod kotevní deskou  $C_{Ed}$ . Smykové síly jsou přenášeny trny  $V_{Ed,1}$  a  $V_{Ed,2}$  s hlavou a třením mezi deskou s trny a betonovou konstrukcí  $V_f$ . Únosnost a tuhost komponent trn s hlavou v tahu a trn s hlavou v tahu s výztuží je popsána v kap. 3. Při zanedbání výztuže se ověřuje únosnost komponent: porušení trnu s hlavou v tahu, vytržení kužele betonu, porušení soudržnosti trnu v betonu. Při uvažování smykové výztuže zvyšují třmínky únosnost a tuhost styčnicku.



Obr. 5.5 Síly v kotevní desce od smykové síly  $V_{Ed}$  a excentricity  $e_v$

V tlačené oblasti se předpokládá plastické rozdělení napětí pod kotevní deskou. Únosnost lze stanovit podle čl. 6.2.5 v normě EN1993-1-8. Protože v přípoji není malta, neredukuje se pevnost betonu ve styčnicku. Geometrie styčnicku umožňuje uvažovat ve většině případů prostorové namáhání v betonu a pevnost betonu ve styčnicku  $f_{jd} = 3f_{cd}$ . Plocha v tlaku  $A_c$  je dána šířkou kotevní desky  $b$  a její výškou  $x_c$ , která se stanoví z výminky vnitřních sil. Za předpokladu tuhé kotevní desky, začíná tlačená oblast s kotevní deskou.

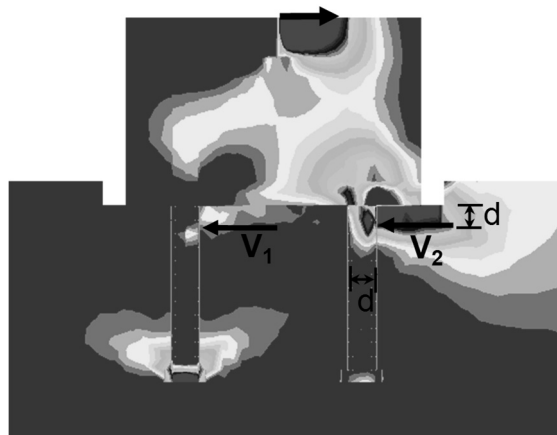
Tuhost komponenty je popsána v kap. 3.

$$\text{Rovnováha vnitřních sil} \quad \sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} \quad (5.12)$$

$$\text{Síla v tlaku} \quad C_{Ed} = f_{jd} \cdot x_c \cdot b \quad (5.13)$$

ve většině případů lze uvažovat s  $f_{jd} = 3 f_{cd}$

Působíště smykových sil  $V_{Ed,1}$  a  $V_{Ed,2}$  bylo ověřeno numerickou analýzou. Potvrdil se předpoklad, že působíště je asi ve vzdálenost průměr trnu s hlavou  $d$ . Ve zjednodušeném výpočtu se konzervativně uvažuje, že je přenášen pouze šrouby jedné v řadě, viz obr. 5.6. Za předpokladu velkých tahových sil v první řadě šroubů je ve druhé řadě jen malá smyková síla  $V_{Ed,2}$ . Působíště smykové síly  $V_f$  se předpokládá na ploše mezi kotevní deskou a betonovým základem.



Obr. 5.6 Napětí v přípoji s kotevní deskou ve vodorovném směru  $\sigma_x$

Pro sestavení vztahu pro rovnováhu vnitřních sil (5.14) se stanoví únosnosti komponent v tahu a tlaku. Výminka se počítá ke středu tlačené oblasti styčnicku v řadě  $V_{Ed,1}$  a  $V_{Ed,2}$ .

Síly v tlaku působí ve směru hodinových ručiček na rameni  $e_v + d + t_p$ . Síla v tahu  $N_{Ed,2}$  otáčí proti směru hodinových ručiček na rameni  $z$ . Tření působí proti směru hodinových ručiček na rameni  $d$ . Síly v komponentu v tahu, kterou přenáší druhá řada šroubů  $N_{Ed,2}$  se stanoví jako

$$V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) = N_{Ed,2} \cdot z + V_f \cdot d \quad (5.12)$$

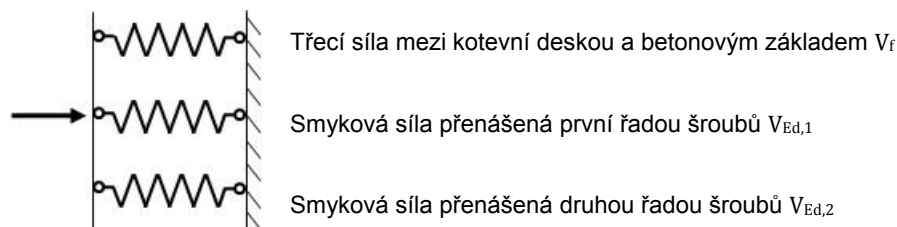
$$N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z} \quad (5.13)$$

Při působení vnější tahové síly na styčnick přibývá ve výmince rovnováhy další síla, viz rov. (5.14). V tomto případě budou obě kotvy v tahu. Třecí síla mezi kotevní deskou a betonovým základem je nulová.

$$V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) + N_{Ed} \cdot \left( z - \frac{s_2}{2} \right) = N_{Ed,2} \cdot z + V_f \cdot d \quad (5.14)$$

Při návrhu se postupuje iterací rovnováhy vnitřních sil, která vychází z únosnosti kotevních trnů s hlavou v tažené části styčnicku. Únosnost komponent ve smyku je dána únosností ve tření mezi kotevní deskou a betonovým základem a únosností trnů s hlavou ve smyku a v betonu a ověřuje se nakonec, viz obr. 5.7. Pro součinitel tření se využívá návrhová hodnota v čl. 6.2.2 normy EN1993-1-8:2006, která je  $\mu = 0.2$

Smykovou tuhost styčnicku lze uvažovat jako nekonečně velkou.



Obr. 5.7 Komponenty ve smyku

Únosnost styčnicku ve smyku lze popsat dvěma způsoby porušení, porušení kotevního trnu a porušení kužele betonu, respektive jeho vypáčení. Pro tažené trny s hlavou se ověřuje jejich interakce smykové a tahové únosnosti.

Při stanovení únosnosti při porušení trnů s hlavou se předpokládá, že je celá smyková síla přenášena první řadou trnů, ve kterých nepůsobí tahové síly. Druhá řada trnů přenáší pouze tu smykovou sílu, která není vyčerpána tahem. Při stanovení únosnosti při porušení kužele betonu se předpokládá, že smykovou sílu přenáší obě řady trnů stejně a uvažuje se s interakcí vnitřních sil ve tvaru

$$\text{Porušení kužele betonu} \quad n_N^{3/2} + n_V^{3/2} \leq 1 \quad (5.15)$$

$$\text{Porušení trnu s hlavou} \quad n_N^2 + n_V^2 \leq 1 \quad (5.16)$$

kde

$n_N$  je nejmenší z poměru normálových sil  $\frac{N_{Ed,i}}{N_{Rd,i}}$

$n_V$  nejmenší z poměru smykových sil  $\frac{V_{Ed,i}}{V_{Rd,i}}$

Při výpočtu se dále ověří

- únosnost části styčnicku, která je navržena na připojení nosníku ke kotevní desce, svary, šrouby, plechy,
- dostatečná tuhost kotevní desky, u které se připouští pouze pružná deformace v tlaku,
- únosnost výztuže stěny sloupu v tlaku, viz EN19921-1:2004 a
- únosnost betonové stěny při působení sil od styčnicků.

Ověření únosnosti styčnicku je zobrazeno v tab. 5.1.

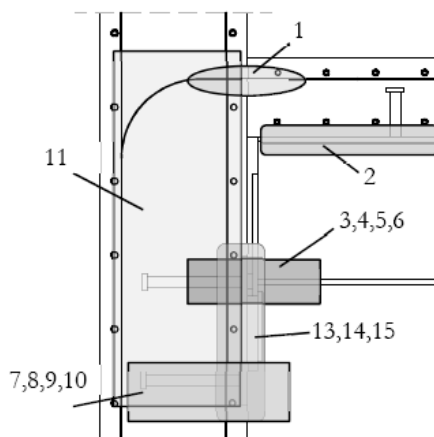
Tab. 5.1 Návrh únosnosti styčnicku kotevní deskou

Krok	Popis	Výraz	
Pro známou excentricitu $e_v$ a smykovou sílu $V_{Ed}$			
1	<b>Tahová síla ve styčnicku od působící smykové síly</b> Předpokládá se $x_c$ a počítá síla v komponentě $N_{Ed,2}$	$z$ závisí na $x_c$  $N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z}$	
2	<b>Výška kotevní desky v tlaku</b> Ověří se, že je splněno $x_c$	$\sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} \quad x_c = \frac{C_{Ed}}{b \cdot f_{jd}}$ pro příliš malý předpoklad $x_c$ zpět na krok 1. Zjednodušeně lze ve stěně předpokládat $f_{jd} = 3 f_{cd}$	
3	<b>Únosnost kotevní desky v tahu</b> Stanoví se $N_{Rd,u}$	Bez uvažování smykové výztuže	S uvažováním smykové výztuže
		$N_{Rd,u} = \min \begin{cases} N_{Rd,u,s} \\ N_{Rd,p} \\ N_{Rd,u,c} \end{cases}$	$N_{Rd,u} = \min \begin{cases} N_{Rd,u,s} \\ N_{Rd,p} \\ N_{Rd,cs} \\ N_{Rd,re,1} \\ N_{Rd,re,2} \end{cases}$
4	<b>Únosnost kotevní desky ve smyku</b>	$V_{Rd,s} = 0.7 \cdot N_{Rd,u,s}$ $V_{Rd,cp} = k \min[N_{Rd,cs}, N_{Rd,re,1}, N_{Rd,re,2}, N_{Rd,u,group}]$	
5	<b>Interakce vnitřních sil</b>	Tvary porušení	
		Trn s hlavou	Kužel betonu
		$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f$	$V_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} - V_f}{2}$
		$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1$	$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,cp}}\right)^{3/2} \leq 1$ $N_{Rd,u}$ není zahrnuto v $N_{Rd,u,s}$
		Je podmínka interakce splněna?	
<b>ANO</b>		<b>NE</b>	
Konec návrhu		Styčnick nevyhovuje a je třeba jej jinak konstruovat.	

### 5.3 Styčník ocelobetonového nosníku

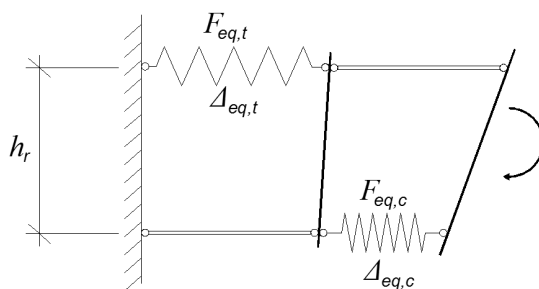
Styčníky ocelobetonového nosníku na betonovou stěnu/sloup se navrhují jako ohybově tuhé, polotuhé a kloubové. Příklad styčníku ocelobetonového nosníku na betonovou konstrukci, který přenáší kladný ohybový moment a posouvající a normálovou sílu, je zobrazen na obr. 5.8. Lze jej rozdělit na komponenty:

- podélná výztuž ocelobetonové desky, na obrázku komponenta 1,
- spřažení v nosníku namáhané smykem, komponenta 2,
- stěna a pásnice nosníku v tlaku, komponenta 3,
- kontaktní deska, komponenta 4,
- komponenty v kotevní desce, komponenty 5 až 10 a 13 až 15,
- betonový sloup/stěna, komponenta 11.



Obr. 5.8 Příklad ocelobetonového nosníku na betonový sloup/stěnu

Sestavení komponent je zobrazeno na obr. 5.8b. Pro výpočet natočení lze využít deformace komponent v nosníku, tj. podélné výztuže, prokluzu v ocelobetonovém nosníku a komponent v přípoji kotevní deskou, viz (Henriques, 2008). Pro tuhost lze využít též poznatků v EN1993-1-8: 2006 a EN1994-1-1: 2006. Mechanický model je popsán na obr. 5.9 pro jednu řadu komponent v tahu a jednu v tlaku. Nejprve se sečte chování v jedné řadě s ekvivalentních komponent, viz vztah (5.17) pro únosnost  $F_{eq,t}$  a  $F_{eq,c}$ .



Obr. 5.9 Jednoduchý model s uvažováním jedné řady v tahu

$$F_{eq} = \min\{F_i \text{ až } F_n\} \quad (5.17)$$

kde

$i$  až  $n$  jsou indexy v řadě v tlaku nebo v tahu.



$M_j$  a  $\Phi_j$ , se stanoví v tomto případě snadno přímo, protože působí pouze jedna řada komponent v tahu. Rameno vnitřních sil  $h_r$  lze také uvažovat zjednodušeně jako vzdálenost mezi osou výztuže a středem tlačené pásnice. Výslednice sil

$$F_{eq} = \min \{F_{eq,t}, F_{eq,c}, F_{JL}\} h_r \quad (5.18)$$

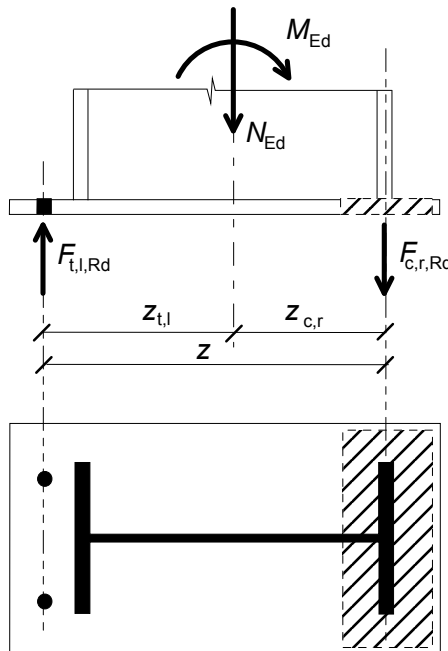
Se stanoví pro ekvivalentní síly  $F_{eq,t}$  a  $F_{eq,c}$  tažené a tlačené části přípoje pomocí vztahu (5.17).

## 6 TUHOST

### 6.1 Kotvení sloupu

#### 6.1.1 Kotvení sloupu patní deskou

Výpočet tuhosti metodou komponent v EN 1991-1-8: 2005, viz (Wald a kol., 2008) vychází z návrhu tuhosti přípoju nosníků na sloup a na nosník. Odlišnosti jsou dány přítomností výrazné normálové síly, viz (Ermopoulos, Stamatopoulos, 1996). Na obr. 6.1 a 6.2 je vidět, že model tuhosti vychází z kontaktní plochy ekvivalentní tuhé desky pod tlačnou pásnicí.



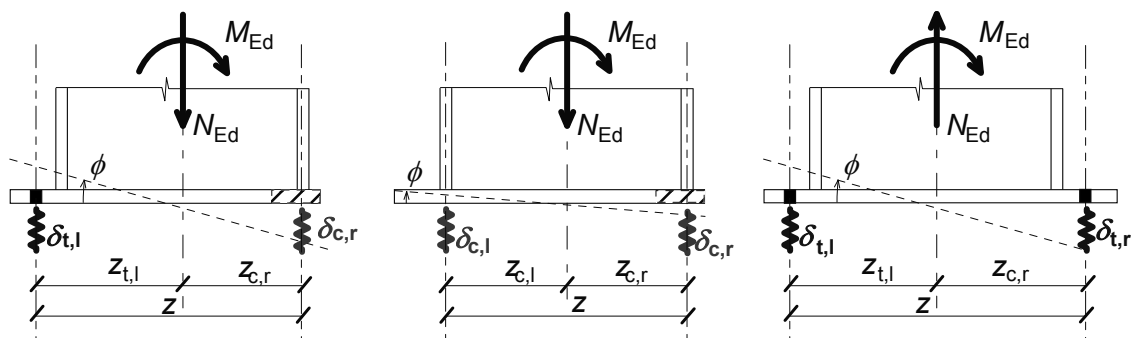
Obr. 6.1 Model tuhosti kotvení patní deskou

Pro výpočet tuhosti se uvažuje poloha výslednice v tlaku  $F_{c,Rd}$  v ose tlačené pásnice. Tahová síla  $F_{t,Rd}$  se předpokládá v ose kotevního trnu/šroubu. Ohybová tuhost se stanovuje pro propočetní namáhání momentem a silou s konstantní excentricitou

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \text{const.} \quad (6.1)$$

V závislosti na excentricitě lze podle aktivace kotevních šroubů rozeznat tři možné případy, viz (Wald a kol., 2008). Pro velkou excentricitu s tahem v jedné řadě šroubů tvar 1, viz obr. 6.2a, s malou excentricitou bez tahu v kotevních šroubech tvar 2, viz obr. 6.2b, a s tahem v obou kotevních šroubech tvar 3.

- Tvar 1     tah v jedné řadě šroubů nastane při malé normálové síle a velkém ohybovém momentu. Při dosažení únosnosti se poruší kotevní šroub/trn nebo patní deska.
- Tvar 2     tah v kotevních šroubech nenastane při dominanci normálové síly. Při dosažení únosnosti se poruší kotevní blok v tlaku.
- Tvar 3     tah v obou kotevních šroubech je pro klasické kotvení sloupu neobvyklý. Nastane při velké tahové síle ve sloupu.



Obr. 6.2 Model tuhosti kotvení patní deskou a) jedna řada šroubů namáhána v tahu, b) žádná řada šroubů namáhána tahem c) obě řady šroubů namáhány tahem

Deformace komponent  $\delta_t$  a  $\delta_c$  závisí na tuhosti tažené  $k_t$  a tlačené  $k_c$  části a excentricitě působící síly. Lze je popsat vztahem

$$\delta_{t,l} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} z_t}{z}}{E k_t} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_t}{E z k_t} \quad (6.2)$$

$$\delta_{c,r} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} z_t}{z}}{E k_c} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_t}{E z k_c} \quad (6.3)$$

Z deformací se vypočítá natočení jako

$$\phi = \frac{\delta_{t,l} + \delta_{c,r}}{z} = \frac{1}{E z^2} \cdot \left( \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_c}{k_t} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_t}{k_c} \right) \quad (6.4)$$

Z natočení se vypočítá počáteční tuhost jako

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t}} = \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k}} \quad (6.5)$$

Nelineární část se, tak jako pro styčníky nosníku, vyjádří tvarovým součinitelem  $\mu$ , která popisuje zakřivení vztahem pro působící moment a moment na mezi únosnosti, viz (Weynand a kol., 1996) a EN1993-1-8:2006, jako

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j} = \left( \kappa \frac{M_{Ed}}{M_{Ed}} \right)^\xi \geq 1 \quad (6.6)$$

kde

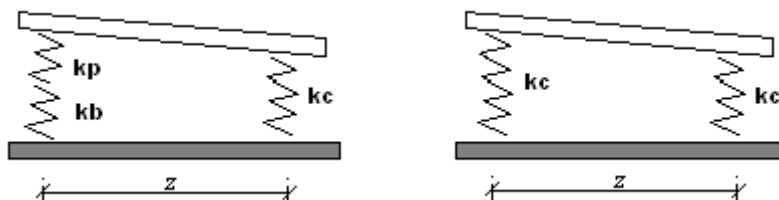
$\kappa$  je součinitel popisující počátek nelineární části křivky, pro patní plech se uvažuje jako pro plech  $\kappa = 1.5$

$\xi$  tvarový součinitel,  $\xi = 2.7$

Ohybová tuhost se vyjádří jako

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum \frac{1}{k}} \quad (6.7)$$

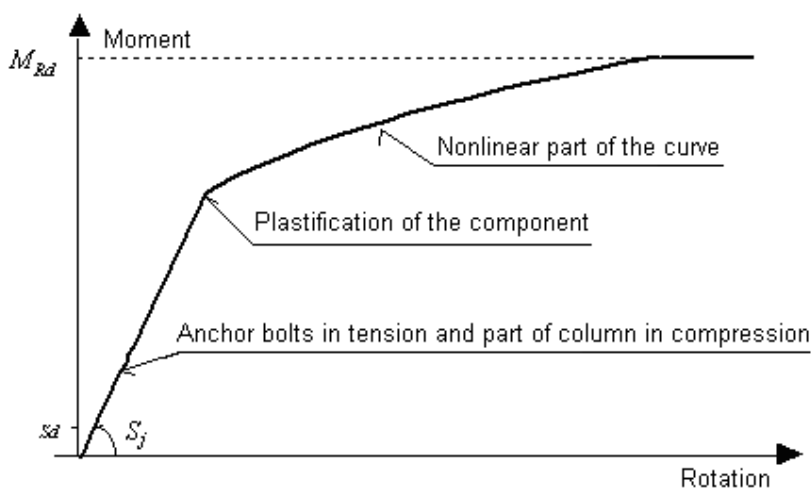
Tuhost závisí na součinitelích tuhosti kotevního šroubu/trnu  $k_b$ , patní desky  $k_p$  a betonového základu  $k_c$ , viz obr. 6.3.



Obr. 6.3 Komponenty pro výpočet tuhosti

Pomocí tuhosti  $S_j$ , tvarového součinitele  $\mu$ , a momentové únosnosti  $M_{Rd}$ , se popíše závislost momentu na natočení, viz obr. 6.4.

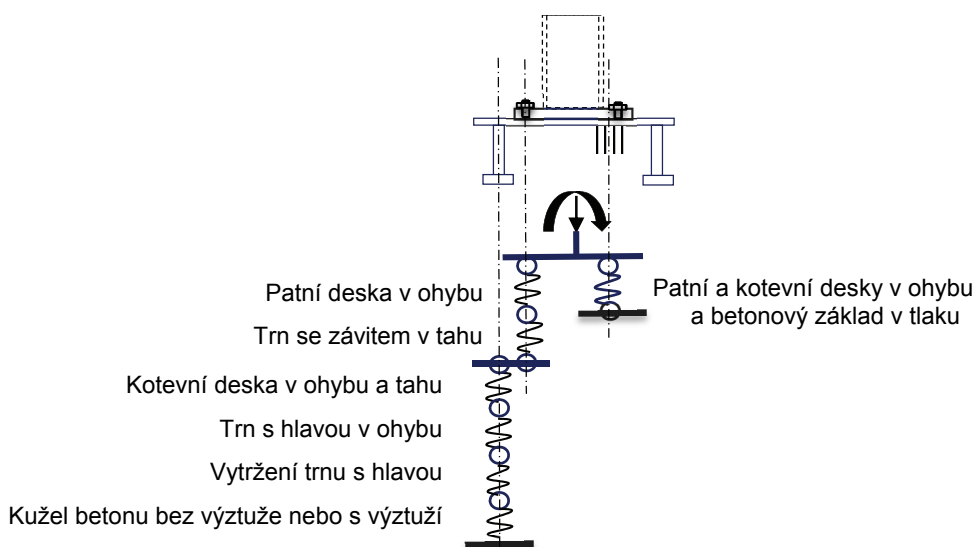
Tvar křivky závisí na historii zatěžování. V extrému není pochopitelně počáteční tuhost stejná, pokud je napřed aplikována normálová síla a potom ohybový moment nebo naopak. Pro I a H průřezy sloupu je postup návrhu popsán výše. Pro obdélníkové uzavřené průřezy RHS je řešení zcela obdobné. Pro kruhové/eliptické uzavřené průřezy CHS/EHS byl postup popsán např. v (Horová, 2011)



Obr. 6.4 Závislost momentu na natočení pro proporcionální zatěžování

### 6.1.2 Kotvení patní a kotevní deskou

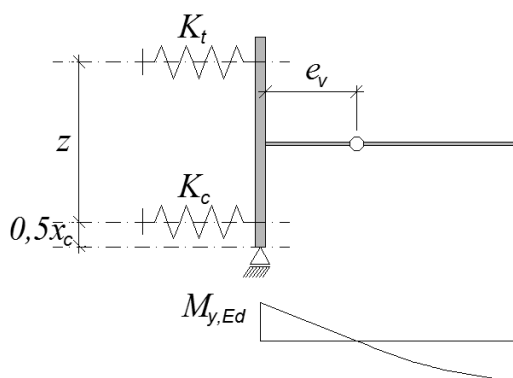
Ohybová tuhost kotvení sloupu patní a kotevní deskou se vypočte z deformací jednotlivých komponent, tj. patní desky, trnu se závitem, kotevní desky, trnu s hlavou, tažené a tlačené části betonového základu a smykové výztuže. Ke kotvení s pouze patní deskou se řeší i komponenty trn se závitem a kotevní deska. Komponenty jsou shrnuty na obr. 6.5. Působení komponent v tažené části, viz kap. 6.3 v EN1993-1-8: 2006, se převádí do osy trnu se závitem. Poloha výslednice tlačené části je, tak jako u kotvení pouze patní deskou, v ose tlačené pásnice sloupu.



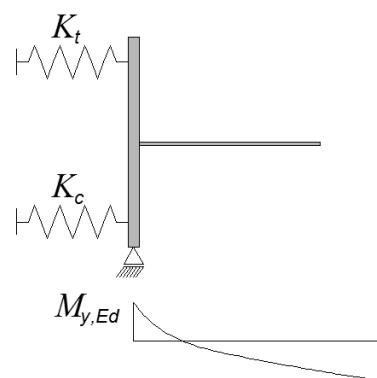
Obr. 6.5 Deformovatelné komponenty pro kotvení sloupu patní a kotevní deskou

## 6.2 Kloboukový přípoj

Při globální analýze se předpokládá, že styčník přenáší zanedbatelné ohybové momenty, viz obr. 6.6 a 6.7. V technické specifikaci CEN/TS 1992-4-2 se s tuhostí neuvažuje. Model ke stanovení natočení od smykové deformace ve styčníku je popsán v kapitole 3.

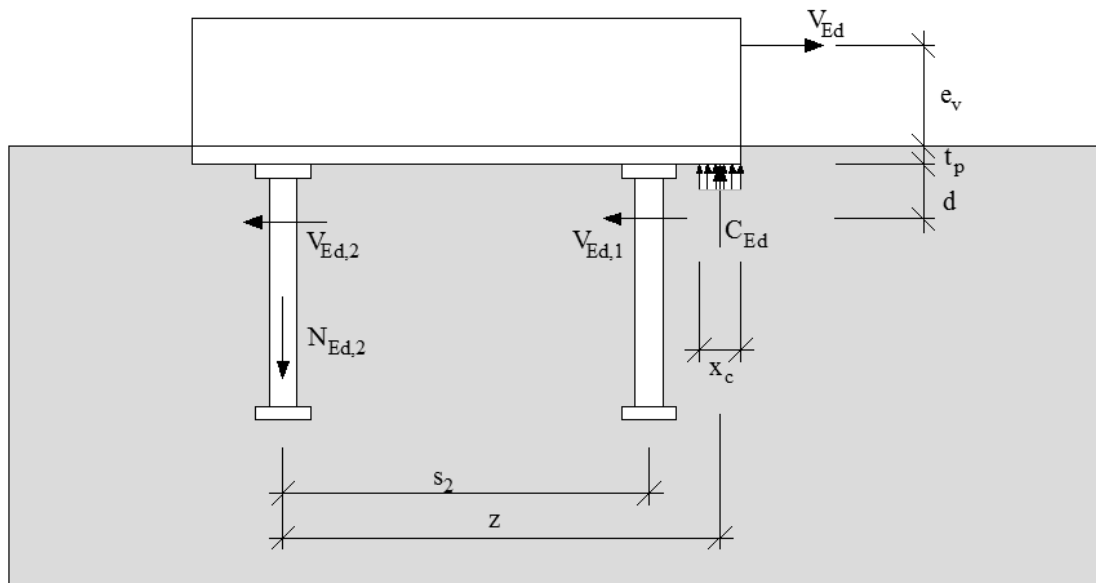


Obr. 6.6 Model nosníku a kotevní desky pro globální analýzu kloubového přípoje



Obr. 6.7 Model nosníku a kotevní desky pro globální analýzu ohybově tuhého přípoje

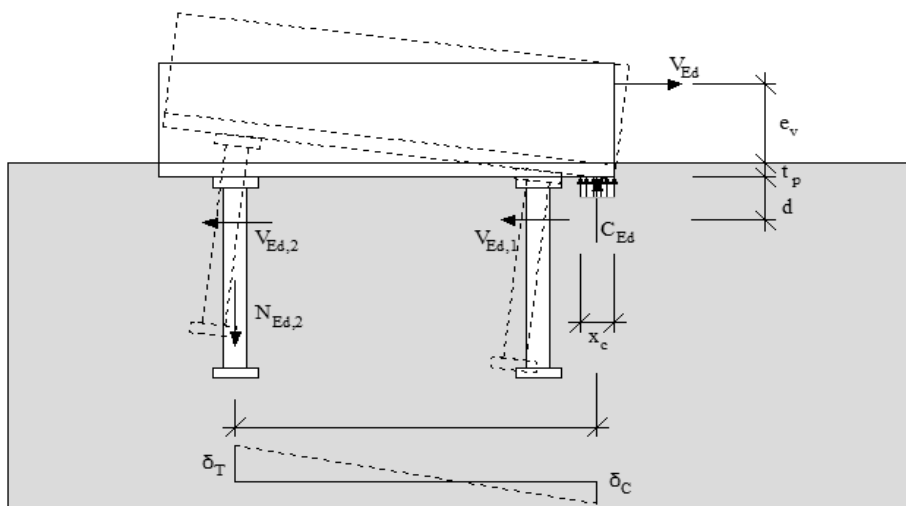
Dále se popisuje model kloubového přípoje kotevní deskou. Kloub je v ocelové části přípoje a ke kotvení kotevní deskou s trny vykazuje konstrukčně danou  $e_v$ . V případě, že ocelová část styčníku je ohybově tuhá uvažuje se pro kotvení kotevní deskou excentricita  $e_v = \frac{M_{y,Ed}}{V_{Ed}}$ . V tomto případě je třeba stanovit počáteční ohybovou tuhost, která může ovlivnit rozdělení sil při globální analýze, viz obr. 6.8. Chování ovlivní dvě komponenty, kotevní trn v tahu, viz kap. 3, a beton v tlaku. Pro popis ohybové tuhosti je třeba stanovit rameno vnitřních sil  $z$ .



Obr. 6.8 Rozdělení sil v kotevní desce od posouvající síly  $V_{Ed}$  působící na excentricitě  $e_v$

Smyková síla  $V_{Ed}$  vyvodí na jedné straně kotevní desky v kotevním trnu s hlavou tah  $N_{Ed,2}$ . Výslednici tlaku  $C_{Ed}$  lze stanovit z rovnováhy sil, viz kap. 3. Deformace kotevního trnu  $\delta_T$  a deformace betonového bloku  $\delta_C$  se podílí na natočení, viz obr. 6.9. Rameno vnitřních sil lze stanovit z rovnováhy sil jako

$$\varphi = \frac{\delta_T + \delta_C}{z} \quad (6.8)$$



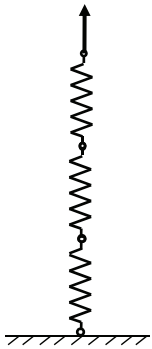
Obr. 6.9 Natočení kotevní desky vlivem excentricky působící smykové síly  $V_{Ed}$

Dále je shrnut přehled komponent působících ve styčnicku.

#### Komponenty v tahu

Komponenty v tahu jsou popsány v kap. 3. Řeší se varianta se třmínky a bez nich, viz obr. 6.10

Bez smykové výztuže

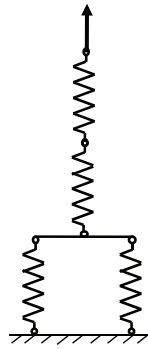


Porušení dřívku trnu

Vytržení trnu

Vytržení kužele betonu

Se smykovou výztuží



Porušení dřívku trnu

Vytržení trnu

Vytržení kužele betonu a porušení třmínků přetržením a vytržením

Obr. 6.10 Komponenty pro stanovení deformace/tuhosti trnu s hlavou v tahu

Deformaci komponent lze stanovit pro

$$N = 0 \text{ to } N = N_{u,c} \quad \text{a} \quad \delta_1 = \delta_{p1} + \delta_h \quad (6.9)$$

$$N = N_{u,c} \text{ to } N = 0 \quad \text{a} \quad \delta_2 = \delta_1(N_{u,c}) + \frac{N - N_{u,c}}{k_c} \quad (6.10)$$

Trn s hlavou smyková výztuž v tahu

$$N = 0 \text{ to } N = N_{u,c} \quad \text{a} \quad \delta_1 = \delta_{p1} + \delta_h \quad (6.11)$$

$$N = N_{u,c} \text{ to } N = N_u \quad \text{a} \quad \delta_2 = \delta_{p2} + \delta_h + (\delta_c + \delta_s) \quad (6.12)$$

$$N = N_u \text{ to } N = 0 \quad \text{a} \quad \delta_3 = \delta_2(N_u) + \frac{N - N_u}{k_c} + \frac{N_u - N}{10\,000} \quad (6.13)$$

Při správném návrhu dojde k porušení dřívku trnu s hlavou, což se považuje za tažné porušení.

### Komponenta v tlaku

Tuhost komponenty v tlaku se uvažuje podle EN1993-1-8: 2006 jako

$$K_c = \frac{E_c \cdot \sqrt{A_{\text{eff}}}}{1.275} \quad (6.14)$$

Vliv komponenty na natočení styčnicku závisí na tuhosti kotevního trnu, ale není výrazné.

### Rameno vnitřních sil z

Během zatěžování se mění smyková síla  $V_{Ed}$ , tomu odpovídá změna výslednice tlaku  $C_{Ed}$ , mění se výška tlačené oblasti  $x_c$  a rameno vnitřních sil  $z$ . Pro danou smykovou sílu lze získat hodnoty interakcí. Pro ruční výpočet se doporučuje vycházet z únosnosti trnů s hlavou a pro ně stanovit výšku tlačené části a rameno vnitřních sil  $z$ . Pro velmi malou kotevní desku a velkou únosnost trnů s hlavou je třeba při přibližném výpočtu vycházet z redukované únosnosti v tažené oblasti, obvykle na 2/3.

### Ohybová tuhost

Počáteční tuhost přípoje a styčnicku  $S_{j,ini}$  se stanoví pro známou deformační tuhost komponent podle EN1993-1-8: 2006, čl. 6.3.1 jako

$$S_{j,ini} = \frac{z^2}{\left(\frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_{Cc}}\right)} \quad (6.15)$$

kde

$k_T$  je tuhost komponenty v tahu

$k_C$  tuhost komponenty v tlaku

Pro křehké porušení komponentami v betonu se uvažuje pouze s pružnou oblastí s počáteční tuhostí  $S_{j,ini}$ . Pro tažné porušení lze stanovit i sečnou tuhost styčnicku  $S_j$  v nelineární části křivky, která se popisuje trilineární křivkou, viz (6.17). Pro velké deformace se ve styčnicku projeví velké trhliny, které je třeba ověřit z hlediska použitelnosti. Redukční součinitel  $\mu$  se stanoví podle EN1993-1-8: 2006 a využije k redukci ohybové tuhosti

$$S_j = S_{j,ini}/\mu \quad (6.16)$$

### 6.3 Ohybově tuhé styčníky

Rozdělení ohybově tuhého styčnicku na komponenty je na obr. 5.8a. Tuhost lze počítat pomocí deformací komponent nebo součiniteli deformační tuhosti komponent. Mechanický model na obr. 5.8b je připraven pro jednu řadu komponent v tahu. Lze jej ale snadno upravit pro více řad kotevních trnů s pružným nebo plastickým rozdělením vnitřních sil. Model se volí podle tvaru porušení. V případě, že se tažená komponenta poruší tažně, lze komponentu blíže k tlačené oblasti navrhnout na plastické rozdělení vnitřních sil. V případě, že se tažená komponenta poruší křehce, je třeba komponentu blíže k tlačené oblasti navrhnout pro pružné rozdělení vnitřních sil. Deformace komponent, tažených i tlačené  $\Delta_{eq,t}$  a  $\Delta_{eq,c}$  lze pro jednu řadu kotevních trnů přímo sečíst a získat celkovou deformaci na daném rameni vnitřních sil

$$\Delta_{eq} = \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (6.17)$$

kde

$i$  až  $n$  je index tažených i tlačené komponenty

Rameno vnitřních sil  $h_r$  bylo diskutováno výše. Natočení lze získat z ekvivalentních deformací jako

$$\phi_j = \frac{\Delta_{eq,t} + \Delta_{eq,c} + \Delta_{JL}}{h_r} \quad (6.18)$$

kde

$\Delta_{eq,t}$  a  $\Delta_{eq,c}$  jsou ekvivalentní tažené a tlačené deformace podle (6.17).



## 7 STYČNÍKY V GLOBÁLNÍ ANALÝZE

### 7.1 Metodika

Při analýze konstrukcí se styčníky obvykle uvažují jako ohybově tuhé nebo jako kloubové. Skutečné chování je mezi těmito extrémny, viz (Jaspart, 2002). Styčníky, nelze klasifikovat jako tuhé nebo kloubové, se označují jako polotuhé a v globální analýze se s nimi uvažuje.

Tuhost polotuhých styčníků ovlivňuje rozdělení vnitřních sil a deformací natolik, že ji nelze k dosažení požadované přesnosti výpočtu zanedbat, viz (Jaspart, 1997) a (Maquoi, Chabrolin, 1998). V případě, že není styčník navržen na plnou únosnost, nepřenáší plně působící ohybový moment a vytváří se v něm plastický kloub. Pro návrh konstrukce se styčníky na částečnou únosnost se požaduje dostatečná rotační kapacita styčníku. U betonové konstrukce betonované na místě není třeba s tuhostí styčníků uvažovat. Počítá se tuhými nebo kloubovými styčníky, viz EN1992-1-1: 2004. Pro styčníky smíšených konstrukcí, s přípoji ocelových a ocelobetonových nosníků na betonové stěny/sloupy, se doporučuje postupovat obdobně jako při návrhu ocelových konstrukcí. V opodstatněných případech se uvažuje s tuhostí připojení.

Metodou komponent (Jaspart, 1997) lze skutečné chování ocelových/kompozitních styčníků vhodně předpovědět s ohledem na ohybovou tuhost, únosnost v ohybu/smyku a rotační kapacitu. Tyto hodnoty lze přímo využít v konstrukční analýze. Návrh styčníku lze začlenit do konstrukčního návrhu. Postup je popsán v EN1993-1-8:2006 a EN1994-1-1:2010 lze jej rozdělit na kroky:

- popis styčníku z hlediska ohybová tuhosti, ohybového momentu únosnosti a rotační kapacity,
- klasifikace styčníku,
- modelování styčníku v konstrukčním modelu a
- idealizace styčníku.

Klasifikace styčníku, jak již bylo zmíněno v oddíle 2.2, spočívá ve stanovení hranic pro modelování styčníku podle jeho tuhosti, viz Obr. 2.6, a únosnosti, viz Obr. 2.7. Zatřídění styčníku určí typ styčníku pro modelování pro globální analýzu. Pro klasifikaci tuhosti tuhost připojovaného nosníku slouží ke stanovení mezí. Pro deformační kapacitu jsou v normě EN1993-1-8:2006 uvedena pouze kvalitativní kritéria. Rozlišuje se zde: i) pro plastickou analýzu se požaduje dostatečně tvárné chování, kdy tvárné komponenty řídí chování spoje; ii) částečně tvárné styčníky, ve kterých komponenty s omezenou deformační kapacitou upravují únosnost spoje; iii) a křehké styčníky, které neumožňují redistribuci vnitřních sil a křehké komponenty řídí únosnost.

