

Navrhování přípojů ocelových konstrukcí na betonové

Ulrike Kuhlmann
František Wald
Jan Hofmann
a kol.

Navrhování přípojů ocelových konstrukcí na betonové

Praha, Stuttgart, Coimbra, a Brusel, květen 2014

Výstupy projektu, který byl spolufinancován
programem Evropské unie Research Fund for Coal and Steel.



Oznámení

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

Navrhování přípojů ocelových konstrukcí na betonové

Ulrike Kuhlmann, František Wald, Jan Hofmann, 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, která bude způsobena použitím zde uvedených informací. Materiál lze pro nekomerční účely reprodukovat. Při reprodukci se požaduje se uvedení zdroje a informování koordinátora projektu. K distribuci této publikace jinak, než na webových stránkách projektu, se vyžaduje předchozí souhlas partnerů projektu. Informace/žádosti adresujte na koordinátora projektu: Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf / Institute for Structural Design, Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart, Německo.

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+ 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 978-80-01-05528-1

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze

Tisk: Česká technika – nakladatelství ČVUT

Únor 2014

250 výtisků, 108 stran, 99 obrázků, 24 tabulek

OBSAH

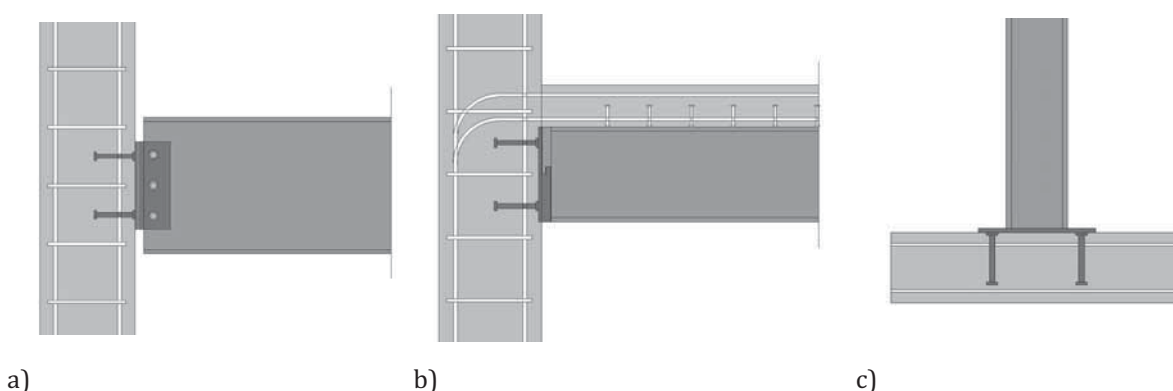
1	ÚVODEM	6
2	NÁSTROJE PRO NÁVRH	7
2.1	Ohybově tuhý přípoj ocelobetonového nosníku	7
2.1.1	Obecně	7
2.1.2	Vstupy a výstupy	8
2.1.3	Výpočet.....	9
2.1.4	Výstupy.....	9
2.1.5	Komponenty.....	12
2.1.6	Přehled výsledků.....	14
2.2	Kotvení deskou s trny.....	16
2.2.1	Obecně.....	16
2.2.2	Postup výpočtu	16
2.2.3	Tabulkový procesor	20
2.2.4	Komponenty.....	20
2.2.5	Dílčí součinitele spolehlivosti.....	21
2.2.6	Okrajové podmínky.....	21
2.2.7	Vstupy	23
2.2.8	Výstupy.....	25
2.2.9	Optimalizace návrhu	28
2.3	Tuhá kotevní deska s trny	29
2.3.1	Obecně	29
2.3.2	Postup návrhu	29
2.3.3	Tabulkový procesor	30
2.3.4	Komponenty.....	30
2.3.5	Okrajové podmínky.....	30
2.3.6	Vstupy	30
2.3.7	Výstupy.....	32
2.3.8	Optimalizace návrhu	33
3	ŘEŠENÉ PŘÍKLADY	34
3.1	Přípoj ocelobetonového nosníku na betonovou stěnu	34
3.1.1	Obecně	34
3.1.2	Montáž.....	35
3.1.3	Návrh.....	35
3.1.4	Shrnutí.....	41

3.2	Kotvení sloupku svodidla	43
3.2.1	Obecně.....	43
3.2.2	Konstrukční řešení.....	43
3.2.3	Shrnutí.....	51
3.3	Přípoj ocelového nosníku na zateplenou stěnu.....	52
3.3.1	Obecně.....	52
3.3.2	Konstrukční řešení.....	53
3.3.3	Shrnutí.....	55
4	STUDIE CITLIVOSTI.....	57
4.1	Obecně.....	57
4.2	Komponenty v betonové části styčnicku	57
4.2.1	Obecně.....	57
4.2.2	Modelovaný příklad.....	57
4.2.3	Studie citlivosti	57
4.2.4	Pevnost betonu	57
4.2.5	Tuhost kotvení	59
4.2.6	Účinná délka třmínku.....	59
4.2.7	Velikost hlavy trnu	60
4.2.8	Hladina tlakového napětí	61
4.2.9	Pevnost v soudržnosti.....	61
4.2.10	Smyková výztuž.....	61
4.2.11	Pokles tuhosti třmínků.....	62
4.2.12	Shrnutí.....	63
4.3	Kloubový přípoj ocelového nosníku	64
4.3.1	Obecně.....	64
4.3.2	Validace modelu	64
4.3.3	Studie citlivosti	68
4.3.4	Hranice platnosti modelu.....	72
4.4	Kotvení sloupu.....	75
4.4.1	Validace modelu	75
4.4.2	Studie citlivosti	78
4.4.3	Hranice platnosti modelu.....	83
4.4.4	Doporučení pro ekonomický návrh.....	84
4.5	Ohybově tuhý přípoj ocelobetonového nosníku	93
4.5.1	Obecně	93
4.5.2	Rozsah studie.....	93

4.5.3	Tvary porušení.....	93
4.5.4	Výztuž ve stropní desce	94
4.5.5	Úhel kotvení výztuže	96
4.5.6	Beton stěny.....	98
4.5.7	Tloušťka stěny.....	99
4.5.8	Grafy	101
5	SHRNUTÍ.....	105
	LITERATURA	106

1 Úvodem

Smíšené 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, zářázkou nebo čelní deskou na trny se závitem přivařené na montáži na zabetonovanou kotevní desku uloženou do betonu trny s hlavou. Příklady konstrukčních řešení, které jsou popsány v monografii, jsou zachyceny 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 možnosti využití poznatků získaných v projektu INFASO [12]. Pro vysvětlení možností jsou připraveny komplexní příklady a studie citlivosti modelů pro kotvení sloupu patní a kotevní deskou a pro kloubové a vetknuté přípoje ocelového/ocelobetonového nosníku na betonovou konstrukci. Pro návrh je použita metoda komponent. Podrobný popis modelů komponent, jejich složení v chování styčníku a použití v globální analýze konstrukce je popsáno v monografii Přípoje ocelových konstrukcí na betonové, viz [13].

Kapitola 2 popisuje tři návrhové nástroje, které jsou připraveny pro kotvení patní deskou, kloubové přípoje a ohybově tuhé přípoje, viz obr. 1.1. Návrh kotvení patní a kotevní deskou je ukázán v [13]. Nástroj pro jeho návrh, který byl zpracován v tabulkovém procesoru MS Excel, si lze stáhnout na stránce projektu <http://steel.fsv.cvut.cz/infaso/index.htm>. V kapitole 3 jsou na pomoc výpočtu připraveny verifikační příklady. Představené přípoje jsou řešeny včetně otázek výroby, tolerancí, požadavků na betonovou konstrukci a požární odolnosti. Studie citlivosti hlavních součinitelů v kap. 4 ukazuje meze možností modelů a možnosti optimalizace návrhu jednotlivých komponent.

2 Nástroje pro návrh

2.1 Ohybově tuhý přípoj ocelobetonového nosníku

2.1.1 Obecně

Program tabulkovým procesorem “Restrained connection of composite beams” (Version 2.0 Draft) [21] umožňuje návrh ohybově tuhého přípoje ocelobetonového nosníku na betonovou konstrukci. Pro přípoj s tahovou výztuží v ocelobetonové desce a ocelovým přípojem kontaktní deskou a deskou s trny se stanoví ohybová a smyková únosnost. Při návrhu je třeba pamatovat na konstrukční zásady, zejména při redukci vzdálenosti kotevní desky k hranám betonové konstrukce, které není v nástroji zcela ošetřeno. V programu se neposuzuje betonová stěna. Ke kotvení se využívají kotevní trny, v případě použití jiných kotevních prostředků je třeba zohlednit jejich chování a únosnost.

New Market Chances for Steel Structures
by Innovative Fastening Solutions

RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

Drawing:

1. Composite beam (steel section)
2. Concrete slab
3. Concrete wall
4. Anchor plate
5. Steel bracket
6. Contact plate
7. Reinforcing bars (tension component)
 $f_{yk} = 500$ class B, bending diameter $20 \phi_s$
8. Additional stirrups
9. studs in slab's tensile zone

Code:

Input:

1. Steel section	<input type="text" value="IPE 300"/>	Material:	<input type="text" value="S 355"/>
2. Concrete slab	$h_c =$ <input type="text" value="14 cm"/>	Material:	<input type="text" value="C30/37 Bst 500 B"/>
3. Concrete wall	$t_{c,wall} =$ <input type="text" value="30 cm"/>	Material:	<input type="text" value="C30/37 Bst 500 B"/>
4. Anchor plate	Dimension $t_{ap}/l_y/l_x$	<input type="text" value="20 mm"/> <input type="text" value="300 mm"/> <input type="text" value="300 mm"/>	<input type="text" value="S 235"/>
Type of fasteners:		Headed Studs	<input type="text" value="NELSON/KOCO-S-19"/>
Fasteners	$n/l_x/e_y/e_z$	<input type="text" value="4"/> <input type="text" value="200 mm"/> <input type="text" value="200 mm"/> <input type="text" value="200 mm"/>	
5. Steel bracket	Dimension $t_{sb}/b_y/h_z/a_x$	<input type="text" value="50 mm"/> <input type="text" value="100 mm"/> <input type="text" value="80 mm"/> <input type="text" value="20 mm"/>	
6. Contact plate	Dimension $t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}$	<input type="text" value="20 mm"/> <input type="text" value="100 mm"/> <input type="text" value="30 mm"/> <input type="text" value="80 mm"/>	
7. existing reinforcement slab/tensile length	$A_s/\phi_s/length$	<input type="text" value="15,5 cm²"/> <input type="text" value="16 mm"/> <input type="text" value="195 cm"/>	
8. Additional reinf.	Stirrups 2x2 legs	$d_s =$ <input type="text" value="8 mm"/>	
	Surface reinforcement	$\# d_s =$ <input type="text" value="8 mm"/>	<input type="text" value="150 mm"/>
9. Slab Studs	tensile zone $\phi_s / h_s / n$	<input type="text" value="19 mm"/> <input type="text" value="100 mm"/> <input type="text" value="13"/>	
Loads	$V_{e,d} =$ <input type="text" value="166,0 kN"/>	<input type="text" value="248,5 kNm"/>	
<input type="button" value="Calculate"/>			
Load bearing capacity	$V_{R,d} =$ <input type="text" value="227 kN"/>	$M_{R,d} =$ <input type="text" value="250 kNm"/>	
	$V_{e,d} / V_{R,d} =$ <input type="text" value="0,73"/>	$M_{e,d} / M_{R,d} =$ <input type="text" value="0,99"/>	
Min req. reinforcement slab	calc. min. $A_s =$ <input type="text" value="14,0 cm²"/>		

Obr. 2.1: Tabulka se vstupy

Postup výpočtu

Vstupy a výstupy výpočtu jsou zobrazeny ve dvou tabulkách. V první tabulce, viz obr. 2.1, jsou hlavní vstupy a výstupy. Doplňující informace lze nalézt ve druhé tabulce. Další tabulky nejsou pro uživatele přístupné. Počítá zde únosnost trnů v tahu a smyku a kotevní desky a tuhost jednotlivých komponent. Kromě přímého vyčíslení jsou ve výpočtu zahrnuta i makra pro iteraci nepřímo stanovených hodnot.

Výpočet se spustí tlačítkem „Calculate“.

Vstupní hodnoty jsou označeny žlutě vybarvenou buňkou a jsou předvyplněné defaultními hodnotami.

Pro výpočet tuhosti jsou potřeba informace o ocelobetonové desce, jako účinná šířka, počet, velikosti a vzdálenosti trnů a informace o vyztužení desky.

2.1.2 Vstupy a výstupy

Data se vkládají do žlutých buněk, které jsou předvyplněné. Jednotky jsou pevně dány.

Styčnick se počítá podle EN 1992-1-1 [7] a EN 1993-1-1 [8]. Při výpočtu je třeba zohlednit národní volbu dílčích součinitelů spolehlivosti. Ocelobetonový nosník se ověřuje podle EN 1994-1-1 [10]. Výpočet umožňuje:

1. + 2. Ocelobetonový nosník

- Průřezy IPE, HEA, HEB, HEM
- Oceli S 235, S 275, S 355 podle EN 1993-1-1 [8] (EN-10025)
- Beton C20/25 až C50/60 podle EN 1992-1-1 [7]
- Vyztuž BSt 500 třídy tažnosti B podle EN 1992-1-1 [7]

3. Betonová stěna

- Beton C20/25 až C50/60 podle EN 1992-1-1 [7]
- Vyztuž Bst 500 tažnost B podle EN 1992-1-1 [7]

4. Kotevní deska a kotevní trny

- Geometrie tloušťka $\geq 8\text{mm}$
- Kotevní trny Köco a Nelson d19, d22, d25 a nerezové d19, d22
Peikko d19, d20 a nerezové d20, d25
materiál podle daného schválení ETA
- Délka 75 až 525 mm (podle daného schválení ETA)
délka menší než tloušťka betonové stěny
tloušťka menší než kotevní deska
- Rozmístění Počet kotevních trnů (4,6,8)

5. Ocelová konzola

- Geometrie výška menší než kotevní desky

6. Kontaktní deska

- Geometrie šířka menší než kotevní desky

7. Výztuž

- Pruty výztuž \geq vzdálenost 5-25 cm, ohyb $\emptyset \cdot 20$, ve stěně.