Tab. 7.1 Meze při klasifikaci ocelových a ocelobetonových styčníků nosníku na sloup

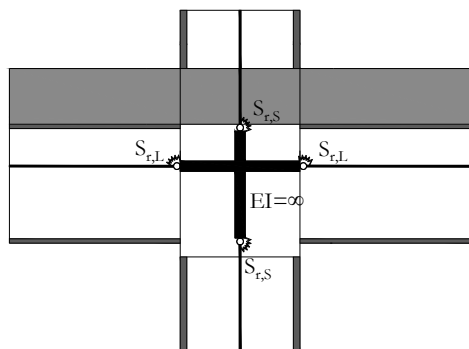
Tuhost	
Tuhý / polotuhý	$8 E I_b/L_b$
Polotuhý / kloubový	$0.5 E I_b/L_b$
Únosnost	
S plnou únosností / s částečnou únosností	Hlava sloupu: $\min\{M_{c,pl,Rd}; M_{b,pl,Rd}\}$ V rámci výšky sloupu: $\min\{2M_{c,pl,Rd}; M_{b,pl,Rd}\}$
S částečnou únosností / kloub	25% z plné únosnosti / částečné únosnosti

Klasifikací lze při analýze konstrukce rozlišit z hlediska tuhosti a únosnosti na tři případy modelování. V případě spojitého styčníku je zaručena plná ohybová spojitost mezi připojenými prvky. Zatímco v případě kloubového styčníku je bráněno ohybové spojitosti mezi připojenými prvky. V opačném případě se jedná o styčník částečně spojitý. V konstrukci se styčník modeluje, jak je znázorněno v tab. 7.2. V obr. 7.1a je popsán model s pružinami a tuhými prvky. V obr. 7.1b je představen model pro programy, které neumožňují zadat ohybové pružiny.

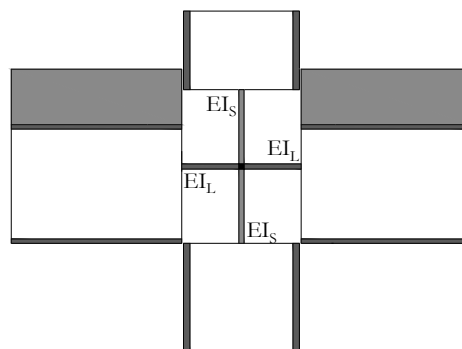
Koncentrace natočení je využita v modelu na obr. 7.1c. Zjednodušené modelování je popsáno i v EN1993-1-8:2006. Tuhost sloupu ve smyku lze řešit smykovou pružinou nebo distribuovat do ohybových pružin přípojí, viz (Huber a kol., 1998).

Tab. 7.2 Modelování ocelových a ocelobetonových styčníků podle EN1993-1-8:2006

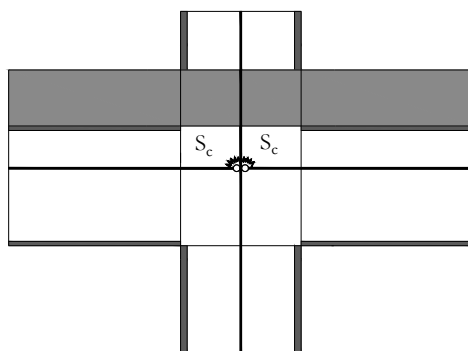
Modelování styčnicku	Klasifikace styčnicku
Spojité	Plná únosnost a tuhý
Částečně spojitý	Plná únosnost a Polo-tuhý Částečná únosnost a Tuhý Částečná únosnost a Polo-tuhý
Prostý	Kloub a Kloubový



Obr. 7.1a Model připoje pomocí tuhých náhradních prutů

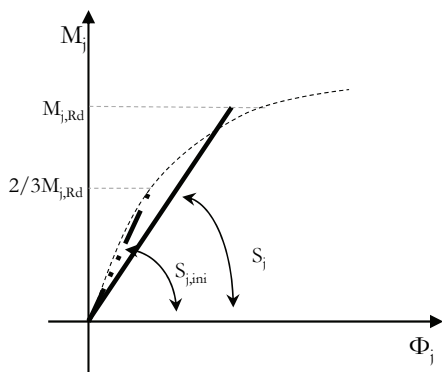


Obr. 7.1b Model připoje pomocí deformovatelných náhradních průřezů

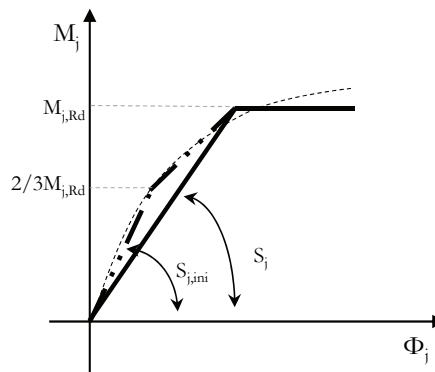


Obr. 7.1c Model připoje pomocí dvou rotačních pružin

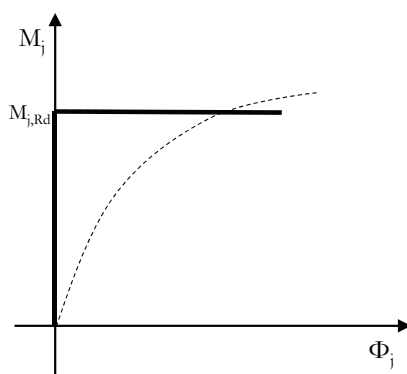
Chování styčnicku lze popsat ohybovou křivkou, která se modeluje ohybovou pružinou. Chování je obecně nelineární- Zjednodušuje se lineárním řešením, viz obr. 7.2. Výběr vhodné křivky závisí na typu analýzy, která může být pružná, pružně-plastická a tuho-plastická. Pro pružnou analýzu, viz obr. 7.2a, se uplatní ohybová tuhost styčnicku. Pro pružně-plastickou analýzu, viz obr. 7.2b, lze využít celou závislost, tj. ohybovou tuhost, únosnost a deformační kapacitu a pro tuhoplastickou analýzu, viz obr. 7.2c, postačí popis únosnosti a rotační kapacity. V případě polotuhého styčnicku závisí ohybová tuhost na působícím namáhání. V případě, že je působící ohybový moment je menší než 2/3 momentové únosnosti styčnicku  $M_{j,Rd}$  uvažuje se ve výpočtu s počáteční ohybovou tuhostí  $S_{j,ini}$ . V ostatních případech se uplatní sečná ohybová tuhost  $S_j$ . Ta se získá redukcí počáteční tuhost styčnicku  $S_{j,ini}$  modifikačním součinitelem tuhosti  $\eta$ . Normy EN1993-1-8: 2006 a EN1994-1-1: 2010 poskytují modifikační součinitele tuhosti v závislosti na typu připojení.



Obr. 7.2a Lineární model vztahu momentu na natočení  $M-\Phi$

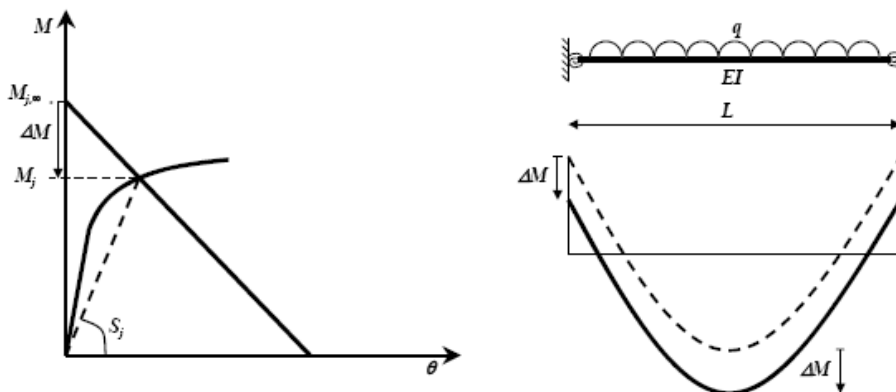


Obr. 7.2b Bilineární a trilineární model vztahu momentu na natočení  $M-\Phi$



Obr. 7.2c Tuho-plastický model  $M-\Phi$  chování styčnicku

Tuhost styčnicku ovlivňuje tuhost konstrukce, což se projeví při návrhu na MSP. Vliv nelineárního chování přípojů na MSÚ vyžaduje nelineární analýzu. Následující příklad ukazuje zjednodušený model popisu vlivu styčnicků na chování konstrukce. Na obr. 7.3 je příklad nosníku, který je namáhán rovnoměrným zatížením  $q$ . Za předpokladu tuhých přípojů na obou koncích nosníku vznikají v podporách nosníku ohybové momenty  $M_{j,\infty}$ . Průběh ohybového momentu je znázorněn ve schématu čárkovaně. Pro nosník se styčnický s ohybovou tuhostí na obou koncích nosníku  $S_j$  je průběh momentu znázorněn plnou křivkou. Přerozdělení ohybového momentu  $\Delta M$  se pohybuje v hodnotách od 0 do  $q L^2/12$ . Přerozdělení se projeví na svislém průhybu nosníku, který se pohybuje v rozmezí od  $q L^4/(384 E I)$  do  $5 q L^4/(384 E I)$ .



Obr. 7.3 Vliv polotuhého styčnicku na chování nosníku

Využitím polotuhých styčníků lze získat ekonomické konstrukční řešení, zvláště návrhem ekonomických ohybově tuhých přípojí. Úspory pro prvky jsou asi 20 – 25 % v případě neztužených prutových konstrukcí a 5 - 9 % v případě vytužených.

## 7.2 Příklady vlivu tuhosti styčníků na chování konstrukce

### 7.2.1 Referenční konstrukce

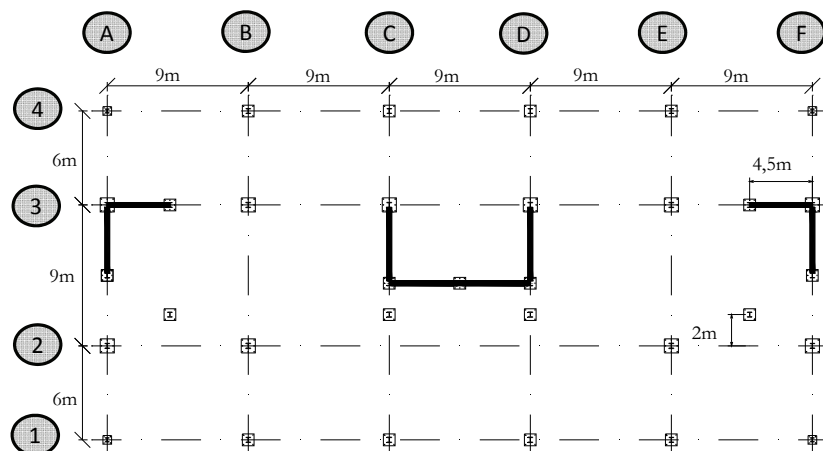
Pro ilustraci vlivu chování styčníků na globální analýzu konstrukce jsou dále uvedeny tři příklady, podrobně viz (Henriques, 2013). Za představitele typické administrativní vícepodlažní budovy byla vybrána konstrukce experimentální budovy v Cardingtonu, na které se zkoušela požární odolnost prvků v konstrukci, která je výrazně jiná než při samostatné zkoušce v peci, viz (Bravery 1993) a (Moore 1995). Pro příklad vícepodlažního parkoviště byla vybrána konstrukce z projektu RFCS, Velká podlažní parkoviště vystavená lokálnímu požáru, viz (Demonceau a kol., 2012). Na těchto objektech je ukázána globální analýza v rovině, viz (Kuhlmann a kol., 2012) a (Maquoi, 1998).

#### Konstrukce administrativní budovy

Hlavní geometrické a mechanické vlastnosti administrativní budovy jsou shrnuty v tab. 7.3, spolu s úpravami oproti experimentální budově. Půdorys objektu je zobrazen v obr. 7.4.

Tab. 7.3 Referenční konstrukce patrové administrativní budovy

Referenční konstrukce	Modifikace
Počet podlaží a výška: 1 x 4.34 m + 7 x 4.14 m V podélném směru: 5 x 9 m V příčném směru: 2 x 6 m + 1 x 9 m	Beze změn
Sloupy: Imperiální průřezy S355, průřez po výšce proměnný Nosníky: spřažené, imperiální průřezy + spřažená deska; S355 a S275; lehčený beton Ztužidlový systém: ztužidla tvaru X z ploché oceli	Imperiální průřezy nahrazeny evropskými průřezy se stejnými mechanickými vlastnostmi. Ztužidlový systém nahrazen smykovými stěnami s využitím styčnicku mezi ocelovou a betonovou konstrukcí
Přípoj nosníku na sloup: kloubový Sloupy: průběžné, kotvení kloubové	Styčnický mezi vodorovnými a svislými jsou předmětem studie. Ohybová tuhost byla uvažována od nekonečné k nulové. Kotvení sloupů kloubové.



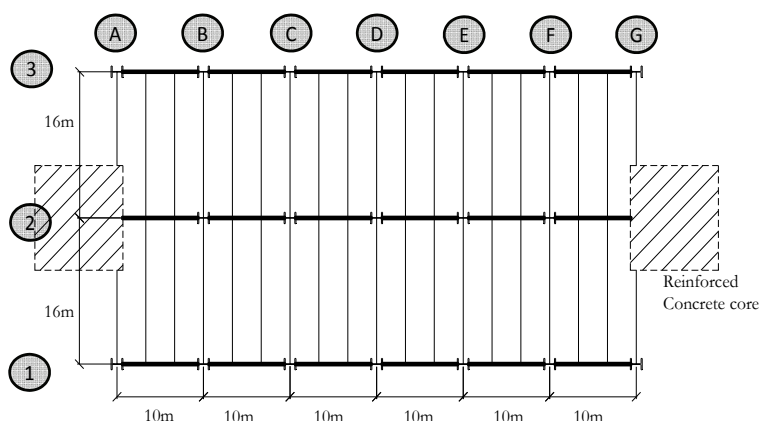
Obr. 7.4 Půdorys referenční konstrukce administrativní budovy

## Konstrukce parkoviště

Parametry konstrukce budovy podlažního parkoviště jsou shrnuty v tab. 7.4. Půdorys podlaží je na obr. 7.5.

Tab. 7.4 Popis konstrukce a úpravy pro studii

Referenční konstrukce	Modifikace
Počet podlaží a výška: 8 x 3 m V podélném směru: 6 x 10 m V příčném směru: 10 x 16 m	Beze změn
Sloupy: ocelové profily, S460, průřez po výšce proměnný Nosníky: spřažené ocel S355; běžný beton Ztužidlový systém: betonové jádro bez specifikace	Rozměry betonového jádra
Styčníky polotuhé Kotvení sloupů: kloubové	Beze změn



Obr. 7.5 Půdorys objektu

### 7.2.2 Analýza

Konstrukce je řešena pružně-plastickou analýzou. U prvků a přípojů s výjimkou ŽB stěn se využije plastických deformací. Chování stěny se předpokládá pružné. Místní porušení stěny u styčnicků je zohledněno. Uvažuje se s kombinacemi pro mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti.

V analýze jsou přípoje nosník-sloup a nosník-stěna uvažovány v mezích daných klasifikací styčnicků od vetknutého po kloubový. Patky sloupů uvažovány jako kloubové. Tab. 7.5 informuje o numerických simulacích a vlastnostech přípojů pro jednotlivé zatěžovací stavy. Studie je zaměřena na styčníky ocelové konstrukce na betonovou. Přípoje ocelové konstrukce jsou též uvažovány jako polotuhé. V tabulce jsou shrnuty měřené hodnoty počátečních ohybových tuhostí a únosností styčnicků. Předpokládá se, dostatečná rotační kapacita. 10 zatěžovacích stavů shrnuje možné kombinace zatížení.

Tab. 7.5 Kombinace návrhu styčnicků ve skeletu

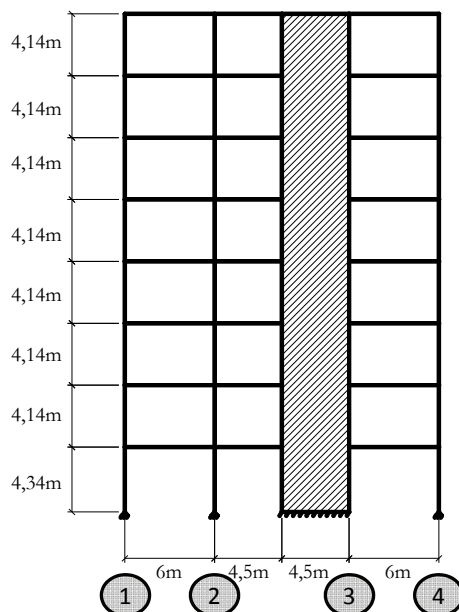
Varianta styčnicků	Počáteční tuhost			Momentová únosnost		
	Přípoj nosníku na stěnu	Přípoj nosníku na sloup	Kotvení sloupu	Přípoj nosníku na stěnu	Přípoj nosníku na sloup	Kotvení sloupu
1	R	R	P	FS	FS	P
2	R	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	FS	FS	P
3	SR: 2/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	FS	FS	P
4	SR: 1/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	FS	FS	P
5	SR: 2/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	PS: 2/3 (FS/PS+PS/P)	PS: 2/3 (FS/PS+PS/P)	P
6	SR: 1/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	PS: 2/3 (FS/PS+PS/P)	PS: 2/3 (FS/PS+PS/P)	P
7	SR: 2/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	PS: 1/3 (FS/PS+PS/P)	PS: 1/3(FS/PS+PS/P)	P
8	SR: 1/3 (R/SR+SR/P)	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	PS: 1/3 (FS/PS+PS/P)	PS: 1/3 (FS/PS+PS/P)	P
9	P	SR: 0.5 (R/SR+SR/P)	P	P	PS: 0.5 (FS/PS+PS/P)	P
10	P	P	P	P	P	P

R - tuhý; SR - polotuhý; P - kloubový; FS – na plnou únosnost; PS – na částečnou únosnost

### 7.2.3 Globální analýza

#### Geometrické a mechanické vlastnosti prvků

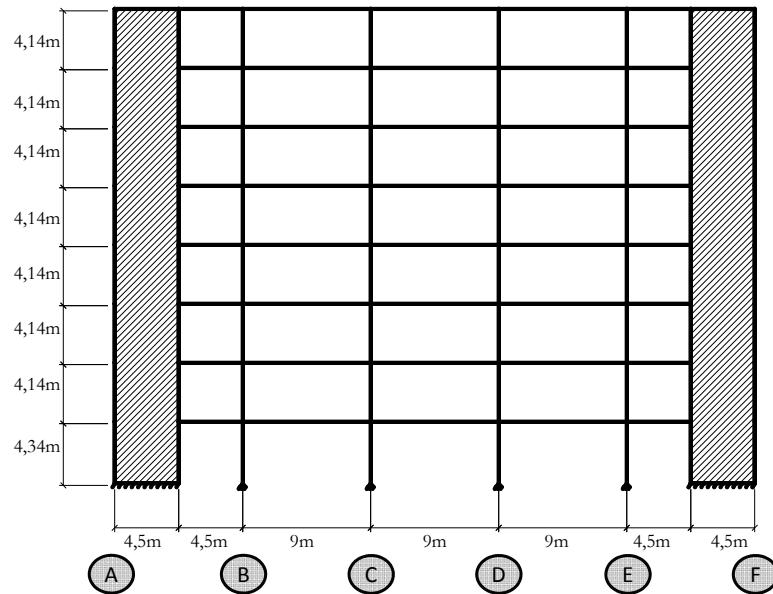
Globální analýza se dále řeší pro tři příklady, viz obr. 7.6. Geometrické rozměry prvků a materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tab. 7.6. Pro ocelové průřezy bylo uvažováno pružně-plastické chování.



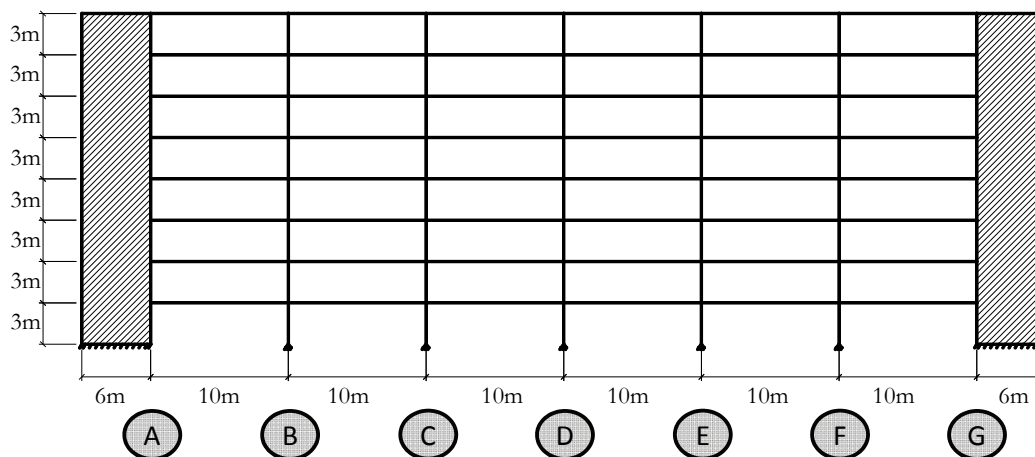
Obr. 7.6a Geometrie I. Příkladu analýza, administrativní budova osa A

Tab. 7.6 Vlastnosti prvků v řešených příkladech

Příklad analýzy	Prvky	Návrh	Materiál
I	Sloupy: AL-1 a 4	Do 2. podlaží: HEB320 2. podlaží až poslední podlaží: HEB260	S355 S355
	AL-2	Do 2. podlaží: HEB340 2. podlaží až poslední podlaží: HEB320	S355 S355
	Nosníky*	IPE360+ocelobetonová deska ( $h_{slab} = 130\text{mm}$ ) # $\Phi 6//200\text{mm}$	S355 LC35/38
	Zdi	$t_w = 300\text{mm}$ svislá výztuž $\Phi 20//300\text{mm}$ vodorovná $\Phi 10//300\text{mm}$	C30/37 S500
II	Sloupy	Do 2. podlaží: HEB 340 2. podlaží až poslední podlaží: HEB 320	S355 S355
	Nosníky*	IPE360+ ocelobetonová deska ( $h_{slab} = 130\text{mm}$ ) # $\Phi 6//200\text{mm}$	S355 LC35/38
	Stěny	$t_w = 300\text{mm}$ svislá výztuž $\Phi 20//300\text{mm}$ vodorovná $\Phi 10//300\text{mm}$	C30/37 S500
III	Sloupy	Od spodu do 2. podlaží: HEB 550 2. podlaží až 4. podlaží: HEB 400 4. podlaží až 6. podlaží: HEB 300 6. podlaží až 8. podlaží: HEB 220	S460 S460 S460 S460
	Nosníky*	IPE450+ocelobetonová deska ( $h_{slab} = 120\text{mm}$ ) # $\Phi 8//200\text{mm}$	S355 C25/30
	Stěny	$t_w = 400\text{mm}$ výztuž # $\Phi 20//200\text{mm}$	C30/37 S500



Obr. 7.6b Geometrie II. příkladu analýzy, administrativní budova osa 3



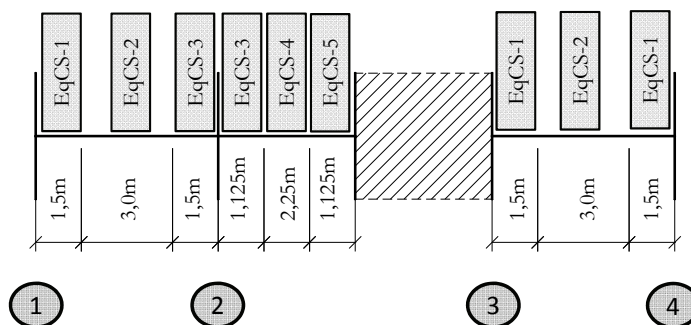
Obr. 7.6c Geometrie III. příkladu analýzy, podlažní parkoviště osa 2

Průřezy spřažených nosníků nahrazeny ekvivalentními obdélníkovými průřezy, viz tab. 7.7. Ekvivalentní mez kluzu byla stanovena tak, aby ekvivalentní průřez dosáhl maximálního ohybového momentu při únosnosti skutečného průřezu spřaženého nosníku. Chování spřažených nosníků při kladných a záporných ohybových momentech bylo modelováno ekvivalentními průřezy (EqCS), viz obr. 7.7.

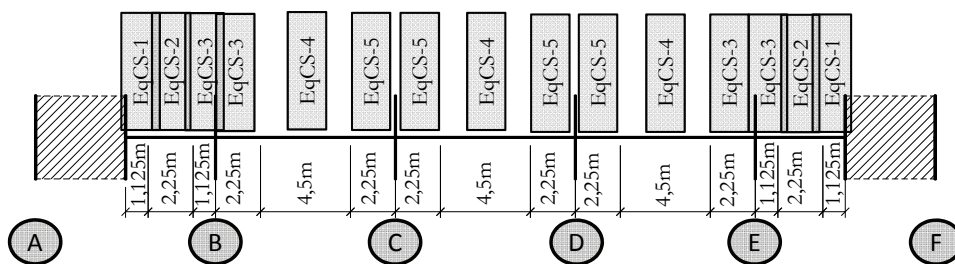


Tab. 7.7 Ekvivalentní ocelové průřezy nahrazující ocelobetonové

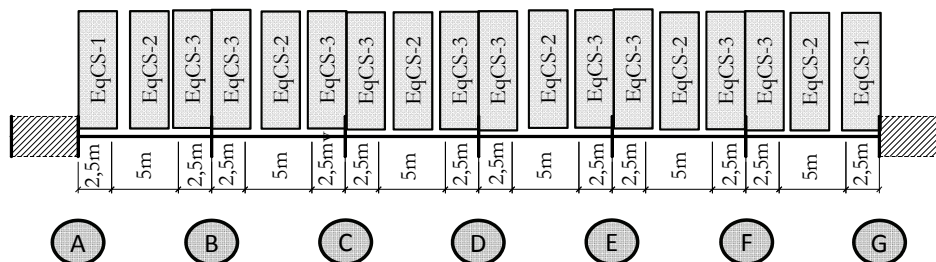
Dílič konstrukce I				
EqCS-1	EqCS-2	EqCS-3	EqCS-4	EqCS-5
$I=1.59 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7034.56 \text{mm}^2$	$I=3.885 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=14512.67 \text{mm}^2$	$I=1.63 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7087.57 \text{mm}^2$	$I=5.4975 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=12633.20 \text{mm}^2$	$I=1.58 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7024.62 \text{mm}^2$
Ekvivalentní obdélníkový rozměr průřezu				
$h=520.08 \text{mm}$ $b=13.53 \text{mm}$	$h=566.78 \text{mm}$ $b=25.61 \text{mm}$	$h=525.23 \text{mm}$ $b=13.49 \text{mm}$	$h=580.67 \text{mm}$ $b=21.76 \text{mm}$	$h=519.09 \text{mm}$ $b=13.53 \text{mm}$
Mez kluzu ( $f_y$ ) ekvivalentního obdélníkového průřezu k získání maximálního ohybového momentu ( $M_{cb,max}$ ) průřezu spřaženého nosníku				
$M_{cb,max}=351.41 \text{kN.m}$ $f_y=576.30 \text{MPa}$	$M_{cb,max}=605.00 \text{kN.m}$ $f_y=441.31 \text{MPa}$	$M_{cb,max}=358.94 \text{kN.m}$ $f_y=578.52 \text{MPa}$	$M_{cb,max}=565.00 \text{kN.m}$ $f_y=462.12 \text{MPa}$	$M_{cb,max}=349.98 \text{kN.m}$ $f_y=575.88 \text{MPa}$
Dílič konstrukce II				
EqCS-1	EqCS-2	EqCS-3	EqCS-4	EqCS-5
$I=1.14 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6012.32 \text{mm}^2$	$I=2.74 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=11207.20 \text{mm}^2$	$I=1.20 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6101.78 \text{mm}^2$	$I=3.38 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=16431.90 \text{mm}^2$	$I=1.23 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6141.54 \text{mm}^2$
Ekvivalentní obdélníkový rozměr průřezu				
$h=476.37 \text{mm}$ $b=12.62 \text{mm}$	$h=541.42 \text{mm}$ $b=20.70 \text{mm}$	$h=486.39 \text{mm}$ $b=12.54 \text{mm}$	$h=496.74 \text{mm}$ $b=33.08 \text{mm}$	$h=490.57 \text{mm}$ $b=12.52 \text{mm}$
$f_y$ ekvivalentního obdélníkového průřezu k získání $M_{max}$ průřezu spřaženého nosníku				
$M_{max}=274.86 \text{kN.m}$ $f_y=575.81 \text{MPa}$	$M_{max}=470 \text{kN.m}$ $f_y=464.75 \text{MPa}$	$M_{max}=286.85 \text{kN.m}$ $f_y=579.90 \text{MPa}$	$M_{max}=631 \text{kN.m}$ $f_y=463.83 \text{MPa}$	$M_{max}=292.05 \text{kN.m}$ $f_y=581.62 \text{MPa}$
Dílič konstrukce III				
EqCS-1	EqCS-2	EqCS-3		
$I=6.72 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=13192.32 \text{mm}^2$	$I=1.42 \times 10^9 \text{mm}^4$ $A=27012.63 \text{mm}^2$	$I=7.23 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=13600.91 \text{mm}^2$		
Ekvivalentní obdélníkový rozměr průřezu				
$h=781.66 \text{mm}$ $b=16.88 \text{mm}$	$h=794.22 \text{mm}$ $b=34.01 \text{mm}$	$h=798.44 \text{mm}$ $b=17.00 \text{mm}$		
$f_y$ ekvivalentního obdélníkového průřezu k získání $M_{max}$ průřezu spřaženého nosníku				
$M_{max}=988.86 \text{kN.m}$ $f_y=575.37 \text{MPa}$	$M_{max}=1338.00 \text{kN.m}$ $f_y=374.20 \text{MPa}$	$M_{max}=1057.61 \text{kN.m}$ $f_y=584.00 \text{MPa}$		



Obr. 7.7a Ekvivalentní průřezy podél nosníku, I. příklad analýzy



Obr. 7.7b Ekvivalentní průřezy podél nosníku, II. příklad analýzy



Obr. 7.7c Ekvivalentní průřezy podél nosníku, III. příklad analýzy

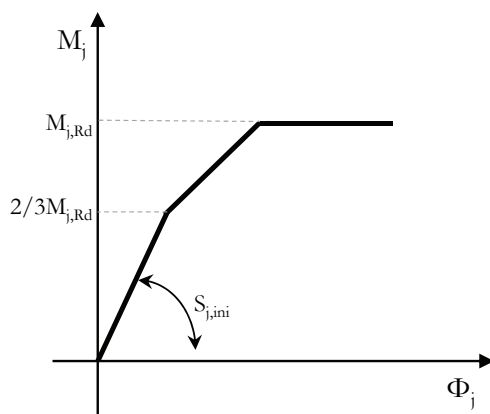
### Styčníky

Ohybová tuhost a únosnost styčnicků jsou pro tři příklady analýzy uvedeny v tab. 7.8. Styčníky byly modelovány poddajnými trilineárními pružinami, viz obr. 7.8. Počáteční ohybová tuhost styčnicku se uvažuje do  $2/3 M_{j,Rd}$  a dále se do dosažení ohybové únosnosti  $M_{j,Rd}$  počítá s tuhostí sečnou, která se z počáteční získá redukcí součinitelem  $\eta = 2$ .

Tab. 7.8 Vlastnosti styčnicků

	Styčníku	Ohybová tuhost		Ohybová únosnost	
		R-SR [kNm/rad]	SR-P [kNm/rad]	FS-PS [kNm]	PS-P [kNm]
I. příklad analýzy	AL-1-pravý	108780.0	2782.5	351.4	87.9
	AL-2-levý	108780.0	2782.5	358.9	89.7
	AL-2-pravý	205340.0	3710.0	358.9	89.7
	AL-3-levý	205240.0	3710.0	345.0	87.5
	AL-3-pravý	108780.0	2782.5	351.4	85.9
	AL-4-levý	108780.0	2782.5	351.4	87.9
II. příklad analýzy	AL-A-pravý	102293.3	2660.0	274.9	68.7
	AL-B-levý	102293.3	2660.0	286.9	71.7
	AL-B-pravý	94640.0	2100.0	286.9	71.7
	AL-C-levý	94640.0	2100.0	292.1	73.0
	k				
	AL-D-pravý	94640.0	2100.0	286.9	71.7
	AL-E-levý				
	AL-E-pravý	102293.3	2660.0	286.9	71.7
AL-F-levý	102293.3	2660.0	274.9	68.7	
III. příklad analýzy	AL-A-pravý	238560.0	7056.0	988.9	247.2
	AL-B-levý	238560.0	7056.0	viz níže	viz níže
	AL-B-pravý	238560.0	7591.5	b-6 <sup>th</sup> : 1058.1	b-6 <sup>th</sup> : 264.3
	k			6 <sup>th</sup> -T: 380.4	6 <sup>th</sup> -T: 95.1
	AL-F-levý	238560.0	7056.0	viz výše	viz výše
	AL-F-pravý			988.9	247.2
AL-G-levý	238560.0	7056.0	988.9	247.2	

R - tuhy; SR - polotuhý; P - kloubový; FS - plná únosnost; PS - částečná únosnost



Obr. 7.8 Závislost ohybové únosnosti na natočení ve styčniku

### Zatížení

Zatížení a jejich kombinace byly stanoveny podle EN1990: 2002 a EN1991-1-1: 2002. Pro I. a II. příklady analýzy se uvažovalo s namáháním větrem. Pro III. příklad analýzy se vítr neuvažoval.

### Globální analýza

Bylo počítáno programem (ABAQUS 6.11, 2011). Pro nosníky a sloupy se uvažuje s nosíkovými prvky a pro betonové stěny s deskostěnovými. Na spojení konstrukčních prvků o různých stupních volnosti se využily pružiny.

Tab. 7.9 Typy prvků pro prvky a přípoje

Konstrukční model komponenty	Typ konečného prvku	Popis
Nosníky a sloupy	Nosíkový	2-uzly, lineární nosíkový B31
Smykové stěny	Stěno-deskový	4-uzly, stěnodeskové se sníženou integrací a kontrolou
Styčniku nosník-sloup a nosník-stěna	Pružinový	Nelineární pružina s jedním stupněm volnosti

Parametrická studie ukazuje, že ohybové pružiny lze použít s transformačním součinitelem  $\beta$  k vyjádření deformace panelu stojiny sloupu a vyhnout se iterativnímu řešení. Velikost členění na prvky byla verifikována (da Silva a kol, 2010). Tab. 7.9 shrnuje uvažované zahuštění sítě pro různé prvky modelů.

Tab. 7.10 Dělení na prvky

Prvek	Počet dílů/velikost sítě
Nosníky	40
Sloupy	10
Smykové stěny	400 mm x 400 mm

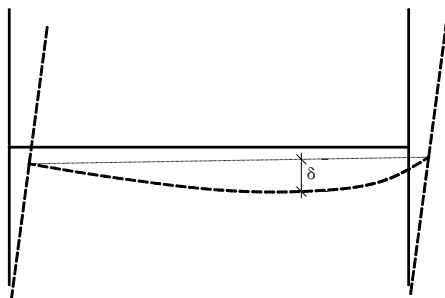
Neuvažuje se vybočení z roviny. Materiálové a geometrické nelinearity jsou ve výpočtu uvažovány. Únosnost konstrukce omezuje únosnost prvků a styčníků. Při výpočtu odstranění sloupu se podpory nahrazují reakcemi z předchozího výpočtu pro dané namáhání a bez něj.

### 7.2.4 Analýza na mezním stavu použitelnosti

Při návrhu se ověřuje průhyb nosníků a vodorovný posun konstrukce. Vyhodnocení průhybu nosníků je zobrazeno na obr. 7.10. Největší hodnoty průhybů jsou shrnuty v tab. 7.11. Podle

portugalské národní přílohy z EN1993-1-1: 2006 se uvažuje mezní hodnotou průhybu jako  $\delta_{\max} = L/300$ , viz tab. 7.11.

V I. a II. příkladu analýzy dosahují průhyby nosníků 20 mm. Pro model s kloubovým styčником je hodnota 33 % normové hodnoty. Průhyby nosníků ve III. příkladu analýzy jsou deformace větší. Doporučená hodnota je nevýrazně překročena jen v několika případech. Na obr. 7.10 jsou zobrazeny průhyby nosníků pro tuhé a kloubové modely přípojí, které lze chápat jako obálky skutečného chování styčníků na betonovou konstrukci. Obrázek potvrzuje, že pro III. analýzu je průhyb pro skutečné styčniky nejbližže doporučenému meznímu průhybu.