8. Smyková výztuž pro trny

- Požadavky rozsah $\emptyset 8-14$ mm na povrchu $\emptyset 6-14$ mm ve vzdálenostech 75-250 mm

9. Spřažení připojovaného nosníku

- Spřahovací trny průměr $\emptyset 16-25$ mm, délka 75-525 mm délka menší než tloušťka desky bez krytí
- Rozmístění počet < 27 v tažené oblasti nosníku vzdálenost podle EN 1994-1-1 [10].

10. Namáhání

- Z globální analýzy smyk V_{ed} [kN] a ohybový moment M_{ed} [kNm] Únosnost nosníku se ověřuje samostatně.

2.1.3 Výpočet

Výpočet se spustí tlačítkem „Calculate“. Pro výpočet tuhosti jsou potřeba informace o ocelobetonové desce, jako účinná šířka, počet, velikosti a vzdálenosti trnů a informace o vyztužení desky.

2.1.4 Výstupy

Hodnoty únosnosti jsou shrnuty ve druhé tabulce, viz obr. 2.2, pomocí $V_{R,d}$ a $M_{R,d}$, resp. $V_{S,d}/V_{R,d}$ a $M_{S,d}/M_{R,d}$. Hodnoty závisí na vstupech, které jsou uvedeny. Je třeba dát pozor na to, že

- Materiál nosníku je pouze pro nosník. Materiál pro kotevní desku se zadává samostatně.
- Poloha působící síly je dána vzdáleností horní hrany kontaktní desky od kotevní desky.
- Poloha konzoly je dána kotevní deskou.
- Excentricita smykové síly je dána hodnotami t_{sb2} a a_x .
- Kotevní deska je umístěna na stěně.
- Materiál kotevní desky se přisuzuje i konzole a kontaktní desce.

Předpokládá se

- Ocelobetonový nosník je navržen podle EN 1992-1-1 [7],
- Betonová stěna je navržena podle EN 1992-1-1.

Působící síly

- Síly na styčnicku vyvozují tah ve výztuži desky (T_d) a tlak v kontaktní desce (C_d). Síly jsou v rovnováze, protože se neuvažuje působení externí normálové síly.
- Excentricita připojení konzoly se uvažuje při návrhu styčnicku.
- Betonová stěna není v programu navržena.

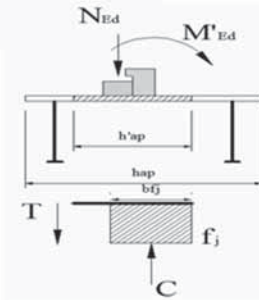
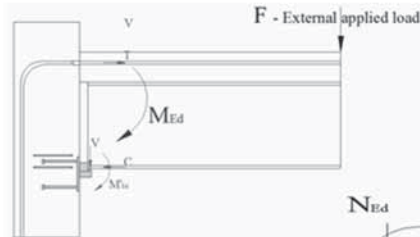
RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

Input Data Echo

Steel Section		Contact plate		Bracket		Anchor Plate	
Profile	IPE 300	h_{cp} [mm]	30	h_{sb1} [mm]	80	h_{ap} [mm]	300
h [mm]	300	t_{cp} [mm]	20	h_{sb2} [mm]		t_{ap} [mm]	20
b [mm]	150	b_{cp} [mm]	100	t_{sb} [mm]	50	b_{ap} [mm]	300
h_w [mm]	278,6	$dist_{cp}$ [mm]	80	t_{sb2} [mm]	20		
t_w [mm]	7,1	Remark Contact plate centre is aligned with centre of steel section bottom flange		b_{sb} [mm]	100		
d [mm]	248,6		d_{sb} [mm]	110			
t_f [mm]	10,7						
$W_{el,y}$ [cm ³]	557						
Steel grade	S 355					Steel grade	S 235
f_{yk} [N/mm ²]	355					f_{yk} [N/mm ²]	235

Slab section		Wall section		Headed Studs type		NELSON/KOCO-S-19	
h_z [mm]	140	t_{wall} [mm]	300	ϕ_1 [mm]	19	e_y [mm]	200
x_r [mm]	40	$x_{r,out}$ [mm]	40	h_{ef} [mm]	210	e_z [mm]	200
$h_c - x_r$ [mm]	100	$x_{r,in}$ [mm]	40	n [row]	2	n [col]	2
Concrete	C30/37	Concrete	C30/37	f_{sk} [N/mm ²]	450	f_{yk} [N/mm ²]	350
f_{sk} [N/mm ²]	30,00	f_{sk} [N/mm ²]	30,00	Surface reinforcement		Stirrup reinforcement	
Slab reinforcement	acc. to DIN 488			# d_s [mm]	8	# d_s [mm]	0
a_s [cm ²]	15,5	f_{sk} [N/mm ²]	519	# s [mm]	150	number legs	

Joint loading		Loading components	
M_{ed} [kNm]	248,5	T_d [kN]	629,67
V_{ed} [kN]	166	C_d [kN]	629,67
		V_{ed} [kN]	166,00
		e [mm]	79,00
		M'_{ed} [kNm]	13,11



Result Data

Anchor plate in compression + bending			
For rigid anchor plate t_{min} [mm]		112,84	
Plate Type	Flexible	Comments	
β_j	0,67	This factor considered	
f_j [N/mm ²]	33,34		
c [mm]	29,23	Bearing width for equivalent rigid plate	
h'_{ap} [mm]	138,46	updated value	
b'_{ap} [mm]	158,46	updated value	
Maximum N for applied M'ed			
h_{cpr} [mm]	138,46	N_{max} [kN]	731,47
N_{con} [kN]	731,47	M'_{ed} [kNm]	13,11
		F_1 [kN]	-
		% T_{Rd}	0,00
Maximum M' for applied Ned			
h_{cpr} [mm]	124,83	N_{ed} [kN]	629,67
N_{con} [kN]	659,48	M'_{max} [kNm]	42,11
		F_1 [kN]	29,81
		% T_{Rd}	52,47

Verification	OK
No anchors in tension! The applied moment can be larger. Equivalent rigid plate is considered.	
Verification	OK
Anchors in tension!	

Obr. 2.2: První přehledný výstup

Tension resistance of upper line of anchors

Steel failure	
$N_{Rk,s}$ [kN]	122,00
n columns	2
$\Sigma N_{Rk,s}$ [kN]	244,00

Tension Resistance	
T_{Rd} [kN]	56,81

Pull Out Failure		cracked concrete considered
A_h [cm ²]	5,21	
$6 \cdot f_{ck,cube}$	222,00	
n columns	2	
$N_{Rk,p}$ [kN]	231,20	

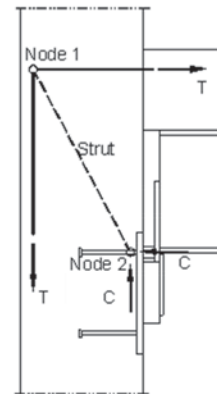
Concrete Cone Failure			
$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	35,15	$\Psi_{s,N}$	1,00
$N_{Rk,cone}^0$ [kN]	153,36	z [mm] \leq	200,00
$c_{\sigma,N}$ [mm]	315,00	$\Psi_{m,N}$	1,28
$s_{\sigma,N}$ [mm]	630,00	$\Psi_{re,N}$	1,00
$A_{c,N}^0$ [cm ²]	7938,00	$\Psi_{ec,N}$	1,00
$A_{c,N}$ [cm ²]	3444,50	$\Psi_{u\sigma,N}$	1,00
c [mm]	$> c_{\sigma,N}$	$N_{Rk,cone}$ [kN]	85,21

CC Failure + suppl. stirrups (IWB model)			
x [mm]	-	A_s [cm ²]	-
Ψ_{supp}	-	$N_{Rd,rein.}$ [kN]	-
$N_{Rd,cone}$ [kN]	-	$N_{Rd,anch.}$ [kN]	-
design values!			

Splitting Failure			
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	-	$\Psi_{s,N}$	-
$c_{\sigma,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{h,sp}$	-
$s_{\sigma,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{ec,N}$	-
$A_{c,sp}^0$ [cm ²]	-	$\Psi_{m,N}$	-
$A_{c,sp}$ [cm ²]	-	$\Psi_{u\sigma,N}$	-
c [mm]	$> c_{\sigma,sp}$	$N_{Rk,sp}$ [kN]	OK

acc. to NA Germany			
k_2	0,75	CCT node	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm ²]
f_{cd} [N/mm ²]	17,00	TC	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm ²]
V	1	TT	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm ²]
k_3	0,75	TTC node	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm ²]

	Assess upper node N1		Assess lower node N2		
	Acting stress (srb \geq 80)		Acting stress		
z [mm]	394,65	$b_{eff,b}$ [mm]	575,19	b'_{ap} [mm]	158,46
b' [mm]	240,00	a [mm]	166,27	h'_{ap} [mm]	138,46
β [°]	58,69	$A_{cs,trut}$ [cm ²]	956,37	$A_{cs,trut}$ [cm ²]	422,26
		$F_{Rd,N1}$ [kN]	1219,37	$F_{Rd,N2}$ [kN]	2153,52
		$F_{Rd,N1,h}$ [kN]	633,58	$F_{Rd,N2,h}$ [kN]	1118,96
Verification	OK		OK		



! \geq Cd = 629,67 [kN]

Reinforcement Slab	
req. A_s [cm ²]	14,0

Obr. 2.3: Podrobný výstup 2

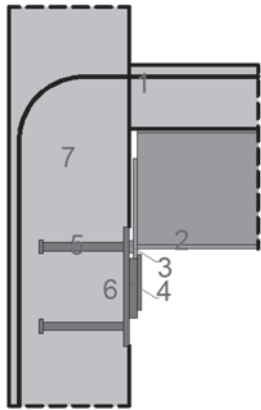
Friction				Verification	
C [kN] ≥	629,67			V _{Rd,V} [kN]	227,11
μ	0,00			V _{Rd,M} [kN]	532,99
V _{fric} [kN]	0,00				OK
Steel failure of anchors					
V _{Rk,s} [kN]	73,00				
n studs	4				
Σ V _{Rk,s} [kN]	292,00				
Pry-out Failure					
Include upper row of anchors ?		y		[Y or N]	
N ⁰ _{Rk,c} [kN]	153,36	ψ _{s,N}	1,00	N _{Rk,c} [kN]	85,21
c _{α,N} [mm]	315,00	z [mm] <	200,00	k ₃	2,00
s _{α,N} [mm]	630,00	ψ _{m,N}	1,28	V _{Rk,op} [kN]	681,70
A ⁰ _{c,N} [cm ²]	15876,00	ψ _{re}	1,00		
A _{c,N} [cm ²]	6889,00	ψ _{ec}	1,00		
c [mm]	> c _{α,N}	ψ _{uα}	1,00		
Steel Contact Plate					
l _{cp,eff} [mm]	100	C _{Rd} [kN]		705,00	
h _{cp,eff} [mm]	30	σ _{Ed} [N/mm ²]		209,89	
A _{eff} [cm ²]	30				
Verification					OK
Beam flange and web in compression					
W _{y,el} [cm ³]	557,00	ρ		-	
		M _{c,Rd} [kNm]		197,74	
A _z [cm ²]	20,54			683,49	
V _{z,Rd} [kN]	382,66	F _{fl,Rd} [kN]			
Reduction	NO	Verification			OK
Steel console in bending					
I [cm ⁴]	426,67				
W _{el} [cm ³]	106,67	Verification			
M _{Rd,c} [kNm]	37,87				OK
Design results:	Load bearing capacity	V _{R,d} =	227 kN	M _{R,d} =	250 kN
		V _{s,d} / V _{R,d} =	0,73	M _{s,d} / M _{R,d} =	0,99
	Interaction	α = 1,5	μ = -		irrelevant/no tension in stud
	Stiffness connection	S _{ini} =	135,9 MNm/rad	S _{sec} =	92,7 MNm/rad
	Ductility	μ _θ =	elastic		
	anchor plate behaviour		Flexible		acc. to EN1993-1-8
	7. Slab reinforcement	min. A _s =	15,5 cm ²		

Obr. 2.4: Podrobný výstup 3

2.1.5 Komponenty

Obecně

Komponenty pro návrh styčníku ocelobetonového nosníku na betonovou stěnu jsou shrnuty na obr. 2.5.



Pořadí	Komponenta
1	Výztuž desky v tahu
2	Stěna a pásnice nosníku v tlaku
3	Kontaktní deska v tlaku
4	Konzola v ohybu
5	Kotva v tahu
6	Beton v tlaku a kotevní deska v ohybu
7	Betonový sloupek v tlaku

Obr. 2.5: Komponenty ve styčnicku ocelobetonového nosníku

Kotevní deska v ohybu a beton v tlaku

V tlaku se počítá se silou od momentu a excentricity smykové síly. Výpočet se spustí tlačítkem 'CALCULATE'. Uvažuje se s extrémy pro

- maximální ohybový moment a daný moment od excentricity a
- maximální ohybový moment a daná tlaková síla.

Výsledky jsou v buňkách D33 a D36 včetně účinného rozměru kotevní desky.

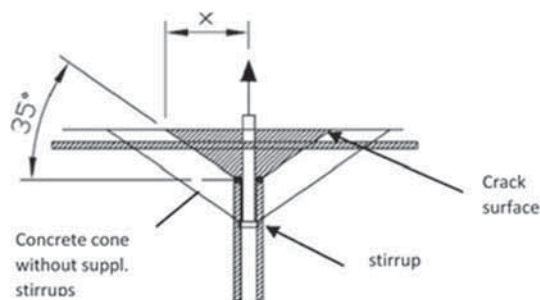
Horní řada trnů s hlavou

Uvažuje se s porušením trnu v tahu EN 1992-4-2, Cl. 6.2.3 [2].

Vytržení trnu pro beton s trhlinami se stanovuje podle EN 1992-4-2, Cl. 6.2.4 [2]., Pro beton bez trhlin je únosnost 1,4 krát větší.

Vytržení kužele betonu bez smykové výztuže se stanovuje podle EN 1992-4-2, Cl. 6.2.4 [2],

Vytržení kužele betonu se smykovou výztuží se posuzuje třmínky se 2+2 rameny, viz obr. 2.6.



Obr. 2.6: Velikost kužele na povrchu, x

Uvažuje se s porušením

- výztuže na mezi kluzu a
- výztuže vytržením z betonu.

Stěna

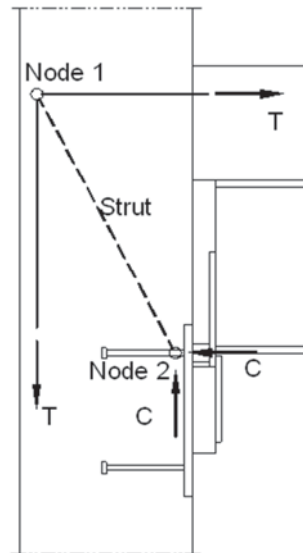
Výztuže stěny je třeba posoudit s ohledem na její konkrétní velikost.

Tlačená diagonála v betonu

Na obr. 2.7 je znázorněna čárkovanou čarou diagonála styčnicku pro posouzení betonu v tlaku,

Podélná výztuž v ocelobetonovém nosníku

Únosnost podélné výztuže v ocelobetonovém nosníku se vypočte podle EN 1994-1-1, čl. 4.4 [10] na požadovanou účinnou šířku podle čl. 4.2.



Obr. 2.7: Diagonála betonu v tlaku

Komponenty ve smyku

S třením se neuvažuje.

Únosnost trnu s hlavou ve smyku se počítá podle EN 1992-4-2, čl. 6.3.3 [2].

Vypáčení trnu s hlavou se uvažuje podle EN 1992-4-2, čl. 6.3.4 [2].

Pro stanovení smykové únosnosti se uvažuje se dvěma mechanismy porušení

- trnů s hlavou $V_{R,d,V}$ a
- kotevní desky $V_{R,d,M}$.

Ocelová část přípoje

Ocelová část přípoje je posouzena metodou komponent podle EN 1994-1-1 [10] a EN 1993-1-8 [9]. Ve výpočtu označeno samostatně jako 'OK' nebo 'NOT OK'.

2.1.6 Přehled výsledků

Ověření momentové a smykové únosnosti

Ověření momentové a smykové únosnosti je značeno $V_{R,d}$ a $M_{R,d}$, resp $V_{S,d}/V_{R,d}$ a $M_{S,d}/M_{R,d}$.

Interakce vnitřních sil

Trny jsou namáhány tahem a smykem a posuzují se podle EN 1992-4-2, čl. 6.4.1 [10].

$$\mu = \left(\frac{V_{S,d}}{V_{R,d}} \right)^\alpha + \left(\frac{T_{S,d}}{T_{R,d}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (2.1)$$

Uvažuje se $\alpha = 2,0$ podle čl. 6.4.1.1. Pro třmínky se volí $\alpha = 1,5$ podle čl. 6.4.1.2.

Tuhost a deformační kapacita

Přípoj se navrhuje jako tuhý. Jeho tuhost lze ověřit

- počáteční tuhostí S_{ini} [MNm/rad] a
- sečnou tuhostí S_{sec} [MNm/rad].

Při porušení netažných komponent lze styčník využít pouze v pružném návrhu, což je v nástroji označeno 'elastic'.

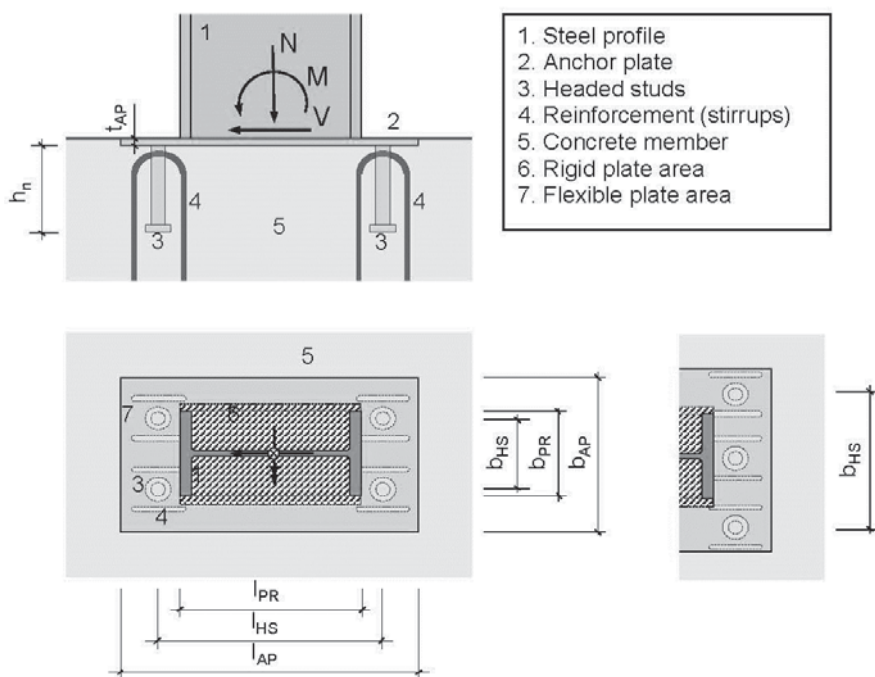
Kotevní deska a návrh výztuže ocelobetonového nosníku

Chování desky je charakterizováno jako (rigid/flexible) v buňce B45 a je stanoveno odpovídající nejmenší podélné vyztužení.

2.2 Kotvení deskou s trny

2.2.1 Obecně

Programem "Slim anchor plates with headed studs - bending joints" (Version 2.0) [22] se stanoví únosnost kotvení se čtyřmi až šesti kotevními trny, viz obr. 2.8. Návrh kotvení patní a kotevní deskou je ukázán v [13]. Nástroj pro jeho návrh, který byl zpracován v tabulkovém procesoru MS Excel, si lze stáhnout na stránce projektu <http://steel.fsv.cvut.cz/infaso/index.htm>.



Obr. 2.8: Geometrie styčnicku

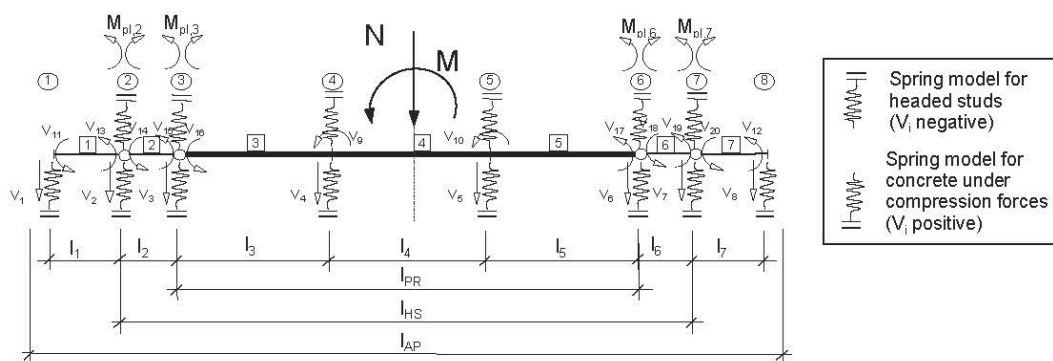
2.2.2 Postup výpočtu

Obecně

Výpočet je připraven v tabulkovém procesoru MS Office EXCEL s částmi, které jsou doplněny programem VBA.

Interakce normálové síly N a ohybového momentu M

Je navržen model spojitého nosníku uloženého na pružinách, viz obr. 2.9.



Obr. 2.9: Model spojitého nosníku uložený na pružinách

Přírůstkovou metodou podle Krätzig [18] se stanoví matice tuhosti \mathbf{K} , transformační matice \mathbf{a} a vektor vnějších sil \mathbf{P} .

$$\mathbf{v} = \mathbf{a} \cdot \mathbf{V} \quad (2.2)$$

$$\mathbf{s} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{v} + \dot{\mathbf{s}} \quad (2.3)$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{s} \quad (2.4)$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{a} \mathbf{V} + \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{V} + \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} \quad (2.5)$$

$$\mathbf{V} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{P} - \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} \quad (2.6)$$

$$\mathbf{s} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{a} \cdot \mathbf{V} + \dot{\mathbf{s}} \quad (2.7)$$

kde

- \mathbf{s} je vektor vnitřních koncových sil
- \mathbf{v} vektor přetvoření
- \mathbf{P} vektor vnějších sil
- \mathbf{V} vektor vnějších posunů
- \mathbf{k} redukovaná matice tuhosti
- \mathbf{a} kinematická transformační matice
- $\dot{\mathbf{s}}$ vektor vnitřních sil pro tuhá tělesa

nelinearita materiálu se uvažuje jako

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{\text{sing}} + \mathbf{K}_{\text{bound}} \quad (2.8)$$

kde

- \mathbf{K}_{sing} je matice tuhosti s klouby v uzlech 2, 3, 6 a 7;
- $\mathbf{K}_{\text{bound}}$ matice tuhosti pro dané vnitřní síly

$$\mathbf{P} = \mathbf{P}' + \Delta \mathbf{P} \quad (2.9)$$

kde

- \mathbf{P}' je síla v uzlu od vnějšího zatížení
- $\Delta \mathbf{P}$ síla v uzlu od nelineárních pružin a plastických kloubů
- \mathbf{a} variance sil v uzlech 2, 3, 6 a 7 bez plastických kloubů

Reakce se stanoví násobením diagonály matice $\mathbf{K}_{\text{bound}}$ odpovídajícími deformacemi \mathbf{V} a uzlovými silami \mathbf{P}' jako

$$C = K_{\text{bound}}^{88} \cdot V^8 + \Delta P^8 \quad (2.10)$$

$$C_1 = K_{\text{bound},11} \cdot V_1 + \Delta P_1; \dots; C_8 = K_{\text{bound},88} \cdot V_8 + \Delta P_8 \quad (2.11)$$

$$P = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_{20} \end{bmatrix} (20 \times 1) \quad V = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ \vdots \\ V_{20} \end{bmatrix} (20 \times 1) \quad s = \begin{bmatrix} M_1^1 \\ M_r^1 \\ \vdots \\ M_1^7 \\ M_r^7 \end{bmatrix} (14 \times 1) \quad \dot{s} = \begin{bmatrix} \dot{M}_1^1 \\ \dot{M}_r^1 \\ \vdots \\ \dot{M}_1^7 \\ \dot{M}_r^7 \end{bmatrix} (14 \times 1)$$

$$k^2 = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{1} & \frac{2EI}{1} \\ \frac{2EI}{1} & \frac{4EI}{1} \end{bmatrix}^e (2 \times 2) \quad k = \begin{bmatrix} \frac{4EI_1}{l_1} & \frac{2EI_1}{l_1} & & 0 & 0 \\ \frac{2EI_1}{l_1} & \frac{4EI_1}{l_1} & \dots & 0 & 0 \\ & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & & \frac{4EI_7}{l_7} & \frac{2EI_7}{l_7} \\ 0 & 0 & \dots & \frac{2EI_7}{l_7} & \frac{4EI_7}{l_7} \end{bmatrix} (14 \times 14)$$

$$a = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l_1} & \frac{1}{l_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{l_1} & \frac{1}{l_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{l_2} & \frac{1}{l_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{l_2} & \frac{1}{l_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{l_3} & \frac{1}{l_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{l_3} & \frac{1}{l_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_4} & \frac{1}{l_4} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_4} & \frac{1}{l_4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_5} & \frac{1}{l_5} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_5} & \frac{1}{l_5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_6} & \frac{1}{l_6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_6} & \frac{1}{l_6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_7} & -\frac{1}{l_7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_7} & -\frac{1}{l_7} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} (14 \times 20)$$

Pokud v uzlech 2, 3, 6 a 7 nebudou plastické klouby hodnoty, platí

$$K_{\text{sing}} = a^T \cdot k \cdot a (20 \times 20) \quad (2.12)$$

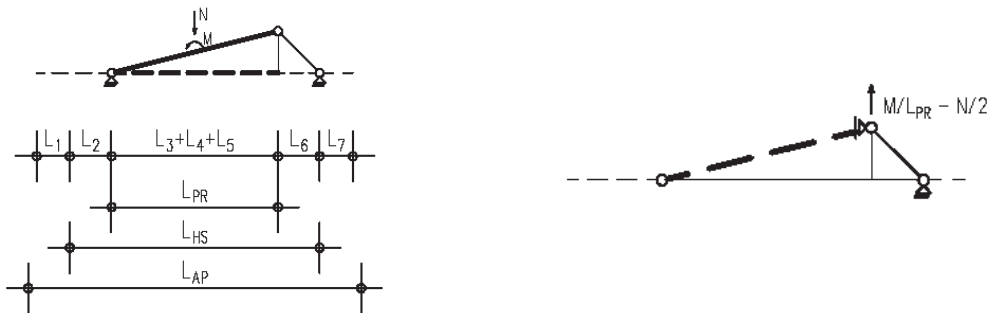
$$K_{\text{Bound}} = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & K_{2020} \end{bmatrix} (20 \times 20) \quad (2.13)$$

$$K = K_{\text{sing}} + K_{\text{Bound}} (20 \times 20) \quad (2.14)$$

Řešení počítá se 100 kroky interakce.

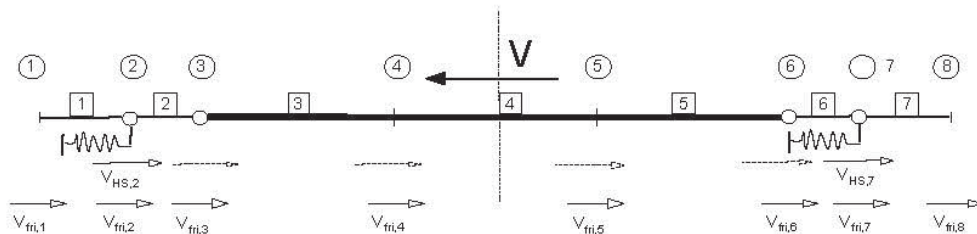
Chování po vytvoření plastických kloubů

Po vytvoření kloubového mechanismu přechází deska v soustavu tažených prvků, viz obr. 2.10. Mechanismus se v tomto výpočtu nevyužívá. Je ale řešen modelem pro kotvení patní a kotevní deskou, který je zpracován v tabulkovém procesoru MS Excel na stránce projektu <http://steel.fsv.cvut.cz/infaso/index.htm>.



Obr. 2.10: Model pomocí tažených prvků

Smykové síly V lze přenést třením, viz obr. 2.11 a trny s hlavou.



Obr. 2.11: Model přenášení smykového namáhání

2.2.3 Tabulkový procesor

Program je připraven v tabulkovém procesoru MS Excel a MS Visual Basic. Ovládá se tabulkami "Input + Output" a "Design output". Postup je shrnut tab. 2.1. a 2.2.