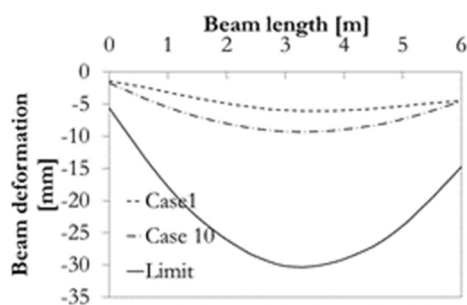


Obr. 7.9 Odečítání průhybu nosníku v analýze

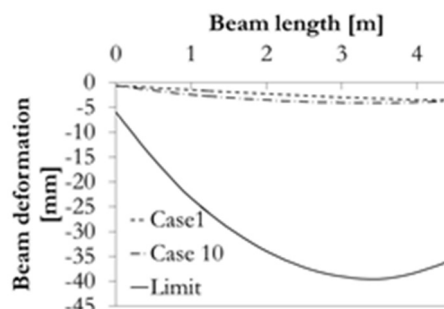
Tab. 7.11 Největší deformace nosníků na mezním stavu použitelnosti [mm]

Varianty styčníků	I. příklad analýzy		II. příklad analýzy		III. příklad analýzy		Vlastnosti styčniku	
	Nosník 1-2	Nosník 3-4	Nosník C-D	Nosník A-B	Nosník C-D	Nosník F-G		
1	2.6	3.0	5.5	0.3	21.7	7.7	R	FS
2	3.3	3.2	7.8	0.3	22.9	12.7	↓	↓
3	3.3	3.5	7.8	0.4	23.4	12.6		
4	3.3	3.6	7.8	0.4	23.7	12.6		
5	3.3	3.5	7.8	0.4	23.7	14.1		
6	3.3	3.6	7.8	0.4	24.1	14.1		
7	3.3	3.5	7.8	0.4	24.7	18.8		
8	3.3	3.6	7.8	0.4	25.2	18.8		
9	3.2	4.6	7.8	0.6	28.1	15.1		
10	6.1	6.1	20.5	1.5	31.8	27.1	P	P
$\delta_{\max}$ [mm]	20	20	30	15	33.3	33.3		

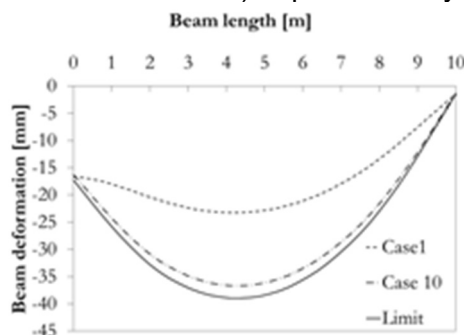
R - tuhý; P - kloubový; FS – na plnou únosnost



a) I. příklad analýzy



b) II. příklad analýzy



c) III. příklad analýzy

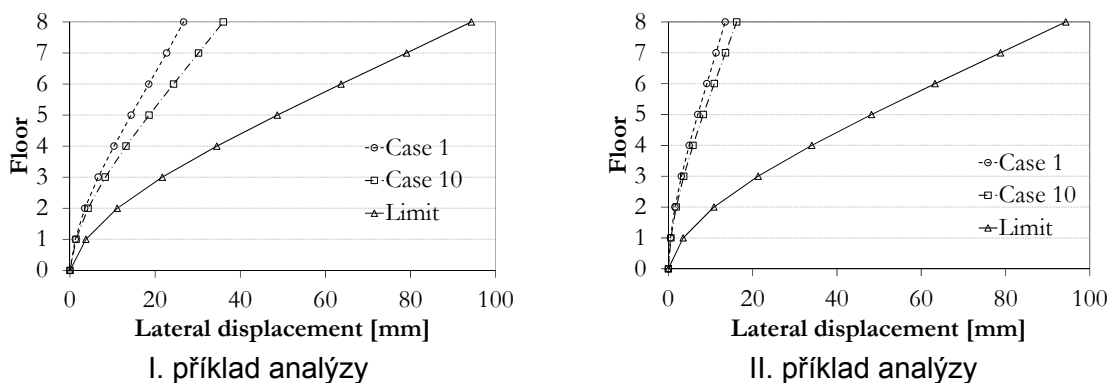
Obr. 7.10 Obálka deformací nosníků a omezení podle národní přílohy pro EN1993-1-1: 2006 pro přípoje mezi ocelovou a betonovou konstrukcí

Ohybová tuhost styčníků ovlivňuje také vodorovnou tuhost konstrukce. V tab. 7.12 jsou shrnuty maximální posuny horních podlaží pro všechny varianty styčníků I. a II. příkladu analýzy. Je zde uvedena i doporučená hodnota  $d_{h,top,limit}$  podle portugalské národní přílohy EN1993-1-1:2006. Ohybově tuhé i polotuhé styčnický spolu s betonovou stěnou tvoří vodorovně dostatečně tuhé konstrukce. Na obr. 7.11 jsou znázorněny obálky vodorovných posunů a největší doporučené hodnoty. V II. příkladu analýzy pro dvě betonové stěny jsou rozdíly mezi největší a nejmenší deformací zanedbatelné.

Tab. 7.12 vodorovná deformace pro I. a II. příklad analýzy [mm]

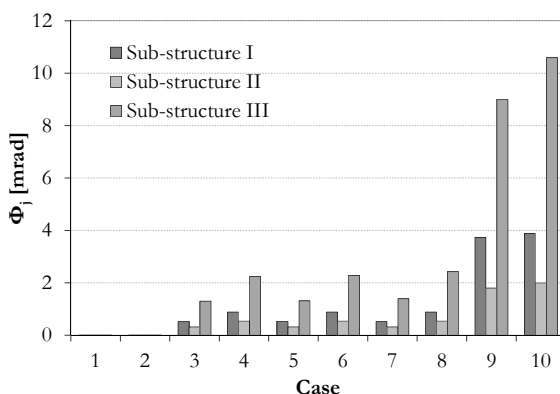
Varianty styčníků	I. příklad analýzy	II. příklad analýzy	Vlastnosti styčnicku	
			R	FS
1	26.7	13.5	↓	↓
2	27.6	14.0		
3	28.3	14.1		
4	28.6	14.2		
5	28.3	14.1		
6	28.6	14.2		
7	28.3	14.1		
8	28.6	14.2		
9	31.4	14.8		
10	36.0	16.2		
$d_{h,top,limit}$ [mm]	94.3	94.3	P	P

R - tuhý; P - kloubový; FS – na plnou únosnost

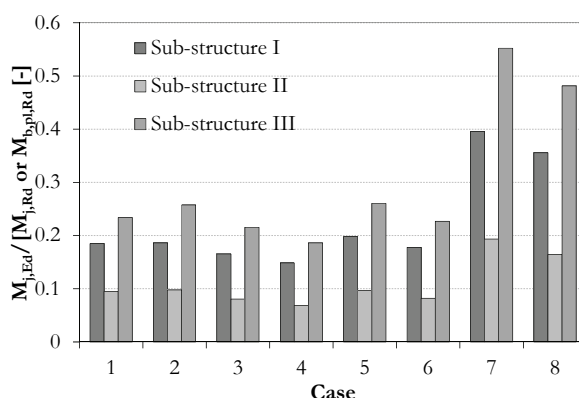


Obr. 7.11 Obálka vodorovných deformací a doporučené mezní hodnoty

Natočení styčnicků při mezním stavu únosnosti jsou ukázána na obr. 7.12. poměry mezi ohybovými momenty v přípojkách a jejich ohybovými únosnostmi jsou shrnuty na obr. 7.13. V mezním stavu použitelnosti nebylo dosaženo ohybové únosnosti styčnicků. Ve III. příkladu analýzy pro variantu styčnicků 7 je využito 70 % momentové únosnosti styčnicku. Na obr. 7.12 je zobrazeno maximální natočení styčnicku pro všechny příklady analýzy a kombinace variant styčnicků. V případě, že jsou styčnický modelovány jako kloubové, je natočení přirozeně vyšší, ale vždy do 11 mrad. V ostatních případech je natočení styčnicku malé, pod 3.2 mrad, což odpovídá hodnotám při pružném chování.



Obr. 7.12 Natočení styčnicku při MSP



Obr. 7.13 Poměr mezi působícím ohybovým momentem a momentovou únosností styčnicku/nosníku v MSP

## 7.2.5 Mezní stav únosnosti

V mezním stavu únosnosti se styčníky ocelových konstrukcí navrhují tak, aby jejich únosnost/deformační kapacita umožnily distribuci vnitřních sil v konstrukci. V tab. 7.13 jsou shrnuty momenty a vnitřní síly  $M_j$ ,  $N_j$ ,  $V_j$ .

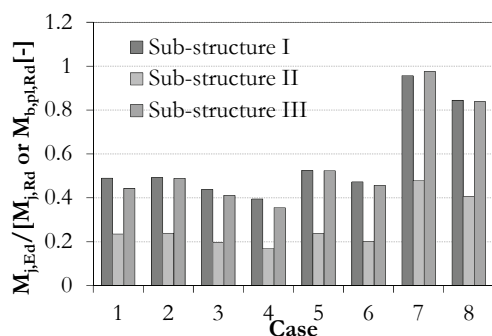
Tab. 7.13 Horní patro vodorovné posunutí pro I. až III. příklad analýzy

Umístění styčníku	Díličí konstrukce I			Díličí konstrukce II			Díličí konstrukce III			Vlastnosti styčníku	
	AL-3-L	AL-3-R	AL-3-L	AL-F-L	AL-A-R	AL-F-L	AL-G-L	AL-A-R	AL-A-L		
Případ	$M_j$ [kNm]	$N_j$ [kN]	$V_j$ [kN]	$M_j$ [kNm]	$N_j$ [kN]	$V_j$ [kN]	$M_j$ [kNm]	$N_j$ [kN]	$V_j$ [kN]		
1	169.0	68.5	181.1	64.7	31.8	72.9	441.1	387.6	345.8	R	FS
2	170.0	61.7	183.3	65.	33.4	73.9	539.5	406.4	371.4		
3	151.2	62.3	178.3	54.2	31.5	70.8	406.4	392.6	362.3		
4	136.2	62.8	174.3	46.2	30.1	68.7	350.4	382.1	355.6		
5	151.2	62.3	178.3	54.2	31.5	70.8	432.1	384.0	381.6		
6	136.3	62.8	174.3	46.2	30.1	68.7	376.1	372.5	376.1	↓	↓
7	138.0	62.1	174.8	54.8	33.0	71.3	401.9	381.3	394.5		
8	121.7	62.4	170.5	46.6	31.6	69.2	344.7	371.9	388.9		
9	0	65.9	138.9	0	21.0	56.5	0	282.4	346.5		
10	0	43.3	134.0	0	51.7	59.4	0	346.7	370.9	P	P

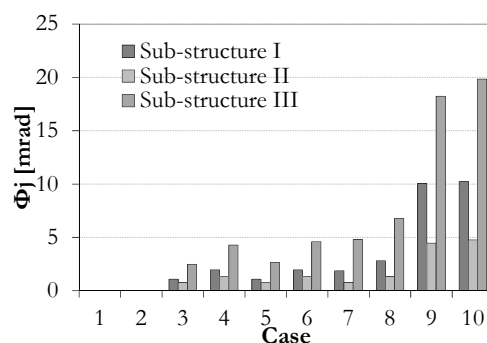
AL - zarovnaní; L – levá strana; R- pravá strana; R – tuhý; P – kloubový; FS – plná únosnost

Obr. 7.14 ukazuje poměr mezi působícím ohybovým momentem a momentovou únosností styčníků ocelových nosníků na betonové jádro. Je vidět, že v žádném případě není aktivována plná únosnost styčníků. Vyšší využití je patrné pro styčníky s malou ohybovou únosností.

Na obr. 7.15 jsou vykresleny největší natočení styčníku. Největší požadované natočení styčníku, přibližně 20 mrad, je pro případy, kdy styčníky jsou modelovány jako klouby.



Obr. 7.14 Poměr mezi působícím ohybovým momentem a únosností styčníků v MSÚ



Obr. 7.15 Největší natočení styčníku v MSÚ

## 8 TOLERANCE

### 8.1 Normové tolerance

Evropská norma EN1090-2:2008 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce popisuje geometrické tolerance v kapitole 11. Dovolené úchyly geometrických tolerancí nejsou přímo závislé na třídách provedení. Tolerance se dělí se na:

Základní tolerance (essential tolerance) základní mezní hodnoty pro geometrické tolerance potřebné pro splnění návrhových předpokladů pro navrhování konstrukcí pro mechanickou únosnost a stabilitu.

Funkční tolerance (functional tolerance) geometrické tolerance, které se mohou požadovat pro dosažení funkce jiné než stanovené s ohledem na mechanickou únosnost a stabilitu, např. pro vzhled nebo pro přesnost provedení

Zvláštní tolerance (special tolerance) ve zvláštním případě je třeba stanovit geometrické tolerance, které se neuvádějí v tabulkách typů a hodnot tolerancí uvedených v této normě

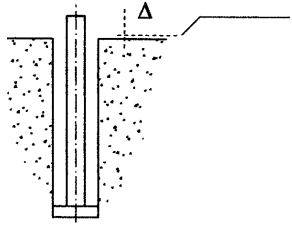
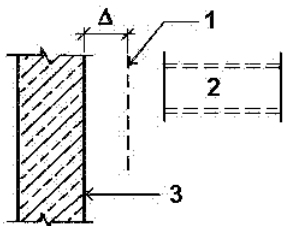
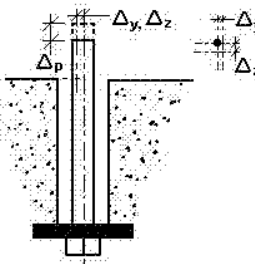
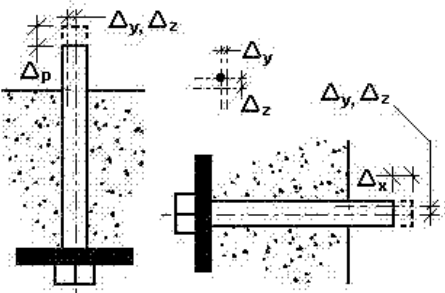
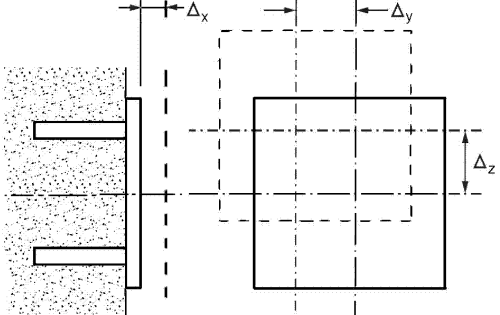
Výrobní tolerance (manufacturing tolerance) dovolený rozsah rozměrů a tvaru dílce vyplývající z jeho výroby.

Hodnoty Základních tolerancí a Funkčních tolerancí jsou normativní.

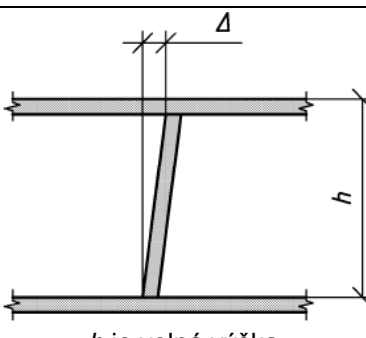
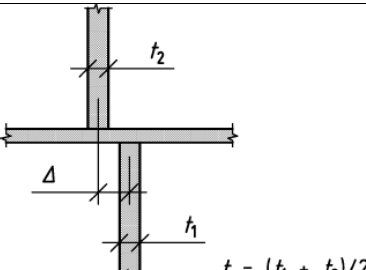
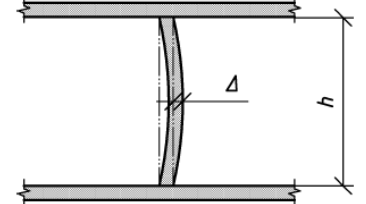
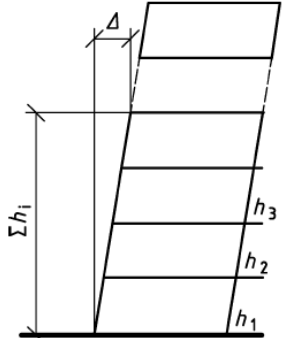
Pro připojení ocelové konstrukce na betonové jsou hodnoty úchylek Základních tolerancí omezeny pro kotevní šrouby a jiné podpory v kapitole 11.2.3.2 a pro kotvení sloupů v kapitole 11.2.3.3. Pro kotvení patní deskou jsou podle polohy uvedeny přípustné úchyly pro skupinu kotevních šroubů a pokyny pro doporučené tolerance děr pro šrouby. Pro styčníky ocelových konstrukcí na betonové jsou rozhodující funkční tolerance v tab. 2.20 přílohy D, viz obr. 8.1.

V evropské normě EN13670:2011 Provádění betonových konstrukcí jsou shrnuty informace o geometrických tolerancích, které jsou důležité jak pro výrobu i pro spolehlivost konstrukce, v kapitole 10. Jsou zde definovány dvě třídy tolerancí. Obecně se navrhuje třída 1, redukované požadavky. Třída 2 je určena pro styčníky podle návrhové normy EN1992-1-1:2004 Příloha A, viz obr. 8.2 (v EN13670:2011 obr. 2). V textu jsou omezeny úchyly svislých prvků, stěn a sloupů. Úchyly svislých prvků mají rozhodující vliv na případné připojované ocelové konstrukce.



Č.	Kritérium	Parametr	Dovolená úchylka $\Delta$
1	 <p>Úroveň základů</p>	Úchylka od stanovené úrovně	$-15 \text{ mm} \leq \Delta \leq +5 \text{ mm}$
2	 <p>Legenda: 1 předepsaná poloha 2 ocelový dílec 3 nosná stěna</p>	Úchylka od předepsané polohy v podpěrném bodě pro ocelový dílec:	$\Delta = \pm 25 \text{ mm}$
3		<p>Úchylka <math>\Delta</math> od předepsané polohy a vyčnívání:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- umístění horního konce:</li> <li>- svislé vyčnívání <math>\Delta_p</math>:</li> </ul> <p>POZNÁMKA Dovolena úchylka umístění středu skupiny šroubů je 6 mm.</p>	$\Delta_y, \Delta_z = \pm 10 \text{ mm}$ $-5 \text{ mm} \leq \Delta_p \leq 25 \text{ mm}$
4		<p>Úchylka <math>\Delta</math> od předepsané polohy, úroveň a vyčnívání:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- umístění horního konce:</li> <li>- svislé vyčnívání <math>\Delta_p</math>:</li> <li>- vodorovné přečnívání <math>\Delta_x</math>:</li> </ul> <p>POZNÁMKA Dovolena úchylka pro umístění se rovněž použije pro střed skupiny šroubů.</p>	$\Delta_y, \Delta_z = \pm 3 \text{ mm}$ $-5 \text{ mm} \leq \Delta_p \leq 45 \text{ mm}$ $-5 \text{ mm} \leq \Delta_x \leq 45 \text{ mm}$
5		Úchylky $\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$ od předepsaného místa a úrovně	$\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z = \pm 10 \text{ mm}$

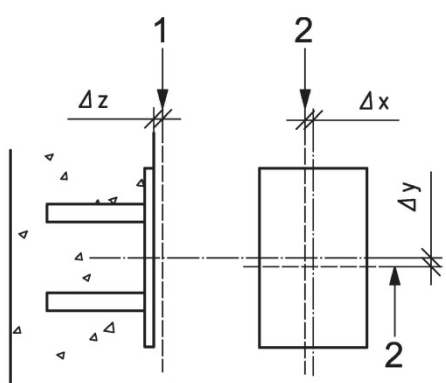
Obr. 8.1 Funkční tolerance – betonové základy a podpory,  
Tab. D.2.20 v EN1090-2:2008

Č.	Typ úchytky	Popis	Přípustné úchytky $\Delta$ 1. třída tolerancí
a	 <p><math>h</math> je volná výška</p>	<p>Sklon sloupu nebo zdi na každé úrovni jedno nebo vícepodlažní budovy</p> <p><math>h \leq 10</math> m <math>h &gt; 10</math> m</p>	<p>Větší z 15 mm nebo <math>h/400</math> 25 mm nebo <math>h/800</math></p>
b	 <p><math>t = (t_1 + t_2)/2</math></p>	<p>Úchytky mezi středy</p>	<p>Větší z <math>t/300</math> nebo 15 mm ale ne více než 30 mm</p>
c		<p>Zakřivení sloupu nebo stěny mezi sousedními úrovněmi podlaží</p>	<p>Větší z <math>t/30</math> nebo 15 mm ale ne více než 30 mm</p>
d		<p><math>\Sigma h_i</math> je součet výšek uvažovaných podlaží</p>	<p>Poloha sloupu nebo stěny na jakémkoliv podlaží, od svislé osy jeho zamýšleného středu na úrovni základů ve vícepodlažní konstrukci n je počet podlaží, kde <math>n &gt; 1</math></p> <p>Menší z 50 mm nebo <math>\frac{\Sigma h_i}{(200 n^2)}</math></p>

Obr. 8.2 Přípustné úchytky od svislé pro stěny a sloupy

Obr. 2 v EN13670:2011, zkráceno

Geometrické tolerance, které rozhodují o požadované přesnosti montáže, jsou upraveny v informativní příloze G, pokud se neupraví jinak, viz obr. 8.3. Předpokládá se zde, že tolerance se vztahují ke geometrii konstrukce a mají na únosnost betonových konstrukcí omezený vliv. Obr. 8.1 porovnává dovolené úchytky pro betonové konstrukce v budově ve všech směrech s úchytkami pro ocelové konstrukce, v EN1090-2:2008 příloha D. 2.20 řádka 5.

Č.	Typ úchylky	Popis	Přípustná úchylka $\Delta$
d	 <p>1 normální poloha v rovině 2 normální poloha v hloubce</p>	<p>Kotvení desky nebo obdobné vložky</p> <p>Úchylka v rovině</p> <p>Úchylka v hloubce</p>	<p><math>\Delta_x, \Delta_y = \pm 20 \text{ mm}</math></p> <p><math>\Delta_z = \pm 10 \text{ mm}</math></p>

Obr. 8.3 Přípustné úchylky pro otvory a vložky  
Obr. G.6 v EN13670:2011, zkráceno

## 8.2 Doporučené tolerance

Výše uvedené normy připouští poměrně malé úchylky kotevních šroubů od cílové polohy, tj.  $\pm 10 \text{ mm}$  ve všech směrech, viz EN1090-2:2008, popřípadě  $\pm 20 \text{ mm}$  v rovině a  $\pm 10 \text{ mm}$  kolmo na rovinu, viz EN13670:2011. Tolerance v natočení kotevních desek nejsou v normových podkladech pro jejich instalaci k dispozici. V EN 13670 obr. 2d se lze dobrat pro podlažní budovy pro svislé tolerance ve vyšších podlažích větších celkových hodnot.

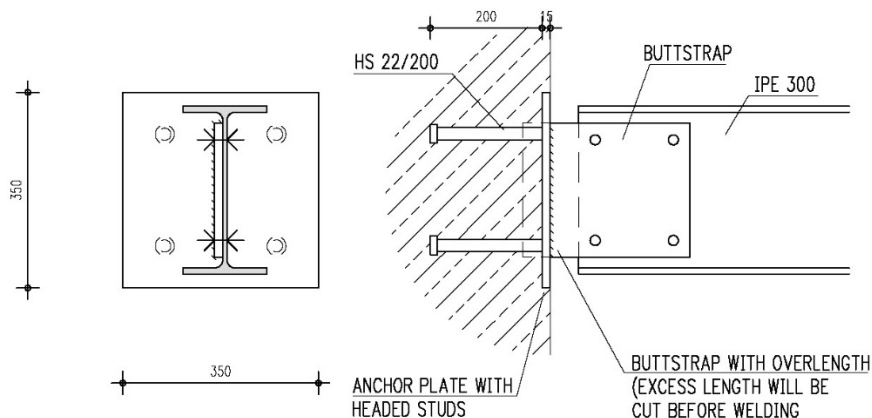
Například přípustnou úchylku ve vodorovném směru ve stropu nad horním podlaží sedmipodlažní budovy o konstrukční výšce 3.50 m lze stanovit jako

$$\sum h_i / (200 n^{1/2}) = 46 \text{ mm} \quad (8.1)$$

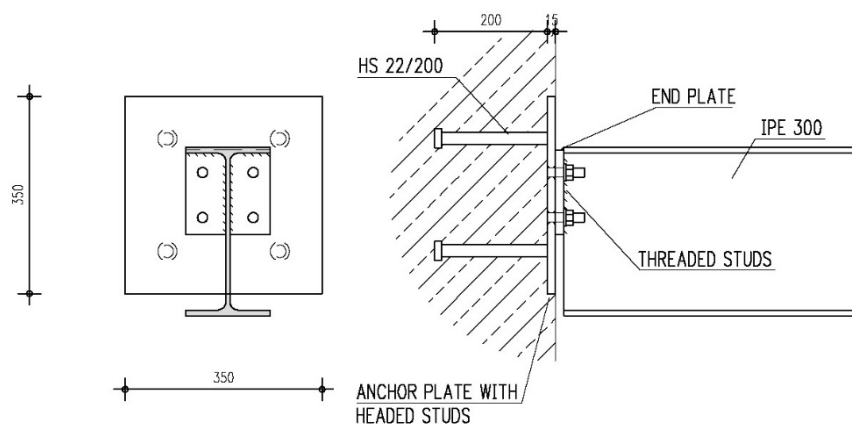
Pro konstrukci z betonových prefabrikátů by tak předem zabetonovaná kotevní deska mohla vykazovat výše uvedenou úchylku. Úchylka  $\pm 10 \text{ mm}$ , která se předpokládá v normě pro výrobu ocelové konstrukce, se proto nezdá reálná. Lze očekávat větší úchylky. Lze definovat zvláštní tolerance a zvýšit ekonomii návrhu ocelové konstrukce.

Norma EN13670:2011 popisuje další zajímavý princip, který vychází ze současné digitální měřicí techniky, v čl. 5 kapitoly 10.1 se umožňuje porovnat přípustnou úchylku v jakémkoliv bodě konstrukce s polohou teoretické cílové polohy. Největší přípustná úchylka je doporučena  $\pm 20 \text{ mm}$ .

Lze shrnout, že prvky ocelové konstrukce při připojení k betonové musí být schopny kompenzovat tolerance. Z toho plyne, že pro současnou stavební výrobu lze doporučit tolerance v přípoji  $\pm 20$  až  $25 \text{ mm}$ . Na obr. 8.4 a 8.5 jsou příklady styčnicku s a bez možnosti kompenzovat tolerance.



Obr. 8.4 Styčník s kompenzací tolerancí



Obr. 8.5 Styčník bez kompenzace tolerancí

V ocelářské praxi se v nosné konstrukci kompenzují tolerance vhodným konstrukčním řešením. Jeho volbu nejvíce ovlivní velikost a směr namáhání. Možnosti řešení jsou shrnutých dále.

#### Možnosti absorbovat tolerance podél ocelového prvku

- Podél ocelového prvku
- Šroubovaný přípoj čelní deskou s vložkou
- Kotvení patní deskou s podlitím
- Úložný úhelník / úložná konzola
- Nosník / sloup s přesahem, zarovnáním a svařováním na staveništi
- Příložka s přesahem, zarovnáním a svařováním na staveništi
- Příložka s oválnými děrami

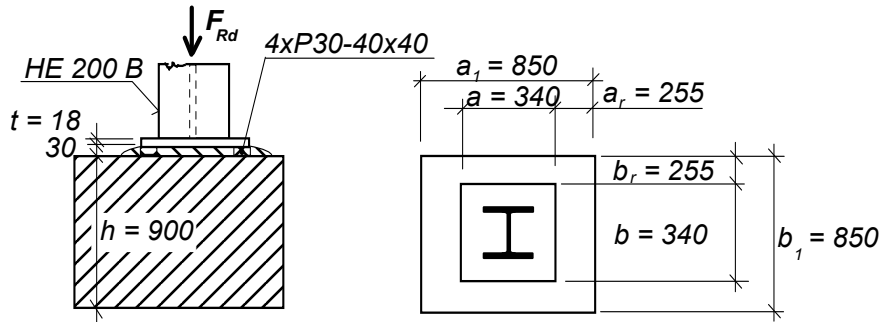
#### Možnosti absorbovat tolerance napříč ocelového prvku

- Další plech se závitovými trny přivařenými na staveništi
- Nosník / sloup s čelní deskou
- Kotevní deska se závitovými trny
- Čelní deska a nadměrnými otvory
- Příložka přivařená na staveništi

## 9 ŘEŠENÉ PŘÍKLADY

### 9.1 Kloubové kotvení patní deskou

Stanovte únosnost kotvení patní deskou při namáhání normálovou silou. Sloup je průřezu HE 200 B, betonový základ má velikost 850 x 850 x 900 mm, patní deska tloušťky 18 mm, ocel S 235 a beton C 12/15,  $\gamma_{Mc} = 1.50$ ,  $\gamma_{M0} = 1.00$ .



Obr. 9.1 Navržená patka sloupu

#### Krok 1 Návrhová pevnost betonu

Součinitel koncentrace napětí se vypočte dle kap. 3.3. Minimální hodnoty pro  $a_1$  (nebo  $b_1$ ) se uvažují jako

$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2 a_r = 340 + 2 \cdot 255 = 850 \\ 3 a = 3 \cdot 340 = 1020 \\ a + h = 340 + 900 = 1240 \end{array} \right\} = 850 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

Podmínka pro  $a_1 = b_1 = 850 > a = 340$  mm je splněna a

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{850 \cdot 850}{340 \cdot 340}} = 2.5$$

Návrhová pevnost betonu se vypočte z rovnice

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rd,u}}{b_{eff} l_{ef}} = \frac{\beta_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j f_{cd} k_j = 0.67 \cdot \frac{12.0}{1.5} \cdot 2.5 = 13.4 \text{ MPa}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

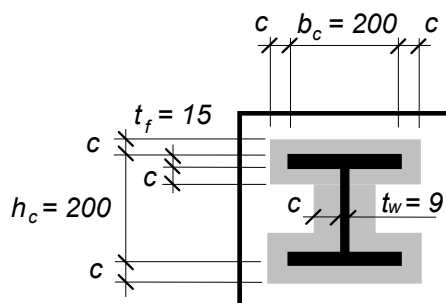
#### Krok 2 Poddajná patní deska

Poddajná patní deska se nahradí tuhou patní deskou, viz obr. 9.2. Účinná šířka patní desky se stanoví jako

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 18 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 13.4 \cdot 1.00}} = 43.5 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.5



Obr. 9.2 Účinná plocha patní desky

Účinná plocha patní desky tvaru H se vypočte jako plocha obdélníku bez střední plochy bez kontaktu jako

$$A_{\text{eff}} = \min(b; b_c + 2c) \cdot \min(a; h_{\text{ef}} + 2c) - \max[\min(b; b_c + 2c) - t_w - 2c; 0] \cdot \max(h_c - 2t_f - 2c; 0)$$

$$A_{\text{eff}} = (200 + 2 \cdot 43.5) \cdot (200 + 2 \cdot 43.5) - (200 + 2 \cdot 43.5 - 9 - 2 \cdot 43.5) \cdot (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 43.5)$$

$$A_{\text{eff}} = 82\,369 - 15\,853 = 66\,516 \text{ mm}^2$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

### Krok 3 Návrhová únosnost

Návrhová únosnost v centrickém tlaku se stanoví jako

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} = 66\,516 \cdot 13.4 = 891 \cdot 10^3 \text{ N}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

### Poznámky

Návrhová únosnost v patě sloupu je vyšší než únosnost patní desky.

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{7808 \cdot 235}{1.00} = 1\,835 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{\text{Rd}}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.4

kde  $A_c$  je průřezová plocha sloupu. Patní desky se navrhují obvykle na únosnost sloupu se zohledněním jeho vzpěrné délky.

Předpokládá se, že podlité maltou nemá vliv na únosnost sloupu. Cementová malta má být lepší kvality, minimálně však hodnot základového bloku a menší tloušťky než

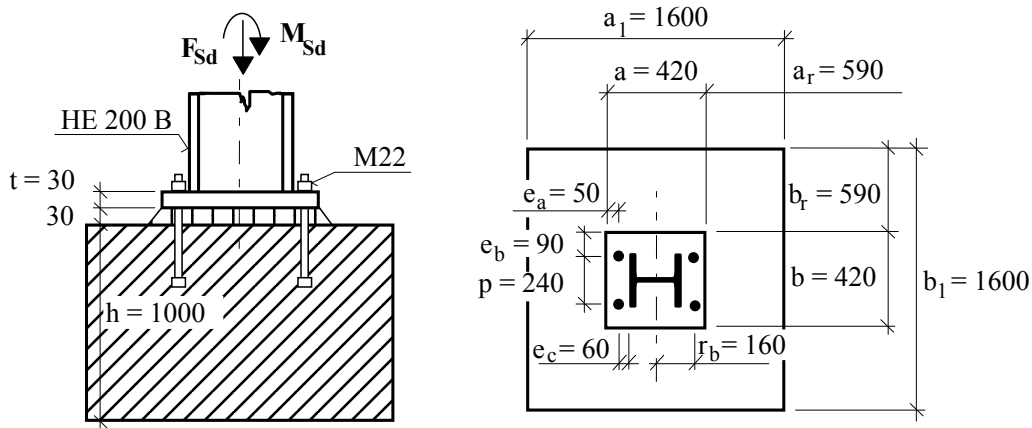
$$0.2 \min(a; b) = 0.2 \cdot 340 = 68 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

Ocelové podložky nebo vyrovnávací matice jsou umístěny pod patní desku v průběhu montáže. Ocelové podložky/vyrovnávací matice je třeba zahrnout do projektové dokumentace.

## 9.2 Ohybově tuhé kotvení patní deskou

Navrhnete momentovou únosnost kotvení ohybově tuhou patní deskou, viz obr. 9.3. Sloup HE 200 B je zatížen osovou silou  $F_{Sd} = 500$  kN. Je navržen betonový základ C25/30 velikosti 1 600 x 1 600 x 1000 mm. Patní deska je tloušťky 30 mm z oceli S235. Součinitele spolehlivosti jsou  $\gamma_{Mc} = 1.50$ ;  $\gamma_{Ms} = 1.15$ ;  $\gamma_{M0} = 1.00$ ; a  $\gamma_{M2} = 1.25$ . Patní deska je k betonovému základu kotvena čtyřmi trny s hlavou o průměru 22 mm a efektivní kotevní délce 150 mm, viz obr. 9.3. Průměr hlavy trnů je 40 mm. Dodatečnou výztuž pro každý trn s hlavou tvoří dvojice dvojstrážných třmínků o průměru 12 mm. Pro trny uvažujte  $f_{uk} = 470$  MPa a pro mez kluzu doplňkové výztuže  $f_{yd, re} = \frac{f_{yk, re}}{\gamma_{Ms}} = \frac{500}{1.15} = 435$  MPa.



Obr. 9.3 Navržená patní deska

### Krok 1 Únosnost patní desky

#### 1.1 Komponenta patní desky v ohybu a kotevní trny s hlavou v tahu

Rameno kotevního trnu s hlavou ke koutovému svaru  $a_{wf} = 6$  mm je

$$m = 60 - 0.8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 60 - 0.8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 53.2 \text{ mm}$$

DM I

Obr. 4.4

Minimální délka náhradního T průřezu patních desek, kde nerozhodují síly od páčení, je

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25 e_a = 4 \cdot 53.2 + 1.25 \cdot 50 = 275.3 \\ 2 \pi m = 2 \pi \cdot 53.2 = 334.3 \\ b \cdot 0.5 = 420 \cdot 0.5 = 210 \\ 2m + 0.625 e_a + 0.5 p = 2 \cdot 53.2 + 0.625 \cdot 50 + 0.5 \cdot 240 = 257.7 \\ 2m + 0.625 e_a + e_b = 2 \cdot 53.2 + 0.625 \cdot 50 + 90 = 227.7 \\ 2 \pi m + 4 e_b = 2 \pi \cdot 53.2 + 4 \cdot 90 = 694.3 \\ 2 \pi m + 2 p = 2 \pi \cdot 53.2 + 2 \cdot 240 = 814.3 \end{array} \right.$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.6.4

(Wald a kol., 2008)

DM I  
Tab. 4.2

$$l_{eff,1} = 210 \text{ mm}$$

Efektivní délka trnů s hlavou  $L_b$  se vypočítá jako

$$L_b = \min(h_{\text{eff}}; 8 \cdot d) + t_g + t + \frac{t_n}{2} = 150 + 30 + 30 + \frac{19}{2} = 219.5 \text{ mm}$$

DM I

Obr. 4.1

Únosnost náhradního T průřezu se dvěma kotevními trny s hlavou je

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 L_{\text{eff},1} t^2 f_y}{4 m \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 210 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 53.2 \cdot 1.00} = 417.4 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.4.1

Výsledná únosnost je omezena únosností dvou trnů s hlavou M 22 v tahu, průřezová plocha trnu v závitě  $A_s = 303 \text{ mm}$ .

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot f_{uk} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot 470 \cdot 303}{1.25} = 205.1 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.4.1

## 1.2 Komponenta patní desky v ohybu a betonový základ v tlaku

Pro ověření únosnosti tlačené části se stanoví součinitel koncentrace napětí jako

$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2 \cdot a_r = 420 + 2 \cdot 590 = 1\ 600 \\ 3a = 3 \cdot 420 = 1260 \\ a + h = 420 + 1\ 000 = 1\ 420 \end{array} \right\} = 1\ 260 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

$$a \ a_1 = b_1 = 1\ 260 > a = b = 420 \text{ mm}$$

Podmínka je splněna a

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\ 260 \cdot 1\ 260}{420 \cdot 420}} = 3.00$$

DM I

Rov. 3.65

Maltové podlití neovlivňuje návrhovou pevnost betonu protože

$$0.2 \cdot \min(a; b) = 0.2 \cdot \min(420; 420) = 84 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t_g$$

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

Návrhová pevnost betonu se vypočte jako

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3.00 \cdot 25}{1.5} = 33.3 \text{ MPa}$$

Z výminky rovnováhy ve svislém směru  $F_{Sd} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$  se vyjádří efektivní plocha betonu v tlaku  $A_{\text{eff}}$  pro případ plného využití tažené části patky

$$A_{\text{eff}} = \frac{F_{Sd} + F_{Rd,3}}{f_{jd}} = \frac{500 \cdot 10^3 + 205.1 \cdot 10^3}{33.3} = 21\ 174 \text{ mm}^2$$

EN1993-1-8

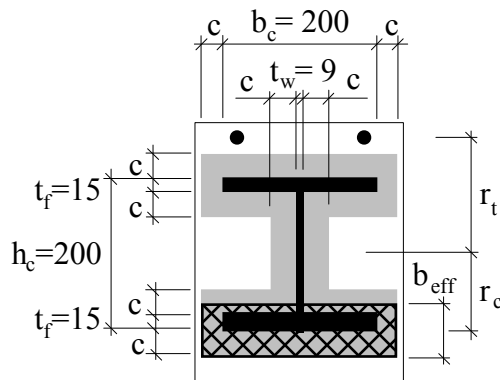
čl. 6.2.5

Poddajná patní deska se nahradí tuhous odpovídající plochy. Účinná šířka patní desky  $c$  okolo průřezu sloupu, viz obr. 9.4, se vypočte z



$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 33.3 \cdot 1.00}} = 46.0 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5



Obr. 9.4 Účinná plocha patního plechu

### 1.3 Výsledná únosnost

Účinná efektivní šířka se vypočítá jako

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{b_c + 2c} = \frac{21\,174}{200 + 2 \cdot 46.0} = 72.5 \text{ mm} < t_f + 2c = 15 + 2 \cdot 46.0 = 107.0 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

Rameno mezi těžištěm tlacené betonové části a osou sloupu se stanoví jako

$$r_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{\text{eff}}}{2} = \frac{200}{2} + 46.0 - \frac{72.5}{2} = 109.8 \text{ mm}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.5

Momentová únosnost patky je

$$M_{\text{Rd}} = F_{\text{T},3,\text{Rd}} \cdot r_t + A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} \cdot r_c$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.4

$$M_{\text{Rd}} = 205.1 \cdot 10^3 \cdot 160 + 21\,174 \cdot 33.3 \cdot 109.8 = 110.2 \text{ kNm}$$

Pod působící normálovou silou  $N_{\text{Sd}} = 500 \text{ kN}$  je momentová únosnost

$$M_{\text{Rd}} = 110.2 \text{ kNm.}$$

### 1.4 Únosnost v patě sloupu

Návrhová únosnost sloupu v čistém tlaku

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7808 \cdot 235}{1.00} = 1\,835 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{\text{Rd}} = 500 \text{ kN}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.5

Momentová únosnost sloupu

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{642.5 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.00} = 151.0 \text{ kNm}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.9

Interakce normálové síly a momentu

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5 \frac{A - 2 b t_f}{A}} = 151.0 \cdot \frac{1 - \frac{500}{1835}}{1 - 0.5 \frac{7808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7808}} = 124.2 \text{ kNm}$$

EN1993-1-8

Patka je navržena na působící síly od zatížení, nikoliv na návrhovou únosnost sloupu.