Tab. 2.1: Přehled tabulek

Jméno	Odkaz/řešení
"Input + Output"	Kap. 2.2.7
"Design output"	Kap. 2.2.8
"Headed studs tension"	Komponenty v tahu
"Headed studs shear"	Komponenty ve smyku
"HS interaction tension-shear"	Interakce vnitřních sil
"Concrete member compression"	Komponenty v tlaku
"Steel plate bending"	Kotevní deska v ohybu
"Calculation core anchor plate"	Výpočet náhradního spojitého nosníku
"Data"	Vstupní data pro výpočet
"Data temp"	Data při výpočtu

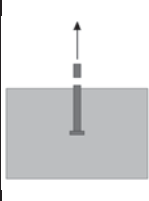
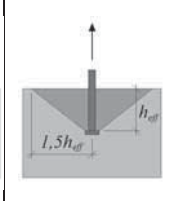
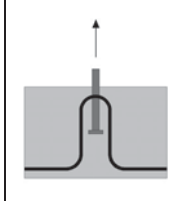
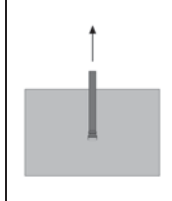
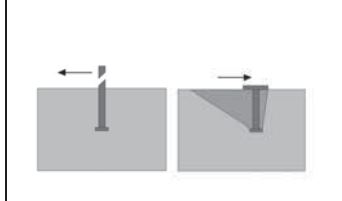
Tab. 2.2: VBA-program




Jméno	Odkaz/řešení
"NL_Berechnung"	Iterace spojitého nosníku na pružných podporách ve sto krocích

2.2.4 Komponenty

Shrnutí komponent ve styčnicku s tenkou kotevní deskou je v tab. 2.3.

Tab. 2.3: Komponenty ve styčnicku s tenkou kotevní deskou

Komponenta	Trn s hlavou v tahu	Vytržení kužele betonu	Porušení smykové výztuže	Vytržení trnu s hlavou	Trn s hlavou ve smyku
Schéma					

Komponenta	Tření	Beton v tlaku	Trn v tahu/smyku
Schéma			

2.2.5 Dílčí součinitele spolehlivosti

Dílčí součinitele spolehlivosti jsou shrnuty v tab. 2.4 až 2.6.

Tab. 2.4: Podle CEN/TS 1992-4-1:2009 4.4.3.1.1 [1] pro MSÚ

Ocel		
Kotva v tahu	Kotva ve smyku	Výztuž
γ_{Ms}	γ_{Ms}	$\gamma_{Ms, re}$
$\gamma_{Ms}=1,2 \cdot f_{uk}/f_{yk}$ ($\gamma_{Ms} \geq 1,4$)	$\gamma_{Ms}=1,0 \cdot f_{uk}/f_{yk}$ ($\gamma_{Ms} \geq 1,25$ ($f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ a $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$))	1,15
	$\gamma_{Ms}=1,25$ ($f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2$ nebo $f_{yk}/f_{uk} > 0,8$)	

Tab. 2.5: Podle EN 1993-1-8 [9] pro MSÚ

Ocel
Patní deska
γ_{Ma}
1,00
(ne porušení stabilitou)

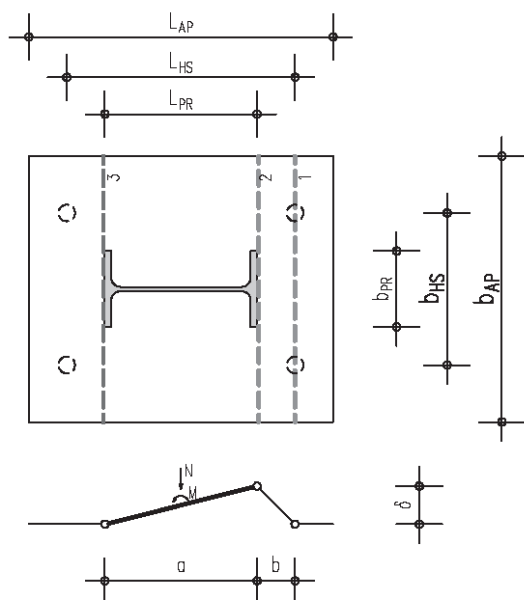
Tab. 2.6: Podle CEN/TS 1992-4-1:2009 4.4.3.1.2 [1] pro MSÚ

Beton			
Vytržení kužele	Vypáčení trnu	Soudržnost trnu	Porušení
γ_{Mc}	γ_{Mc}	γ_{Mp}	γ_{Mc}
1,5	1,5	1,5	1,5

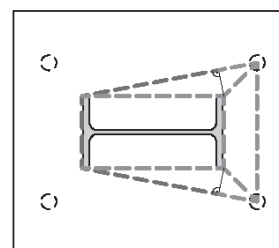
2.2.6 Okrajové podmínky

Kotevní deska se počítá pro model plastických linií v kotevní desce na obr. 2.12 a 2.13.

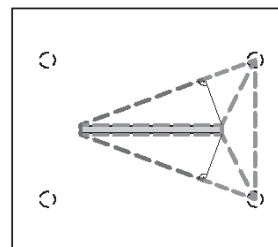
Válcovaný průřez tvaru I



Obr. 2.12: Model plastických linií v kotevní desce



Plech



Obr. 2.13: Model plastických linií v kotevní desce pro $b_{HS} > b_{PR}$

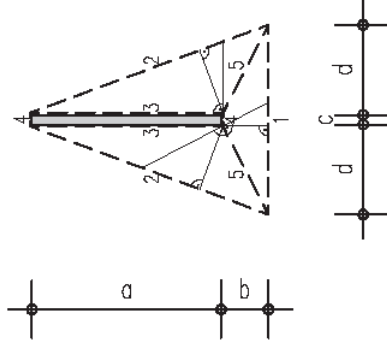
Únosnost v tahu, viz obr. 2.12, se stanoví jako

$$Z_{Rd} \cdot \delta = m_{pl,Rd} \cdot b_{AP} \cdot \left(\frac{2 \cdot \delta}{a} + \frac{2 \cdot \delta}{b} \right) \quad (2.15)$$

$$Z_{Rd} = m_{pl,Rd} \cdot f_{bar} \quad (2.16)$$

$$f_{bar} = \frac{b_{AP} \cdot \left(\frac{2}{a} + \frac{2}{b}\right)}{\delta} \quad (2.17)$$

Pro případ na obr. 2.14 se počítá jako



Obr. 2.14: Geometrie plastických linií

$$\begin{aligned} l_1 &= c + 2 \cdot d \\ l_2 &= ((a+b)^2 + d^2)^{1/2} \\ l_3 &= a \\ l_4 &= c \\ l_5 &= (b^2 + d^2)^{1/2} \\ s_1 &= b \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} s_2 &= l_3 \cdot \sin \alpha_{23} \text{ s } \sin \alpha_{23} = d / l_2 \\ s_3 &= l_3 / \tan \alpha_{23} \text{ s } \tan \alpha_{23} = d / (a+b) \\ s_4 &= s_1 \end{aligned} \quad (2.19)$$

$$\begin{aligned} s_{5-1} &= l_5 \cdot \tan \alpha_{15} \text{ s } \tan \alpha_{15} = b / d \\ s_{5-2} &= l_5 \cdot \tan \alpha_{25} \text{ s } \sin \alpha_{25} = s_2 / l_5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \psi_1 &= \delta / s_1 \approx \psi_1 \\ \tan \psi_2 &= \delta / s_2 \approx \psi_2 \\ \tan \psi_3 &= \delta / s_3 \approx \psi_3 \\ \tan \psi_{4,0} &= \delta / l_3 + \delta / s_4 \approx \psi_{4,0} \\ \tan \psi_{4,u} &= \delta / l_3 \approx \psi_{4,u} \\ \tan \psi_5 &= \delta / s_{51} + \delta / s_{52} \approx \psi_5 \end{aligned} \quad (2.20)$$

$$\begin{aligned} Z_{Rd} \cdot \delta &= m_{pl,Rd} \cdot (l_1 \cdot \psi_1 + 2 \cdot l_2 \cdot \psi_2 + 2 \cdot l_3 \cdot \psi_3 + l_4 \cdot (\psi_{4,0} + \psi_{4,u}) + 2 \cdot l_5 \cdot \psi_5) \\ Z_{Rd} &= m_{pl,Rd} \cdot f_{local} \end{aligned} \quad (2.21)$$

$$f_{local} = (l_1 \cdot \psi_1 + 2 \cdot l_2 \cdot \psi_2 + 2 \cdot l_3 \cdot \psi_3 + l_4 \cdot (\psi_{4,0} + \psi_{4,u}) + 2 \cdot l_5 \cdot \psi_5) / \delta$$

Pro $f_{local} < f_{bar}$ se vypočítá účinná šířka jako

$$b_m = b_{AP} \cdot f_{local} / f_{bar} \quad (2.22)$$

Ve výpočtu se počítá s třmínky podle obr. 2.15.



Hodnoty X a Y se volí co nejmenší

Obr. 2.15: Třmínky kolem kotevního trnu s hlavou

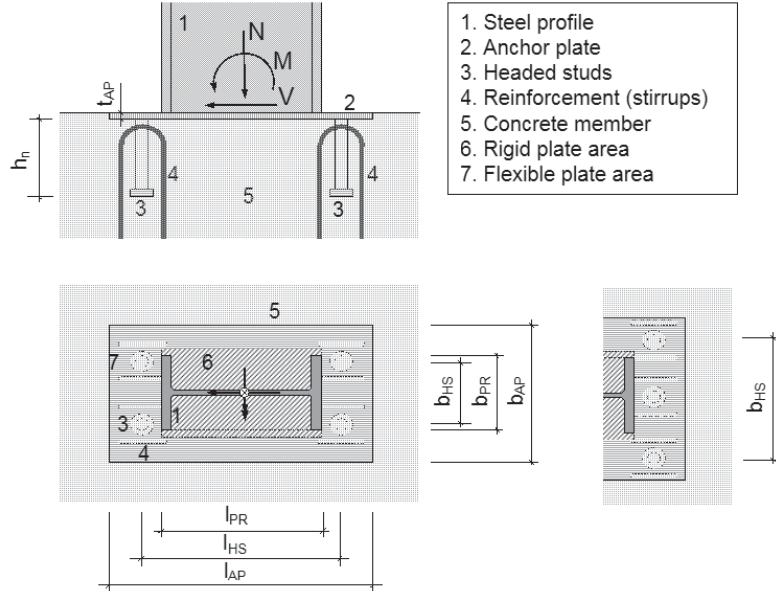
2.2.7 Vstupy

Tabulka vstupů "Input + Output" je vybavena tlačítkem pro spuštění výpočtu "Calculation", pod kterým je zobrazena míra využití.

1. řádka - ocelový průřez se zadá délkou l_{PR} [mm] a b_{PR} [mm]
2. řádka - patní deska se zadá délkou l_{AP} [mm], šířkou b_{AP} [mm], tloušťkou t_{AP} [mm], počtem trnů v řadě (2 nebo 3) a materiálem.
3. řádka - kotevní trny se zadají roztečemi l_{HS} [mm], b_{HS} [mm]; průměrem dřívku [mm]; délkou h_n [mm] a materiálem. Pro $l_{HS} \leq l_{PR}$ se požaduje $b_{HS} \leq b_{PR} + 5 \cdot t_{AP}$.
4. řádka - výztuž se zadá průměrem d_s [mm] a materiálem.
5. řádka - betonový blok se zadá tloušťkou h_c [mm] a materiálem.
6. řádka - namáhání se zadá momentem M_{Ed} [kNm] a normálovou N_{Ed} [kN] a smykovou silou V_{Ed} [kN]. Zadávají se návrhové hodnoty sil.

SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS

Drawing:



Input:

1. Steel profile	l_{PR} [mm]	b_{PR} [mm]			
	280	350			
2. Anchor plate	l_{AP} [mm]	b_{AP} [mm]	t_{AP} [mm]	Studs/row	Material:
	560	350	12	2	S355
3. Headed studs	l_{HS} [mm]	b_{HS} [mm]	Shaft \varnothing	Length h_n	Material:
	440	150	22	200	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	d_s [mm]				Material:
	8				B500A
5. Concrete member	h_c [mm]				Material:
	300				C35/45
Loads	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]		
	32,0	-10,0	0,0		

Design results:

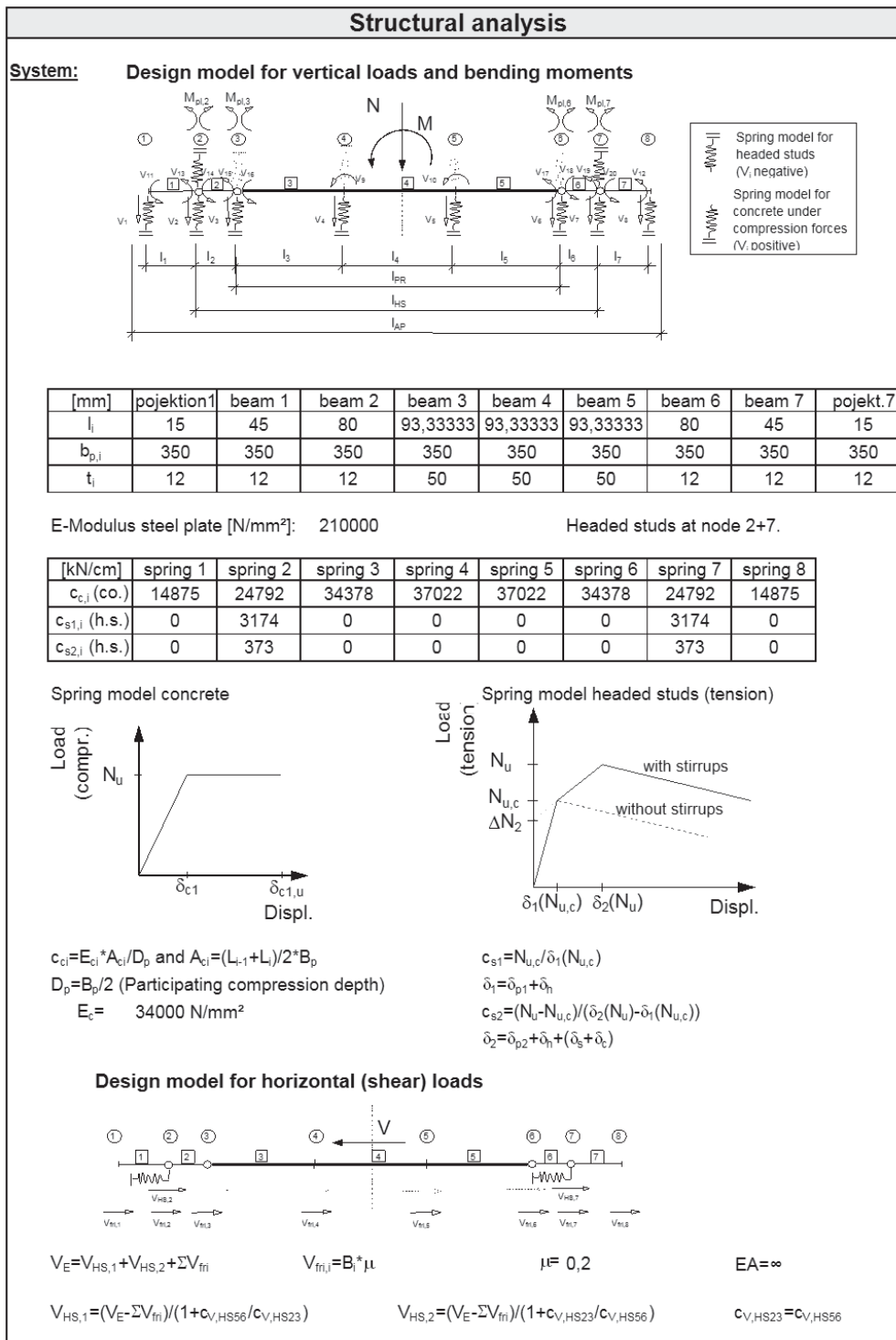
Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,69	☺
Headed studs shear	0,00	☺
Headed studs interact. tens./shear	0,48	☺
Concrete member pression	0,04	☺
Steel plate bending	0,75	☺

CALCULATION

Obr. 2.16: Tabulka vstupů

2.2.8 Výstupy

Tabulka "Design output" se dělí na tři části. První informuje o analýze, viz obr. 2.17. Druhý přináší únosnosti uvažovaných komponent, viz obr. 2.18. Poslední shrnuje hlavní výstupy, viz obr. 2.19.