čl. 6.3

## Krok 2 Tuhost patní desky

### 2.1 Komponenta patní desky v ohybu a kotevní trny s hlavou v tahu

Součinitel tuhosti trnů s hlavou a patní desky se stanoví jako

$$k_b = 2.0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2.0 \cdot \frac{303}{219.5} = 2.8 \text{ mm}$$

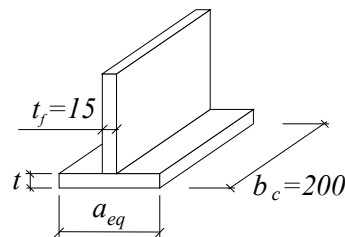
EN1993-1-8

čl. 6.3

$$k_p = \frac{0.425 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0.425 \cdot 210 \cdot 30^3}{53.2^3} = 16.0 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3



Obr. 9.5 Náhradní T průřez v tlaku

### 2.2 Komponenta patní deska v ohybu a betonový základ v tlaku

Součinitel tuhosti náhradního T průřezu v tlaku, viz obr. 9.5, je

$$a_{eq} = t_f + 2.5 t = 15 + 2.5 \cdot 30 = 90 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{E_c}{1.275 \cdot E_s} \cdot \sqrt{a_{eq} \cdot b_c} = \frac{31\,000}{1.275 \cdot 210\,000} \cdot \sqrt{90 \cdot 200} = 15.5 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

### 2.3 Počáteční tuhost patky

Rameno komponent v tahu  $z_t$  a v tlaku  $z_c$  k neutrální ose patní desky je

$$z_t = \frac{h_c}{2} + e_c = \frac{200}{2} + 60 = 160 \text{ mm}$$

$$z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{200}{2} - \frac{15}{2} = 92.5 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

Součinitel tuhosti patky v tahu, trny s hlavou a náhradní T průřez, je

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}} = \frac{1}{\frac{1}{2.8} + \frac{1}{16.0}} = 2.4 \text{ mm}$$

EN1993-1-1

čl. 6.2.9

Pro výpočet počáteční tuhosti patky se stanoví rameno tažených a tlačných komponent

$$z = z_t + z_c = 160 + 92.5 = 252.5 \text{ mm} \quad a$$

$$a = \frac{k_c \cdot z_c - k_t \cdot z_t}{k_c + k_t} = \frac{15.5 \cdot 92.5 - 2.4 \cdot 160}{15.5 + 2.4} = 58.6 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

Ohybová tuhost se určí pro excentricitu

$$e = \frac{M_{Rd}}{F_{Sd}} = \frac{110.2 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^3} = 220.4 \text{ mm}$$

EN1993-1-1

čl. 6.2.9

jako

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e+a} \cdot \frac{E_S \cdot z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{220.4}{220.4 + 58.6} \cdot \frac{210\,000 \cdot 252.5^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{2.4} + \frac{1}{15.5}\right)} = 21.981 \cdot 10^9 \text{ Nmm/rad}$$

$$= 21\,981 \text{ kNm/rad}$$

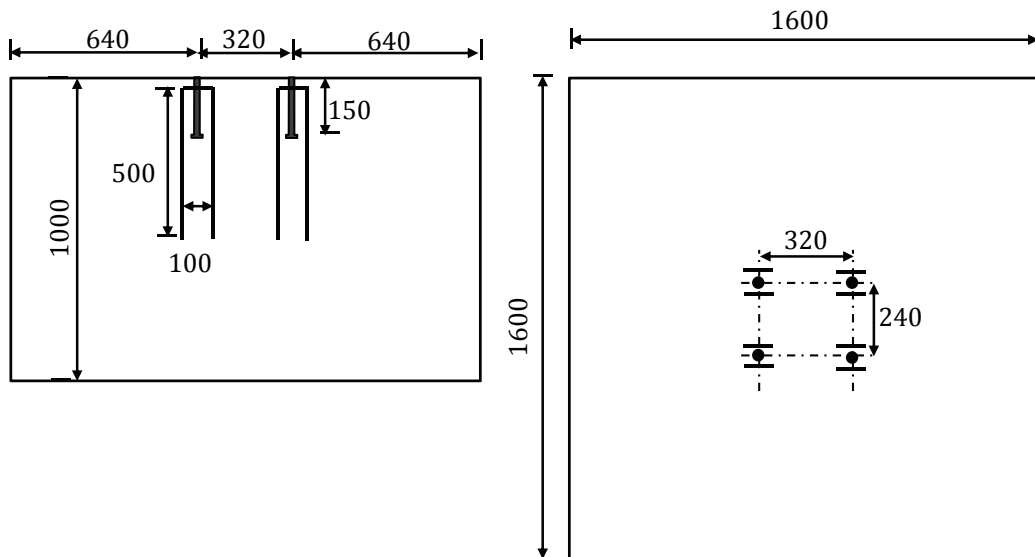
EN1993-1-8

čl. 6.3

### Krok 3 Únosnost a tuhost kotevních prvků

Tuhost kotvení se stanoví pro jednotlivé komponenty, viz kap. 3. V tomto případě je kotvení tvořeno skupinou čtyř trnů s hlavou se jmenovitým průměrem 22 mm. Rozmístění trnů je na schématu na obr. 9.6, kde je znázorněna i dodatečná výztuž.

Při namáhání skupiny kotev momentem je tahem namáhána pouze jedna strana kotvení. Ve výpočtu únosnosti skupiny kotev se uvažují jen dva trny s hlavou s účinnou délkou 150 mm. Uvažuje se s průměrem přídatného třmínku 12 mm.



Obr. 9.6 Trny s hlavou a rozmístění smykové výztuže

### 3.1 Komponenta S – Porušení ocelového trnu s hlavou

Dva trny jsou namáhány tahem. Z rovnic (3.3) a (3.4) se stanoví únosnost a tuhost trnů jako

$$N_{Rd,s} = \frac{n \cdot \pi \cdot d_{s,nom}^2 \cdot f_{uk}}{4 \cdot \gamma_{Mp}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 470}{4 \cdot 1.5} = 238\,216 \text{ N} = 238.2 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.3)

$$k_{s1} = \frac{A_{s,nom} E_s}{L_h} = \frac{n \cdot \pi \cdot d_{s,nom}^2 \cdot E_s}{4 \cdot L_h} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 210\,000}{4 \cdot 150} =$$

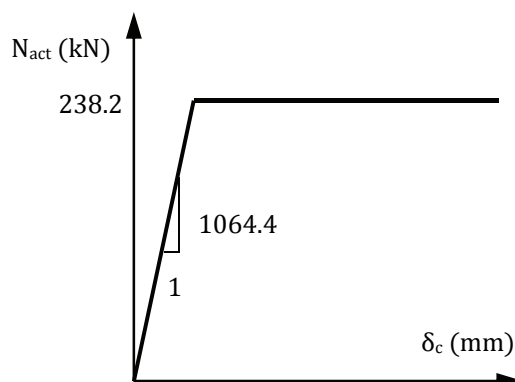
$$= 1\,064\,371 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 1\,064.4 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}, \text{ for } N_{act} < 238.2 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.4)

$$k_{s2} = 0; N_{act} = 238.2 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.5)

Hodnoty lze zobrazit na grafu působící síly a deformace, viz obr. 9.7.



Obr. 9.7 Graf tuhosti komponenty S

### 3.2 Komponenta CC – Porušení kužele betonu

Stanoví se šířka  $c_{cr,N} = 1.5 h_{ef} = 225 \text{ mm}$ . Ze vztahů (3.7) až (3.9) plyne

$$N_{Rd} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 12.7 \cdot 150^{1.5} \cdot 25^{0.5} \text{ N} = 116.7 \text{ kN}$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{(1.5 \cdot 150 + 240 + 1.5 \cdot 150) \cdot (1.5 \cdot 150 + 1.5 \cdot 150)}{9 \cdot 150^2} = \frac{690 \cdot 450}{9 \cdot 150^2} = 1.53$$

DM I  
Rov. (3.7)

Rov. (3.8)

Nejmenší možná šířka  $c < c_{cr,N} = 225 \text{ mm}$ , proto  $\psi_{s,N} = 1.0$

Rov. (3.9)

Výztuž není blízko u sebe a  $\psi_{re,N} = 1.0$

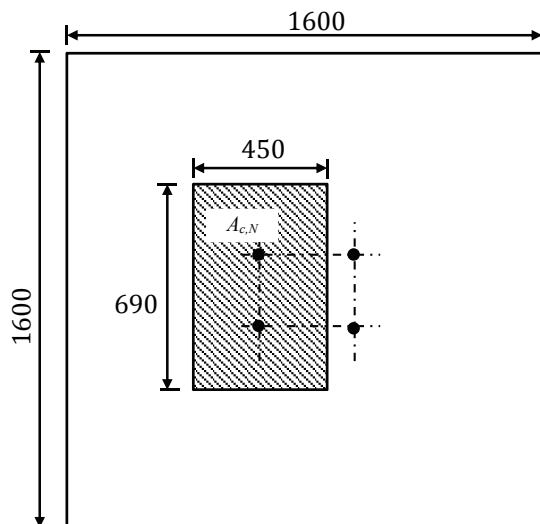
Rov. (3.13)

$$N_{Rd,c} = 116.7 \cdot 1.53 \cdot 1.0 \cdot \frac{1.0}{1.5} = 119.0 \text{ kN}$$

Tuhost sestupné větve  $k_{c,de}$  lze popsat jako

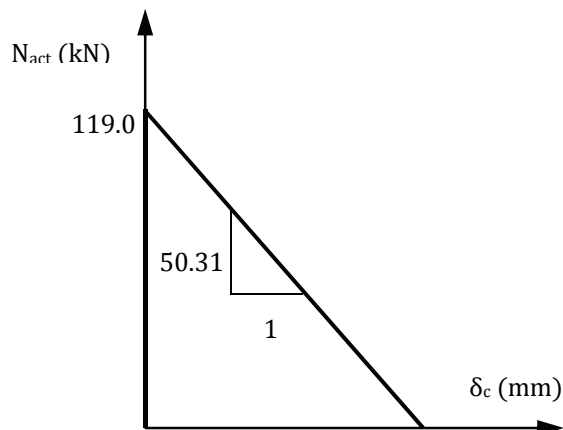
$$k_{c,de} = \alpha_c \sqrt{f_{ck} h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -537 \sqrt{25 \cdot 150} \cdot 1.53 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = -50.31 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Posun pro nulové namáhání je roven  $\frac{119.0}{50.31} = 2.37 \text{ mm}$



Obr. 9.8 Spolupůsobící roznášecí plocha skupiny trnů

Vztah působící síly a deformace je zachycen na obr. 9.9.



Obr. 9.9 Graf tuhosti komponenty CC

### 3.3 Komponenta RS – Porušení ocelových třmínků

Působící síla ve třmíncích se stanoví z rov. (3.17) jako

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,re}^2/4) \cdot f_{yd,re}$$

DM I  
Rov. (3.13)

Pro každý trn s hlavou se uvažují dva dvojstřížné třmínky, z každé strany jeden. Pro dva trny s hlavou v tahu jsou k dispozici čtyři dvojstřížné třmínky a

$$N_{Rd,s,re} = 8 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2\right) \cdot 435 = 393.6 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.17)

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot 393\,578^2}{12\,100 \cdot 25 \cdot 12^4 \cdot 8^2} = 0.77 \text{ mm}$$

DM I

Tuhost, viz rov. (3.18), se stanoví jako

Rov. (3.16)

$$k_{s,re1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2 \cdot \delta}} = \frac{\sqrt{8^2 \cdot 12\,100 \cdot 25 \cdot 12^4}}{\sqrt{2 \cdot 0.77}} = \frac{448\,023}{\sqrt{0.77}} \text{ N/mm}$$

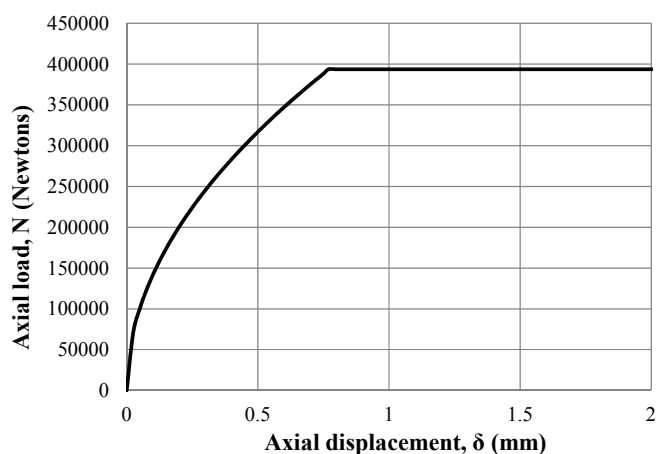
DM I  
Rov. (3.18)

pro  $\delta < \delta_{Rd,s,re}$

$k_{s,re2} = 0$  for  $\delta \geq \delta_{Rd,s,re}$

DM I  
Rov. (3.19)

Závislost působící síly na deformaci je zobrazena na obr. 9.10



Obr. 9.10 Závislost působící síly na deformaci komponenty RS

### 3.4 Komponenta RB – Porušení soudržnosti třmínků

Pro krytí třmínku 25 mm a vzdálenosti mezi trnem a třmínkem 50 mm se vypočte délka podle CEN/TC1992-4-1:2009 jako

$$l_1 = 150 - 25 - 0.7 \cdot 50 = 90 \text{ mm}$$

DM I  
Rov. (3.21)

Pro beton C25/30 je  $f_{bd} = 2.25 \cdot \frac{1.8}{1.5} \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 2.7 \text{ MPa}$ , viz rov. (8.2) čl. 8.4.2.(2) v EN1992:2004, tj.

$$N_{Rd,b,re} = \sum n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} = 8 \cdot 90 \cdot \pi \cdot 12 \cdot \frac{2.7}{0.49} = 149\,565 \text{ N} = 149.6 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.20)

Deformace se získá z rov. (3.20) jako

$$\delta_{Rd,b,re} = \frac{2 \cdot N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^2 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot 149\,565^2}{12100 \cdot 25 \cdot 12^4 \cdot 8^2} = 0.11 \text{ mm}$$

Pro  $N_{Rd,b,re} < N_{Rd,s,re}$ , rozhoduje o únosnosti třmínků porušení soudržností.

DM I  
Rov. (3.22)

Tuhost lze vyjádřit z deformace jako

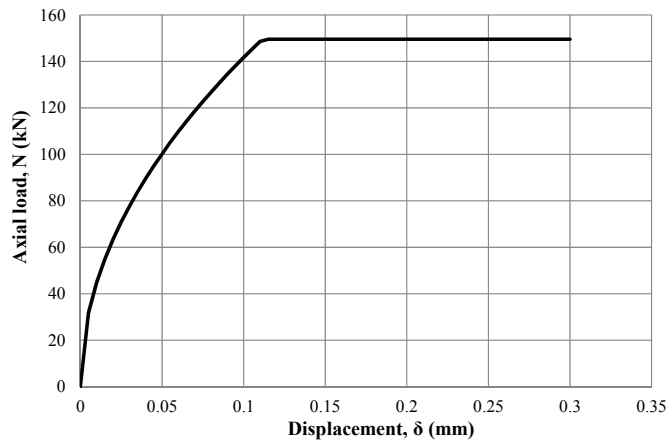
$$k_{b,re1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2\delta}} = \frac{\sqrt{8^2 \cdot 12100 \cdot 25 \cdot 12^4}}{\sqrt{2\delta}} = \frac{448\,023}{\sqrt{\delta}} \text{ N/mm}$$

DM I  
Rov. (3.23)

for  $\delta < \delta_{Rd,b,re}$

$k_{b,re2} = 0$  for  $\delta \geq \delta_{Rd,b,re}$

Vztah působící síly a deformace je zachycen na obr. 9.11.



Obr. 9.11 Závislost působící síly na deformaci komponenty RB

### 3.5 Komponenta P – Porušení vytržením trnů s hlavou z betonu

Pro  $N > N_{Rd,c}$  rov. (3.26) až (3.30) je

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2}$$

$$a = 0.5 \cdot (d_h - d_s) = 0.5 \cdot (40 - 22) = 9 \text{ mm}$$

DM I  
Rov. (3.26)

$$k_a = \sqrt{\frac{5}{a}} \geq 1.0; \text{ proto } k_a = 1.0$$

DM I  
Rov. (3.29)

$$k_A = 0.5 \cdot \sqrt{d_s^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0.5 \cdot d_h = 0.5 \cdot \sqrt{22^2 + 9 \cdot (40^2 - 22^2)} - 0.5 \cdot 40 = 31.30$$

DM I  
Rov. (3.28)

$k_2 = 600$  (za předpokladu betonu bez trhlin)

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} = 0.25 \cdot \frac{1.0 \cdot 31.30}{600} = 0.0130$$

DM I  
Rov. (3.30)

Tudíž použitá rov. (3.24), to je

$$\delta_{Rd,p,1} = k_p \cdot \left( \frac{N_{Rd,c}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n} \right)^2 = 0.0130 \cdot \left( \frac{119.0 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2} \right)^2 = 0.096 \text{ mm}$$

DM I  
Rov. (3.24)

V druhém případě, použitá rov. (3.25), to jest

$$\delta_{Rd,p,2} = 2k_p \cdot \left( \frac{\min(N_{Rd,p}; N_{Rd,re})}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n} \right)^2 - \delta_{Rd,p,1}$$

Rov. (3.31)

DM I  
Rov. (3.25)

$$N_{Rd,p} = n \cdot p_{uk} \cdot A_h / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) = \min(393.6; 149.6) = 149.6 \text{ kN}$$

Typická hodnota  $p_{uk}$  se uvažuje jako  $12 f_{ck} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ MPa}$ . Proto

$$N_{Rd,p} = 2 \cdot 300 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(40^2 - 22^2)}{1.5} = 350.6 \text{ kN}$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2 \cdot 0.0130 \cdot \left( \frac{149\,565}{\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2} \right)^2 - 0.096 = 0.21 \text{ mm}$$

Tuhost jako funkce deformace se získá z rovnice (3.34) a (3.35) takto

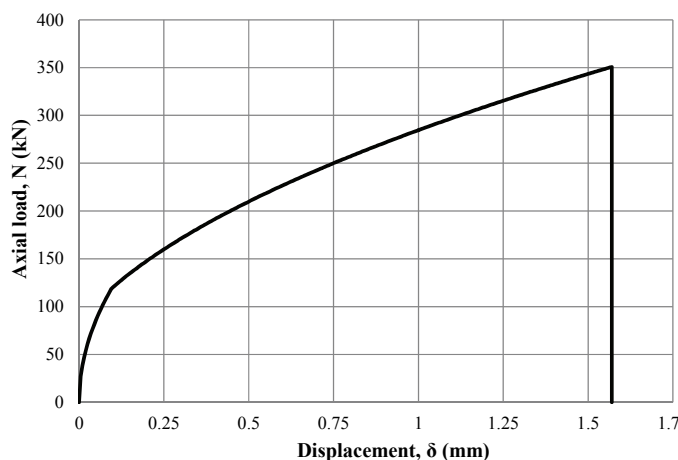
$$k_{p,1} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2\right)^2}{0.0130 \cdot \delta_{act}}} = \frac{384\,373}{\sqrt{\delta_{act}}}$$

$$k_{p,2} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2\right)^2}{2 \cdot 0.0130 \cdot \delta_{act}^2}} (\delta_{act} + 0.096) = \frac{271\,792}{\delta_{act}} \cdot \sqrt{\delta_{act} + 0.096}$$

DM I  
Rov. (3.34)

DM I  
Rov. (3.35)

Křivka tuhosti závislosti působící síly na deformaci, jak je vidět na obr. 9.12



Obr. 9.12 Závislost působící síly na deformaci komponenty P

### 3.6 Spolupůsobení komponenty beton a třmínky

Po porušení betonu přenáší namáhání třmínky. Soudržnost oceli a betonu klesá za vzrůstající deformace třmínků. Únosnost spolupůsobících komponent betonu a třmínků odpovídá deformaci a je dána rov. (3.59) jako

$$N_{act} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \delta + \min\left(n_{re} d_{s,re}^2 \sqrt{\frac{\alpha_s f_{ck} \delta}{2}}; N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}\right)$$

Pro danou deformaci  $\delta$  [mm] a zatížení [kN] se stanoví únosnost kužele betonu a třmínků jako

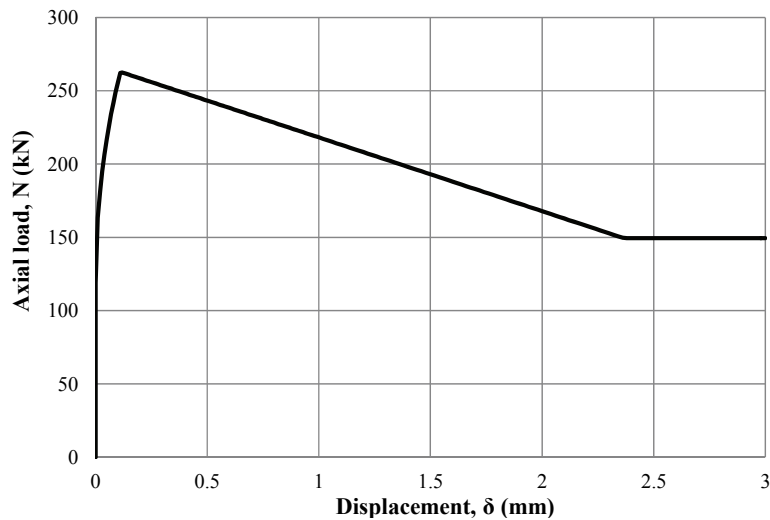
DM I  
Rov. (3.59)

$$N_{act} = 119.0 - 50.31 \cdot \delta + \min(448.023\sqrt{\delta}; 393.6; 149.6)$$

Závislost působící síly na deformaci je zobrazena na obr. 9.13.

DM I  
Rov. (3.59)

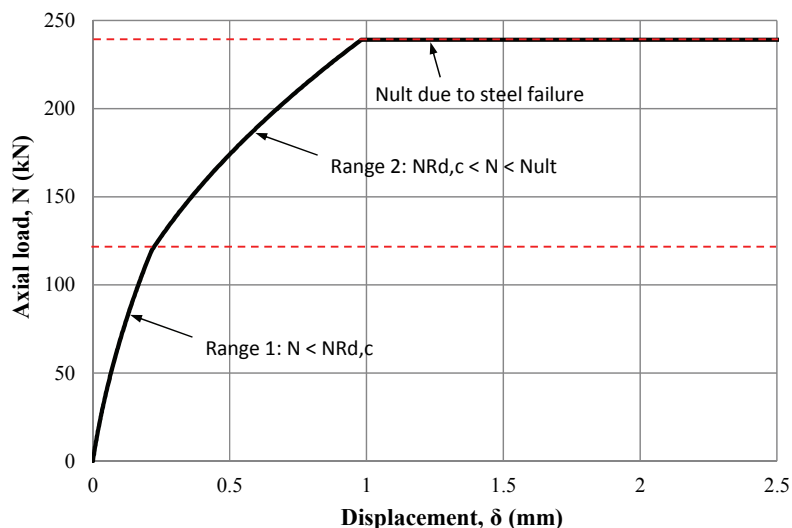




Obr. 9.13 Závislost působící síly na deformaci pro spolupůsobení betonové části s ocelovými třmínky

Spolupůsobení všech komponent:

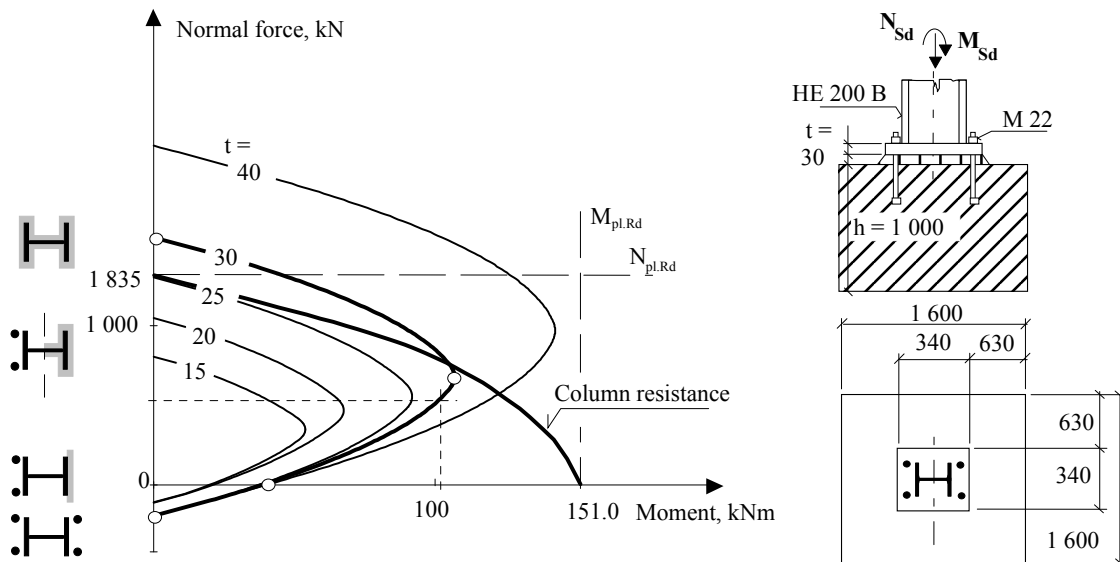
Graf působící síly a deformace popisuje chování všech komponent v 9.14



Obr. 9.14 Závislost působící síly na deformaci pro spolupůsobení všech komponent

### Poznámky

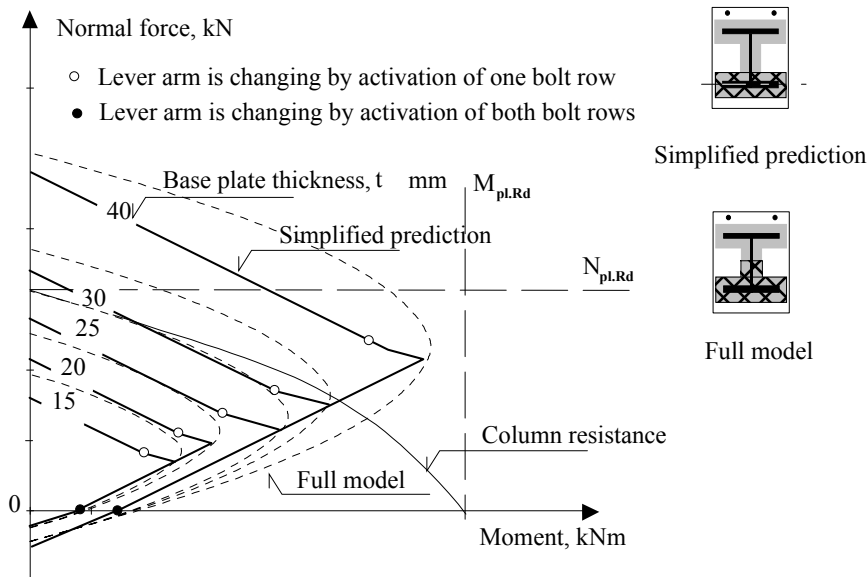
- Únosnost kotvení trny s hlavou je omezena únosností závitové části styčníku, která reprezentuje tažné chování.
- Únosnost patní desky je omezena únosností dvojice trnů s hlavou v tahu M 22, 205.1 kN. V mezním stavu použitelnosti (MSP) je vyžadována únosnost betonového kužele, 119.0 kN. Pružné chování se očekává do 2/3 momentové únosnosti patní desky, jež dosahuje hodnoty,  $2/3 \cdot 417.4 = 314.3$  kN.



Obr. 9.15a Únosnost patní desky v porovnání s únosností sloupu pro její různé tloušťky

- Únosnost patní desky v porovnání s únosností sloupu pro její různé tloušťky, viz obr. 9.15a. Pro plech P 30 jsou ukázány hlavní body grafu, např. čistý tlak, největší ohybová únosnost v případě shody neutrální osy a osy symetrie průřezu sloupu, čistý ohyb a čistý tah.

- Konzervativní zjednodušení může být použito umístěním kontaktní plochy betonu pouze do osy tlacené pásnice, viz obr. 9.15b. Tento model není ekonomický a není často používán pro předpověď únosnosti, ale je vhodný pro určení tuhosti.



Obr. 9.15b Únosnost patní desky vypočtená zjednodušující metodou, síla přenášína pouze kontaktem pod tlacenou pásnicí, je porovnána s použitím plné kontaktní plochy

- Tuhost kotvení pomocí trnů s hlavou odpovídá tuhosti vypočtené zjednodušenou konzervativní metodou založenou na jejich efektivní kotevní délce. Součinitel tuhosti

pro komponentu trnů s hlavou se vypočítá jako

$$k_b = 2.0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2.0 \cdot \frac{A_s}{\min(h_{\text{eff}}; 8 \cdot d)} = 2.0 \cdot \frac{303}{150} = 4.04 \text{ mm}$$

a deformace od působící síly 300 kN je  $\delta_{300} = \frac{F_{Ed}}{E \cdot k_b} = \frac{300}{210\,000 \cdot 4.04} = 0.35 \text{ mm}$ .

Pro trn s hlavou se předpokládá, viz obr. 9.13, přesnější hodnota dosahující 0.22 mm.

Klasifikace patní desky z hlediska ohybové tuhosti se vyhodnocuje v porovnání s ohybovou tuhostí sloupu. Pro délku sloupu  $L_c = 4 \text{ m}$  a průřezovou plochu HE 200 B získáme ohybovou tuhost takto

$$\bar{S}_{j,\text{ini}} = S_{j,\text{ini}} \cdot \frac{L_c}{E_s \cdot I_c} = 21.981 \cdot 10^9 \cdot \frac{4000}{210\,000 \cdot 56.96 \cdot 10^6} = 7.53$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

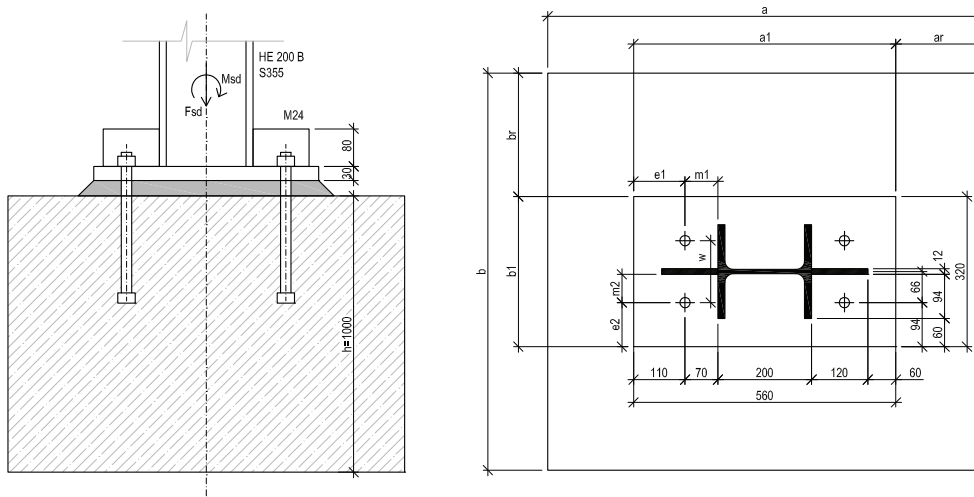
Navržená patní deska se uvažuje jako kloubová pro tuhé stejně tak vetknuté rámy, protože

$$\bar{S}_{j,\text{ini}} = 7.53 < 12 = \bar{S}_{j,\text{ini},\text{EC3},\text{n}}; \bar{S}_{j,\text{ini}} = 7.53 < 30 = \bar{S}_{j,\text{ini},\text{EC3},\text{s}}$$

- Vliv tolerancí a velikosti svarů, viz EN 1090-2 a kapitola 8, se v příkladu neuvažuje.

### 9.3 Patní deska s výztuhami

Vypočítejte momentovou únosnost patní desky na obr. 9.10. Sloup HE 200 B je namáhán normálovou silou  $F_{sd} = 1\,100\text{ kN}$ . Základ velikosti  $1\,600 \times 1\,600 \times 1\,000\text{ mm}$  je z betonu C16/20. Patní deska tloušťky je  $30\text{ mm}$ , ocel S235,  $\gamma_{Mc} = 1.50$ ;  $\gamma_{M0} = 1.00$ ; a  $\gamma_{M2} = 1.25$ .



Obr. 9.16 Vyztužená patní deska

#### Krok 1 Komponenta v tahu

Návrhová únosnost komponenty patní desky v ohybu a kotevních trnů s hlavou v tahu. Rameno kotevního trnu s hlavou ke koutovému svaru  $a_{wf} = 6\text{ mm}$  je

$$m = 70 - 0.8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 70 - 0.8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 63.2\text{ mm}$$

Délka náhradního T průřezu patních desek, kde nerozhodují síly od páčení, je

$$l_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e_1 = 4 \cdot 63.2 + 1.25 \cdot 110 = 390.3 \\ 2\pi m = 2\pi \cdot 63.2 = 397.1 \\ b \cdot 0.5 = 320 \cdot 0.5 = 160 \\ 2m + 0.625e_1 + 0.5w = 2 \cdot 63.2 + 0.625 \cdot 110 + 0.5 \cdot 132 = 261.2 \\ 2m + 0.625e_1 + e_2 = 2 \cdot 63.2 + 0.625 \cdot 110 + 94 = 289.2 \\ 2\pi m + 4e_2 = 2\pi \cdot 63.2 + 4 \cdot 94 = 773.1 \\ 2\pi m + 2w = 2\pi \cdot 63.2 + 2 \cdot 132 = 661.1 \end{array} \right.$$

$$l_{\text{eff},1} = 160\text{ mm}$$

Efektivní délka trnů s hlavou  $L_b$  se vypočítá jako

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t + \frac{t_n}{2} = 8 \cdot 24 + 30 + 30 + \frac{19}{2} = 261.5\text{ mm}$$

Únosnost náhradního T průřezu se dvěma kotevními trny s hlavou je

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 L_{\text{eff},1} t^2 f_y}{4 m \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 160 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 63.2 \cdot 1.00} = 267.7\text{ kN}$$

DM I

Obr. 4.4

EN1993-1-8

čl. 6.2.6.4

DM I

Obr. 4.2

EN1993-1-8

čl. 6.2.4.1

Únosnost je omezena únosností dvou trnů s hlavou M 24 v tahu s průřezovou plochou trnu v závitě  $A_s = 353 \text{ mm}^2$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot 360 \cdot 353}{1.25} = 183.0 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

### Krok 2 Komponenta v tlaku

Součinitel koncentrace napětí je vypočten jako

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 + 2 a_r = 560 + 2 \cdot 520 = 1\,600 \\ 3 a_1 = 3 \cdot 560 = 1\,680 \\ a_1 + h = 560 + 1\,000 = 1\,560 \end{array} \right\} = 1\,560 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 + 2 b_r = 320 + 2 \cdot 640 = 1\,600 \\ 3 b_1 = 3 \cdot 320 = 960 \\ b_1 + h = 320 + 1\,000 = 1\,320 \end{array} \right\} = 960 \text{ mm}$$

$$a_1 = 1560 > a_1 = 560 \text{ mm} \quad b_1 = 960 > b_1 = 320 \text{ mm}$$

Výše uvedená podmínka je splněna a

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\,560 \cdot 960}{560 \cdot 320}} = 2.89$$

DM I  
Rov. 3.65

Maltové podlití neovlivňuje návrhovou pevnost betonu protože

$$0.2 \cdot \min(a; b) = 0.2 \cdot \min(560; 320) = 64 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t_g$$

Návrhová pevnost betonu se vypočte jako

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2.89 \cdot 16}{1.5} = 20.6 \text{ MPa}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

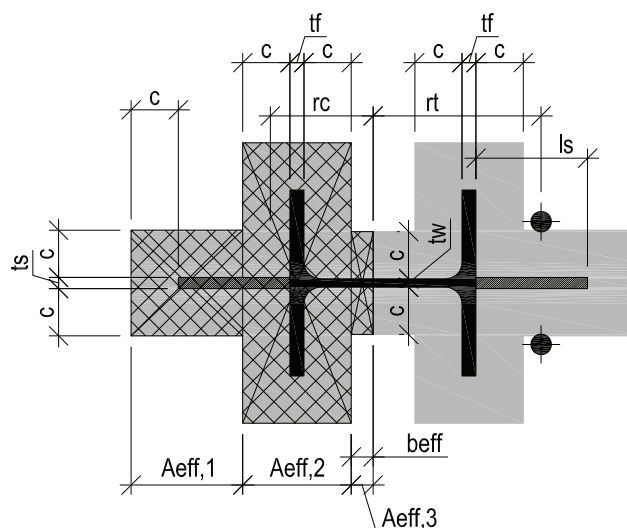
Ze silové rovnováhy ve svislém směru  $F_{Sd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$ , je spočtena plocha betonu v tlaku  $A_{eff}$  pro případ plného využití tažené části patky.

$$A_{eff} = \frac{F_{Sd} + F_{Rd,3}}{f_{jd}} = \frac{1\,100 \cdot 10^3 + 183 \cdot 10^3}{20.6} = 62\,282 \text{ mm}^2$$

Poddajná patní deska se nahradí tuhou odpovídající plochy. Účinná šířka patní desky  $c$  okolo průřezu sloupu, viz obr. 9.17, se vypočte ze vztahu

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{Mo}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 20.6 \cdot 1.00}} = 58.5 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5



Obr. 9.17 Účinná plocha patního plechu

Efektivní plocha se vypočítá jako

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

$$A_{\text{eff},1} = l_s \cdot (2c + t_s) = 120 \cdot (2 \cdot 58.5 + 12) = 15\,480 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{eff},2} = (2c + 200) \cdot (2c + t_f) = (2 \cdot 58.5 + 200) \cdot (2 \cdot 58.5 + 15) = 41\,844 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{eff},3} = A_{\text{eff}} - (A_{\text{eff},1} + A_{\text{eff},2}) = 62\,282 - (15\,480 + 41\,844) = 4\,958 \text{ mm}^2$$

Účinná efektivní šířka se vypočítá ze známé dílčí plochy v tlaku

EN1993-1-8

čl. 6.2.5

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff},3}}{2c + t_w} = \frac{4\,958}{2 \cdot 58.5 + 9} = 39.3 \text{ mm}$$

### Krok 3 Výsledná únosnost

Těžiště efektivní plochy

$$\begin{aligned} x_t &= \frac{A_{\text{eff},1} \cdot x_{t1} + A_{\text{eff},2} \cdot x_{t2} + A_{\text{eff},3} \cdot x_{t3}}{A_{\text{eff}}} \\ &= \frac{15\,480 \cdot \frac{l_s}{2} + 41\,844 \cdot \left( l_s + \frac{2c + t_f}{2} \right) + 4\,958 \cdot \left( l_s + 2c + t_f + \frac{b_{\text{eff}}}{2} \right)}{62\,282} \\ &= \frac{15\,480 \cdot 60 + 41\,844 \cdot \left( 120 + \frac{2 \cdot 58.5 + 15}{2} \right) + 4\,958 \cdot \left( 120 + 2 \cdot 58.5 + 15 + \frac{39.3}{2} \right)}{62\,282} \\ &= 161.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rameno mezi těžištěm tlačené betonové části a osou sloupu se vypočte jako

$$r_c = \frac{h_c}{2} + 120 + c + \left( b_{\text{eff}} - \frac{53}{2} \right) - x_t = \frac{200}{2} + 120 + 58.5 + (39.3 - 26.5) - 161.5 =$$

$$= 129.8 \text{ mm}$$

Rameno mezi osou taženého trnu a osou sloupu se stanoví jako

$$r_t = \frac{h_c}{2} + 70 + \left(\frac{53}{2} - b_{\text{eff}}\right) = 170 + (26.5 - 39.3) = 157.2 \text{ mm}$$

EN1993-1-1

čl. 6.2.5

Momentová únosnost patky je

$$M_{\text{Rd}} = F_{\text{T},3,\text{Rd}} \cdot r_t + A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} \cdot r_c$$

$$M_{\text{Rd}} = 183 \cdot 10^3 \cdot 157.2 + 62\,282 \cdot 20.6 \cdot 129.8 = 195.3 \text{ kNm}$$

Při působící normálové síle  $N_{\text{Sd}} = 1\,100 \text{ kN}$  je momentová únosnost

$$M_{\text{Rd}} = 195.3 \text{ kNm}$$

#### Krok 4 Únosnost v patě sloupu

Návrhová únosnost sloupu v čistém tlaku

EN1993-1-1

čl. 6.2.3

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{(A_{\text{HE200B}} + 2 \cdot l_s \cdot t_s) \cdot 235}{1.00} = \frac{(7\,808 + 2 \cdot 120 \cdot 12) \cdot 235}{1.00} = 2\,511.7 \text{ kN}$$

$$> N_{\text{Rd}} = 1\,100 \text{ kN}$$

a momentová únosnost sloupu

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$W_{\text{pl}} = W_{\text{pl,s}} + W_{\text{pl,HEB}} = 2 \cdot l_s \cdot t_s \cdot z_s + 642.5 \cdot 10^3 = 2 \cdot 12 \cdot 120 \cdot 160 + 642.5 \cdot 10^3 = 1\,103.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{1\,103.3 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.00} = 259.3 \text{ kNm}$$

Interakce normálové síly a momentu snižující výslednou momentovou únosnost

$$M_{\text{Ny,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} \frac{1 - \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{pl,Rd}}}}{1 - 0.5 \frac{A - 2 b t_f}{A}} = 259.3 \cdot \frac{1 - \frac{1\,100}{2\,511.7}}{1 - 0.5 \frac{7\,808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7\,808}} = 164.8 \text{ kNm}$$

EN1993-1-1

čl. 6.2.9

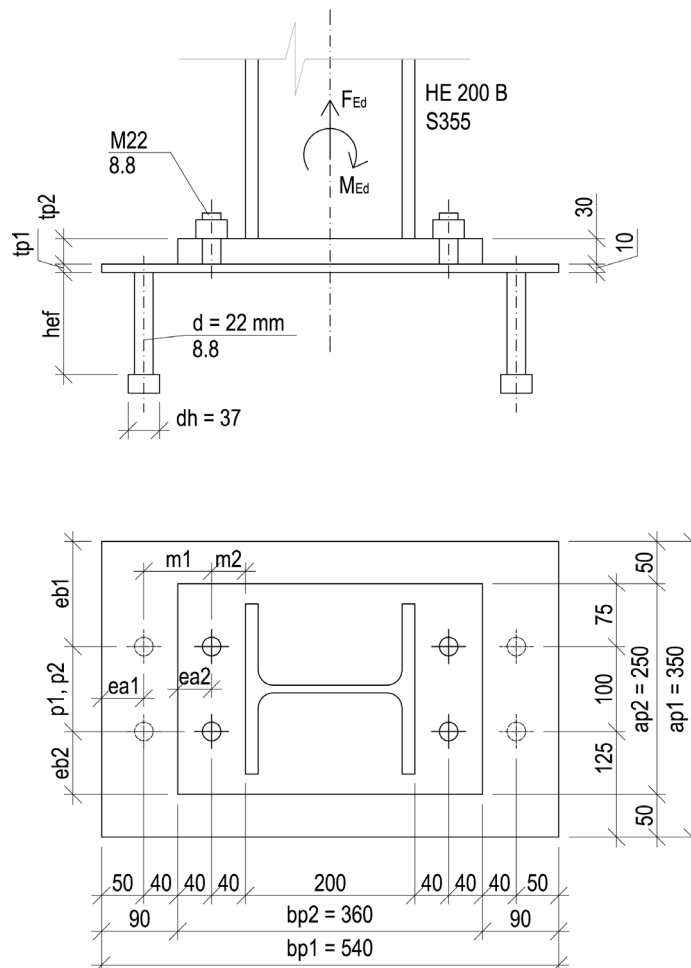
Patka je navržena na působící síly od zatížení, i když návrhová únosnost sloupu je větší.