Design output 1/3

Obr. 2.17: Tabulka s výstupy, analýza

Loads:				$\Delta M_{Ed} = V_{Ed} * (t_p + d)$					
M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}							
[kNm]	[kN]	[kN]							
32,0	-10,0	0,0							

Internal forces: Bearing reactions and bending moments caused by M_{Ed} and N_{Ed}

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
B_i	0,00	33,31	50,48	0,00	0,00	0,00	-161,14	67,34	[kN]
M_i	0,00	0,00	2,66	10,49	-13,23	-4,47	3,03	0,00	[kNm]

Bearing reactions caused by V_{Ed} used for concrete design

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
V_i	-	-15,11	0,00	0,00	0,00	0,00	-15,11	-	[kN]
$V_{fr,i}$	0,00	6,66	10,10	0,00	0,00	0,00	0,00	13,47	[kN]

Bearing reactions caused by V_{Ed} used for steel design

$V_{Ed,max} = \text{MIN}[\text{MIN}[(1-n_{V2}^2) * V_{Rd,s}^2]^{0,5}; V_{Ed,tot}] = 0 \text{ N}$ Statement: $n_N^2 + n_{V2}^2 = 1 \rightarrow V_{Ed}$
 $V_{Ed,min} = V_{Ed,tot} - V_{Ed,max} = 0 \text{ N}$

Verifications: Headed studs under tension loads

Steel failure of fasteners

Yielding resistance $N_{Rk,y,s} = n_a * A_s * f_{yk} = 326914 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,y,s} = N_{Rk,y,s} / \gamma_{Ms} = 233510 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,y,s} = 0,69$ ☺

Ultimate resistance $N_{Rk,u,s} = n_a * A_s * f_{uk} = 357325 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} = 255232 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,s} = 0,63$ ☺

Concrete cone failure

$N_{Rk,u,c} = N_{u,c}^o * A_{c,N} / A_{c,N}^o * \Psi_{s,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{m,N} * \Psi_{ucr,N} = 234945 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} = 156630 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,c} = 1,03$ ☹

Concrete cone failure with reinforcement

Concrete failure $N_{Rk,u,max} = \Psi_{supp} * N_{Rk,u,c} = 539177 \text{ N}$

Yielding of reinforcement $N_{Rk,u,1} = A_{s,y} * f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} * k_c = 403972 \text{ N}$

Anchorage failure $N_{Rk,u,2} = N_{sbu} + N_{u,c} + \delta_{sbu} * k_c = 536688 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,cc+hr} = 351280 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,cc+hr} = 0,46$ ☺

$N_{Rd,u,cc+hr} = \text{MIN}[N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc}]$

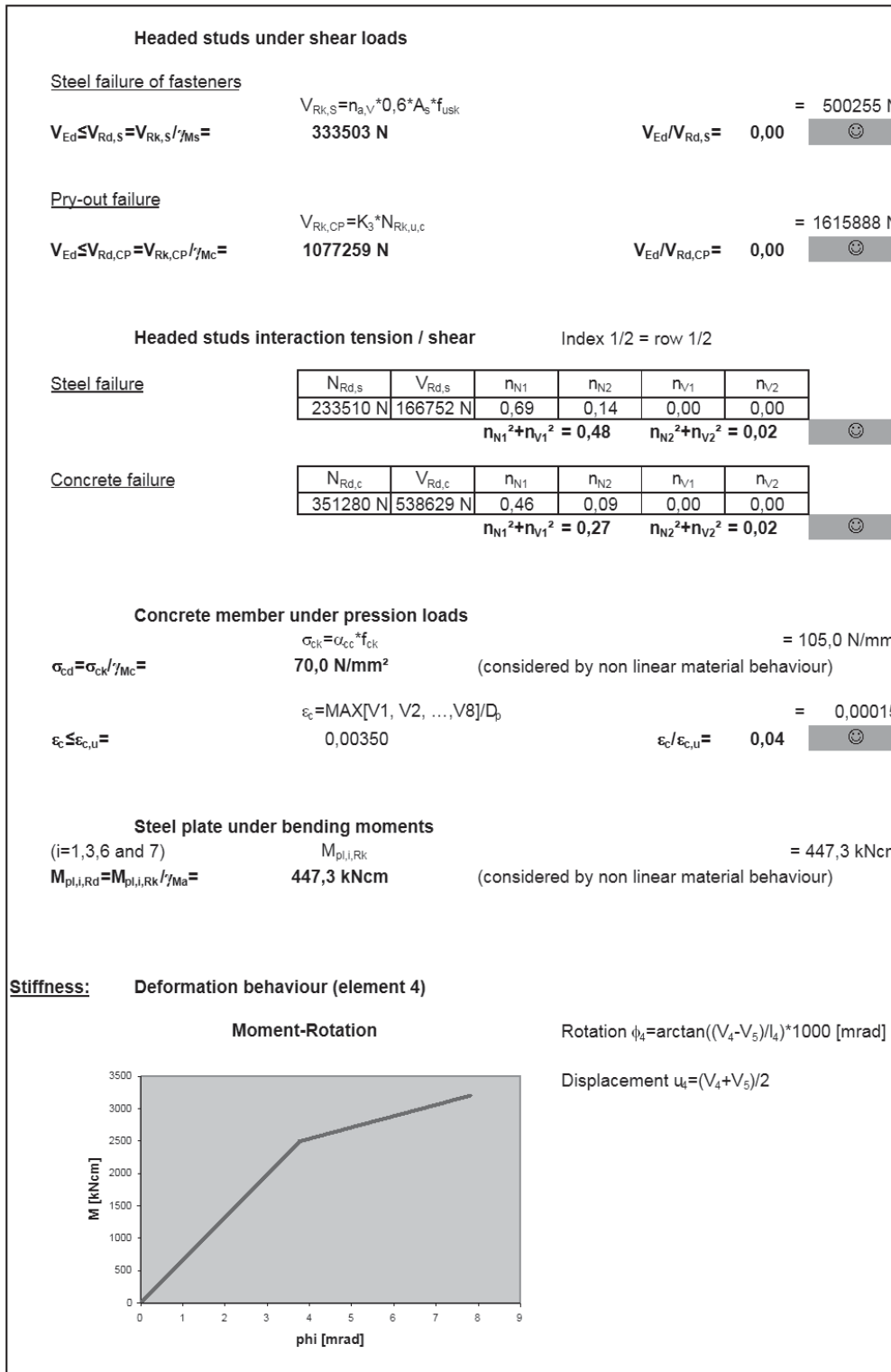
Pull-out failure

$N_{Rk,p} = n * p_k * A_h = 746389 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} = 497593 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,p} = 0,32$ ☺

Design output 2 / 3

Obr. 2.18: Tabulka s výstupy, vnitřní síly



Obr. 2.19: Tabulka s výstupy, shrnutí

2.2.9 Optimalizace návrhu

Únosnost styčnicku lze zvýšit úpravou rozhodující komponenty. Pro velké ohybové momenty a/nebo normálové síly lze:

- (M1) přidat smykovou výztuž.
- (M2) zvětšit rozteč trnů l_{HS} .
- (M3) zvětšit vzdálenost trnů $b_{HS} = 3 \cdot h_{ef}$.
- (M4) zvětšit délku trnů
- (M5) zvětšit průměr trnů
- (M6) zvýšit počet trnů v řadě
- (M7) zlepšit kvalitu trnu
- (M8) zlepšit kvalitu betonu
- (M9) zvětšit tloušťku kotevní desky
- (M10) zlepšit kvalitu desky

Pro velké posouvající síly V lze:

- (M2a) zvětšit rozteč trnů $l_{HS} = 3 \cdot h_{ef}$.
- (M3) zvětšit vzdálenost trnů $b_{HS} = 3 \cdot h_{ef}$.
- (M4) zvětšit délku trnů
- (M5) zvětšit průměr trnů
- (M6) zvýšit počet trnů v řadě
- (M7) zlepšit kvalitu trnu
- (M8) zlepšit kvalitu betonu

Pro kombinaci namáhání je doporučená metodika v tab. 2.7.

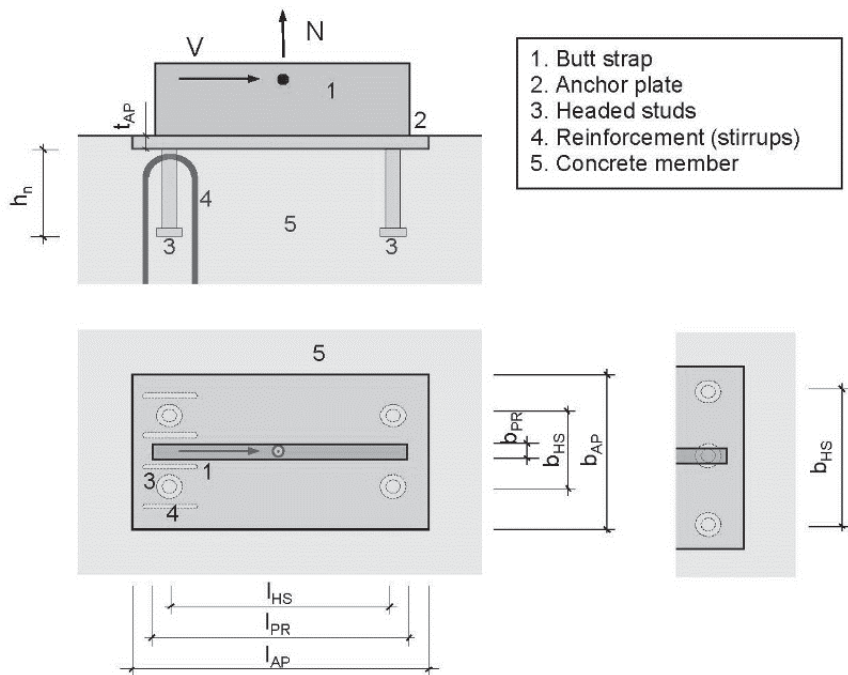
Tab. 2.7: Optimalizace kotvení kotevní deskou

Cíl	Postup
Tenká kotevní deska	Zvětšit vzdálenost a rozteč trnů
Velká deformační kapacita	Snížit tloušťku kotevní desky
Krátké trny	Pro ohyb M1, M2, M3, M5, M6, (M7), M8, M9, M10; Pro smyk M2a, M3, M5, M6, (M7), M8
Bez výztuže	Pro ohyb M2 až M8, (M9), (M10)

2.3 Tuhá kotevní deska s trny

2.3.1 Obecně

Nástroj “Rigid anchor plate with headed studs – simple joint” (Version 2.0) [23] umožňuje výpočet kotvení tuhou kotevní deskou se čtyřmi až šesti trny s hlavou, viz obr. 2.20. Výpočet je přednostně určen pro kloubové přípoje ocelových nosníků na betonové stěně. Při návrhu se uvažuje s excentricitou smykové síly. Kotevní deska se uvažuje tuhá tak, že se při namáhání deformuje pouze pružně.



Obr. 2.20: Přípoj s tuhou kotevní deskou

2.3.2 Postup návrhu

Výpočet je připraven v tabulkovém procesoru MS Office EXCEL s částmi, které jsou doprogramovány programem VBA. Nejprve se stanovuje z rovnováhy ohybových momentů a výminky sil ve vodorovném směru výška tlačené části, viz obr. 4.11. Pro smykovou sílu se počítá

$$V_{Ed} = V_{Ed,2} + V_{Ed,2} + V_f \quad (2.23)$$

Podle [13] kapitola 5.2.2 [13] lze psát

$$V_{Ed} = V_{Ed,2} \cdot \frac{(e + t + d)}{(z + \mu \cdot d)} \quad (2.24)$$

2.3.3 Tabulkový procesor

Program je připraven na 10 listech tabulkového procesoru MS Excel a MS Visual Basic. Program se ovládá tabulkami "Input + Output" a "Design output". Postup návrhu je shrnut

Tab. 2.1

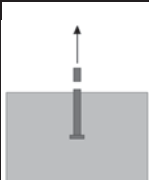
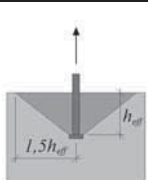
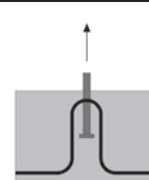
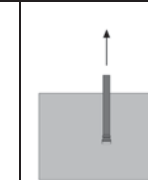
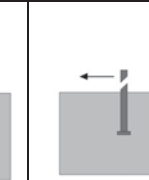
Tab. 2.8: Přehled tabulek



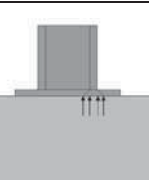
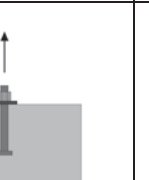
Jméno	Odkaz/řešení
"Input + Output CM"	Kap. 3.2.7
"Design output CM"	Kap. 3.2.8
"Headed studs tension"	Komponenty v tahu
"Headed studs shear"	Komponenty ve smyku
"Headed studs interaction tension-shear"	Interakce vnitřních sil
"Concrete member under compression"	Komponenty v tlaku
"Steel plate bending CM"	Kotevní deska v ohybu
"Calculation core CM"	Výpočet náhradního spojitého nosníku
"Data"	Vstupní data pro výpočet
"Data temp"	Data při výpočtu

2.3.4 Komponenty

Shrnutí komponent ve styčnicku s tuhou kotevní deskou je v tab. 2.9.

Tab. 2.9: Komponenty ve styčnicku s tuhou kotevní deskou

Komponenta	Trn s hlavou v tahu	Vytržení kužele betonu	Porušení smykové výztuže	Vytržení trnu s hlavou	Trn s hlavou ve smyku
Schéma					

Komponenta	Tření	Beton v tlaku	Trn v tahu/smyku	Kotevní deska v ohybu
Schéma				

2.3.5 Okrajové podmínky

Předpokládá se poloha desky pro l_{AP} a b_{AP} . Požadavky na kotevní blok jsou shrnuty v [14]. V návrhu se uvažuje se smykovou výztuží.

2.3.6 Vstupy

Tabulka vstupů "Input + Output" je vybavena tlačítkem pro spuštění výpočtu "Calculation", pod kterým je zobrazena míra využití, viz obr. 2.21.

1. řádka - ocelový průřez se zadá délkou a l_{PR} [mm] a b_{PR} [mm]

2. řádka – patní deska se zadá délkou l_{AP} [mm], šířkou b_{AP} [mm], tloušťkou t_{AP} [mm], počtem trnů v řadě (2 nebo 3) a materiálem.

3. řádka – kotevní trny se zadají roztečemi l_{HS} [mm], b_{HS} [mm]; průměrem dřívku [mm]; délkou h_n [mm] a materiálem. Pro $l_{HS} \leq l_{PR}$ se požaduje $b_{HS} \leq b_{PR} + 5 \cdot t_{AP}$.

4. řádka - výztuž se zadá průměrem d_s [mm] a materiálem.

5. řádka - betonový blok se zadá tloušťkou h_c [mm] a materiálem.

6. řádka – namáhání se zadá momentem M_{Ed} [kNm] a normálovou N_{Ed} [kN] a smykovou silou V_{Ed} [kN]. Zadávají se návrhové hodnoty sil.

New Market Chances for Steel Structures
by Innovative Fastening Solutions

RIGID ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (PINNED JOINT) Version 1.x

Drawing:

Input:

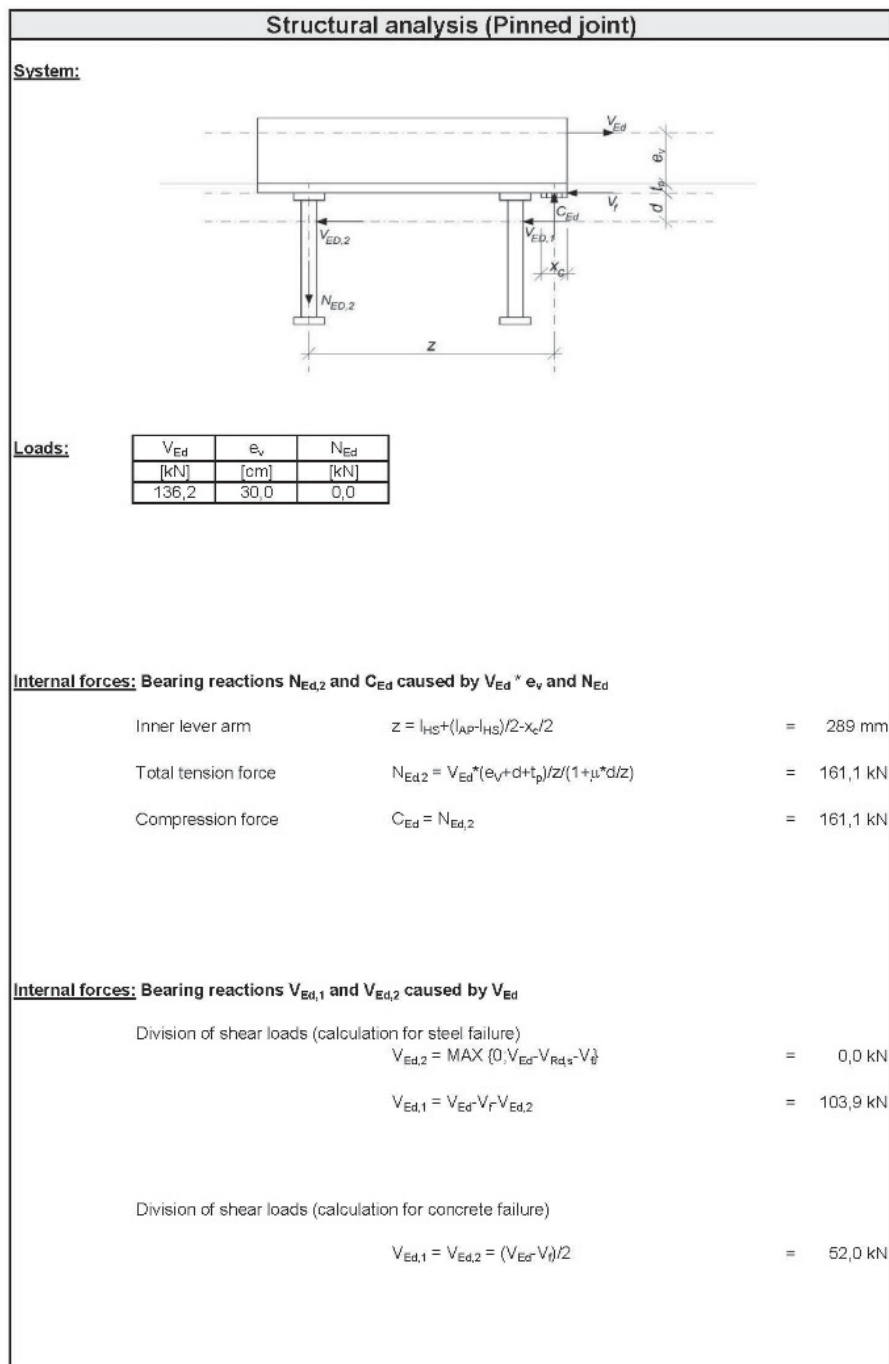
1. Steel profile	l_{PR} [mm]	b_{PR} [mm]				
	220	10				
2. Anchor plate	l_{AP} [mm]	b_{AP} [mm]	t_{AP} [mm]	Studs/row	Material:	
	350	250	25	2	S355	
	3. Headed studs	l_{HS} [mm]	b_{HS} [mm]	Shaft \varnothing	Length h_n	Material:
		250	150	22	150	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	d_s [mm]				Material:	
	8				B500A	
5. Concrete member	h_c [mm]				Material:	
	250				C30/37	
Loads	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	e [cm]		
	40,9	0,0	136,2	30,0		
	Design results:					
Element		Exploitat.				
Headed studs tension		0,94	⊖			
Headed studs shear		0,56	⊖			
Headed studs interact. tens./shear		0,99	⊖			
Concrete member pression		1,00	⊖			
Steel plate bending		0,96	⊖			

Input+Output CM 1 / 1

Obr. 2.21: Tabulka vstupů

2.3.7 Výstupy

Tabulka "Design output" se dělí na tři části, které informují o analýze, viz obr. 2.21, přináší únosnosti uvažovaných komponent, viz obr. 2.22, a shrnují hlavní výstupy, viz obr. 2.23.



Design output CM 1 / 2

Obr. 2.22: Tabulka s výstupy, analýza

Verifications: Headed studs under tension loads

Steel failure of fasteners
 Ultimate resistance $N_{Rk,u,s} = n_b \cdot A_s \cdot f_{yk} = 342,1 \text{ kN}$
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} = 221,7 \text{ kN}$ $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,s} = 0,73$ ☹️

Concrete cone failure (without additional reinforcement)
 $N_{Rk,u,c} = N_{0,u,c} \cdot A_c / A_c \cdot N^{0,5} \cdot N^{0,5} \cdot f_{te} \cdot N^{0,5} \cdot m \cdot N^{0,5} \cdot u_{sr} \cdot N = 142,8 \text{ kN}$
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} = 95,2 \text{ kN}$ $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,c} = 1,69$ ☹️

Concrete cone failure with reinforcement
 Concrete failure $N_{Rk,u,max} = \eta \cdot I_{supp} \cdot N_{Rk,u,c} = 321,1 \text{ kN}$
 Yielding of reinforcement $N_{Rk,u,1} = A_{s,y} \cdot f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} \cdot K_c = 307,1 \text{ kN}$
 Anchorage failure $N_{Rk,u,2} = N_{ebu} + N_{u,c} + \delta_{ebu} \cdot K_c = 320,6 \text{ kN}$
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,cc+tr} = 213,8 \text{ kN}$ $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,cc+tr} = 0,75$ ☹️
 $N_{Rd,u,cc+tr} = \min[N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc}]$

Pull-out failure
 $N_{Rk,p} = n \cdot D_k \cdot A_h = 258,4 \text{ kN}$
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} = 172,3 \text{ kN}$ $N_{Ed,2} / N_{Rd,p} = 0,94$ ☹️

Headed studs under shear loads

Steel failure of fasteners
 $V_{Rk,s} = n_b \cdot V \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{usk} = 239,5 \text{ kN}$
 $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 186,3 \text{ kN}$ $V_{Ed,1} / V_{Rd,s} = 0,56$ ☹️

Pry-out failure
 $V_{Rk,CP} = K_3 \cdot N_{Rk,u,c} = 107,5 \text{ kN}$
 $V_{Ed,1/2} \leq V_{Rd,CP} = V_{Rk,CP} / \gamma_{Mc} = 107,5 \text{ kN}$ $V_{Ed,1/2} / V_{Rd,CP} = 0,48$ ☹️

Headed studs interaction tension / shear Index 1/2 = row 1/2

Steel failure

$N_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	n_{N1}	n_{N2}	n_{V1}	n_{V2}
221,7 kN	186,3 kN	0,00	0,73	0,56	0,00
		$n_{N1}^2 + n_{V1}^2 = 0,31$		$n_{N2}^2 + n_{V2}^2 = 0,53$	

Concrete failure

$N_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	n_{N1}	n_{N2}	n_{V1}	n_{V2}
213,8 kN	107,5 kN	0,00	0,75	0,48	0,48
		$n_{N1}^{1,5} + n_{V1}^{1,5} = 0,34$		$n_{N2}^{1,5} + n_{V2}^{1,5} = 0,99$	

Concrete member under pression loads
 $C_{Rd} = f_{jd} \cdot x_c \cdot b_{eff} = 161,4 \text{ kN}$
 $C_{Ed} \leq C_{Rd} = 161,4 \text{ kN}$ $C_{Ed} / C_{Rd} = 1,00$ ☹️

Steel plate under bending moments
 $M_{Ed} = N_{Ed,2} / 2 \cdot m = 500 \text{ kNcm}$
 $M_{d,Rk} = l_{eff,1} \cdot t_p^2 / 6 \cdot f_{yk} = 519 \text{ kNcm}$
 $M_{el,Rd} = M_{d,Rk} / \gamma_{M2} = 519,2 \text{ kNcm}$ $M_{Ed} / M_{el,Rd} = 0,96$ ☹️

Design output CM 2/ 2

Obr. 2.23: Tabulka s výstupy, vnitřní síly

2.3.8 Optimalizace návrhu

Únosnosti styčnicku lze zvýšit posílením rozhodující komponenty, viz kap. 2.2.9. Pro kloubový přípoj je připravena studie hlavních součinitelů v kap. 4.3.

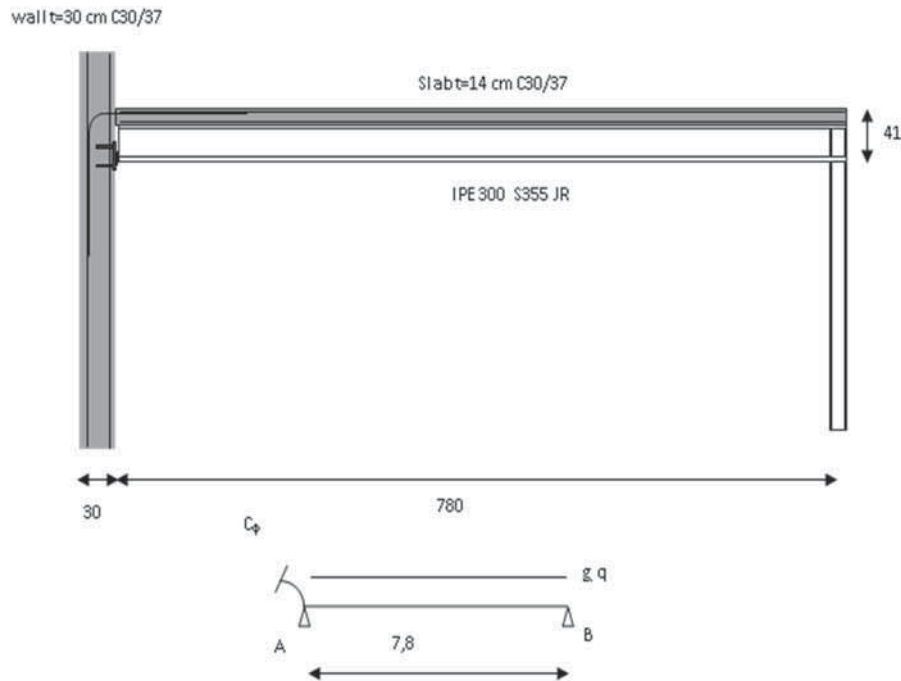
3 Řešené příklady

3.1 Přípoj ocelobetonového nosníku na betonovou stěnu

3.1.1 Obecně

Nosná konstrukce

V administrativní budově je navržen ocelobetonový strop s modulem 1,35 m a rozpětím 7,8 m. Navrhuje se válcovaný nosník průřezu IPE 300 s ocelobetonovou spřaženou deskou. Ohybově tuhý přípoj snižuje deformace stropu a zvyšuje ekonomii jeho návrhu.