#### Poznámky

Únosnost patní desky je omezena únosností dvou kotevních trnů s hlavou M 24 v tahu; 183.0 kN. Pružné chování patní desky se očekává až do 2/3 její návrhové ohybové únosnosti;  $2/3 \cdot 267.7 = 178.5 \text{ kN}$ , která je v souladu s ohybovým momentem v MSP o velikosti  $195.3 \cdot 178.5/183.0 \text{ kNm}$ .

## 9.4 Kotvení patní a kotevní deskou

Ověřte únosnost patní desky na obr. 9.18. Sloup HE 200 B je namáhán tahovou normálovou silou  $F_{Ed} = 45 \text{ kN}$  a ohybovým momentem  $M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$ . Betonový základ je z betonu C30/37 rozměrů  $1600 \times 1600 \times 1000 \text{ mm}$ . Patní deska je tloušťky  $30 \text{ mm}$  a kotevní deska  $10 \text{ mm}$ . Jakost oceli je S355 a součinitele spolehlivosti jsou uvažovány  $\gamma_{Mc} = 1.50$ ;  $\gamma_{M0} = 1.00$  a  $\gamma_{M2} = 1.25$ .



Obr. 9.18 Navržená patní deska s kotevní deskou

### Postup

Výpočet následuje postupem metody komponent pro patní desky:

- 1 Komponenty v tahu
  - 1.1. Závité trny v tahu
  - 1.2. Vytržení závitových trnů z kotevní desky
  - 1.3. Patní plech v ohybu
  - 1.4. Závité trny ve smyku a otláčení
  - 1.5. Trny s hlavou v tahu
  - 1.6. Vytržení trnů s hlavou z kotevní desky
  - 1.7. Porušení nevztuženého betonového kužele



- 1.8. Porušení vyztuženého betonového kužele
- 1.9. Vytržení trnů s hlavou z betonu
- 1.10. Náhradní T průřez kotevní desky v ohybu
- 1.11. Kotevní deska v tahu
- 1.12. Trny s hlavou ve smyku
- 1.13. Vypáčení trnů s hlavou
- 1.14. Omezení svislé únosnosti
  - trnů se závitem (únosnost v tahu a vytržení) a
  - trnů s hlavou (únosnost v tahu, porušení betonového kužele, porušení třmíneků, porušení spoje závitových trnů)
  - Omezení vodorovné únosnosti
  - trnů se závitem (únosnost ve smyku a otláčení) a
  - trnů s hlavou (únosnost ve smyku a vypáčení)
- 1.15. Spolupůsobení ve smyku a tahu pro trny se závitem a hlavou
- 2 Komponenta v tlaku
- 3 Únosnost
  - 3.1 Únosnost kotvení
  - 3.2 Únosnost konce sloupu
  - 3.3 Únosnost na mezním stavu použitelnosti
- 4 Tuhost
  - 4.1 Jednotlivých komponent
  - 4.2 Kotvení patní a kotevní deskou

## Krok 1 Komponenty v tahu

### Krok 1.1 Závitové trny v tahu

Únosnost závitových trnů v tahu s  $d = 22$  mm, pevnosti 8.8,  $f_{ub} = 800$  MPa, počet trnů  $n = 2$ , průřezová plocha jednoho trnu je  $A_s = 303$  mm<sup>2</sup> a součinitel  $k_2 = 0.9$ , je

$$F'_{t,Rd,2} = \frac{n \cdot k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 303 \cdot 800}{1.25} = 349.1 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

Tab. 3.41

Únosnost jednoho trnu je 174.5 kN.

### Krok 1.2 Vytržení závitových trnů z kotevní desky

Únosnost ve vytržení z kotevní desky, pro  $f_u = 510$  MPa a efektivní šířku svaru trnů  $a_w = 1$  mm, je

$$F_{p,Rd,V} = \frac{n \cdot A_v \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot l_{v,eff,1} \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot 2 \pi \cdot \left( a_w + \frac{d_{stud}}{2} \right) \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} =$$

DMI

Kap. 4.3

$$= \frac{2 \cdot 10 \cdot 2\pi \cdot \left(1 + \frac{22}{2}\right) \cdot 510}{\sqrt{3} \cdot 1.25} = 355.2 \text{ kN}$$

Únosnost pro jeden trn je 177.6 kN.

### Krok 1.3 Patní plech v ohybu

Patní deska tloušťky  $t_{p2} = 30 \text{ mm}$ , šířky  $a_{p2} = 250 \text{ mm}$ , meze kluzu  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ,  $m_2 = 33.2 \text{ mm}$ ,  $e_{a2} = 40 \text{ mm}$ ,  $e_{b2} = 75 \text{ mm}$ ,  $a_{p2} = 100 \text{ mm}$ , viz obr. 9.18. Vzdálenost mezi trnem s hlavou a koutovým svarem  $a_{wf} = 6 \text{ mm}$  je

$$m = 40 - 0.8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 40 - 0.8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 33.2 \text{ mm}$$

Délka náhradního T průřezu patní desky, kde nerozhodují síly od páčení, je

$$l_{\text{eff},2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e_a = 4 \cdot 33.2 + 1.25 \cdot 40 = 182.9 \\ 2\pi m = 2\pi \cdot 33.2 = 208.7 \\ b \cdot 0.5 = 250 \cdot 0.5 = 125.0 \\ 2m + 0.625e_a + 0.5p = 2 \cdot 33.2 + 0.625 \cdot 40 + 0.5 \cdot 100 = 141.4 \\ 2m + 0.625e_a + e_b = 2 \cdot 33.2 + 0.625 \cdot 40 + 75 = 166.4 \\ 2\pi m + 4e_b = 2\pi \cdot 33.2 + 4 \cdot 75 = 508.7 \\ 2\pi m + 2p = 2\pi \cdot 33.2 + 2 \cdot 100 = 408.7 \end{array} \right.$$

DM I  
Kap. 4.1.1

EN1993-1-8  
čl. 6.2.6.5

$$l_{\text{eff},2} = 125 \text{ mm}$$

Únosnost tuhé desky náhradního T průřezu v ohybu se počítá pro tři způsoby porušení

Způsob 1

$$F_{T,1,Rd,2} = \frac{4 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot m_{p1,1,Rd,2}}{m} = \frac{4 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot \frac{t_{p,2}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}}}{m} = \frac{4 \cdot 125 \cdot \frac{30^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.0}}{33.2} = 1\,202.5 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

Způsob 2

$$F_{T,2,Rd,2} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot m_{p1,2,Rd,2} + \sum F_{t,Rd} \cdot n}{m + n} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot \frac{t_{p,2}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} + \sum F_{t,Rd} \cdot n}{m + n} =$$

$$= \frac{2 \cdot 125 \cdot \frac{30^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.0} + 349 \cdot 10^3 \cdot 40}{33.2 + 40} = 463.5 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

Způsob 3

$$\sum F_{t,Rd} = \min(F'_{t,Rd}; F_{p,Rd,V}) = \min(349.1; 355.2) = 349.1 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
Tab. 3.41

$$F_{T,3,Rd,2} = \sum F_{t,Rd} = 349.1 \text{ kN}$$

Rozhodující je třetí způsob, porušení trnů se závitem v tahu,  $F_{t,3,Rd} = 349.1 \text{ kN}$ .

#### Krok 1.4 Trny se závitem ve smyku a otlačení

Trny průměru  $d = 22 \text{ mm}$ ,  $d_0 = 24 \text{ mm}$ , patní plech tloušťky  $t_{p2} = 30 \text{ mm}$ , součinitel  $e_1 = 40 \text{ mm}$ ,  $e_2 = 75 \text{ mm}$ , mez pevnosti  $f_u = 510 \text{ MPa}$ ,  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ , průřezová plocha jednoho trnu  $A_s = 303 \text{ mm}^2$ ;  $\alpha_v = 0.6$ ;  $\gamma_{M2} = 1.25$  viz obr. 9.18.

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0.6 \cdot 800 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2}{1.25} = 291.9 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

Tab. 3.41

Únosnost jednoho trnu je 146.0 kN.

$$F_{b,Rd,2} = \frac{n \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 2.5 \cdot 0.56 \cdot 510 \cdot 22 \cdot 30}{1.25} = 754.0 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

Tab. 3.41

Únosnost pro jeden trn je 377.0 kN.

kde

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{75}{24} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{ 7.05; 2.5 \} = 2.5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0; \frac{e_1}{3d_0} \right\} = \min \left\{ \frac{800}{510}; 1.0; \frac{40}{3 \cdot 24} \right\} = \min \{ 1.57; 1.0; 0.56 \} = 0.56$$

#### Krok 1.5 Trny s hlavou v tahu

Únosnost trnů s hlavou v tahu se stanoví pro průměr  $d = 22 \text{ mm}$  a materiál 8.8, s mezí pevnosti  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ , dva trny  $n = 2$  a součinitel  $k_2 = 0.9$ ; jako

$$F'_{t,Rd} = \frac{n \cdot k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0.9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2 \cdot 800}{1.25} = 437.9 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

Tab. 3.41

Únosnost jednoho trnu je 219.0 kN.

#### Krok 1.6 Vytržení trnů s hlavou z kotevní desky

Únosnost trnů s hlavou při vytržení z kotevní desky, pro  $f_u = 510 \text{ MPa}$  a efektivní šířku svaru trnů  $a_w = 1 \text{ mm}$ , je

DM I

Kap. 4.3

$$F_{p,Rd,V} = \frac{n \cdot A_v \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot l_{v,eff,1} \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot 2 \pi \cdot \left(a_w + \frac{d_{stud}}{2}\right) \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{2 \cdot 10 \cdot 2 \pi \cdot \left(1 + \frac{22}{2}\right) \cdot 510}{\sqrt{3} \cdot 1.25} = 355.2 \text{ kN}$$

Únosnost pro jeden trn je 177.6 kN.

### Krok 1.7 Porušení nevztuženého kužele betonu

Únosnost při porušení nevztuženého kužele betonu, se stanoví pro betonový základ z betonu pevnosti C30/37,  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,  $k_1 = 12.7$ ; a efektivní délka trnů s hlavou  $h_{ef} = 200 \text{ mm}$ , jako

$$N_{Rd} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

DM I

Kap. 3.1.2

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 12.7 \cdot 200^{1.5} \cdot 30^{0.5} \text{ N} = 196.8 \text{ kN}$$

Rov. (3.7)

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{420\,000}{360\,000} = 1.17$$

Rov. (3.8)

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = (2 c_{cr,N})^2 = (2 (1.5 \cdot h_{ef}))^2 = (2(1.5 \cdot 200))^2 = 360\,000 \text{ mm}^2$$

Rov. (3.9)

$$A_{c,N} = ((1.5 \cdot h_{ef}) \cdot 2) \cdot (1.5 \cdot h_{ef} + p + 1.5 \cdot h_{ef}) =$$

$$= ((1.5 \cdot 200) \cdot 2) \cdot (1.5 \cdot 200 + 100 + 1.5 \cdot 200) = 420\,000 \text{ mm}^2$$

Maximální kritická šířka  $c < c_{cr} = 1.5 h_{ef} = 300 \text{ mm}$  a  $\psi_{s,N} = 1.0$

Nejedná se o případ výztuže blízko u sebe, proto  $\psi_{re,N} = 1.0$

$$N_{Rk,c} = 196.8 \cdot 1.17 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 230.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{230.3}{1.5} = 153.5 \text{ kN}$$

### Krok 1.8 Porušení vztuženého betonového kužele

Únosnost při porušení vztuženého kužele betonu se stanoví pro průměr trnů s hlavou  $d = 22 \text{ mm}$  a průměr třmínků  $d_s = 8 \text{ mm}$  pomocí součinitele vlivu třmínků

$$\psi_{supp} = 2.5 - \frac{x}{h_{ef}} = 2.5 - \frac{\frac{d}{2} + d_{s,a} + \frac{d_{s,t}}{\tan 35^\circ}}{h_{ef}} = 2.5 - \frac{\frac{d}{2} + \left(5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2}\right) + \frac{\left(\frac{d_s}{2} + 10\right)}{\tan 35^\circ}}{h_{ef}} =$$

DM I

Rov. (3.48)

$$= 2.5 - \frac{\frac{22}{2} + \left(5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2}\right) + \left(\frac{8}{2} + 10\right)}{200} = 2.3$$

jako

$$N_{Rd,max} = \frac{\psi_{supp} \cdot N_{RK,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2.3 \cdot 230.2}{1.5} = 353.0 \text{ kN}$$

DM I

s

Rov. (3.47)

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -537 \cdot \sqrt{30 \cdot 200} \cdot 1.17 \cdot 1.0 \cdot 1.0 =$$

DM I

$$= -48.7 \text{ kN/mm}$$

Rov. (3.13)

kde

$\alpha_c = -537$  je součinitel pro vytržení betonu tahem

K tečení výztuže dojde při

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} =$$

DM I

$$= A_{s,re} \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n \cdot n_{re})^2} \cdot k_{c,de} =$$

Rov. (3.16)

$$= n \cdot n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot \left(n \cdot n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}}\right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n \cdot n_{re})^2} \cdot k_{c,de} =$$

DM I

Rov. (3.16)

$$= 2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4}\right) \cdot \frac{500}{1.15} + 153.5 + \frac{2 \cdot \left(2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4}\right) \cdot \frac{500}{1.15}\right)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot (2 \cdot 4)^2} \cdot (-48.7) =$$

$$= 174.8 + 153.5 + 0.642 \cdot (-48.7) = 297.0 \text{ kN}$$

kde

$\alpha_s = 12\ 100$	je součinitel komponenty třmínků
$n_{re} = 4$	je celkové číslo počtu ramen třmínku
$N_{Rd,s,re}$	je návrhová únosnost třmínků při porušení v tahu [N]
$d_{s,re} = 8 \text{ mm}$	je jmenovitý průměr třmínku
$d_p = 25 \text{ mm}$	je krytí výztuže
$f_{yk,s} = 500 \text{ MPa}$	je charakteristická hodnota meze kluzu třmínků
$\gamma_{Ms} = 1.15$	je dílčí součinitel spolehlivosti
$l_1$	je kotevní délka [mm]

Únosnost kotvení při porušení výztuže je

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \sum n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n \cdot n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \cdot k_{c,de} =$$

DM I  
Rov. (3.20)

$$= n \cdot n_{re} \cdot \left( h_{ef} - d_p - d_{s,t} - \frac{d_{s,a}}{1.5} \right) \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}} + N_{Rd,c}$$

DM I  
Rov. (3.21)

$$+ \frac{2 \cdot \left( n \cdot n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} \right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} k_{c,de} =$$

$$= n \cdot n_{re} \cdot \left( h_{ef} - d_p - \left( \frac{d_s}{2} + 10 \right) - \frac{\left( 5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2} \right)}{1.5} \right) \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}} + N_{Rd,c} +$$

$$\frac{2 \cdot \left( n \cdot n_{re} \cdot \left( h_{ef} - d_p - \left( \frac{d_s}{2} + 10 \right) - \frac{\left( 5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2} \right)}{1.5} \right) \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}} \right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \cdot k_{c,de} =$$

$$= 2 \cdot 4 \cdot \left( 200 - 25 - \left( \frac{8}{2} + 10 \right) - \frac{\left( 5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2} \right)}{1.5} \right) \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.0}{0.49 \cdot 1.5} + 153.5$$

$$+ \frac{2 \cdot \left( 2 \cdot 4 \cdot \left( 200 - 25 - \left( \frac{8}{2} + 10 \right) - \frac{\left( 5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2} \right)}{1.5} \right) \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.0}{0.49 \cdot 1.5} \right)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot (2 \cdot 4)^2} \cdot (-48.7)$$

$$= 190.8 + 153.5 + 0.765 \cdot (-48.7) = 307.0 \text{ kN}$$

kde

$l_1$  je kotevní délka [mm]

$d_s$  je průměr třmínků [mm]

EN1992-1-1

$\alpha = 0.7 \cdot 0.7 = 0.49$  je součinitel ohybu výztuže a velkého betonového krytí

$f_{bd}$  je pro kvalitu betonu C30/37 rovno  $2.25 \cdot \frac{2.0}{1.5} \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 3.0$  MPa

$\eta_1 = 1.0$  je součinitel podmínek soudržnosti pro svislé třmínky  
a 0.7 pro vodorovné třmínky

$\eta_2 = 1.0$  je součinitel podmínek soudržnosti pro průměr třmínku  $\leq 32$  mm  
a  $(132 - d_s)/100$  pro průměr  $< 32$  mm

Únosnost při porušení vyztuženého betonového kužele je

$$\min(N_{Rd,max}; N_{Rd,1}; N_{Rd,2}) = \min(353.0; 297.0; 307.0) = 297.0 \text{ kN}$$

### Krok 1.9 Vytržení trnů s hlavou z betonu

Únosnost při vytržení trnů s hlavou z betonu, s průměrem trnu  $d = 22$  mm, průměrem hlavy trnu  $d_h = 37$  mm, betonem C30/37 s válcovou pevností v tlaku  $f_{ck} = 30$  MPa a

charakteristickou mezí únosnosti v tlaku v mezním stavu únosnosti pod hlavou trnu

$$p_{uk} = 12 \cdot f_{ck} \text{ MPa, je}$$

$$N_{Rk,p} = n \cdot p_{uk} \cdot A_h = n \cdot 12 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2) = 2 \cdot 12 \cdot 30 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (37^2 - 22^2) = 500.5 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.20)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = \frac{500.5}{1.5} = 333.7 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.21)

Únosnost jednoho trnu je 166.8 kN

### Krok 1.10 Náhradní T průřez kotevní desky v ohybu

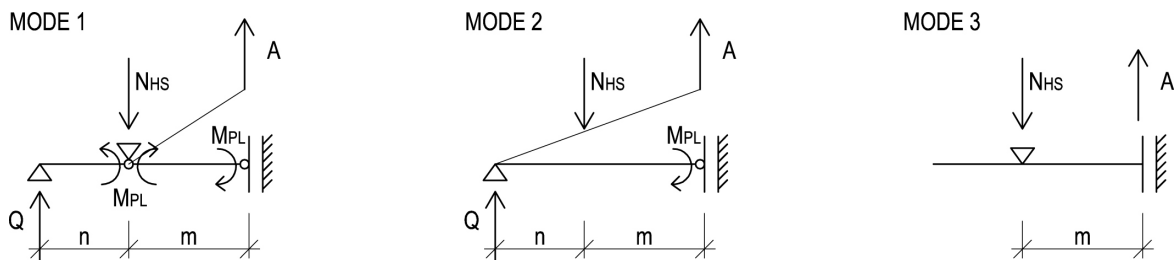
Komponenta kotevní desky náhradního T průřezu v ohybu má tloušťku  $t_{p1} = 10 \text{ mm}$ , mez kluzu  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ , vzdálenost mezi závitovým trnem a trnem s hlavou  $m_1 = 80 \text{ mm}$ ,  $e_{a1} = 50 \text{ mm}$ ,  $e_{b1} = 125 \text{ mm}$  a  $p_1 = 100 \text{ mm}$ , viz obr. 9.18.

Vzhledem k malé tloušťce kotevní desky jsou brány v úvahu páčící síly při vyhodnocení náhradního T průřezu.

Únosnost kotevní desky náhradního T průřezu v ohybu je ověřena pro tři způsoby porušení, viz obr. 9.19. Efektivní délka náhradního T průřezu je

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 m_1 + 1.25 e_{a1} = 4 \cdot 80 + 1.25 \cdot 50 = 382.5 \\ 2 \pi m_1 = 2 \pi \cdot 80 = 502.7 \\ 5 n_1 d_1 \cdot 0.5 = 220 \cdot 0.5 = 110.0 \\ 2 m_1 + 0.625 e_{a1} + 0.5 p_1 = 2 \cdot 80 + 0.625 \cdot 50 + 0.5 \cdot 100 = 241.3 \\ 2 m_1 + 0.625 e_{a1} + e_{b1} = 2 \cdot 80 + 0.625 \cdot 50 + 93.8 = 285.0 \\ \pi m_1 + 2 e_{b1} = \pi \cdot 80 + 2 \cdot 93.8 = 721.4 \\ \pi m_1 + p_1 = \pi \cdot 80 + 100 = 351.3 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{DM I} \\ 3.1.5. \\ \text{Rov. 3.31} \end{array}$$

$$l_{eff,1} = 110.0 \text{ mm}$$



Obr. 9.19 Náhradní T průřez v tahu a síly pro jednotlivé způsoby porušení

Způsob porušení 1

$$F_{T,1,Rd,ap} = \frac{4 \cdot l_{eff,1} \cdot m_{pl,Rd,1}}{m} = \frac{4 \cdot l_{eff,1} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}}}{m} = \frac{4 \cdot 110.0 \cdot \frac{10^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.0}}{80} = 48.8 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

Způsob porušení 2

$$F_{T,2,Rd,ap} = \frac{2 \cdot l_{eff,1} \cdot m_{pl,2,Rd,2} + \sum F_{t,Rd} \cdot n}{m + n} = \frac{2 \cdot l_{eff,1} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} + \sum F_{t,Rd} \cdot n}{m + n} =$$

$$= \frac{2 \cdot 110.0 \cdot \frac{10^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.0} + 297.0 \cdot 10^3 \cdot 50}{80 + 50} = 129.1 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

Způsob porušení 3

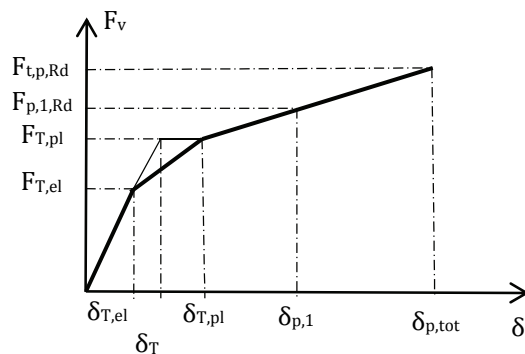
$$\sum F_{t,Rd} = \min(F'_{t,Rd,1}; F_{p,Rd,V,1}; N_{Rd,1}; N_{Rd,p}) = \min(437.9; 355.2; 297.0; 333.7)$$

$$= 297.0 \text{ kN}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.4.13

$$F_{T,3,Rd,ap} = \sum F_{t,Rd} = 297.0 \text{ kN}$$

Pro tenký plech je rozhodující způsob porušení 1, 48.8 kN, viz obr. 9.20.



Obr. 9.20 Průběh svislých sil  $F_v$  a příslušných deformací  $\delta$  náhradního T průřezu

### Krok 1.11 Kotevní deska v tahu

Únosnost kotevní desky v tahu je

$$F_{t,apRd} = A_{ap,1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = t_{p,1} \cdot b_{ap,eff} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 10 \cdot 2 \cdot (22 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 1) \cdot \frac{355}{1.0} = 176.3 \text{ kN}$$

DM I  
Kap. 4.4

kde

$$b_{ap,eff} = n_1 \cdot (d_1 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w)$$

svar trnů efektivní tloušťky  $a_w = 1 \text{ mm}$

### Krok 1.12 Trny s hlavou ve smyku



Únosnost trnů s hlavou ve smyku, z materiálu 8.8, pevnosti  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ ,  
 $\alpha_v = 0.6$ ;  $\gamma_{M2} = 1.25$ ; je

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0.6 \cdot 800 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2}{1.25} = 291.9 \text{ kN}$$

EN1993-1-8

Tab. 3.41

Únosnost jednoho trnu je 146.0 kN.

### Krok 1.13 Vypáčení trnů s hlavou

Únosnost při vypáčení trnů s hlavou je

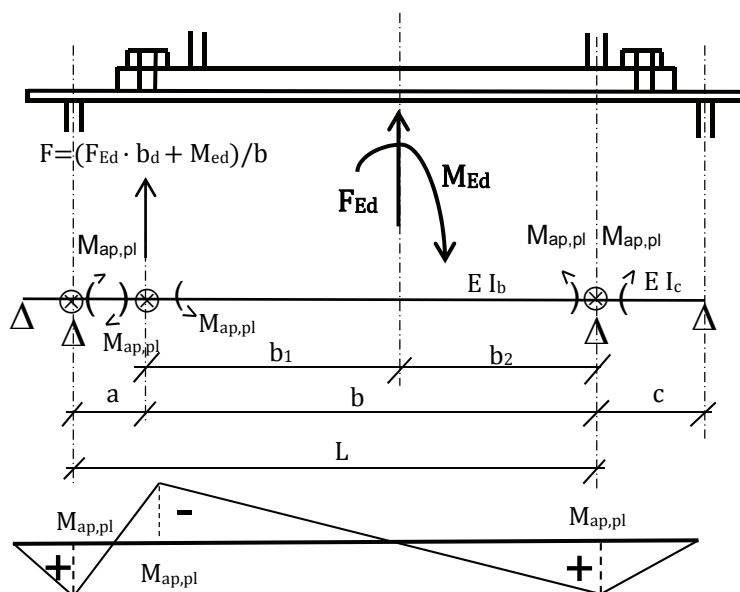
$$V_{Rd,CP} = 2 \cdot N_{Rd,c} = 2 \cdot 153.5 = 307.0 \text{ kN}$$

DM I

Kap. 3.2

### Krok 1.14 Omezení únosnosti ve svislém/vodorovném směru

Pro výpočet plastické deformace je použit model spojitého nosníku se třemi plastickými klouby v podporách a pod vyvozenou tahovou silou, viz obr. 9.21.



Obr. 9.21 Model spojitého nosníku se třemi plastickými klouby

$$A = \min(F_{T,1,Rd,1}; F_{T,2,Rd,1}; F_{T,3,Rd,1}) = \min(48.8; 126.1; 296.7) = 48.8 \text{ kN}$$

$$Q = \frac{l_{eff,1} \cdot m_{pl,Rd,1}}{n} \cdot 2 = \frac{l_{eff,1} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}}}{n} \cdot 2 = \frac{110.0 \cdot \frac{10^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.0}}{50} \cdot 2 = 39.1 \text{ kN}$$

DM I

Kap. 4.4

$$N_{HS,T} = A + Q = 48.8 + 39.1 = 87.9 \text{ kN}$$

Plastická deformace je počítána, viz obr. 9.21, z plastického momentu

$$M_{pl} = \frac{b_{p1} \cdot t_{p1}^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{350 \cdot 10^2}{4} \cdot \frac{355}{1} = 3.1 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b_{p1} \cdot t_{p1}^3 = \frac{1}{12} \cdot 350 \cdot 10^3 = 29.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^4; I_b = \infty$$

$$\begin{aligned} \delta_T &= \frac{1}{E I_b} \cdot \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot M_{pl} + \frac{1}{E I_c} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot c \cdot M_{pl} = \\ &= \frac{1}{210\,000 \cdot \infty} \cdot \frac{1}{6} \cdot 232.5^2 \cdot 3106 + \frac{1}{210\,000 \cdot 29.2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 232.5 \cdot 127.5 \cdot 3106 = 0 + 5.2 \\ &= 5.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

pro vzdálenost mezi závitovými trny a trny s hlavou  $m_1 = 80 \text{ mm}$  jako

$$\delta_{T,pl} = 1.48 \delta_T = 7.8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_{p,tot} &= \delta_{T,pl} + \sqrt{a_{ap}^2 - a^2} = \sqrt{(a + \Delta a)^2 - a^2} = \delta_{T,pl} + \sqrt{\left(a + \frac{a \cdot F_{p,Rd}}{t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot E}\right)^2 - a^2} = \\ &= \delta_{T,pl} + \sqrt{\left(a + \frac{a \cdot \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}}{t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot E}\right)^2 - a^2} = \delta_{T,pl} + \sqrt{\left(a + \frac{a \cdot t_{p1} \cdot b_{p,eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot E}\right)^2 - a^2} = \\ &= 7.8 + \sqrt{\left(80 + \frac{80 \cdot 8.88 \cdot \frac{355}{1.0}}{210 \cdot 10^3}\right)^2 - 80^2} = 13.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

DM I  
Rov. (4.43)

Pro plastickou deformaci při omezení únosnosti kotevní desky vytržením závitových trnů

$$F_{p,Rd} = 176.28 \text{ kN a } F_{p,Rd,V} = A + \frac{F_{p,Rd} \cdot \delta_{p,tot}}{(a + \Delta a)} = 79.0 \text{ kN}$$

Působící vodorovná síla při této deformaci je

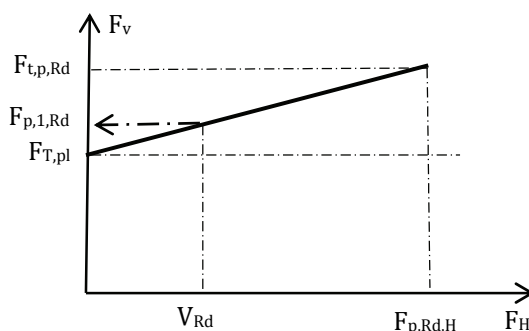
$$F_{p,Rd,H} = \frac{F_{t,p,Rd} \cdot a}{\delta_{p,tot}} = \frac{79.0 \cdot 80}{13.9} = 454.3 \text{ kN}$$

Pro únosnost ve smyku trnů s hlavou  $V_{Rd} = 291.9$  kN se předpokládá lineární průběh mezi svislými a vodorovnými silami, viz obr. 9.22. Únosnost v tahu je vypočtena jako

$$F_{p,1,Rd} = F_{T,pl} + \frac{F_{t,p,Rd} - F_{T,pl}}{F_{p,Rd,H}} \cdot V_{Rd} = 48.8 + \frac{79.0 - 48.8}{454.3} \cdot 291.9 = 68.2 \text{ kN}$$

a deformace pro  $F_{p,1,Rd} = 68.2$  kN, viz obr. 9.20, je

$$\delta_{p,1} = \delta_{T,pl} + \frac{F_{p,1,Rd} - F_{T,pl}}{F_{t,p,Rd} - F_{T,pl}} \cdot \delta_{p,tot} = 7.8 + \frac{68.2 - 48.8}{79.0 - 48.8} \cdot 13.9 = 16.7 \text{ mm}$$



Obr. 9.22 Působící svislé  $F_V$  a vodorovné  $F_H$  síly na kotevní desce

Působící síla v trnech s hlavou v případě membránového působení kotevního plechu se vypočítá jako

$$N_{HS,1} = A + Q = 68.2 + 39.1 = 107.3 \text{ kN}$$

DMI  
Rov. (4.53)

### Krok 1.15 Spolupůsobení ve smyku a tahu pro trny se závitem a hlavou

Pro trny se závitem je spolupůsobení ve smyku a tahu

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{291.9}{291.9} + \frac{(107.3 - 48.8) \cdot \left(\frac{220 + 165.9}{140 + 165.9}\right)}{1.4 \cdot 349.1} \leq 1.00$$

DMI  
Rov. (4.54)  
EN1993-1-8  
Tab. 3.4

1.15 není  $\leq 1$

Pro trny s hlavou je spolupůsobení ve smyku a tahu

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

DMI  
Rov. (4.54)

$$\frac{291.9}{291.9} + \frac{107.3 - 48.8}{1.4 \cdot 437.9} \leq 1$$

1.10 není  $\leq 1$

Pro kotvení trny s hlavou v betonu je spolupůsobení ve smyku a tahu

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

DMI

Rov. (4.54)

$$\left(\frac{291.9}{306.1}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{107.3 - 48.8}{296.7}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

1.02 není  $\leq 1$

Plné kapacity ve smyku nelze dosáhnout v důsledku ověření spolupůsobení tahového a smykového zatížení. Snížení působící síly ve smyku na 80 %, použité pro trny se závitem

$$\frac{233.5}{291.9} + \frac{(107.3 - 48.8) \cdot \left(\frac{220 + 165.9}{140 + 165.9}\right)}{1.4 \cdot 349.1} \leq 1$$

0.95  $\leq 1$

a pro trny s hlavou

$$\frac{233.5}{291.9} + \frac{107.3 - 48.8}{1.4 \cdot 437.9} \leq 1$$

0.86  $\leq 1$

a pro kotvení trny s hlavou v betonu

$$\left(\frac{233.5}{306.1}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{107.3 - 48.8}{296.7}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

0.71  $\leq 1$

## Krok 2 Komponenta v tlaku

Komponenta patní desky v ohybu a betonový základ v tlaku je vypočtena pro pevnost betonového základu, C30/37,  $f_{ck} = 30$  MPa, a  $\gamma_{Mc} = 1.5$ .