Obr. 3.1: Konstrukční systém

Konstrukční systém

Ocelobetonový nosník průřezu na rozpětí 7,8 s roztečí $2 \cdot 1,35 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$, viz obr. 3.1.

- Prefabrikovaná deska má tloušťku 60 mm s nadbetonováním 140 mm
- Průřez IPE 300 materiálu S355 JR
- Rovnoměrné zatížení
- Rozteč sloupů 2,7 m
- Uložení nosníku na betonovou stěnu

Zatížení

Prefabrikovaná deska	g'	=	1,6 kN/m
Nabetonovávka	g_1	=	3,5 kN/m ²
Potěr	g_2	=	1,6 kN/m
Podhled	g_3	=	0,4 kN/m ²
Stálé zatížení	g	=	5,50 kN/m²
Proměnné zatížení (B2,C1 podle EN 1991-1-1 [5])	q	=	3,00 kN/m²

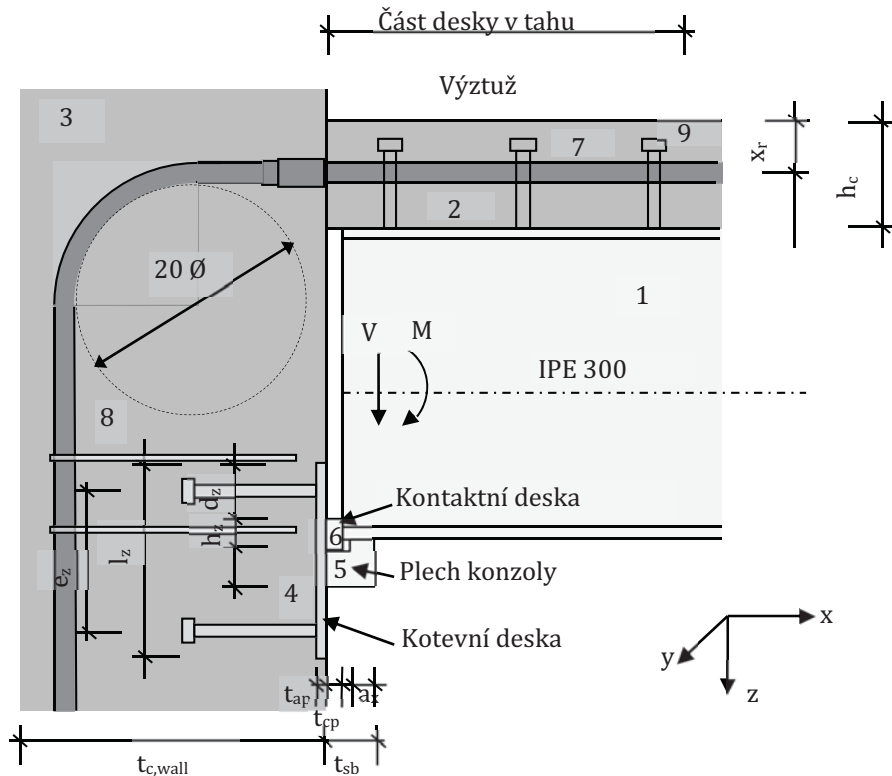
3.1.2 Montáž

Předběžný návrh

Pro návrh nosníku se předpokládá tuhé uložení na betonovou stěnu.

Návrh přípoje

Předpokládá se přípoj na obr. 3.2.



- | | |
|--------------------------------|--------------------|
| 1. Ocelový průřez | 2. Betonová deska |
| 3. Betonová stěna | 4. Kotevní deska |
| 5. Plech konzoly | 6. Kontaktní deska |
| 7. Výztuž | 8. Smyková výztuž |
| 9. Trny v tažené oblasti desky | |

Obr. 3.2: Geometrie styčnicku

3.1.3 Návrh

Model

Pro globální 3D analýzu konstrukce stropu byl použit program KRASTA [21]. Největší kladný moment se předpokládá v 5/8 rozpětí. Podle EN 1994-1-1 čl. 5.4.1.2 [10] se stanoví účinná šířka jako

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{e,i} \quad (3.1)$$

Pro kladný/záporný moment se určí jako

$$b_{\text{eff},2} = 15 + 2 \cdot 780 \cdot 0,25/8 = 63,8 \text{ cm} \quad (3.2)$$

$$b_{\text{eff},1} = 15 + 2 \cdot 780 \cdot 0,75/8 = 161,25 \text{ cm} \quad (3.3)$$

Pro stanovení ohybového momentu v podpoře A se pro momenty setrvačnosti ocelobetonového průřezu předpokládá tuhost po montáži ($T=0$) a po roce ($T=\infty$) jako $\frac{3}{4}$. Moment setrvačnosti pro $T=\infty$ se uvažuje pro stálé zatížení a $T=0$ pro proměnné.

$$\text{Záporný moment} \quad I_{\text{neg}} \approx 18360 + 15,5 \cdot (30/2 + 15 - 4)^2 \approx 18000 \text{ cm}^4 \quad (3.4)$$

$$\text{Kladný moment} \quad I_{\text{pos}, t=0} \approx 30200 \text{ cm}^4 \quad I_{\text{pos}, t=\infty} \approx 22500 \text{ cm}^4 \quad (3.5)$$

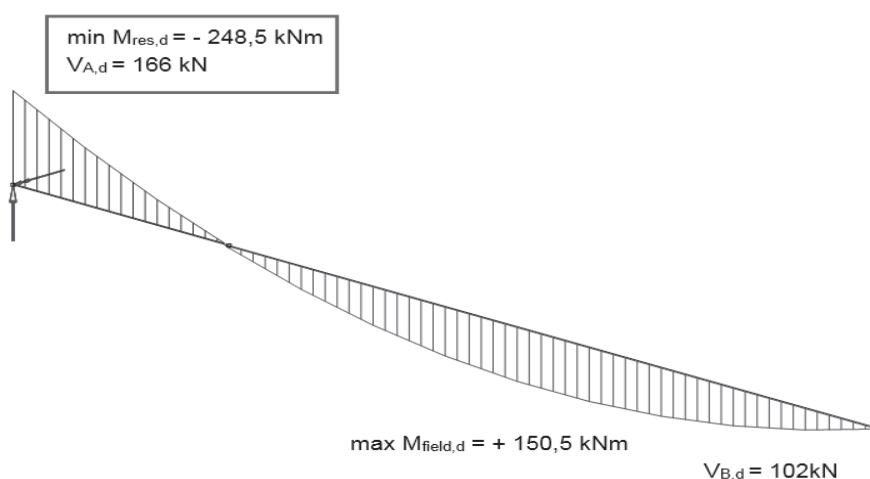
Výpočet vnitřních sil

Pro stanovení vnitřních sil je v prvním kroku zvolena rotační tuhost přípoje jako nekonečně velká. Výsledné vnitřní síly charakteristických bodů na nosníku jsou zobrazeny na Obr. 3.3.

Dalším krokem je posouzení momentového přípoje se zohledněním natočení a stanovení náhradní rotační tuhosti.

Únosnost a tuhost je stanovena programem “Restrained connection of composite beams” (Version 2.0 Draft) [21]. Rotační chování styčnicku závisí na výztuži v desce, prokluzu trnů, chování betonového panelu ve smyku a tlačené kotevní desce. Je třeba zadat i data, která přímo nesouvisí s výpočtem styčnicku, ale mohou mít vliv na vodorovné posunutí desky. Při spuštění výpočtového listu aplikace Excel jsou připraveny parametry ve výchozím nastavení. Při výpočtu se zadá geometrie, rozteče mezi výztuží a trny na nosníku, dostatečné vyztužení a dostatečný počet trnů. Výsledky se zobrazí na pravé straně vstupního formuláře.

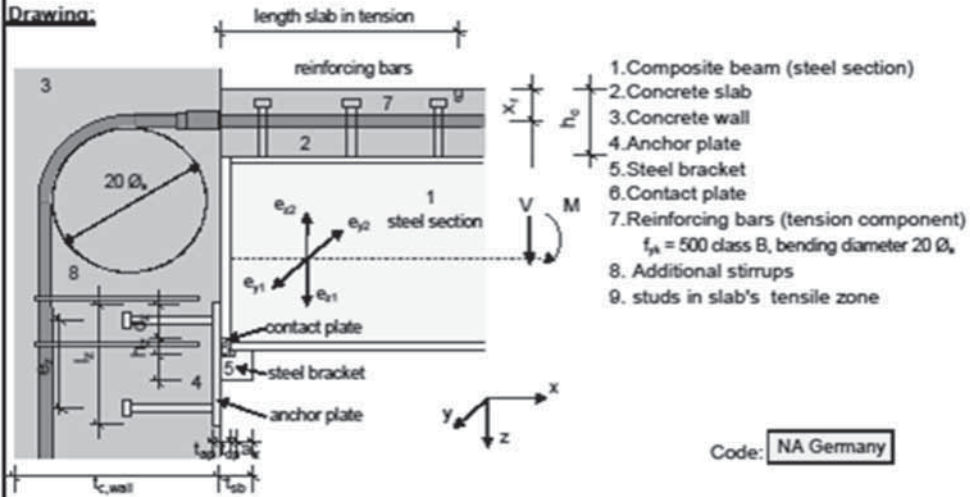
Vyztužení desky panelu ve smyku se předběžně navrhne vyšší. Navržená výztuž odpovídá efektivní šířce v místě záporného momentu, 640 mm. Počet trnů po délce tažené části desky je zvolen 13 po 150 mm. Na obr. 3.4 je vstupní list a využití styčnicku. Na obr. 3.5 až 3.7 je zobrazen výstup s mezivýsledky komponent a výsledná tuhost konkrétně navrženého styčnicku.



Obr. 3.3: Vypočtené vnitřní síly na konstrukci

RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

Drawing:



Code: **NA Germany**

Input:

1. Steel section	IPe 300	Material:	S 355
2. Concrete slab	$h_c = 14$ cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
3. Concrete wall	$t_{c,wall} = 30$ cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
4. Anchor plate	Dimension $t_w/l_y/Mat.$	20 mm	200 mm 200 mm S 235
Type of fasteners:	Headed Studs	NELSON/KOCO-S-19	
Fasteners	$n/l_y/e_y/e_z$	4	200 mm 140 mm 140 mm
5. Steel bracket	Dimension $t_w/b_y/h_y/a_s$	50 mm	100 mm 80 mm 20 mm
6. Contact plate	Dimension $t_w/b_y/h_y/dist_s$	20 mm	100 mm 30 mm 30 mm
7. existing reinforcement slab/tensile length	$A_s/\phi_s/length$	15,5 cm ²	16 mm 195 cm
8. Additional reinf.	Stirrups 2x2 legs	$d_s =$	
	Surface reinforcement	# $d_s =$	8 mm 150 mm
9. Slab Studs	tensile zone $\phi_s/h_s/n$	19 mm	100 mm 13
Loads	$V_{e,d} =$	166,0 kN	248,5 kNm

Design results:

Load bearing capacity	$V_{R,d} =$	227 kN	$M_{R,d} =$	250 kN
	$V_{e,d} / V_{R,d} =$	0,73	$M_{e,d} / M_{R,d} =$	0,99
Min req. reinforcement slab	calc. min. $A_s =$	14,0 cm ²		

Obr. 3.4: Vstupy a stručný výstup

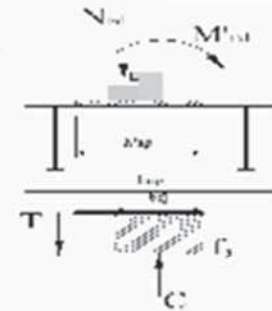
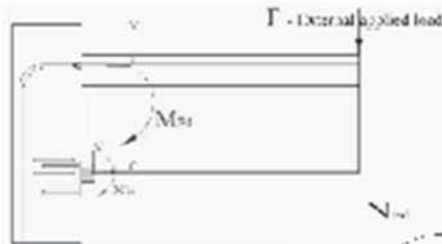
RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

Input Data Echo

Steel Section		Contact plate		Bracket		Anchor Plate	
Profile	IPE 300	h_{top} [mm]	30	h_{br1} [mm]	80	h_{ap} [mm]	200
h [mm]	300	t_{top} [mm]	20	h_{br2} [mm]		t_{ap} [mm]	20
b [mm]	150	b_{top} [mm]	100	t_{br} [mm]	50	b_{ap} [mm]	200
h_w [mm]	278,6	d_{top} [mm]	30	t_{br2} [mm]	20		
t_w [mm]	7,1	Remark Contact plate centre is aligned with centre of steel section bottom flange		b_{br} [mm]	100		
d [mm]	248,6		d_{br} [mm]	60			
t_f [mm]	10,7						
$W_{pl,y}$ [cm ³]	557						
Steel grade	S 355			Steel grade	S 235		
f_y [N/mm ²]	355			f_y [N/mm ²]	235		

Slab section		Wall section		Headed Studs type:		NELSONKOCO-S-19	
h_s [mm]	140	$t_{s,wall}$ [mm]	300	ϕ_s [mm]	19	e_y [mm]	140
x_s [mm]	40	$x_{s,wall}$ [mm]	40	h_{st} [mm]	210	e_z [mm]	140
$h_s - x_s$ [mm]	100	$x_{s,pl}$ [mm]	40	n [row]	2	n [col]	2
Concrete	C30/37	Concrete	C30/37	f_{tk} [N/mm ²]	450	f_{tk} [N/mm ²]	350
f_{tk} [N/mm ²]	30,00	f_{tk} [N/mm ²]	30,00	Surface reinforcement		Stirrup reinforcement	
Slab reinforcement	acc. to DIN 488	# d_s [mm]	8	# d_s [mm]	0		
a_s [cm ²]	15,5	f_{tk} [N/mm ²]	519	# s [mm]	150	number legs	

Joint loading		Loading components	
M_{ed} [kNm]	248,5	T_d [kN]	629,67
V_{ed} [kN]	166	C_d [kN]	629,67
		V_{ed} [kN]	166,00
		e [mm]	79,00
		M_{ed} [kNm]	13,11



Result Data

Anchor plate in compression + bending		
For rigid anchor plate $t_{s,br}$ [mm]		63,08
Plate Type	Flexible	Comments
β_s	0,67	This factor considered
f_t [N/mm ²]	33,37	
c [mm]	29,22	Bearing width for equivalent rigid plate
h'_{ap} [mm]	138,43	updated value
b'_{ap} [mm]	158,43	updated value

Maximum N for applied M _{ed}					
h_{top} [mm]	138,43	N_{max} [kN]	731,91	F_t [kN]	-
N_{con} [kN]	731,91	M_{ed} [kNm]	13,11	% T_{Rd}	0,00

Verification **OK**
No anchors in tension! The applied moment can be larger. Equivalent rigid plate is considered.