Součinitel koncentrace napětí je vypočten jako

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 + 2 a_r = 250 + 2 \cdot 675 = 1\,600 \\ 3 a_1 = 3 \cdot 250 = 750 \\ a_1 + h = 250 + 1\,000 = 1\,250 \end{array} \right\} = 750 \text{ mm}$$

DM I  
Kap. 3.4.1

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 + 2 b_r = 360 + 2 \cdot 620 = 1\,600 \\ 3 b_1 = 3 \cdot 360 = 1\,080 \\ b_1 + h = 360 + 1\,000 = 1\,360 \end{array} \right\} = 1\,080 \text{ mm}$$

EN1992-1-1  
čl. 6.7(2)

$$a \quad a_1 = 750 > a_1 = 250 \text{ mm} \quad b_1 = 1080 > b_1 = 360 \text{ mm}$$

Výše uvedená podmínka je splněna a

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\,080 \cdot 750}{250 \cdot 360}} = 3.00$$

Návrhová pevnost betonu se vypočte jako

DM I

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3.00 \cdot 30}{1.5} = 40.0 \text{ N/mm}^2$$

Rov. (3.65)

Ze silové rovnováhy ve svislém směru  $F_{Sd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$ , je spočtena plocha betonu v tlaku  $A_{eff}$  pro případ plného využití tažené části patky.

$$A_{eff} = \frac{F_{Sd} + F_{Rd,3}}{f_{jd}} = \frac{-45 \cdot 10^3 + 107.3 \cdot 10^3}{40.0} = 1\,557 \text{ mm}^2$$

DM I

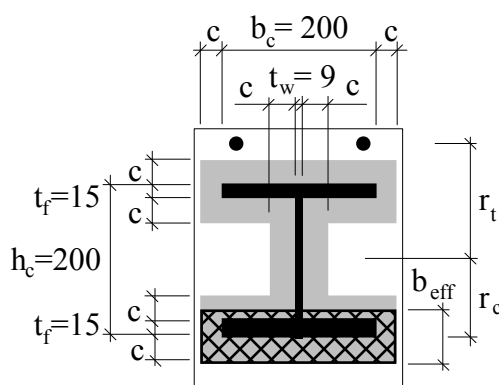
Rov. (3.71)

Poddajná patní deska je nahrazena tuhou odpovídající plochy. Účinná šířka patní desky  $c$  okolo průřezu sloupu, viz obr. 9.23a, se vypočte z

$$c = (t_{p1} + t_{p2}) \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = (30 + 10) \cdot \sqrt{\frac{355}{3 \cdot 40.0 \cdot 1.00}} = 68.8 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.5.2



Obr. 9.23a Účinná plocha pod patní deskou

### Krok 3 Výsledná únosnost

#### Krok 3.1 Únosnost patní desky

Účinná efektivní šířka se vypočítá jako

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{a_{p2} + 2 t_{p1}} = \frac{1\,557}{270} = 5.8 \text{ mm} < t_f + 2 c = 15 + 2 \cdot 68.8 = 152.6 \text{ mm}$$

DM I  
Kap. 5.1

Rameno mezi těžištěm tlačené betonové části a osou sloupu se vypočte jako

$$r_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{\text{eff}}}{2} = \frac{200}{2} + 68.8 - \frac{5.8}{2} = 165.9 \text{ mm}$$

Momentová únosnost patky je

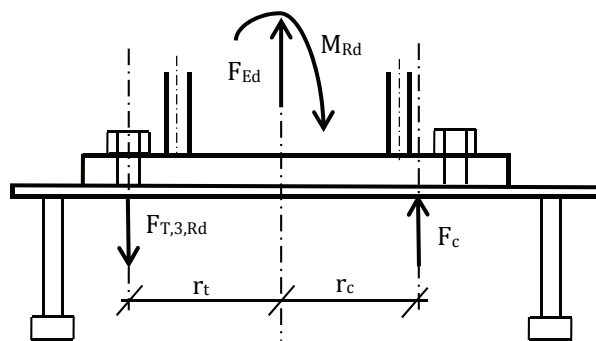
$$M_{\text{Rd}} = F_{\text{T,min}} \cdot r_t + A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} \cdot r_c$$

$$F_{\text{T,min}} = 107.3 \cdot \frac{220 + 165.9}{140 + 165.9} = 135.3 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Rd}} = 135.3 \cdot 10^3 \cdot 140 + 1\,557 \cdot 40 \cdot 165.9 = 29.3 \text{ kNm}$$

Při působící normálové síle  $N_{\text{Sd}} = -45 \text{ kN}$  je momentová únosnost

$$M_{\text{Rd}} = 29.3 \text{ kNm.}$$



Obr. 9.23b Ramena mezi těžištěm betonové části a středem trnu se závitem do osy sloupu

### 3.2 Únosnost konce sloupu

Návrhová únosnost v čistém tlaku je

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{7808 \cdot 355}{1.00} = 2\,772 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{\text{Rd}} = -45 \text{ kN}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.5

Únosnost sloupu v ohybu

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{642.5 \cdot 10^3 \cdot 355}{1.00} = 228.1 \text{ kNm}$$

EN1993-1-1  
čl. 6.2.9

Současné působení normálové síly redukuje momentovou únosnost (tato interakce je použitelné pouze při tlakovém zatížení)

$$M_{N_y,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5 \frac{A - 2 b t_f}{A}} = 228.1 \cdot \frac{1 - \frac{0}{2772}}{1 - 0.5 \frac{7808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7808}} = 258.0 \text{ kNm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

DM I

Kap. 5.1

$$M_{N_y,Rd} = 228.1 \text{ kNm}$$

Patní deska je navržena na působící zatížení, nikoliv na únosnost sloupu

### Krok 3.3 Pružná únosnost v mezním stavu použitelnosti

Únosnost patní desky je limitována únosností náhradního T průřezu, 48.8 kN. Pružněplastické chování je omezeno dosažením ohybové únosnosti kotevní desky náhradního T průřezu, 87.9 kN, která odpovídá ohybovému momentu v mezním stavu použitelnosti MSP 22.7 kNm.

## **Krok 4 Tuhost**

### 4.1 Jednotlivých komponent

Součinitele tuhostí komponent se vypočítají jako v příkladu 9.2. Přibývají komponenty kotevní deska za ohybu a v tahu a trn se závitem. V tlaku jsou síly roznášeny patní a kotevní deskou.

### Komponenta patní deska za ohybu a závitové trny v tahu

Součinitel tuhosti pro závitové trny se předpokládá jako

$$k_{b2} = 2.0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2.0 \cdot \frac{303}{49.5} = 12.2 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

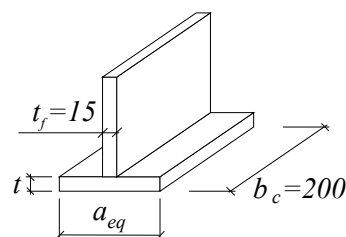
Komponenta součinitel tuhosti pro patní desku je napočten jako

$$k_{p2} = \frac{0.425 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0.425 \cdot 125 \cdot 30^3}{33.2^3} = 39.2 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3

### Komponenta patní, kotevní desky a betonového základu v tlaku



Obr. 9.23c Náhradní T průřez v tlaku

Součinitel tuhosti pro betonový základ v tlaku, viz obr. 9.23c, je vypočten pro

$$a_{eq} = t_f + 2.5 t = 15 + 2.5 \cdot 40 = 115 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

$$\text{kde tloušťka } t = t_1 + t_2 = 10 + 30 = 40 \text{ mm}$$

Tab. 6.11

$$k_c = \frac{E_c}{1.275 \cdot E_s} \cdot \sqrt{a_{eq} \cdot b_c} = \frac{33\,000}{1.275 \cdot 210\,000} \cdot \sqrt{115 \cdot 200} = 18.7 \text{ mm}$$

#### Komponenta kotevní deska za ohybu a v tahu

Komponenta součinitel tuhosti pro kotevní desku je vypočtena ze vzorce pro ohýbaný patní plech jako

EN1993-1-8

Tab. 6.11

$$k_{p1} = \frac{0.85 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0.85 \cdot 110.0 \cdot 10^3}{(80 - 2 \cdot \frac{22}{2})^3} = 0.5 \text{ mm}$$

#### Komponenta závitový trn v tahu

EN1993-1-8

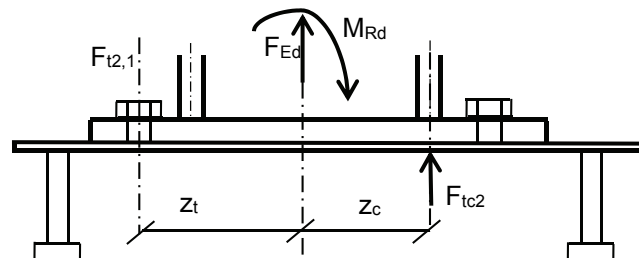
Tab. 6.11

Tuhost pro komponenty trny s hlavou se vypočítá jako

$$k_{b1} = \frac{n \cdot A_{s,nom}}{L_b} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4}}{8 \cdot 22} = 4.3 \text{ mm}$$

### 4.2 Kotvení patní a dotevní deskou

Počáteční tuhost je sestavena z jednotlivých součinitelů tuhosti jako ve vypracovaném příkladu 9.2. Přidaná komponenta je kotevní deska za ohybu a v tahu.



Obr. 9.23d Rameno pro taženou a tlačnou část

Ramena komponent, viz obr. 9.23d, v tahu  $z_t$  a v tlaku  $z_c$  ke středu neutrální osy patní desky jsou

$$z_t = \frac{h_c}{2} + e_c = \frac{200}{2} + 40 = 140 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1

$$z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{200}{2} - \frac{15}{2} = 92.5 \text{ mm}$$

DMI 6.1.2

Tuhost tažené části patky, trnů, náhradního T průřezu a betonové části se stanoví jako

$$k_{t2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{b2}} + \frac{1}{k_{p2}}} = \frac{1}{\frac{1}{12.2} + \frac{1}{39.2}} = 9.33 \text{ mm}$$

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1



pro kotevní desku a trny s hlavou

$$k_{t1} = \frac{1}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{b1}}} = \frac{1}{\frac{1}{0.5} + \frac{1}{4.3}} = 0.43 \text{ mm}$$

na základě excentricity

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1

$$k_{t1,eff} = \frac{z}{z + 80} \cdot k_{t1} = \frac{232.5}{312.5} \cdot 0.43 = 0.32 \text{ mm}$$

kde

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1

$$z = z_t + z_c = 140 + 92.5 = 232.5 \text{ mm}$$

s efektivním součinitelem tuhosti v tahu pro pozici závitových trnů

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_{t1}} + \frac{1}{k_{t2}}} = \frac{1}{\frac{1}{0.32} + \frac{1}{9.33}} = 0.31 \text{ mm}$$

Pro výpočet počáteční tuhosti patní desky se rameno uvažuje jako

$$z = 232.5 \text{ mm a}$$

$$a = \frac{k_c \cdot z_c - k_t \cdot z_t}{k_c + k_t} = \frac{18.7 \cdot 92.5 - 0.31 \cdot 140}{18.7 + 0.31} = 88.7 \text{ mm}$$

Ohybová tuhost je vypočtena pro konkrétní konstantní excentricitu

EN1993-1-8

Tab. 6.11

$$e = \frac{M_{Rd}}{F_{Sd}} = \frac{20 \cdot 10^6}{45 \cdot 10^3} = 444 \text{ mm}$$

jako

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e + a} \cdot \frac{E_S \cdot z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{444}{444 + 88.7} \cdot \frac{210\,000 \cdot 232.5^2}{1 \cdot \left( \frac{1}{0.31} + \frac{1}{18.7} \right)} = 2\,888 \cdot 10^6 \text{ Nmm/rad}$$
$$= 2\,888 \text{ kNm/rad}$$

EN1993-1-8

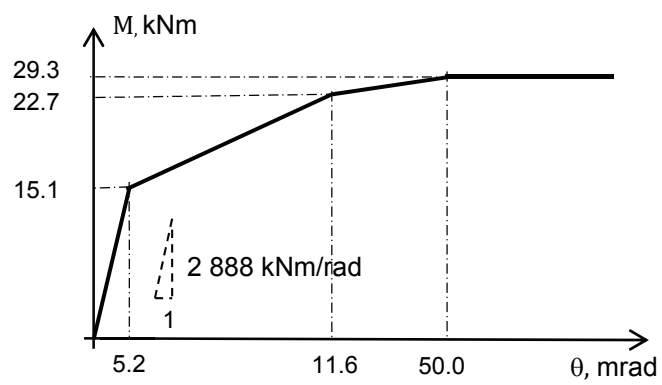
čl. 6.3.4

### Poznámky

Graf závislosti momentu na natočení v obr. 9.23e shrnuje chování patní desky s kotevní deskou pro zatížení s konstantní excentricitou.

EN1993-1-8

čl. 6.3.3.1



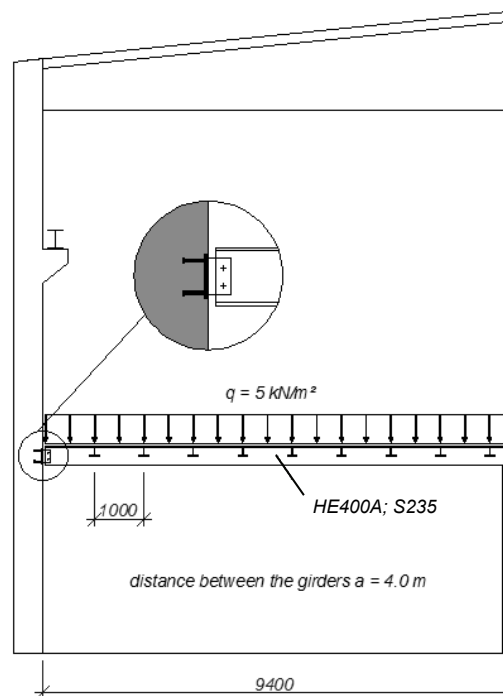
Obr. 9.23e Závislost momentu na natočení kotvení patní a kotevní deskou při namáhání s konstantní excentricitou

## 9.5 Kloubový přípoj nosníku

Dále je připraven výpočet kloubového přípoje nosníku na betonovou stěnu. Únosnost styčnicku lze zvýšit vyztužením betonu v oblasti kotevních trnů. Únosnosti betonové stěny a lokální porušení tahovou silou od excentricity posouvajících síly se v příkladu neuvažuje.

### Styčnick

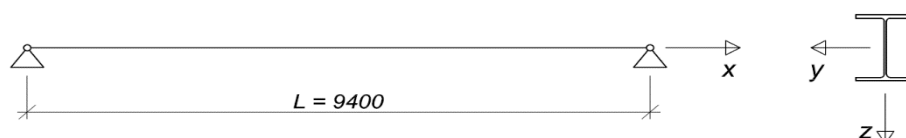
V příkladu se řeší ocelová plošina v průmyslové budově. Konstrukce budovy se skládá z betonových stěn a nosníků. Do konstrukce je vložena ocelová plošina, která sestává z hlavních a vedlejších nosníků. Hlavní nosníky jsou z HE400A po 4.00 m. Na jedné straně jsou uloženy na betonovou stěnu, na druhé na ocelový sloup.



Obr. 9.24 Boční pohled na konstrukci

### Statické schéma a návrh nosníku

Hlavní nosníky jsou prostě podepřeny na rozpětí 9.4 m. Nosník HE400A přenáší zatížení mezi jednotlivými hlavními nosníky ze zatěžovací šířky  $a = 4.0$  m, viz obr. 9.25.



Obr. 9.25 Souřadný systém

### Zatížení

Vlastní tíha nosníku s přípoji	2.0 kN/m
Podlaha a stropnice	$4.0 \text{ m} \cdot 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.0 \text{ kN/m}$
Ostatní stálé zatížení	6.0 kN/m
Proměnné zatížení	$4.0 \text{ m} \cdot 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 20.0 \text{ kN/m}$

### Vnitřní síly

Posouvající síla

$$V_{z,Ed} = 9.4 \text{ m} \cdot \frac{1.35 \cdot 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \cdot 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 179 \text{ kN} \approx 180 \text{ kN}$$

Maximální ohybový moment

$$M_{y,Ed} = (9.4 \text{ m})^2 \cdot \frac{1.35 \cdot 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \cdot 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{8} = 420 \text{ kNm}$$

### Průřez nosníku

V místě styčnicku

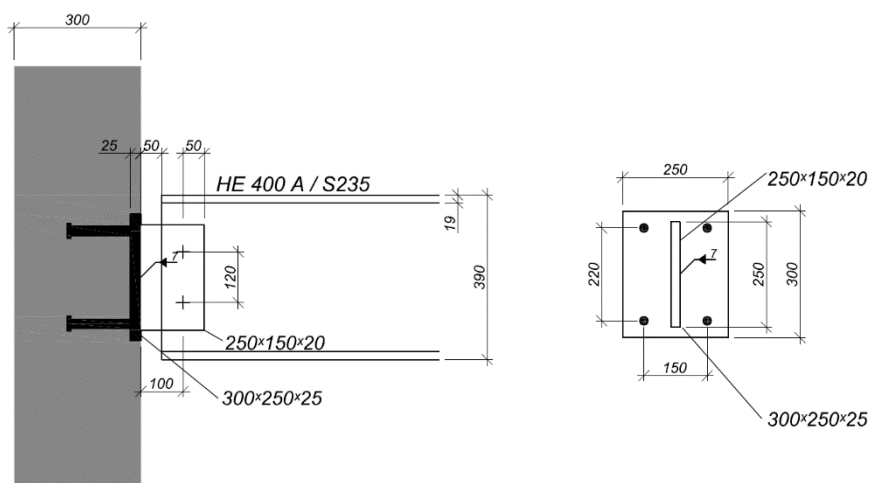
$$V_{z,Ed} = 180 \text{ kN} \leq V_{pl,z,Rd} = 777.8 \text{ kN}$$

Ve středu nosníku

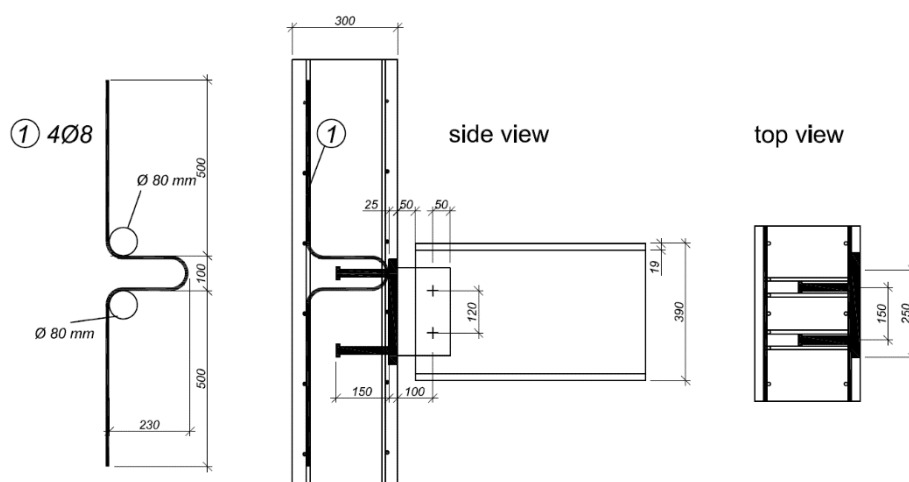
$$M_{y,Ed} = 420 \text{ kNm} \leq M_{pl,y,Rd} = 602.1 \text{ kNm}$$

Nosník je stabilizován proti klopení nosníky po 1.0 m. Klopení nosníku a únosnost betonové stěny nejsou v příkladu řešeny.

### Styčnický



Obr. 9.26 Geometrie styčnicku



Obr. 9.27 Vyztužení

V následujícím přehledu jsou uvedeny jednotlivé prvky styčnicku.

Připojovaný nosník	HE400A, S235
Beton	C30/37 ( $f_{ck,cube} = 37 \text{ N/mm}^2$ , s trhlinami)
Třmínky	4 x 8 mm / B500A (dva pro každý trn s hlavou)
Připojovaná deska	150 x 250 x 20 mm / S235
Kotevní deska	300 x 250 x 25 mm / S235
Trny s hlavou	$d = 22 \text{ mm}$ $h = 150 \text{ mm} / \text{S235J2} + \text{C470}$
Šrouby	2 x M24 10.9
Smyková síla ve styčnicku	$V_{Ed} = 180 \text{ kN}$

### Spoj mezi hlavním nosníkem HE400A a připojovanou deskou

Malý krouticí moment způsobený excentricitou mezi stojinou nosníku a připojovanou deskou se přenáší do hlavního nosníku HE400A a z něj do nosníků, proto s ním dále není počítáno. Excentrické připojení vyvoluje ohybové a smykové napětí v připojované desce

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot 0.1 = 18 \text{ kNm}$$

$$\tau_V = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A_V} = 1.5 \cdot \frac{180}{5000} = 54.0 \leq 135.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{18}{\frac{250^2 \cdot 20}{6}} = 86.4 \leq 235.0 \text{ N/mm}^2$$

Zatěžovací stavy  
podle  
EN 1990

Maximální síly se nevyskytují na stejném místě.

$$\text{Koncové vzdálenosti: } e_1 = 65 \text{ mm} > 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} > 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 120 \text{ mm} > 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 26 = 57.2 \text{ mm}$$

EN 3-1-8  
Tab. 3.3

Únosnost šroubů ve smyku:

$$F_{v,Rd} = \alpha_V \cdot A_S \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0.6 \cdot 353 \cdot \frac{1000}{1.25} = 169.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = n_V \cdot F_{v,Rd} = 2 \cdot 169.4 = 338.8 \text{ kN}$$

EN 3-1-8  
Tab. 3.4

Únosnost šroubů v otláčení v připojované desce:

$$V_{Rd,2} = 286.8 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.83 \cdot 360 \cdot 24 \cdot 20}{1.25} = 286.8 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left[ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right] = \min[3.68; -; 2.5]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right] = \min[0.83; 2.78; 1.0]$$

EN 3-1-8  
Tab. 3.4

Únosnost šroubů v otláčení ve stojině nosníku:

$$V_{Rd,3} = 190.1 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 360 \cdot 24 \cdot 11}{1.25} = 190.1 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left[ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right] = \min[3.68; -; 2.5]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right] = \min[-; 2.78; 1.0]$$

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}; V_{Rd,3}] = 190.1 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 180 \text{ kN}$$

### Přivaření přípojných desky ke kotevni

Svar kolem dokola se předpokládá  $a_w = 7 \text{ mm}$ . Napětí vyvozená ve svaru můžeme vypočítat takto:

$$a_w = 2 \cdot 7 = 14 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 250 \text{ mm}$$

$$W_{el,w} = \frac{a_w \cdot l_{w,eff}^2}{6} = \frac{14 \cdot 250^2}{6} = 145.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

EN 3-1-8

Tab. 3.4

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0.8 \cdot 1.25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

EN 3-1-8

4.5.3.2

Smyková napětí vyvozená posouvající silou a excentricitou:

$$\tau_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_w \cdot l_{w,eff}} = \frac{180}{2 \cdot 7 \cdot 250} = 51.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{18}{145.8} = 123.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \sigma_w \cdot \sin 45^\circ = 123.5 \cdot \sin 45^\circ = 87.3 \leq \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 259.2 \text{ N/mm}^2$$

Spolupůsobení napětí od ohybu a smyku:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{87.3^2 + 3(87.3^2 + 51.4^2)} = 195.0 \leq \sigma_{w,Rd} = 360 \text{ N/mm}^2$$

### Návrh styčnicku do betonu

Geometrie kotevního plechu 300 x 250 x 25 mm S235

Trny s hlavou  $d = 22 \text{ mm}$

$h = 150 \text{ mm}$  S350 C470

Třmínky (pro každý trn s hlavou) 4 · 8 mm B 500 A

Ověření únosnosti styčnicku je popsáno v následujících krocích. Excentricita  $e_v$  a posouvající síla  $V_{Ed}$  jsou známy.

### Krok 1 Vyhodnocení tahové síly vyvozené od posouvající síly

Pokud je přípoj zatížen smykem, řada trnů na nezatížené straně kotevní desky je vystavena tahovým účinkům zatížení. V prvním kroku musíme stanovit tahové zatížení. Proto nejdříve stanovíme odhadem výšku tlačené oblasti.

Posouvající síla ve spoji  $V_{Ed} = 180 \text{ kN}$

Další podmínka

Rov. (4.1)

Únosnost v důsledku tření

$$V_f = C_{Ed} \cdot 0.2 = N_{Ed,2} \cdot 0.2$$

EN 3-1-8

Tloušťka plechu

$$t_p = 25 \text{ mm}$$

Průměr trnu

$$d = 22 \text{ mm}$$

Excentricita

$$e_v = 100 \text{ mm}$$

Výpočet  $N_{Ed,2}$

$$N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z}$$

$$N_{Ed,2} \cdot \left(1 + \frac{0.2 \cdot d}{z}\right) = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p)}{z}$$

Odhadovaná výška tlačené oblasti  $x_c = 20 \text{ mm}$

Rameno  $z$  se zahrnutím  $x_c$

$$z = 40 + 220 - \frac{x}{2} = 40 + 220 - \frac{20}{2} = 250 \text{ mm}$$

a

$$N_{Ed,2} \left(1 + \frac{0.2 \cdot 22}{250}\right) = \frac{V_{Ed} \cdot (100 + 22 + 25)}{250}$$

Z tohoto vyplívá tahová síla  $N_{Ed,2} = 104.0 \text{ kN}$

### Krok 2 Ověření geometrie tlačené oblasti

Tahová složka styčníku  $N_{Ed,2}$  utvoří svislou podmínku rovnováhy s tlakovou silou  $C_{Ed}$  působící pod kotevní deskou na zatížené straně. Dalším krokem výpočtu je dokázat, že únosnost betonu v tlaku je dostatečná pro dané zatížení a že předpokládaná tlačená oblast byla správná.

Výpočet tlakové síly

$$\sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} = 104.0 \text{ kN}$$

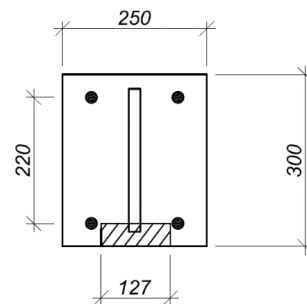
Výška tlačené oblasti je

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \frac{\alpha}{\gamma_{Mc}} = 17 \text{ N/mm}^2$$

kde  $\alpha = 0.85$

Tlakové síly způsobují na kotevní desce ohybový moment. Abychom zajistili, že kotevní deska stále působí v pružném stavu, je aktivována pouze její efektivní část, která je namáhána jen elastickým ohybovým momentem.

$$b_{eff} = t_{bs} + 2 \cdot t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{Mo}}}$$
$$= 20 + 2 \cdot 25 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 17 \cdot 1.0}} = 127 \text{ mm}$$



Obr. 9.28 Efektivní šířka

DM I

Rov. (5.12)

EN 3-1-8

6.2.5

$$x_c = \frac{C_{Ed}}{b \cdot 3 \cdot f_{cd}} = \frac{104.0}{127 \cdot 3 \cdot 17} = 16 \text{ mm}$$

Místo skutečné šířky  $b$  kotevní desky se počítá s efektivní šířkou  $b_{eff}$ . Hodnota  $x_c = 16 \text{ mm}$  je menší než předpokládaná  $x_c = 20 \text{ mm}$ . Rameno  $z$  bylo odhadnuto příliš malé. Což je bezpečný odhad a krok není třeba přepočítat.

### Krok 3 Stanovení únosnosti v tahu

#### 3.1 Porušení ocelových trnů

Výpočet návrhového zatížení při porušení trnů s hlavou na nezátížené straně:

$$N_{Rd,s} = n_a \cdot A_s \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{Mp}} = 2 \cdot 380 \cdot \frac{470}{1.5} \cdot 10^{-3} = 238.1 \text{ kN}$$

DM I  
Rov. (3.3)

kde

Charakteristická mez pevnosti

$$f_{uk} = 470 \text{ N/mm}^2$$

Charakteristická mez kluzu

$$f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$$

Počet trnů s hlavou v tahu

$$n_a = 2$$

Průřezová plocha jednoho trnu

$$A_s = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 380 \text{ mm}^2$$

Dílčí součinitel spolehlivosti

$$\gamma_{Mp} = 1.2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1.5$$

#### 3.2 Porušení vytržením

Pokud je pevnost betonu příliš nízká nebo nedostatečná velikost plochy hlavy trnu, může dojít k porušení vytržením.

$$N_{Rd,p} = n \cdot \frac{p_{uk}}{\gamma_{Mc}} \cdot A_h = n \cdot \frac{p_k \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_{s,nom}^2) = 2 \cdot \frac{12 \cdot 30}{1.5} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (35^2 - 22^2) = 279.4 \text{ kN}$$

kde

Součinitel tlaku pod hlavou trnu

$$p_k = 12 \cdot f_{ck}$$

Dílčí součinitel spolehlivosti

$$\gamma_{Mc} = 1.5$$

DM I  
Rov. (3.31)

#### 3.3 Porušení betonového kužele

Porušení prostého betonového kužele nenastává vlivem vyztužení, ale zatížení způsobující porušení musí být vypočteno tak, že únosnost prostého betonu je kombinována s únosností tržnic.

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 12.7 \cdot 165^{1.5} \cdot 30^{0.5} = 147.4 \text{ kN}$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{319\,275}{245\,025} = 1.3$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = (2 \cdot c_{cr,N})^2 = (2 \cdot (1.5 \cdot h_{ef}))^2 = (2 \cdot (1.5 \cdot 165))^2 = 245\,025 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rk,c} = 147.4 \cdot 1.3 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 191.6 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{191.6}{1.5} = 127.7 \text{ kN}$$

kde

Efektivní kotevní délka

$$h_{ef} = h_n + t_{AP} - k = 165 \text{ mm}$$



Součinitel vlivu okraje bet. prvku	$\Psi_{s,N} = 1.0$	DM I
Součinitel vlivu malé vzdál. mezi výztuží	$\Psi_{re,N} = 1.0$	Rov. (3.31)
Skutečná navržená plocha	$A_{c,N} = (2 \cdot 1.5 \cdot h_{ef}) \cdot (2 \cdot 1.5 \cdot h_{ef} + s_1) =$ $= (2 \cdot 1.5 \cdot 165) \cdot (2 \cdot 1.5 \cdot 165 + 150) = 319\,275 \text{ mm}^2$	
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma_{Mc} = 1.5$	

### 3.4 Porušení vyztuženého betonového kužele

Při vyztužení dojde k jednomu ze tří níže popsaných způsobů porušení.

### 3.5 Porušení betonu

$$N_{Rk,cs} = \Psi_{supp} \cdot N_{Rk,u,c} = 2.26 \cdot 191.6 = 433.0 \text{ kN} \quad \text{DM I} \quad \text{Kap. 3.1.2}$$

$$N_{Rd,cs} = \frac{N_{Rk,cs}}{\gamma_{Mc}} = \frac{433.0}{1.5} = 288.7 \text{ kN}$$

kde

$$\text{Součinitel uložení výztuže} \quad \Psi_{supp} = 2.5 - \frac{x}{h_{ef}} = 2.26 \quad \text{DM I}$$

Vzdálenost mezi osou trnu a trhlinou v povrchu betonu

$$x = \frac{d_{nom}}{2} + d_{s,a} + \frac{d_{s,t}}{\tan 35^\circ} = 40 \text{ mm} \quad \text{Rov. (3.7)}$$

Osová vzdálenost mezi třmínkem a tělem kotevního trnu

$$d_{s,a} = 5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2} = 9 \text{ mm} \quad \text{Rov. (3.9)}$$

Osová vzdálenost třmínku k povrchu betonu

$$d_{s,t} = \frac{d_s}{2} + 10 = 14 \text{ mm} \quad \text{Rov. (3.12)}$$

Dílčí součinitel spolehlivosti  $\gamma_{Mc} = 1.5$

### 3.6 Tečení výztuže

$$N_{Rd,re,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s,re} \cdot k_{c,de}$$

$$N_{Rd,re,1} = 174.8 + 127.7 + 0.642 \cdot -49.1 = 271.0 \text{ kN}$$

kde

Normálová síla ve třmínku

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,y} \cdot \frac{f_{s,y,k}}{\gamma_{Ms}} = n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{Ms}} = 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4}\right) \cdot \frac{500}{1.15} = 174.8 \text{ kN} \quad \text{DM I} \quad \text{Kap. 3.2.4}$$

Deformace výztuže při tečení materiálu

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 \cdot (A_{s,y} \cdot f_{s,yd})^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n \cdot n_{re})^2} = \frac{2 \cdot (174.8 \cdot 10^3)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot (2 \cdot 4)^2} = 0.642 \text{ mm} \quad \text{DM I} \quad \text{Rov. (3.47)}$$

Tuhost při přetržení výztuže

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -537 \cdot \sqrt{30 \cdot 165} \cdot 1.3 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = -49.1 \text{ kN/mm}$$

Dílčí součinitel spolehlivosti  $\gamma_{Ms} = 1.15$

### 3.7 Porušení kotvení výztuže

$$N_{Rd,re,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b,re} \cdot k_{c,de} \quad \text{DM I}$$

$$N_{Rd, re, 2} = 147.7 + 127.7 + 0.459 \cdot -49.1 = 252.8 \text{ kN}$$

Kap. 3.2.4

kde

Kotevní síla ve všech větvích třmínku

$$N_{Rd, b, re} = n \cdot n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha}$$

$$N_{Rd, b, re} = 2 \cdot 4 \cdot 120 \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{3.0}{0.49} \cdot 10^{-3}$$

$$= 147.7 \text{ kN}$$

DM I

Rov. (3.17)

Kotevní délka třmínku

$$l_1 = h_{ef} - d_p - d_{s, t} - \frac{d_{s, a}}{1.5} = 165 - 25 - 14 - \frac{9}{1.5} = 120 \text{ mm}$$

Osová vzdálenost mezi třmínkem

a tělem kotevního trnu

$$d_{s, a} = 5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2} = 5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2} = 9 \text{ mm}$$

DM I

Osová vzdálenost třmínku

k povrchu betonu

$$d_{s, t} = \frac{d_s}{2} + 10 = 14 \text{ mm}$$

Rov. (3.16)

Soudržnost

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_{Mc}} = 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{2}{1.5} = 3.0 \text{ N/mm}^2$$

DM I

Rov. (3.13)

kde  $\eta_1$  je součinitel podmínek soudržnosti,  $\eta_1 = 1.0$  pro svislé třmínky a 0.7 pro vodorovné třmínky,  $\eta_2 = 1.0$  pro průměr  $\leq 32$  mm a  $(132 - d_s)/100$  pro průměr  $\geq 32$  mm

Součinitel ohybu výztuže

$$\alpha = 0.49$$

Deformace výztuže při porušení soudržností

$$\delta_{Rd, b, re} = \frac{2 \cdot (N_{Rd, b, re})^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s, re}^4 (n \cdot n_{re})^2} = \frac{2 \cdot (147.7 \cdot 10^3)^2}{(12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot (2 \cdot 4)^2)} = 0.459 \text{ mm}$$

DM I

Rov. (3.49)

Dílní součinitel spolehlivosti

$$\gamma_{Mc} = 1.5$$

Rozhodující složkou ze tří způsobů porušení vyztuženého betonového kužele je selhání kotvení výztuže. Únosnost trnů v tahu je  $N_{Rd, u} = N_{Rd, re, 2} = 252.8 \text{ kN}$

#### Krok 4 Určení smykové únosnosti

##### 4.1 Porušení ocelového trnu

DM I

Rov.(3.21)

$$F_{V, Rd} = \frac{n_{a, v} \cdot 0.6 \cdot f_{uk} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0.6 \cdot 470 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2}{1.25} = 171.5 \text{ kN}$$

##### 4.2 Porušení vypáčením

$$V_{Rd, CP} = k_3 \cdot N_{Rd, u, cc+group} = 2 \cdot 184.9 = 369.9 \text{ kN}$$

kde

Min. hodnota při porušení betonu

$$N_{Rd+group} = \min[N_{Rd, cs}; N_{Rd, s, re}; N_{Rd, b, re}; N_{Rd, u, c, group}]$$

$$\min[288.7 \text{ kN}; 271.0 \text{ kN}; 252.8 \text{ kN}, 184.9 \text{ kN}]$$

Dílní součinitel spolehlivosti

$$\gamma_{Mc} = 1.5$$

EN1992-1-1

V souladu s technickými specifikacemi je součinitel  $k_3$  brán jako 2.0. Zatím není prokázáno zkouškou, jak může být stanovena únosnost  $V_{Rd, CP}$  s ohledem na použitou výztuž. Proto je  $N_{Rd, u, cc+hr}$  stanovena jako minimální hodnota z porušení vyztuženého

DM I

Rov.(3.20)

betonového kužele ( $N_{Rk,u,max}$ ,  $N_{Rd,u,1}$ ,  $N_{Rd,u,2}$ ) a porušení nevyztuženého betonového kužele vytržením celé skupiny trnů ( $N_{Rd,u,c}$ ).  $N_{Rd,u,c}$  je vypočítána následně

$$N_{Rk,u,c,group} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

$$N_{Rk,u,c,group} = 147.4 \cdot \frac{461175}{245025} \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 277.4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,c,group} = \frac{N_{Rk,u,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{277.4 \text{ kN}}{1.5} = 184.9 \text{ kN}$$

kde

$$N_{u,c}^0 = k_1 \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} = 12.7 \cdot 30^{0.5} \cdot 165^{1.5} \cdot 10^{-3} = 147.4 \text{ kN}$$

Efektivní kotevní délka  $h_{ef} = h_n - t_{AP} = 150 - 10 + 25 = 165 \text{ mm}$

Součinitel vlivu okraje bet. prvku  $\Psi_{s,N} = 1.0$

Součinitel vlivu malé vzdál. mezi výztuží  $\Psi_{re,N} = 1.0$

Součinitel excentrického zatížení  $\Psi_{ec,N} = 1.0$

Referenční navržená plocha  $A_{c,N}^0 = s_{crN}^2 = 495^2 = 245025 \text{ mm}^2$

Skutečná nevržená plocha  $A_{c,N} = (s_{crN} + s_2) \cdot (s_{crN} + s_1)$

$$= (495 + 220) \cdot (495 + 150)$$

$$= 461175 \text{ mm}^2$$

EN1993-1-8

čl. 3.6.1

## Krok 5 Ověření podmínek spolupůsobení

### 5.1 Spolupůsobení tahu a smyku při porušení v oceli

Zatížení trnu s hlavou ve stříhu na nezatížené straně je

$$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f = 180 - 190.1 - 20.8 = -31.0 \text{ kN}$$

Veškerá zatížení jsou přenášena první řadou trnů (trny v tahu). Nezatížené spodní trny nejsou uvažovány.

DM I

Rov.(3.54)

$$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{104.0}{238.1}\right)^2 + \left(\frac{0}{171.5}\right)^2 = 0.19 \leq 1$$

DM I

(5.16)

### 5.2 Spolupůsobení tahu a smyku při porušení v betonu

Zatížení trnu s hlavou ve stříhu na nezatížené straně je

$$V_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} - V_f}{2} = \frac{180 - 20}{2} = 80 \text{ kN}$$

DM I

(5.15)

$$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd}}\right)^{3/2} \leq 1$$

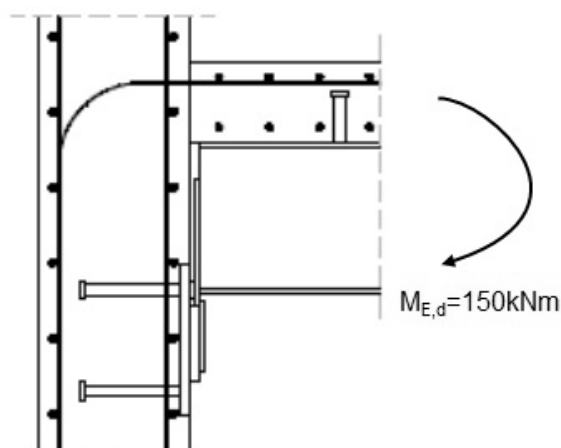
$$\left(\frac{104.0}{252.8}\right)^{3/2} + \left(\frac{80}{184.9}\right)^{3/2} = 0.57 \leq 1$$

### Poznámky

Bez přídatné výztuže by docházelo při tahovém namáhání kotevních prvků ke křehkému porušení betonu. Únosnost vyztuženého betonového kužele při porušení je téměř dvakrát tak velká než únosnost samotného nevyztuženého betonového kužele. S přídatnou výztuží se způsob porušení stává tažným s rezervní kapacitou v únosnosti.

## 9.6 Ocelobetonový ohybově tuhý styčník

Navrhovaný ocelobetonový styčník je ukázán na obr. 9.27. Styčník přenáší ohybový moment  $M_{Ed} = 150 \text{ kNm}$  a posouvající sílu ze spřaženého ocelobetonového nosníku ze za tepla válcovaného nosníku IPE 300 a ocelobetonové desky tloušťky 160 mm a šířky 700 mm do železobetonové stěny tloušťky 300 mm a šířky 1 450 mm. Nosník je spřažen s betonovou deskou trny s hlavou na plné spolupůsobení. Spřažený nosník je zvláště vhodný při namáhání kladným ohybovým momentem, kdy deska působí v tlaku ocelový nosník v tahu. Tabulky 9.1 a 9.2 shrnují geometrii styčníku.



Obr. 9.27: Geometrie styčníku

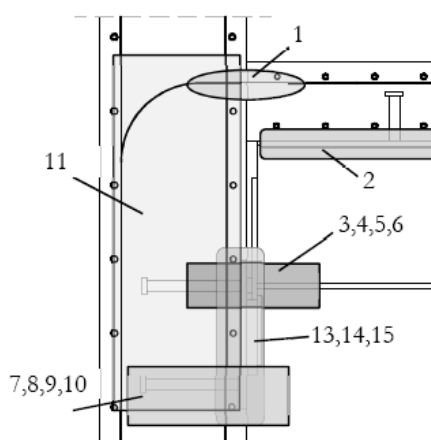
Tab. 9.1 Geometrie styčníku

Geometrie			
<b>Betonová stěna</b>		<b>Ocelobetonová deska</b>	
t [mm]	300	t [mm]	160
b [mm]	1450	b [mm]	700
h [mm]	1600	l [mm]	1550
<b>Výztuž</b>		<b>Výztuž</b>	
$\Phi_v$ [mm]	12	$\Phi_l$ [mm]	16
$n_v$	15	$n_l$	6
$s_v$ [mm]	150	$s_l$ [mm]	120
$\Phi_h$ [mm]	12	$\Phi_t$ [mm]	10
$n_h$	21	nt	14
$s_h$ [mm]	150	$s_t$ [mm]	100
		$c_{tens, bars}$ [mm]	30
		$r_{hook}$ [mm]	160
<b>Konzola 1</b>		<b>Konzola 2</b>	
t [mm]	20	t [mm]	10
b [mm]	200	b [mm]	170
h [mm]	150	h [mm]	140
<b>Spřahovací trny</b>		<b>Ocelový nosník IPE 300</b>	
d [mm]	22	h [mm]	300
$h_{cs}$ [mm]	100	b [mm]	150
$N_f$	9	$t_f$ [mm]	10.7
s [mm]	140	$t_w$ [mm]	7.1
a [mm]	270	As [mm <sup>2</sup> ]	5381
$h_c$ [mm]	90		
		<b>Kotevní trny</b>	
		d [mm]	22
		$d_n$ [mm]	35
		$l_a$ [mm]	200
		$h_{ef}$ [mm]	215
		$n_v$	2
		$e_1$ [mm]	50
		$p_1$ [mm]	200
		$n_h$	2
		$e_2$ [mm]	50
		$p_2$ [mm]	200
		<b>Kotevní deska</b>	
		$t_{ap}$ [mm]	15
		$b_{ap}$ [mm]	300
		$l_{ap}$ [mm]	300
		<b>Kontaktní deska</b>	
		t [mm]	10
		$b_{cp}$ [mm]	200
		$l_{cp}$ [mm]	30
		$e_{1, cp}$ [mm]	35
		$e_{b, cp}$ [mm]	235
		$b_{ap}$ [mm]	300

Tab. 9.2 Materiálové vlastnosti

<b>Betonová stěna</b>		<b>Betonová deska</b>		<b>Výztuž stěny</b>	
$f_{ck,cube}$ [MPa]	50	$f_{ck,cube}$ [MPa]	37	$f_{syk}$ [MPa]	500
$f_{ck,cyl}$ [MPa]	40	$f_{ck,cyl}$ [MPa]	30	$f_u$ [MPa]	650
$E$ [GPa]	36	$E$ [GPa]	33		
$f_{ctm}$ [MPa]	3.51	$f_{ctm}$ [MPa]	2.87		
<b>Výztuž desky</b>		<b>Ocelové desky</b>		<b>Kotevní trny</b>	
$f_{syk}$ [MPa]	400	$f_{syk}$ [MPa]	440	$f_{syk}$ [MPa]	440
$f_u$ [MPa]	540	$f_u$ [MPa]	550	$f_u$ [MPa]	550
$\epsilon_{sry}$ [‰]	2	<b>Ocelový profil</b>		<b>Spřáhovací trny</b>	
$\epsilon_{sru}$	75	$f_{syk}$ [MPa]	355	$f_{syk}$ [MPa]	440
		$f_u$ [MPa]	540	$f_u$ [MPa]	550

Návrhová hodnota modulu pružnosti výztuže  $E_s$  se dále uvažuje 200 GPa.



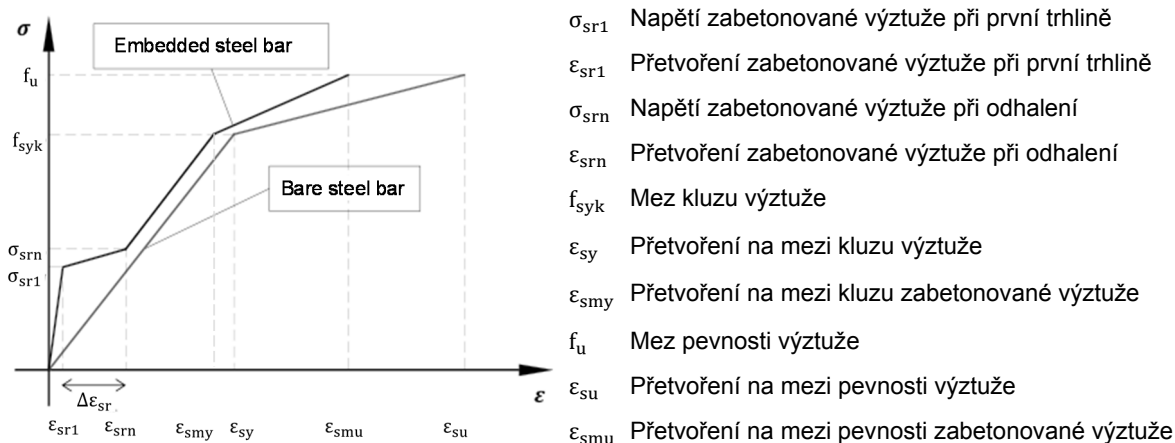
Obr. 9.28 Rozdělení stýčnicku na komponenty

Chování stýčnicku lze popsat pomocí následujících komponent, viz obr. 9.28:

- komponenta 1 - podélná ocelová výztuž v ŽB desce,
- komponenta 2 - prokluz spřaženého nosníku,
- komponenta 3 - stojina a pásnice nosníku,
- komponenta 4 - ocelová kontaktní deska,
- komponenty 5 až 10 a 13 až 15 – komponenty v betonové části stýčnicku,
- komponenta 11- stěna ve smyku.

#### Krok 1 Komponenta podélná výztuž v tahu

Podélná ocelová výztuž je komponenta, která přenáší tahové síly z nosníku do betonové stěny. Chování bylo popsáno na základě experimentů, viz (Kuhlmann a kol., 2012). Chování podélné ocelové výztuže v tahu podle ECCS publikace č. 109 (1999) je znázorněno na obr. 9.29.



Obr. 9.29 Graf závislosti napětí na přetvoření pro výztuž v tahu

Únosnost komponenty lze stanovit jako

$$F_{s,r} = A_{s,r} f_{yr}$$

Pro různou kvalitu betonu stěny a desky lze vyhodnocovat grafy závislosti napětí na přetvoření obou prvků odděleně. Trhliny se v betonu tvoří, když je dosaženo střední pevnosti betonu v tahu  $f_{ctm}$ . Napětí ve výztuži při vzniku prvních trhlin  $\sigma_{sr1}$  se stanoví jako

$$\sigma_{sr1,d,SLAB} = \frac{\sigma_{sr1,SLAB}}{\gamma_{Ms}} = \frac{f_{ctm,SLAB} \cdot k_c}{\gamma_{Ms} \cdot \rho} \left[ 1 + \rho \frac{E_s}{E_c} \right] = \frac{2.87 \cdot 0.39}{1.15 \cdot 0.010} [1 + 0.010 \cdot 6.06] = 97.1 \text{ Nmm}^{-2}$$

ECCS  
(1999)

$$\sigma_{sr1,d,WALL} = \frac{\sigma_{sr1,WALL}}{\gamma_{Ms}} = \frac{f_{ctm,WALL} \cdot k_c}{\gamma_{Ms} \cdot \rho} \left[ 1 + \rho \frac{E_s}{E_c} \right] = \frac{3.51 \cdot 0.39}{1.15 \cdot 0.010} [1 + 0.010 \cdot 6.06] = 118.7 \text{ Nmm}^{-2}$$

kde  $f_{ctm}$  je pevnost betonu v tahu;  $E_s$  a  $E_c$  moduly pružnosti výztuže a betonu;  $k_c$  součinitel, který využívá vlastností průřezu ocelového nosníku a  $\rho$  poměr mezi plochou ocelové výztuže a plochou betonové desky. Hodnoty lze vyjádřit jako

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_{slab}}{2 \cdot z_0}} = \frac{1}{1 + \frac{160}{2 \cdot 51.8}} = 0.39$$

$$\rho = \frac{A_{s,r}}{A_{c,slab}} = \frac{n_1 \cdot \pi \cdot \Phi_1^2 / 4}{b_{eff,slab} \cdot t_{slab}} = \frac{1206.4}{700 \cdot 160} = 0.010$$

ECCS  
(1999)

kde  $A_{c,slab}$  je efektivní plocha betonové desky;  $A_{s,r}$  plocha podélné výztuže v efektivní šířce betonové desky, zde je šířka desky shodná s efektivní šířkou;  $t_{slab}$  tloušťka betonové desky a  $z_0$  svislá vzdálenost mezi těžištěm betonové desky bez trhlin a spřaženého nosníku bez výztuže a trhlin, pro poměr modulů pružnosti pro krátkodobé účinky,  $E_s/E_c$ .

EB-FIB  
Model  
Code  
(1990)

$$z_0 = x_{c,h} - \frac{t_{slab}}{2} = \left[ \frac{b_{eff} \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot t_{slab} \cdot \frac{t_{slab}}{2} + \left( t_{slab} + \frac{h_{IPE300}}{2} \right) \cdot A_{IPE300}}{b_{eff} \cdot t_{slab} \cdot \frac{E_c}{E_s} + A_{IPE300}} \right] - \frac{t_{slab}}{2} = 51.8 \text{ mm}$$

kde  $x_{c,h}$  je velikost komponenty betonového desky v tlaku.

Podle CEB-FIB Model Code (1990) lze napětí  $\sigma_{srn,d}$  a přírůstek přetvoření výztuže  $\Delta\epsilon_{sr}$  stanovit jako

$$\Delta \varepsilon_{sr,SL} = \frac{f_{ctm,SL} \cdot k_c}{\gamma_S \cdot E_s \cdot \rho} = 0.00045$$

$$\Delta \varepsilon_{sr,WA} = \frac{f_{ctm,WA} \cdot k_c}{\gamma_S \cdot E_s \cdot \rho} = 0.00056$$

ECCS  
(1999)

$$\varepsilon_{sr1,SL} = \frac{\sigma_{sr1,d,SL}}{E_s} - \Delta \varepsilon_{sr,SL} = 3.0 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{sr1,WA} = \frac{\sigma_{sr1,d,WA}}{E_s} - \Delta \varepsilon_{sr,WA} = 3.6 \cdot 10^{-5}$$

$$\sigma_{srn,d,SL} = 1.3 \cdot \sigma_{sr1,d,SL} = 126.2 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\sigma_{srn,d,WA} = 1.3 \cdot \sigma_{sr1,d,WA} = 154.3 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\varepsilon_{srn,SL} = \varepsilon_{sr1,SL} + \Delta \varepsilon_{sr,SL} = 4.9 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{srn,WA} = \varepsilon_{sr1,WA} + \Delta \varepsilon_{sr,WA} = 5.9 \cdot 10^{-4}$$

Mez pevnosti a poměrné příslušné přetvoření  $f_{syk}$  a  $\varepsilon_{smy}$  jsou

$$f_{syk,d} = \frac{f_{syk}}{\gamma_S} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\varepsilon_{smy,SL} = \frac{f_{syk,d} - \sigma_{srn,d,SL}}{E_s} + \varepsilon_{sr1,SL} + \Delta \varepsilon_{sr,SL} = 1.6 \cdot 10^{-3}$$

ECCS  
(1999)

$$\varepsilon_{smy,WA} = \frac{f_{syk,d} - \sigma_{srn,d,WA}}{E_s} + \varepsilon_{sr1,WA} + \Delta \varepsilon_{sr,WA} = 1.6 \cdot 10^{-3}$$

Přetvoření na mezi pevnosti  $\varepsilon_{srmu}$  se stanoví pro tahové napětí ve výztuži. Součinitel  $\beta_t = 0.4$  zohledňuje krátkodobé zatížení. Pro vysoce tažnou výztuž se  $\delta$  uvažuje jako 0.8.

CEB-FIB  
Model  
Code  
(1990)

$$\varepsilon_{smu,SL} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr,SL} + \delta \left( 1 - \frac{\sigma_{sr1,d,SL}}{f_{syk,d}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) = 4.4 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{smu,WA} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr,WA} + \delta \left( 1 - \frac{\sigma_{sr1,d,WA}}{f_{syk,d}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) = 4.0 \cdot 10^{-2}$$

kde  $f_{syk,d}$  je mez kluzu ocelové výztuže,  $\varepsilon_{sy}$  přetvoření na mezi kluzu a  $\varepsilon_{su}$  přetvoření na mezi pevnosti ocelové výztuže.

Pro konstantní plochu výztuže lze graf závislosti síly na deformaci odvodit z grafu závislosti napětí na přetvoření

$$\Delta = \varepsilon \cdot l$$

Délku výztuže ve stěně  $l$  lze uvažovat jako součet délek  $L_t$  (v desce) a  $h_c$  (ve stěně). Při stanovení deformační kapacity se uvažuje délka výztuže vyšší hodnotou jako

$$\rho < 0.8 \% \quad \Delta_{sru} = 2 L_t \varepsilon_{srmu}$$

$$\rho \geq 0.8 \% \text{ a } a \leq L_t \quad \Delta_{sru} = (h_c + L_t) \varepsilon_{srmu}$$

$$\rho \geq 0.8 \% \text{ a } a > L_t \quad \Delta_{sru} = (h_c + L_t) \varepsilon_{srmu} + (a - L_t) \varepsilon_{srmu}$$

kde je

$$L_t = \frac{k_c \cdot f_{ctm} \cdot \Phi}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho} = \frac{0.39 \cdot 2.87 \cdot 16}{4 \cdot 5.16 \cdot 0.01} = 81 \text{ mm}$$

kde  $L_t$  je délka výztuže od stěny k první oblasti trhlin v blízkosti styčnicku,  $a$  vzdálenost prvního spřahovacího trnu k přípoji,  $h_c$  délka výztuže až k začátku ohybu,  $\tau_{sm}$  průměrné napětí ve spoji, jako

$$\tau_{sm} = 1.8 \cdot f_{ctm}$$

Síly lze uvažovat pro nejmenší tažnost v desce a stěně. Tab. 9.3 shrnuje výsledky pro grafy závislosti napětí na přetvoření a síly na deformaci.

Tab. 9.3 Závislost síly na deformaci pro podélnou výztuž v tahu

$\sigma_{SL}$ [MPa]	$\varepsilon_{SL}$ [-]	$\sigma_{WA}$ [MPa]	$\varepsilon_{WA}$ [-]	F [kN]	$\Delta_r$ [mm]
97.1	$3.0 \cdot 10^{-5}$	118.7	$3.6 \cdot 10^{-5}$	117.1	0.0
126.2	$4.9 \cdot 10^{-4}$	154.3	$5.9 \cdot 10^{-4}$	152.3	0.1
347.8	$1.6 \cdot 10^{-3}$	347.8	$1.6 \cdot 10^{-3}$	419.6	0.3
469.5	$4.4 \cdot 10^{-2}$	469.5	$4.0 \cdot 10^{-2}$	566.5	5.7

### Krok 2 Komponenta prokluz v ocelobetonovém nosníku

Prokluz spřaženého ocelobetonového nosníku neovlivní únosnost styčnicku přímo. Úroveň spolupůsobení betonové desky a ocelového nosníku definuje únosnost ocelové výztuže. V EN 1994-1-1:2010 není komponenta prokluz spřaženého ocelobetonového nosníku hodnocena z hlediska únosnosti styčnicku, ale při stanovení tuhosti a rotační kapacity styčnicku. Tuhost podélné výztuže závisí na součiniteli  $k_{slip}$ , viz kap. 3.7.

Spřažení se předpokládá poddajné, které umožňuje redistribuci zatížení ve spřaženém nosníku. Podle (Aribert, 1995) lze únosnost s vlivem prokluzu

$$F_{slip} = N \cdot P_{RK}$$

kde N je počet spřahovacích trnů a  $P_{RK}$  charakteristická únosnost jednoho spřahovacího trnu, která se stanoví podle EN1994-1-1:2010 jako

$$P_{RK} = \min\left(\frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{\gamma_{MV} \cdot 4}; \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_{MV}}\right)$$

kde je

$$3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad \alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right)$$

$$\frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad \alpha = 1$$

a kde  $f_u$  je mez pevnosti ocelových spřahovacích trnů; d průměr spřahovacího prvku;  $f_{ck}$  charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku;  $E_{cm}$  pružný sečnový modul betonu;  $h_{sc}$  celková výška spřahovacího trnu se zahrnutím hlavy trnu;  $\gamma_V$  dílčí součinitel spolehlivosti trnu s hlavou ve smyku.

$$P_{RK} = \min\left(\frac{0.8 \cdot 540 \cdot \pi \cdot 22^2}{1.25 \cdot 4}; \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{30 \cdot 33}}{1.25}\right) = \min(486.5; 111.0) = 111.0 \text{ kN}$$

$$F_{slip} = 9 \cdot 111.0 = 999.0 \text{ kN}$$

Za předpokladu rovnoměrného rozložení smykového zatížení po nosníku, se předpokládá stejnoměrné rozdělení namáhání spřahovacích trnů. Tuhost komponenty se získá pro daný počet spřahovacích trnů z tuhosti jedné řady trnů

$$k_{slip} = N \cdot k_{sc} = 900 \text{ kN/mm}$$

kde se tuhost jednoho spřahovacího prvku uvažuje  $k_{sc} = 100 \text{ kN/mm}$ , viz čl. A. 3(4) v EN 1994-1-1:2010.

### Krok 3 Komponenta stojiny a pásnice ocelového nosníku v tlaku

Podle EN1993-1-8: 2006 lze únosnost stojiny a pásnice ocelového nosníku stanovit jako



$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{syk}}{\gamma_{M0}} = \frac{628\,400 \cdot 355}{1.0} = 223.0 \text{ kN}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{223\,000}{(300 - 10.7)} = 771.1 \text{ kN}$$

Tuhost komponenty lze zanedbat.

#### Krok 4 Komponenta kontaktní plech v tlaku

Podle EN1994-1-1:2010 lze desku v porovnání s ostatními prvky styčnicku považovat za nekonečně tuhou.

$$F_{cp} = f_{y,cp} A_{eff,cp} = 440 \cdot 200 \cdot 30 = 2\,640 \text{ kN}$$

Tuhost se v porovnání s ostatními prvky styčnicku uvažuje za nekonečnou.

#### Krok 5 Komponenta náhradní T průřez v tlaku

Podle EN1993-1-8:2006 lze účinnou šířku  $c$  pro pevnosti betonu ve styčnicku  $f_j$  vypočítat

$$c = t_{ap} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \qquad f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rd,u}}{b_{eff} l_{eff}} = \frac{\beta_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j f_{cd} k_j$$

kde  $\beta_j$  je součinitel styčnicku,  $F_{Rd,u}$  návrhová síla na mezi únosnosti. Při předpokládaném rovnoměrném rozdělení napětí pod ekvivalentní tuhou deskou rovnající se pevnosti betonu je návrhová únosnost v tlaku náhradního T-průřezu

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$$

kde  $b_{eff}$  a  $l_{eff}$  jsou efektivní šířka a délka pásnice náhradního T průřezu

$$A_{eff} = \min(2c + b_{cp}; b_{ap}) \cdot (c + l_{cp} + \min(c; e_{1,cp})) = 69.4 \cdot 239.4 = 16625.9 \text{ mm}^2$$

a  $f_{jd}$  je návrhová pevnost betonu v přípoji.

Vychází  $c = 19.7 \text{ mm}$ ;  $f_{jd} = 84.9 \text{ MPa}$ ;  $l_{eff} = 69.4 \text{ mm}$ ;  $b_{eff} = 239.4 \text{ mm}$ ;  $F_c = 1411.0 \text{ kN}$

Počáteční tuhost lze stanovit jako

$$S_{ini,j} = \frac{E_c \sqrt{A_{eff}}}{1.275}$$

kde  $c = 1.25 \cdot t_{ap}$  a  $b_{eff}$  a  $l_{eff}$  se stanoví pro

$$A_{eff} = \min(2.5 t_{ap} + b_{cp}; b_{ap}) \cdot (1.25 t_{ap} + l_{cp} + \min(1.25 t_{ap}, e_{1,cp})) = 67.5 \cdot 237.5 = 16\,031 \text{ mm}^2$$

pak  $c = 18.7 \text{ mm}$ ;  $l_{eff} = 67.5 \text{ mm}$ ;  $b_{eff} = 237.5 \text{ mm}$  a počáteční tuhosti náhradního T průřezu v tlaku  $S_{ini,j} = 3\,575.0 \text{ kN/mm}$

#### Krok 6 Betonová část

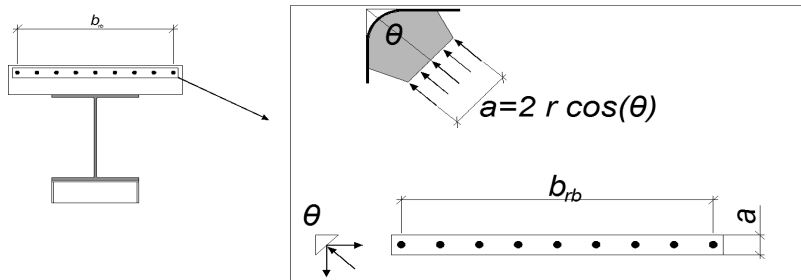
V navrhovaném modelu se stanoví

- únosnost panelu betonu ve smyku, viz tab. 3.2.
- deformace panelu betonu ve smyku vychází z nelineárního chování betonu v tlaku, viz (Henriques, 2013).

O únosnosti rozhoduje pevnost betonu v rozích diagonály. Pevnost, viz tab. 3.2, a geometrie určuje únosnost.

### 6a) Část N1

Geometrie je definována poloměrem podélné výztuže ve směru ohybu a úhlem  $\theta$  tlačené diagonály, rozměry viz obr. 9.30. V kolmém směru, tj. podél stěny, je únosnost nadhodnocena, protože se předpokládá, že napětí jsou podél  $b_{rb}$  konstantní, ale ve skutečnosti je nerovnoměrné.



Obr. 9.30 Definice šířky v části N1

Podle Henriques (2013) se efektivní šířka výztuže  $b_{eff,rb}$  vypočte jako funkce průměru výztuže  $d_{rb}$ , vzdálenosti prutů výztuže  $s_{rb}$  a úhlu tlačené betonové diagonály  $\theta$  jako

$$s_{rb} \geq 80 \text{ mm} \quad b_{eff,rb} = n \cdot 2.62 \cdot d_{rb}^{0.96} \cdot (\cos \theta)^{-1.05}$$

$$s_{rb} < 80 \text{ mm} \quad b_{eff,rb} = n \cdot 2.62 \cdot d_{rb}^{0.96} \cdot (\cos \theta)^{-1.05} \cdot \left(\frac{s_{rb}}{80}\right)^{0.61}$$

Pro  $s_{rb} > 80 \text{ mm}$

$$\theta = \arctan\left(\frac{z}{b}\right) = \arctan\left(\frac{406.65}{300 - \frac{16}{2} - \frac{10}{2} - 30 \cdot 2}\right) = 1.06 \text{ rad}$$

$$a = 2 \cdot r_{hook} \cdot \cos(\theta) = 2 \cdot 160 \cdot \cos(1.06) = 155.97 \text{ mm}$$

$$b_{eff,rb} = 6 \cdot 2.62 \cdot d_{rb}^{0.96} \cdot (\cos \theta)^{-1.05} = 478.054 \text{ mm}$$

Průřezová plocha tlačené diagonály v betonu v části N1 se stanoví jako

$$A_{N1} = b_{eff,rb} \cdot 2 \cdot r \cdot \cos \theta$$

Únosnost je dána jako

$$F_{r,N1} = A_{N1} \cdot 0.75 \cdot v \cdot f_{cd} = 1\,252.7 \text{ kN}$$

$$v = 1 - \frac{f_{ck,cyl}}{250} = 0.84$$

Henriques  
(2013)

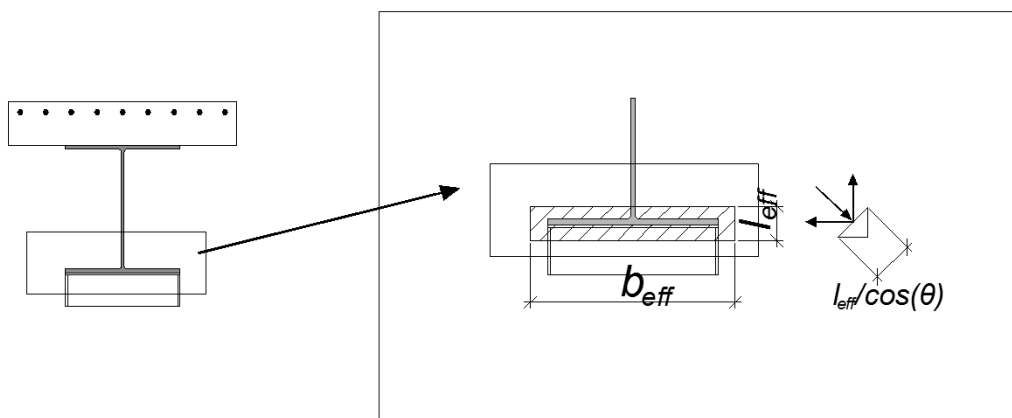
### 6b) Část N2

Na konci tlačené diagonály rozhoduje o únosnosti průmět ekvivalentní tuhé desky, která představuje kotevní desku vystavenou tlaku ve směru betonové diagonály, viz obr. 9.31. Průřezová plocha tlačené diagonály v betonu v části N2 se stanoví z

$$A_{N2} = \frac{l_{eff}}{\cos \theta} \cdot b_{eff} = 35\,041.3 \text{ mm}^2$$

kde  $l_{eff}$  a  $b_{eff}$  jsou rozměry ekvivalentní tuhé desky stanovené v závislosti na efektivním náhradním T průřezu v tlaku. Z pevnosti betonu a rozměrů se získá únosnost

$$F_{r,N2} = A_{N2} \cdot 3 \cdot v \cdot f_{cd} = 2\,354 \text{ kN}$$



Obr. 9.31 Definice šířky v části N2

6c) Popis chování betonové části

Z únosnosti částí N1 a N2 se stanoví únosnost styčníku. Návrhová únosnost ve vodorovném směru je

$$F_{C-T,JL} = F_{r,N1} \cdot \cos \theta = 610.6 \text{ kN}$$

Podle (Henriques 2013) je deformace spojitého styčníku dána vztahem

$$\Delta_{JL} = (6.48 \cdot 10^{-8} \cdot F_{C-T,JL}^2 + 7.47 \cdot 10^{-5} \cdot F_{C-T,JL}) \cdot \cos \theta$$

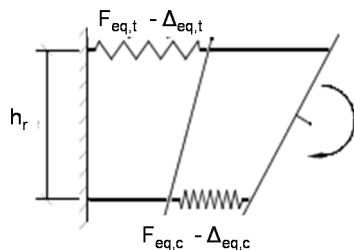
Pro deset zatěžovacím krokům je vytvořena tab. 9.4, která popisuje průběh křivky grafu síla-protahení.

Tab. 9.4 Síla-protahení pro spojitý styčník

$F_h$ [kN]	$\Delta_h$ [mm]
0.0	0.00
61.1	0.00
122.1	0.00
183.2	0.01
244.2	0.01
305.3	0.01
366.3	0.02
427.4	0.02
488.5	0.03
549.5	0.03
610.6	0.03

Krok 7 Složení chování

Zjednodušený mechanický model na obr. 9.32 se skládá ze dvou řad pružin, jedna řada reprezentuje komponenty v tahu a druhá pro komponenty v tlaku. Tažené a tlačené komponenty jsou složeny do jedné ekvivalentní pružiny pro každou řadu.



Obr. 9.32: Zjednodušený model styčnicku se sestavenými komponentami v řadě

Na úrovni sil na mezi únosnosti  $F_{eq,t}$  a  $F_{eq,c}$ , budou deformace  $\Delta_{eq,t}$  a  $\Delta_{eq,c}$ , následovně

$$F_{eq} = \min(F_i \text{ až } F_n)$$

$$\Delta_{eq} = \sum_{i=1}^N \Delta_i$$

kde index od  $i$  do  $n$  představuje jednotlivé komponenty, buď v tahu, nebo tlaku, v závislosti na posuzované řadě.

Předpokládá se, že rameno vnitřních sil  $h_r$  je vzdálenost mezi těžištěm podélné ocelové výztuže a středem spodní pásnice ocelového nosníku. Pro ohybový moment a odpovídající natočení platí

$$M_j = \min(F_{eq,T}; F_{eq,C}; F_{JL}) \cdot h_r \qquad \Phi_j = \frac{\Delta_{eq,T} + \Delta_{eq,C} + \Delta_{JL}}{h_r}$$

a

$F_{t,max} =$	566.5 kN	podélná výztuž
$F_{c,max} =$	610.6 kN	spojitý styčník
$F_{eq} =$	566.5 kN	
$h_r =$	406.65 mm	
$M_j =$	230.36 kNm	

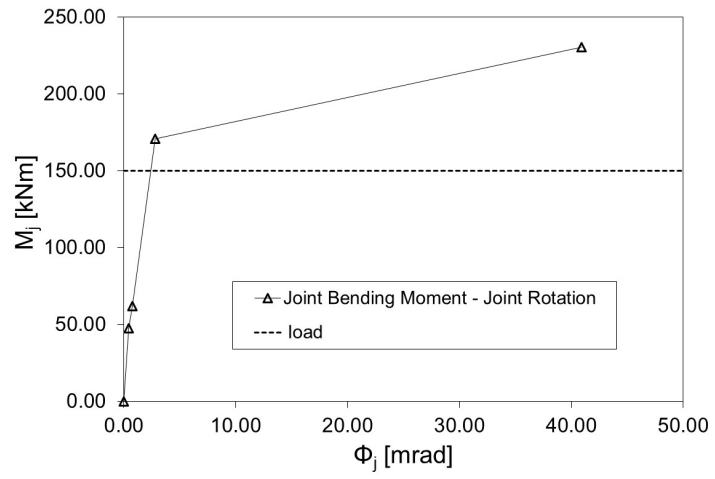
Tab. 9.5 shrnuje výsledky pro graf moment-natočení, kde  $\Delta_r$  je protažení podélné ocelové výztuže,  $\Delta_{slip}$  se vztahuje k prokluzu spřaženého nosníku skrze součinitel  $k_{slip}$ ,  $\Delta_{T-stub}$  deformace náhradního T průřezu v tlaku a  $\Delta_{JL}$  deformace spojitého styčnicku.

Tab. 9.5 Přehled výsledků

F [kN]	$\Delta_r$ [mm]	$\Delta_{slip}$ [mm]	$\Delta_{T-stub}$ [mm]	$\Delta_{JL}$ [mm]	$\Delta_r$ [mm]	$\Phi$ [mrad]	$M_j$ [kNm]
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
117.1	0.01	0.13	0.03	0.00	0.17	0.40	47.64
152.3	0.09	0.17	0.04	0.01	0.30	0.73	61.93
419.6	0.27	0.47	0.12	0.02	0.88	2.06	170.63
566.5	5.68	0.63	0.16	0.03	6.36	15.53	230.36

### Poznámky

Výsledné chování je ukázáno na obr. 9.33. Styčník přeneše navrhované vnitřní síly.

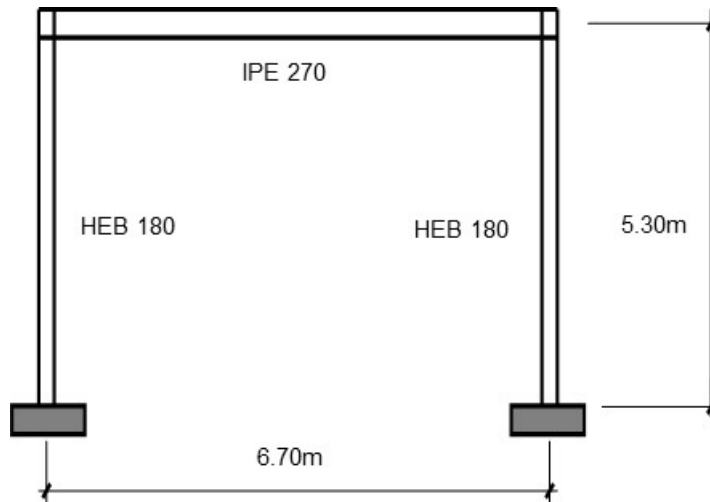


Obr. 9.33 Závislosť natočení  $\Phi_j$  na ohybovém momente  $M_j$  ve styčnÍku

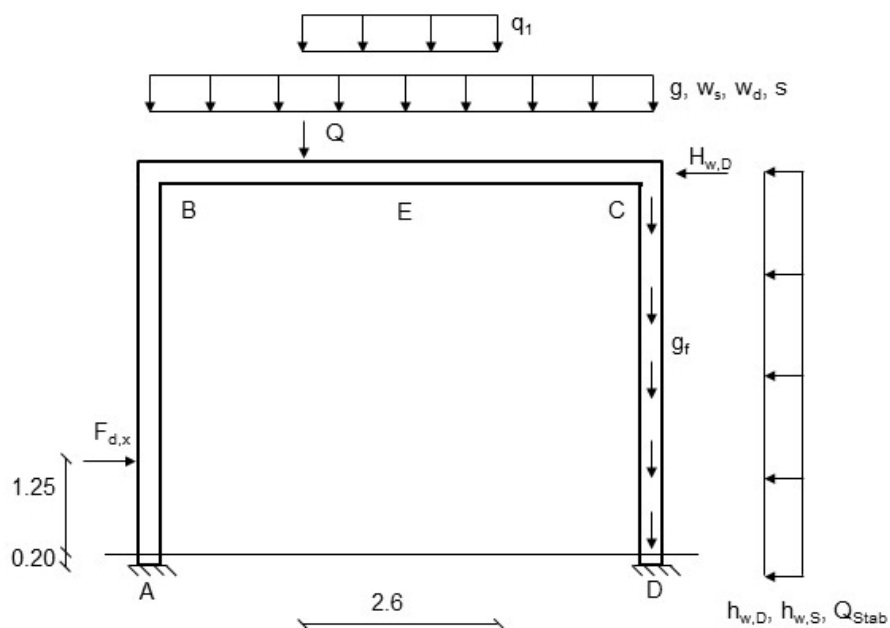
## 9.7 Jednopodlažní prutová konstrukce

Příklad řeší návrh prutové konstrukce se sloupy průřezu HEB 180 a příčlí průřezu IPE 270, viz obr. 9.33. Tuhost přípojů a patních desek se uvažuje podle návrhu. Kvalita oceli je S235JR,  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  a profily jsou průřezu 1. třídy. Součinitele spolehlivosti se uvažují jako  $\gamma_{M0} = 1.0$ ;  $\gamma_{M1} = 1.1$  a  $\gamma_{M2} = 1.25$ .

Na obr. 9.34 je znázorněno rozmístění zatížení a tab. 9.2 shrnuje hodnoty zatížení, zatímco kombinace zatěžovacích stavů jsou uvedeny v tab. 9.3.



Obr. 9.33 Navržený portálový rám



Obr. 9.34 Působící zatížení

Tab. 9.2 Aplikované zatížení

<p><u>Vlastní tíha + stálé zatížení</u>  <math>g_F = 0.5 \cdot 5.3 \approx 2.7 \text{ kN/m}</math>  <math>g = 4.8 \text{ kN/m}</math>  <math>s = 5.0 \text{ kN/m}</math>  <math>q_1 = 3.0 \text{ kN/m}</math>. <math>b = 2.6 \text{ m}</math> (vybavení)  <math>Q_1 = 9.8 \text{ kN}</math>  <math>w_D = 0.8 \text{ kN/m}</math>  <math>w_S = -3.9 \text{ kN/m}</math></p> <p>Imperfekce <math>r_2 = 0.85</math>, <math>n = 2</math></p>	<p><u>Vítr</u>  <math>h_{w,D} = 0.8 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 2.7 \text{ kN/m}</math>  <math>H_{w,D} = 0.4 \cdot 0.8 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 1.1 \text{ kN}</math>  <math>h_{w,S} = 0.5 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 1.7 \text{ kN/m}</math></p> <p><u>Zatížení nárazem</u> (EN1991-1-7:2006)  <math>F_{d,x} = 100 \text{ kN}</math> (<math>h=1.45 \text{ m}</math>)</p> <p><math>\max Q_{\text{Stab}} \approx (48+58) \cdot 0.85/200 &lt; 0.5 \text{ kN}</math>          (přidané u zatížení větrem)</p>
--	---

Tab. 9.3 Kombinace zatížení

LC 1	$(g+g_f) \cdot 1.35$
LC 2	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5$
LC 3	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 4	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 + (w+w_D) \cdot 1.5 \cdot 0.6 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 5	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 \cdot 0.5 + (w+w_D) \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 6	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 - (w+w_D) \cdot 1.5 \cdot 0.6 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 7	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 \cdot 0.5 - (w+w_D) \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 8	$(g+g_f) \cdot 1.0 + (w+w_S) \cdot 1.5$
LC 9	$(g+g_f) \cdot 1.0 + q_1 \cdot 1.0 + \text{nákladní automobil} + s \cdot 0.2$ (mimořádná kombinace – zatížení nárazem)

Hlavní kroky pro ověření ocelového portálového rámu jsou následující:

- Krok 1 Globální analýza ocelové konstrukce s tuhým uložením sloupů na patce. Stanovení vnitřních sil a momentů a odpovídajících posunutí v rámci zatěžovacích stavů.
- Krok 2 Ověření jednotlivých prvků.
- Krok 3 Ověření styčnicku sloup příčel z hlediska tuhosti a únosnosti.
- Krok 4 Ověření styčnicku sloupu k základu se zohledněním zatížením nárazem.
- Krok 5 Aktualizace vnitřních sil a momentů konstrukce s ohledem na dodržení omezení efektivními tuhostmi.

### Krok 1 Globální analýza

Z výpočtu 1. řádem elastickou analýzou se získají obálky vnitřních sil vzhledem ke svislému a vodorovnému zatížení, obr. 9.35 až 9.37. Obr. 9.38 zobrazuje posun konstrukce ve směru osy x od zatížení větrem. Pro každou kombinaci je nutné ověřit, zda by měly být zohledněny účinky 2. řádu při analýze konstrukce, podle následujícího zjednodušeného výrazu pro typ rovinných rámu příčel-sloup.

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

EN 1993-1-1  
 čl. 5.2.1

kde:

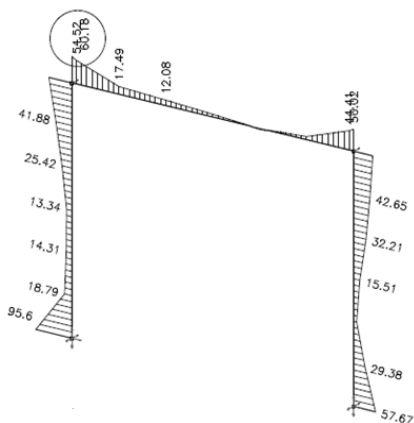
$H_{Ed}$  je celková vodorovná reakce v úrovni horní části podlaží

$V_{Ed}$  je celková svislá reakce ve spodní části podlaží

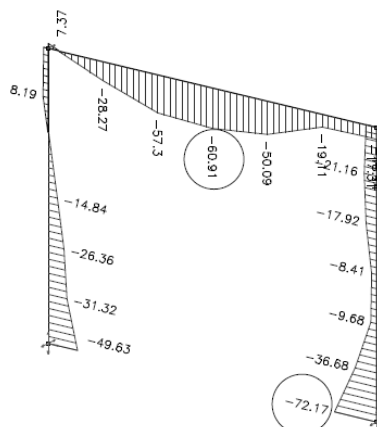
$\delta_{H,Ed}$  je relativní vodorovné posunutí v úrovni horní části podlaží

$h_i$  je výška podlaží

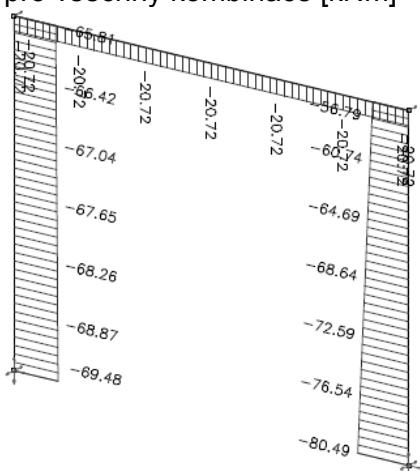
V tomto případě  $\alpha_{cr}$  je vždy větší než 10 a tak analýza 1. řádem je dostačující.



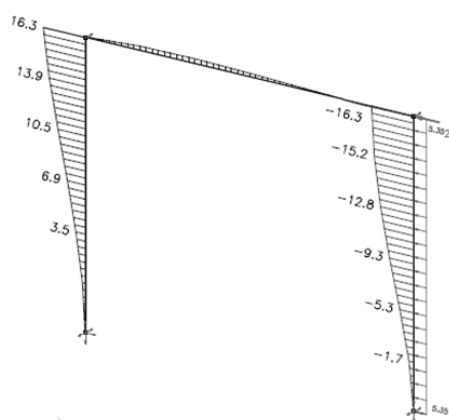
Obr. 9.35 Maximální ohybové momenty pro všechny kombinace [kNm]



Obr. 9.36 Minimální ohybové momenty pro všechny kombinace [kNm]



Obr. 9.37 Minimální normálová síla pro všechny kombinace [kN]



Obr. 9.38 Deformace konstrukce od větru ve směru osy x [mm]

Maximální deformace od proměnného zatížení je 17 mm v úrovni příčle.

### Krok 2 Ověření prvků

Návrh je ověřen výpočtem s podporou software EC3 Ocelové konstrukce – kalkulačka pro iPhone.

Sloup HEB 180 se ověří jako

Působící síly z LC 6	Únosnost rozhodujícího průřezu	Vzpěrná únosnost a klopení	Ověření
$N_{\min,d} = -80 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = -1533 \text{ kN}$	$N_{b,y,Rd} = -1394 \text{ kN}$	$\varepsilon (N+My+V) \leq 1$ <b>0.477</b>
$M_{Ay,d} = 51 \text{ kNm}$	$M_{yAy,c,Rd} = 113.1 \text{ kNm}$	$N_{b,z,Rd} = 581 \text{ kN}$	$\varepsilon (M_b + N_{by} (6.61)) \leq 1$
$M_{B'y,d} = 45 \text{ kNm}$	$V_{c,Rd} = 274 \text{ kN}$	$M_{b,Rd} = 102.8 \text{ kNm}$	<b>0.265</b>

Příčel IPE 270 se ověří jako

Působící síly z LC 4	Únosnost rozhodujícího průřezu	Klopení	Ověření
$N_{\min,d} = -19 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = 1079.7 \text{ kN}$		$\varepsilon (N+My+V) \leq 1$ <b>0.536</b>
$M_{Ey,d} = 61 \text{ kNm}$	$M_{y,c,Rd} = 113.7 \text{ kNm}$	$M_{b,Rd} = 103,4 \text{ kNm}$	$\varepsilon (M_b) + N_{by} (6,61)) \leq 1$
$M_{B'y,d} = -51 \text{ kNm}$	$V_{c,Rd} = 300.4 \text{ kN}$		<b>0.265</b>



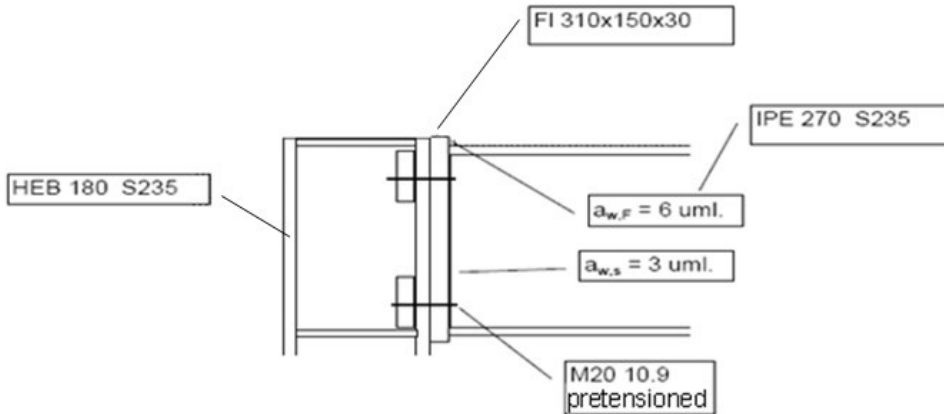
### Krok 3 Ověření styčnicku mezi příčlím a sloupem

Přípoj je zobrazen v obr. 9.39. Čelní deska má výšku 310 mm, tloušťku 30 mm a šířku 150 mm se 4 šrouby M20 10.9.

Návrhové hodnoty

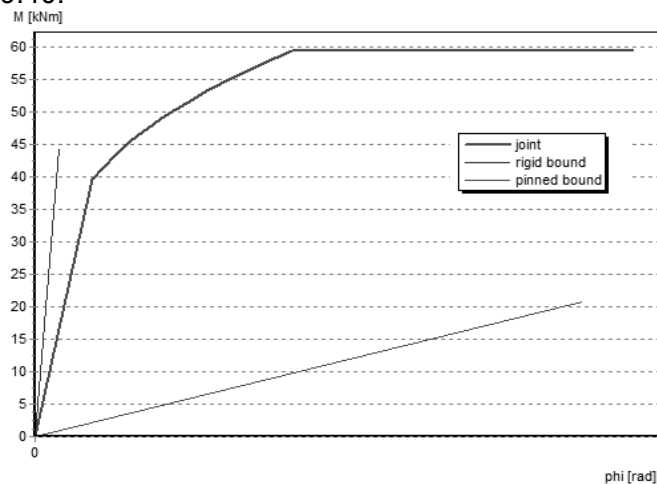
$$M_{y,Rd} = -70.7 \text{ kNm} > -54.5 \text{ kNm} \quad (x = 0.09 \text{ na osu podpory})$$

$$V_{z,Rd} = 194 \text{ kN}$$



Obr. 9.39 Návrh styčnicku příčel-sloup

Ověření se provádí pomocí programu ACOP. Výsledná křivka ohybového momentu a natočení je na obr. 9.40.



Obr. 9.40 Graf ohybový moment natočení  $M_j - \Phi_j$

### Krok 4 Ověření styčnicku sloupu k základu

Hlavní údaje

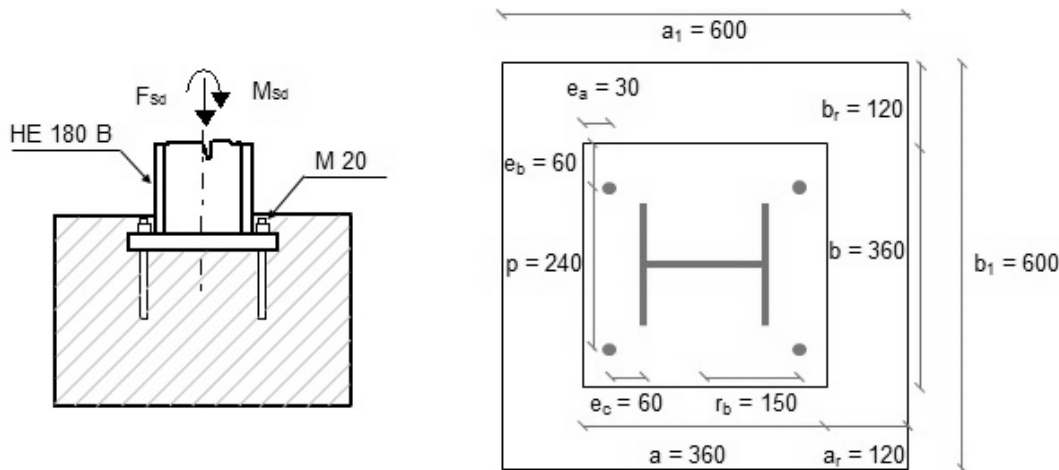
- Kotevní plech 360 x 360 x 30 mm, S235
- Betonový základ velikosti 600 x 600 x 800 mm, C30/37
- Svary  $a_{w,F1} = 7 \text{ mm}$ ,  $a_{w,St} = 5 \text{ mm}$
- Podpora s kotevním plechem je 200 mm zapuštěna do základu.

Návrhové hodnoty

Charakteristika	LC	$N_{x,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]
$N_{min}$	6	-80	51
$M_{max}$	9	-31.6	95.6

Obr. 9.41 představuje navrženou patní desku. V postupu ověřování se provádí následující kroky:

- výpočet únosnosti komponenty kotevní plech za ohybu a kotevní šrouby v tahu;
- stanovení plochy betonu v tlaku,
- výpočet účinné šířky patní desky c okolo průřezu sloupu,
- výpočet momentové únosnosti patní desky,
- kontrola v patě sloupu,
- stanovení ohybové tuhosti z komponent součinitelů tuhosti,
- stanovení součinitele tuhosti tažené části, šrouby a náhradní T průřez,
- stanovení ohybové tuhosti.



Obr. 9.41 Navržená patní deska

4a) Únosnost komponenty patní desky v ohybu a kotevní šrouby v tahu

Rameno kotevního šroubu ke koutovému svaru  $a_{wf} = 7 \text{ mm}$  je

$$m = 60 - 0.8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 60 - 0.8 \cdot 7 \cdot \sqrt{2} = 52.1 \text{ mm}$$

Délka náhradního T průřezu, pro patní desku se páčící síly neberou v úvahu, je

$$l_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_a = 4 \cdot 52.1 + 1.25 \cdot 30 = 245.9 \\ 4 \cdot \pi \cdot m = 4 \cdot \pi \cdot 52.1 = 654.7 \\ 0.5 b = 0.5 \cdot 360 = 180 \\ 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_a + 0.5 \cdot p = 2 \cdot 52.1 + 0.625 \cdot 30 + 0.5 \cdot 240 = 243 \\ 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_a + e_b = 2 \cdot 52.1 + 0.625 \cdot 30 + 60 = 183 \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 4 \cdot e_b = 2 \cdot \pi \cdot 52.1 + 4 \cdot 60 = 567.4 \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 2 \cdot p = 2 \cdot \pi \cdot 52.1 + 2 \cdot 240 = 807.4 \end{array} \right. =$$

DM I  
Obr. 4.4

EN1993-1-8  
čl. 6.4.6.5

$$l_{\text{eff},1} = 180 \text{ mm}$$

Efektivní délka kotevních šroubů  $L_b$  se vypočítá jako

$$L_b = 8 \cdot d + t = 8 \cdot 20 + 30 = 190 \text{ mm}$$

Únosnost náhradního T průřezu se dvěma kotevními šrouby je

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot L_{\text{eff},1} \cdot t^2 \cdot f_y}{4 \cdot m \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 180 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 52.1 \cdot 1} = 365.4 \cdot 10^3 \text{ N}$$

DM I  
Obr. 4.1

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4.1

zatímco únosnost dvou kotevních šroubů M 20 v tahu v závitě je

$$A_s = 314 \text{ mm}^2$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 360 \cdot 314}{1.25} = 162.8 \cdot 10^3 \text{ N}$$

- 4b) Vyhodnocení únosnosti tlačené části je provedeno výpočtem ze součinitele koncentrace napětí jako

$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2 \cdot a_r = 360 + 2 \cdot 120 = 600 \\ 3 \cdot a = 3 \cdot 360 = 1\,080 \\ a + h = 360 + 800 = 116 \end{array} \right\} = 600 \text{ mm}$$

EN1992-1-1  
Obr. 3.6

a

$$a_1 = b_1 = 600 \text{ mm} > \max(a, b)$$

Výše uvedená podmínka je splněna a

EN1993-1-8  
Rov. (3.65)

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{600 \cdot 600}{360 \cdot 360}} = 1.67$$

Maltové podlití neovlivňuje návrhovou pevnost betonu protože

$$0.2 \min(a; b) = 0.2 \cdot \min(360; 360) = 72 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t_g$$

EN1991-1-8  
čl. 6.2.5

Návrhová pevnost betonu se vypočte jako

$$f_{j,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1.67 \cdot 30}{1.5} = 22.3 \text{ MPa}$$

pro každý zatěžovací stav, ze silové rovnováhy ve svislém směru  $F_{Sd} = A_{eff} f_j - F_{t,Rd}$ , vyjádříme efektivní plochu betonu v tlaku  $A_{eff}$  pro případ plného využití tažené části patky.

$$A_{eff-LC6} = \frac{F_{Sd-LC6} + F_{Rd,1}}{f_{j,d}} = \frac{80 \cdot 10^3 + 365.4 \cdot 10^3}{22.3} = 19\,973.1 \text{ mm}^2$$

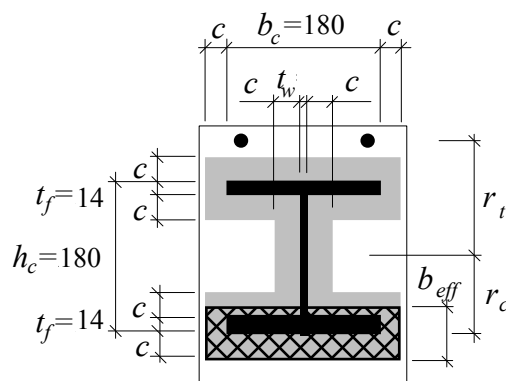
$$A_{eff-LC9} = \frac{F_{Sd-LC9} + F_{Rd,1}}{f_{j,d}} = \frac{31.6 \cdot 10^3 + 365.4 \cdot 10^3}{22.3} = 17\,802.7 \text{ mm}^2$$

4c) Poddajná patní deska je nahrazena tuhou deskou odpovídající plochy.

Účinná šířka patní desky  $c$  okolo průřezu sloupu, viz obr. 9.40, se vypočte z

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{j,d} \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 22.3 \cdot 1}} = 56.2 \text{ mm}$$

EN1991-1-8  
čl. 6.2.5



Obr. 9.42 Účinná plocha patního plechu

4d) Účinná efektivní šířka se vypočítá ze známé plochy v tlaku

$$b_{eff-LC6} = \frac{A_{eff-LC6}}{b_c + 2 \cdot c} = \frac{19\,937.1}{180 + 2 \cdot 57.2} = 68.3 \text{ mm} < t_f + 2 \cdot c = 14 + 2 \cdot 56.2 = 126.4 \text{ mm}$$

$$b_{eff-LC9} = \frac{A_{eff-LC9}}{b_c + 2 \cdot c} = \frac{17\,802.7}{180 + 2 \cdot 57.2} = 60.9 \text{ mm} < t_f + 2 \cdot c = 14 + 2 \cdot 56.2 = 126.4 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

Rameno mezi těžištěm tlačené betonové části a osou sloupu se vypočte jako

$$r_{c-LC6} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff-LC6}}{2} = \frac{180}{2} + 56.2 - \frac{68.3}{2} = 112.1 \text{ mm}$$

$$r_{c-LC9} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff-LC9}}{2} = \frac{180}{2} + 56.2 - \frac{60.9}{2} = 115.8 \text{ mm}$$

Momentová únosnost patky je

$$M_{Rd-LC6} = F_{T,1,Rd} \cdot r_t + A_{eff-LC6} \cdot f_{j,d} \cdot r_{c-LC6} = 104.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-LC9} = F_{T,1,Rd} \cdot r_b + A_{eff-LC9} \cdot f_{j,d} \cdot r_{c-LC9} = 100.8 \text{ kNm}$$

4e) Únosnost v patě sloupu je třeba ověřit. Návrhová únosnost v čistém tlaku je

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6\,525 \cdot 235}{1.0} = 1\,533.4 \text{ kN}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.4

a momentová únosnost sloupu

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{481 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.0} = 113.1 \text{ kNm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.5

Interakce normálové síly a momentu ovlivňují výslednou momentovou únosnost

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5 \cdot \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}} = 113.0 \cdot \frac{1 - \frac{80}{1\,533.4}}{1 - 0.5 \cdot \frac{6\,525 - 2 \cdot 180 \cdot 14}{6\,525}} = 120.9 \text{ kNm}$$

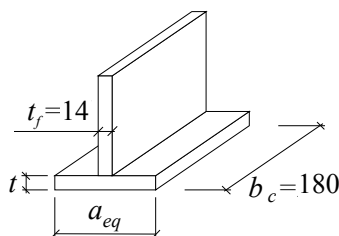
EN1993-1-8  
čl. 6.2.9

4f) K vyhodnocení ohybové tuhosti se stanoví součinitele tuhosti komponent

$$k_b = 2.0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2.0 \cdot \frac{314}{190} = 3.3 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.3

$$k_p = \frac{0.425 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0.425 \cdot 180 \cdot 30^3}{52.1^3} = 14.6 \text{ mm}$$



Obr. 9.43 Náhradní T průřez v tlaku

Součinitel tuhosti betonového základu je posuzován na základě náhradního T průřezu v tlaku, viz obr. 9.43

$$a_{eq} = t_f + 2.5 \cdot t = 14 \cdot 2.5 \cdot 30 = 89 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{E_c}{1.275 \cdot E_s} \cdot \sqrt{a_{eq} \cdot b_c} = \frac{33\,000}{1.275 \cdot 210\,000} \cdot \sqrt{89 \cdot 180} = 15.6 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.3

4g) Rameno komponenty v tahu  $z_t$  a v tlaku  $z_c$  k neutrální ose patní desky je

$$z_t = \frac{h_c}{2} + e_c = \frac{180}{2} + 60 = 150 \text{ mm}$$

$$z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{180}{2} - \frac{14}{2} = 83 \text{ mm}$$

Součinitel tuhosti patky v tahu, kotevní šrouby a náhradní T průřez, je spočten jako

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}} = \frac{1}{\frac{1}{3.3} + \frac{1}{14.6}} = 2.7 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.3

4h) Pro výpočet počáteční tuhosti patky je potřeba stanovit celkové rameno tažených a tlačných komponent

$$z = z_t + z_c = 150 + 83 = 233 \text{ mm}$$

a

$$a = \frac{k_c \cdot r_{c1} - k_t \cdot r_t}{k_c + k_t} = \frac{15.6 \cdot 83 - 2.7 \cdot 150}{15.6 + 2.7} = 43.26 \text{ mm}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.2.9

Ohybová tuhost je spočtena pro konkrétní konstantní excentricitu

$$e_{LC-6} = \frac{M_{Rd-LC6}}{F_{Sd-LC6}} = \frac{104.7 \cdot 10^6}{80.0 \cdot 10^3} = 1\,308.8 \text{ mm}$$

$$e_{LC-9} = \frac{M_{Rd-LC9}}{F_{Sd-LC9}} = \frac{100.8 \cdot 10^6}{31.6 \cdot 10^3} = 3\,189.9 \text{ mm}$$

jako

$$S_{j,ini-LC6} = \frac{e_{LC-6}}{e_{LC-6} + a} \cdot \frac{E_s \cdot r^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{1\,308.8}{1\,308.8 + 3\,189.9} \cdot \frac{210\,000 \cdot 233^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{2.7} + \frac{1}{15.6}\right)} = 25\,301 \text{ kNm/rad}$$

EN1993-1-8  
čl. 6.3

$$S_{j,ini-LC9} = \frac{e_{LC-9}}{e_{LC-9} + a} \cdot \frac{E_s \cdot r^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{3\,189.9}{3\,189.9 + 3\,189.9} \cdot \frac{210\,000 \cdot 233^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{2.7} + \frac{1}{15.6}\right)} = 25\,846 \text{ kNm/rad}$$

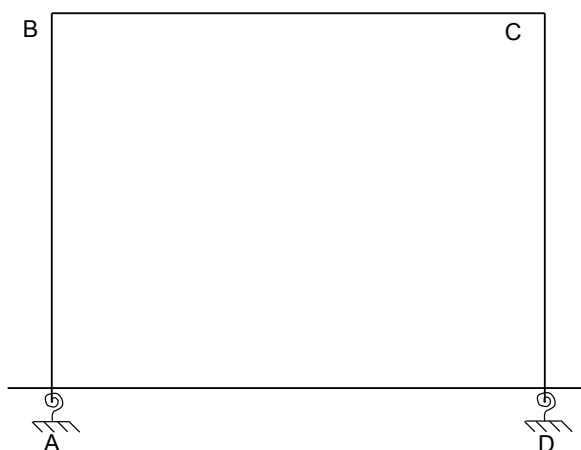
Tyto hodnoty tuhostí nesplňují podmínku tuhé patky

$$S_{j,ini} \geq 30 E \cdot I_b / L_b = 45\,538 \text{ kNm/rad}$$

EN1993-1-8  
čl. 5.2

### Krok 5 Zpřesněné vnitřní síly a momenty

Kroky 1 až 4 by měly být znovu vyhodnoceny s aktuálními vnitřními silami získanými z konstrukční analýzy při zohlednění tuhosti kotvení rámu k patce, viz obr. 9.44. Tab. 9.4a shrnuje výsledky analýzy konstrukce  $N_{min}$  a  $M_{max}$  dvou rozhodujících kombinací pro základní body konstrukce (A, B, C a D).



Obr. 9.44 Konstrukční systém s rotačními pružinami

Tab. 9.4a Porovnání vnitřních sil mezi modelem s tuhým kotvením rámu do patky a modelem se skutečnou tuhostí

Zat. stav	Tuhost v patě sloupu	Bod A		Bod B		Bod C		Bod D	
		N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
6	Tuhá	-57.0	1.6	-54.0	27.7	-56.0	49.3	-80.0	51.0
	Polotuhá	-56.9	3.1	-53.3	24.3	-57.1	-40.7	-80.8	48.4
9	Tuhá	-31.6	95.6	-29	-18.7	-29.0	-36.0	-47.0	32.6
	Polotuhá	-30.5	87.3	-27.9	-17.7	-30.9	-40.6	-48.4	34.7

Pro LC6 byl zrealizován model konstrukce se dvěma rotačními pružinami, jehož počáteční tuhost se rovná 25 301 kNm/rad. Pro LC9 byla zohledněna příslušná ohybová tuhost a stanovena počáteční tuhost na 25 846 kNm/rad. Vzhledem k podobnosti hodnot tuhostí vypočtených v kroku 4. je možné uvažovat zjednodušený způsob výpočtu. Nižší hodnota tuhosti způsobuje ovlivnění rozložení vnitřních sil po konstrukci.

Jak je uvedeno ve výše zmíněné tab., rozdíly z hlediska vnitřních sil jsou zanedbatelné, a proto jednotlivé prvky a přípoj příčel sloup považujeme za posouzené. Tab. 9.4b porovnává zpřesněné hodnoty návrhu patky.

Tab. 9.4b Zpřesněné charakteristické hodnoty kotvení patní deskou

Zat. stav	Tuhost v patě sloupu	$A_{eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$b_{eff}$ [mm]	$r_c$ [mm]	$M_{rd}$ [kNm]	$S_{j.ini}$ [kNm/rad]
6	Tuhá	19 973.1	68.3	112.1	104.7	25 301
	Polotuhá	20 008.0	68.4	112.0	104.8	25 268
9	Tuhá	17 802.7	60.9	115.8	100.8	25 846
	Polotuhá	17 757.0	60.7	115.8	100.7	25 344

Navržená patní deska splňuje stanovené požadavky, jak je uvedeno v tab. 9.4b.

## 10 SHRNUTÍ

Monografie shrnuje dosažené vědomosti v RFCS Projekt RFSR-CT-2007-00051 New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO). Materiál byl připraven v kooperaci dvou řešitelských týmů v zaměření na modelování způsobů kotvení a další se zaměřením na návrh ocelových styčnicků z Institute of Structural Design and Institute of Construction Materials, Universität Stuttgart, Department of Steel and Timber Structures, Czech Technical University in Prague, and practitioners Gabinete de Informática e Projecto Assistido Computador Lda., Coimbra, Goldbeck West GmbH, Bielefeld, stahl+verbundbau GmbH, Dreieich and European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles.

V publikaci jsou představeny modely tří typů přípojí mezi ocelovou a betonovou konstrukcí pomocí kotevní desky s trny s hlavou. Výpočet je založen na metodě komponent a umožňuje návrh přípojí ve svislém směru, např. přípoj příčně na sloup nebo na betonovou stěnu, a ve vodorovném směru, tj. kotvení sloupu.

Únosnost, tuhost a deformační kapacita komponent je v monografii shrnuta pro trny s hlavou, třmínky, beton v tlaku, betonová deska ve smyku, ocelová výztuž, ocelová deska v ohybu, trny se závitem, kotevní deska v tahu, stojina nosníku a pásnice v tlaku a ocelová kontaktní deska. V kapitolách 5 a 6 jsou popsány možnosti skládání jednotlivých komponent ve výsledné chování celého styčnicku zvláště pro únosnost a tuhost. Předpokládaná sestava umožňuje spolupůsobení normálových sil, ohybových momentů a posouvajících sil ve styčnicku. Globální analýza v kapitole 7 zohledňuje chování celého styčnicku. Návrh styčnicku je citlivý na vliv tolerancí, které jsou shrnuty pro přípoj příčně na sloup a patní desky v kapitole 8. Zpracované příklady v kapitole 9 ukazují aplikaci teorie v návrhu únosnosti čepové a momentové patní desky, únosnost čepového a momentového styčnicku mezi příčlím a sloupem a využití předpokládaných hodnot do globálních analýz.

## Literatura

### Normy a předpisy

- CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1993.
- CEN/TS1992-4-1, *Design of fastenings for use in concrete – Part 4-2, Headed fasteners* Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.
- EN1090-2, *Execution of steel structures and aluminium structures, Part 2, Technical requirements for steel structures*. CEN, Brussels, 2008.
- EN13670, *Execution of concrete structures*, CEN, Brussels, 2011.
- EN1990, Eurocode 0: *Basis of structural design*, CEN, Brussels, 2002.
- EN1991-1-1, *Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.1, General actions, Densities, self-weight, imposed load for buildings*, CEN, Brussels, 2002.
- EN1991-1-1, *Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.7, General actions, Densities, self-weight, imposed load for buildings*, CEN, Brussels, 2006.
- EN1992-1-1, Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1-7, General actions - Accidental actions*, CEN, Brussels, 2004.
- EN1993-1-1, Eurocode 3, *Design of steel structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings*, CEN, Brussels, 2010.
- EN1993-1-8, Eurocode 3, *Design of steel structures, Part 1-8, Design of joints*, CEN, Brussels, 2006.
- EN1994-1-1, Eurocode 4, *Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings*, CEN, 2010.
- EN206-1, *Concrete - Part 1, Specification, performance, production and conformity*, CEN, Brussels, 2000.
- FIB Bulletin 58, *Design of anchorages in concrete*, Guide to good practice, International federation for structural concrete, Lausanne, 2011.

### Články a monografie

- Aribert, J. M., *Influence of Slip on Joint Behaviour*, Connections in Steel Structures III, Behaviour, Strength and Design, Third International Workshop, Trento, 1995.
- Astaneh A. a kol., *Behaviour and design of base plates for gravity, wind and seismic loads*, In AISC, National Steel Construction Conference, Las Vegas, 1992.
- Bouwman L.P., Gresnigt A.M., Romeijn A., *Research into the connection of steel base plates to concrete foundations*, TU-Delft Stevin Laboratory report 25.6.89.05/c6, Delft.
- Bravery P.N.R., *Cardington Large Building Test Facility*, Construction details for the first building. Building Research Establishment, Internal paper, Watford (1993) 158.
- British Steel plc, *The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire*, European Joint Research Programme, Swinden Technology Centre, South Yorkshire, 1999.
- Demonceau J., *Steel and composite building frames: Sway-response under conventional loading and development of membrane effects in beam further to an exceptional actions*. PhD Thesis, University of Liege, Liege, 2008.
- Demonceau J.F., Huvelle C., Comelieu L., Hoang L.V., Jaspart J.P., Fang C. a kol., *Robustness of car parks against localised fire*, European Commission, Final Report RFSR-CT-2008-00036, Brussels, 2012.
- Da Silva L. Simoes, *Towards a consistent design approach for steel joints undergeneralized*



- loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 64 (2008) 1059–1075.
- De Wolf J. T., Sarisle, E. F., Column base plates with axial loads and moments, *Journal of Structural Division ASCE*, 106 (1980) 2167-2184.
- Di Sarno L, Pecce M.R., Fabbrocino G., Inelastic response of composite steel and concrete base column connections, *Journal of Constructional Steel Research* 63 (2007) 819–832.
- ECCS, European Convention for Constructional Steelwork, *Design of Composite Joints for Buildings*. Publication 109, TC11, Composite Structures, Belgium, 1999.
- Ermopoulos J. Ch., Stamatopoulos G. N., Mathematical Modelling of Column Base Plate Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 36 (1996) 79-100.
- Gresnigt N., Romeijn A., Wald F., Steenhuis M., Column Bases in Shear and Normal Force, *Heron* (2008) 87-108.
- Heinisuo M., Perttola H., Ronni H., Joints between circular tubes, *Steel Construction*, 5(2) (2012) 101-107.
- Henriques J., Behaviour of joints: simple and efficient steel-to-concrete joints, PhD Thesis, University of Coimbra, 2013.
- Hofmann J. Behaviour and design of anchorages under arbitrary shear load direction in uncracked concrete, (Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton), PhD Thesis, IWB, University of Stuttgart, 2005.
- Horová K., Wald F., Sokol Z., *Design of Circular Hollow Section Base Plates*, in Eurosteel 2011 6th European Conference on Steel and Composite Structures. Brussels, 2011 (1) 249-254.
- Huber G., Tschemmernegg F., Modeling of Beam-to- Column Joints: Test evaluation and practical application, *Journal of Constructional Steel Research* 45 (1998) 119-216.
- Jaspart J.P., Design of structural joints in building frames, *Prog. Struct. Engng Mater.*, 4 (2002) 18–34.
- Jaspart J.P., *Recent advances in the field of steel joints - column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices*, Professorship Thesis, Department MSM, University of Liege, Belgium, 1997.
- Johansen K. W., *Pladeformler*, Kobenhavn, Pol. Forening, 1949.
- Kuhlmann U. Hofman J., Wald F., da Silva L., Krimpmann M., Sauerborn N. a kol., *New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete INFASO*, Final report EUR 25100 EN, European Commission, 2012.
- Mallée R., Silva J. F., *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst and Sohn Verlag, Darmstadt, 2006, ISBN 978-433-01143-0.
- Maquoi R., Chabrolin B., *Frame Design Including Joint Behaviour*, ECSC, Report 18563. Luxembourg. Office for Official Publications of the European Communities, 1998.
- Melchers R. E., Column-base response under applied moment, *Journal of Constructional Steel Research* 23 (1992) 127-143.
- Metric studs, Nelson stud welding specification, 2009, <http://www.nelsonstud.com>.
- Metric studs, Nelson stud welding stud and ferrule catalog, 2013, <http://www.nelsonstud.com>.
- Moore D.B. *Steel fire tests on a building framed*. Building Research Establishment, No. PD220/95, Watford (1995) 13.
- Nakashima S., *Experimental behaviour of steel column-base connections*, Report, Osaka Institute of Technology, 1996.

- Nakashima S., Mechanical Characteristics of Exposed Portions of Anchor Bolts in Steel Column Bases under Combined Tension and Shear. *Journal of Constructional Steel Research*, 46, (1998) 206-277.
- Pallarés I., Hajjar J. F., Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part I – Shear, Part II – Tension and Interaction, The Newmark Structural Engineering Laboratory, NSEL-013, April 2009.
- Penserini P., Colson A., Ultimate limit strength of column-base connections, *Journal of Constructional Steel Research* 14 (1989) 301-320.
- Pertold J, Xiao R.Y, Wald F, Embedded steel column bases: I. Experiments and numerical simulation, *Journal of Constructional Steel Research*, 56 (3) 2000, 253-270.
- Pertold J, Xiao R.Y, Wald F, Embedded steel column bases: II. Design model proposal, *Journal of Constructional Steel Research*, 56 (3) 2000, 271-286.
- Pittrakkos T., Tizani W., Experimental behaviour of a novel anchored blind-bolt in tension Engineering Structures, 49, 2013, 905-919.
- Romeijn A., The fatigue behaviour of multiplanar tubular joints, *Heron* 39 (1994) 3-14.
- Simoës da Silva L., Simoës R., Gervasio H., *Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings*. ECCS Eurocode Design Manuals, 2010.
- Steenhous M., Wald F., Sokol Z., Stark J.W.B., Concrete in Compression and Base Plate in Bending, *Heron* 53 (2008) 51-68.
- Thambiratnam, D. P., Paramasivam P., Base plates under axial load and moment, *Journal of Structural Engineering* 112 (1986) 1166-1181.
- Wald F., Bouguin V., Sokol Z., Muzeau J.P., Component Method for Base Plate of RHS, Proceedings of the Conference Connections in Steel Structures IV: Steel Connections in the New Millennium, October 22-25, Roanoke 2000, IV/8- IV/816.
- Wald F., Sokol Z., Jaspart J.P., Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension, *Heron* 53 (2008) 21-50.
- Wald F., Sokol Z., Steenhuis M. and Jaspart, J.P., Component Method for Steel Column Bases, *Heron* 53 (2008) 3-20.
- Weynand K., Jaspart J.-P. Steenhuis M., *The stiffness model of revised Annex J of Eurocode 3*, in Connections in Steel Structures III, Pergamon, New York, 1996, 441-452.
- Wilkinson T., Ranzi G., Williams P., Edwards M. Bolt prying in hollow section base plate connections, in *Sixth International Conference on Advances in Steel Structures and Progress in Structural Stability and Dynamics*, Hong Kong, 2009, ISBN 978-988-99140-5-9.

### Software

- Abaqus 6.11, *Theory Manual and Users Manuals*. Dassault Systemes Simulia Corp., 2011.
- ACOP software, <http://amsections.arcelormittal.com>.
- EC3 Steel Member Calculator for iPhone, CMM, Associação Portuguesa de Construção Metalica e Mista, <https://itunes.apple.com/us/app/ec3-steel-member-calculator>.

### Zdroje

Monografie byla zpracována na základě závěrečné zprávy projektu INFASO, viz (Kuhlmann a kol, 2012). Obrázky obr. 8.1-8.3 byly připraveny podle EN1090-2:2008, obr. 3.5 podle EN1992-1-1:2004, obr. 4.11 podle CEB-FIP:1990, obr. 4.20 podle (Gresnigt a kol, 2008), obr. 3.6-3.9 podle (Steenhuis a kol, 2008) a obr. 4.1-4.8 podle (Wald a kol, 2008).



CZECH TECHNICAL  
UNIVERSITY  
IN PRAGUE



## **Přípoje ocelových konstrukcí na betonové**

František Wald, Jan Hofmann, Ulrike Kuhlmann, Šárka Bečková, Filippo Gentili, Helena Gervásio, José Henriques, Markus Krimpmann, Ana Ožbolt, Jakob Ruopp, Ivo Schwarz, Akanshu Sharma, Luis Simoes da Silva a Jörg van Kann

ISBN 978-80-01-05429-1

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze

Tisk: Česká technika – nakladatelství ČVUT

Únor 2014

250 výtisků, 170 stran, 138 obrázků, 32 tabulek

Výstup projektu INFASO+ Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solution between Steel and Concrete č. RFS2-CT-2012-00022, který byl spolufinancován Research Fund for Coal and Steel Evropského unie.

## Přípoje ocelových konstrukcí na betonové

Monografie shrnuje obecné známé i nové poznatky o navrhování přípojů ocelových konstrukcí na betonové vypracované v rámci projektu projektu RFSR-CT-2007-00051 Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solution between Steel and Concrete Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solution between Steel and Concrete, INFASO. Materiál byl připraven ve spolupráci dvou týmů výzkumných pracovníků z Ústavu navrhování konstrukcí a Institutu stavebních materiálů, Universität Stuttgart, Katedry ocelových a dřevěných konstrukcí, České vysoké učení technické v Praze, a pracovníků z praxe z Gabinete de Informática e Projecto Assistido computador Lda., Coimbra, Goldbeck West GmbH, Bielefeld a Stahl + verbundbau GmbH, Dreieich a European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles, se zaměřením na kotvicí techniku betonových konstrukcí a na navrhování styčníků ocelových konstrukcí.

Návrhové modely jsou založeny na metodě komponent. Umožňují návrh styčníků ocelových nosníků na betonové stěny a sloupy i kotvení ocelových sloupů na základové konstrukce. Pro komponenty styčníků: kotevní šrouby, smykovou výztuž, betonový blok v tlaku a smyku, výztuž v tahu, plech v ohybu, závitové trny, obetonovaný plech v ohybu a tahu a kontaktní plechy jsou popsány tuhost, únosnost a deformační kapacity. V kapitolách 5 a 6 je rozebráno skládání chování komponent pro popis chování styčnicku pro stanovení tuhosti a únosnosti. Skládání zahrnuje interakci ohybových momentů a normálových a smykových sil ve styčnicku. Globální analýza s uvažováním tuhosti styčníků je probrána v kapitole 7. Normové a doporučené tolerance, na které je konstrukční řešení přípojů ocelových konstrukcí na betonové citlivé, jsou rozebrány v kapitole 8. Řešené příklady v kapitole 9 dokládají možnosti teoretických poznatků při návrhu kloubového a momentového přípoje ocelového nosníku na betonový sloup a ocelového sloupu na kotevní blok, kotvení zabetonovanou deskou s kotevními a závitovými trny a globální analýzu konstrukce.

Přípoje  
ocelových konstrukcí  
na betonové

František Wald  
Ulrike Kuhlmann  
Jan Hofmann  
a kol

ISBN 978-80-01-05429-1

Tisk Nakladatelství ČVUT - výroba

Počet stran 172, náklad 250 kusů,  
vydání první