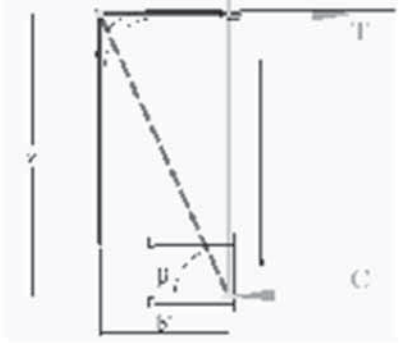
Maximum M for applied N _{ed}					
h_{top} [mm]	121,80	N_{ed} [kN]	629,67	F_t [kN]	14,33
N_{con} [kN]	644,00	M_{max} [kNm]	40,99	% T_{Rd}	25,01

Verification **OK**
Anchors in tension!

Obr. 3.5: Výstupní soubor s průběžnými výsledky (1)

Tension resistance of upper line of anchors					
Steel failure					
$N_{TK,s}$ [kN]	122,00				
n columns	2				
$\Sigma N_{TK,s}$ [kN]	244,00				
Pull Out Failure					
A_h [cm ²]	5,21	cracked concrete considered			
$\theta_{tk,cube}^{90}$	222,00				
n columns	2				
$N_{TK,p}$ [kN]	231,20				
Concrete Cone Failure					
$f_{tk,cube}$ [N/mm ²]	35,15	$\Psi_{s,N}$	1,00		
$N_{RD,cone}^*$ [kN]	153,38	z [mm] \leq	140,00		
$c_{ot,N}$ [mm]	315,00	$\Psi_{rs,N}$	1,50		
$s_{ot,N}$ [mm]	630,00	$\Psi_{rl,N}$	1,00		
$A_{s,N}^*$ [cm ²]	7938,00	$\Psi_{sc,N}$	1,00		
$A_{s,N}$ [cm ²]	2984,50	$\Psi_{us,N}$	1,00		
c [mm]	$> c_{ot,N}$	$N_{RD,cone}$ [kN]	85,91		
CC Failure + suppl. stirrups (IWB model)					
x [mm]	-	A_s [cm ²]	-		
Ψ_{supp}	-	$N_{RD,anch}$ [kN]	-		
$N_{RD,cone}$ [kN]	-	$N_{RD,anch}$ [kN]	-		
design values!					
Splitting Failure					
$N_{RD,sp}^*$ [kN]	-	$\Psi_{s,N}$	-		
$c_{ot,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{rs,sp}$	-		
$s_{ot,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{rl,sp}$	-		
$A_{s,sp}^*$ [cm ²]	-	$\Psi_{sc,N}$	-		
$A_{s,sp}$ [cm ²]	-	$\Psi_{us,N}$	-		
c [mm]	$> c_{ot,sp}$	$N_{RD,sp}$ [kN]	OK		
acc. to NA Germany					
k_2	0,75	CCT node	$\sigma_{RD,max}$ [N/mm ²]	12,75	
f_{td} [N/mm ²]	17,00	TC	$\sigma_{RD,max}$ [N/mm ²]	17,00	
ν	1	TT	$\sigma_{RD,max}$ [N/mm ²]	12,75	
k_3	0,75	TTC node	$\sigma_{RD,max}$ [N/mm ²]	12,75	
		Assess upper node N1	Assess lower node N2		
		Acting stress (srb \geq 80)	Acting stress		
z [mm]	304,66	$b_{eff,rb}$ [mm]	575,19	b'_{ap} [mm]	158,43
b' [mm]	240,00	a [mm]	166,27	h'_{ap} [mm]	138,43
β [°]	58,69	$A_{s,shl}$ [cm ²]	956,37	$A_{s,shl}$ [cm ²]	422,06
		$F_{RD,N1}$ [kN]	1219,37	$F_{RD,N2}$ [kN]	2152,67
		$F_{RD,N1,h}$ [kN]	833,58	$F_{RD,N2,h}$ [kN]	1118,52
Verification		OK		OK	$! \geq Cd = 620,67$ [kN]
Reinforcement Slab					
req. A_s [cm ²]	14,0				

Tension Resistance	
F_{RD} [kN]	57,27



Obr. 3.6: Výstupní soubor s průběžnými výsledky (2)

Friction		Verification	
C [kN] ≥	629,67	V _{Rd,V} [kN]	227,11
μ	0,00	V _{Rd,M} [kN]	518,85
V _{Rd,C} [kN]	0,00		OK

Steel failure of anchors	
V _{Rd,s} [kN]	73,00
n studs	4
Σ V _{Rd,s} [kN]	292,00

Pry-out Failure			
Include upper row of anchors ?		y	[Y or N]
N _{RR,c} [kN]	153,38	ψ _{a,N}	1,00
N _{RR,c} [kN]		N _{RR,c} [kN]	85,91
c _{or,N} [mm]	315,00	z [mm] <	140,00
s _{or,N} [mm]	630,00	k ₃	2,00
A _{c,N} [cm ²]	15876,00	ψ _{in,N}	1,50
A _{c,N} [cm ²]	5929,00	ψ _{in}	1,00
c [mm]		ψ _{ac}	1,00
		ψ _{out}	1,00
		V _{RR,cp} [kN]	687,28

Steel Contact Plate			
t _{cp,eff} [mm]	100	C _{RR} [kN]	705,00
h _{cp,eff} [mm]	30	σ _{Ed} [N/mm ²]	209,89
A _{cp} [cm ²]	30		
Verification			OK

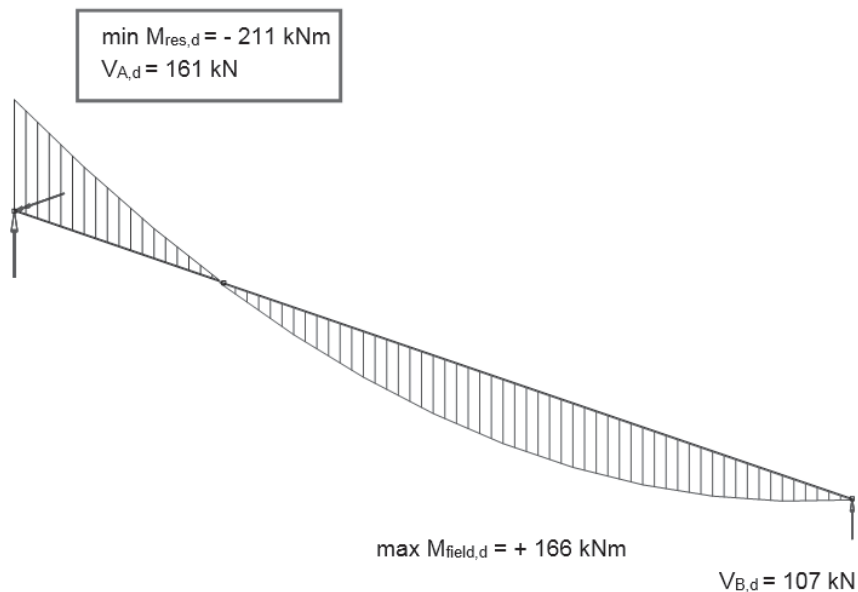
Beam flange and web in compression			
W _{y,pl} [cm ³]	557,00	ρ	-
A _y [cm ²]	20,54	M _{Ed,RR} [kNm]	197,74
V _{Ed,RR} [kN]	382,68	F _{Ed,RR} [kN]	683,40
Reduction	NO	Verification	OK

Steel console in bending	
I [cm ⁴]	426,67
W _{pl} [cm ³]	106,87
M _{Rd,c} [kNm]	37,87
Verification	OK

Design results:	Load bearing capacity	V _{Rd} =	227 kN	M _{Rd} =	250 kN
		V _{S,d} / V _{Rd} =	0,73	M _{S,d} / M _{Rd} =	0,99
	Interaction	α = 1,5	μ =	-	irrelevant/no tension in stud
	Stiffness connection	S _{int} =	135,9 MNm/rad	S _{sec} =	92,7 MNm/rad
	Ductility	μ _θ =	elastic		
	anchor plate behaviour		Flexible		acc. to EN1993-1-8
	7. Slab reinforcement	min. A _s =	15,5 cm ²		

Obr. 3.7: Výstupní soubor s průběžnými výsledky (3)

Rotační tuhost přípoje se uvažuje jako v případě při posouzení sečné tuhosti $C_{\varphi} \approx 93$ MNm/rad. Pro sečnou tuhost C_{φ} lze stanovit rovnou rotační z příslušné vnitřní síly, viz obr. 3.8.



Obr. 3.8: Vnitřní síly se zohledněním sečné tuhosti C_φ v podpoře A

Pro samostatný styčník je sečná tuhost $C_\varphi \approx 93 \text{ MNm/rad}$ a počáteční 135 MNm/rad . Pro styčník v navržené konstrukci je sečná tuhost 89 MNm/rad .

Konstrukční řešení

Detailní řešení styčníku je na obr. 3.9. Lze zde měnit např. kvalitu výztuže. Lze volit pruty výztuže $\varnothing 10$, ale vzhledem k ohybu výztuže lze doporučit $20 \varnothing$.

3.1.4 Shrnutí

Výroba

Kotevní deska se instaluje do líce stěny. Dále se osadí pruty ohnuté výztuže $20 \varnothing$. Po betonáži a zatvrdnutí betonu a odstranění bednění lze přivařit ocelovou část přípoje a osadit nosník, trapézové plechy a výztuž. Po kompletaci šroubového spoje výztuže lze betonovat stropní desku.

Tolerance

Vodorovné a svislé tolerance se kompenzují přivařením ocelové části přípoje. Krytí výztuže v betonové stěně a desce je třeba navrhout tak, aby bylo zachováno minimální krytí.

Požární ochrana

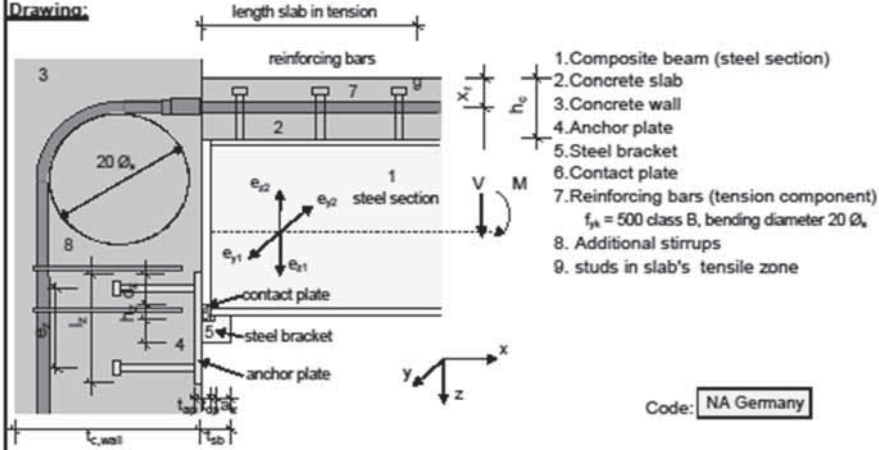
Navržené řešení lze navrhout na požární odolnost R90. Posoudí se, že ocelová část přípoje má menší součinitel průřezu než připojovaný nosník. Případně se navrhne vhodná požární ochrana nebo se styčník posoudí za požáru.

Cena

Cena konstrukce se redukuje sníženou hmotností nosníku, která vzniká díky částečně spojitému styčníku. Cena vlastního styčníku odpovídá kloubové variantě. Přibývá zde pouze výztuž.

RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

Drawing:



Code: **NA Germany**

Input:

1. Steel section	IPE 300	Material:	S 355
2. Concrete slab	$h_c =$ 14 cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
3. Concrete wall	$t_{c,wall} =$ 30 cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
4. Anchor plate	Dimension $t_w/l_w/l_v/Mat.$	20 mm	200 mm 200 mm S 235
Type of fasteners:		Headed Studs	NELSON/KÖCO-S-19
Fasteners	$n/l_v/e_y/e_z$	4	200 mm 140 mm 140 mm
5. Steel bracket	Dimension $t_w/b_y/h_y/a_s$	50 mm	100 mm 80 mm 20 mm
6. Contact plate	Dimension $t_w/b_y/h_y/dist_s$	20 mm	100 mm 30 mm 30 mm
7. existing reinforcement slab/tensile length	$A_s/\phi_s/length$	13,5 cm²	18 mm 195 cm
8. Additional reinf.	Stirrups 2x2 legs	$d_s =$	
	Surface reinforcement	$\# d_s =$ 8 mm	150 mm
9. Slab Studs	tensile zone $\phi_s/h_s/n$	19 mm	100 mm 13
Loads	$V_{e,d} =$ 161,0 kN		211,0 kNm

Design

Load bearing capacity	$V_{R,d} =$ 227 kN	$M_{R,d} =$ 218 kN
results:	$V_{e,d} / V_{R,d} =$ 0,71	$M_{e,d} / M_{R,d} =$ 0,97

Min req. reinforcement slab calc. min. $A_s =$ **11,8 cm²**

Obr. 3.9: Konstrukční řešení přípoje v nástroji

3.2 Kotvení sloupku svodidla

3.2.1 Obecně

Svodidlo

Svodidlo patrové garáže je navrženo ze dvou uzavřených průřezů se sloupky z válcovaných průřezů. Sloupky jsou kotveny do 300 mm tlusté betonové desky pomocí kotevních desek. Vzdálenost sloupků je 1,50 až 2,00 m. Střed svodidel je 0,50 m nad deskou. Konstrukce je chráněna proti korozi žárovým zinkováním.

Konstrukční řešení

Vodorovné prvky ze dvou uzavřených průřezů $L = 1,50$ m po 2,00 m.

Svislé sloupky $L = 0,50$ m

Zatížení

Nárazem vozidla podle EN 1991-1-7, Cl. 4.3.1 [6]

$$F_{dx} = 50,00 \text{ kN}$$

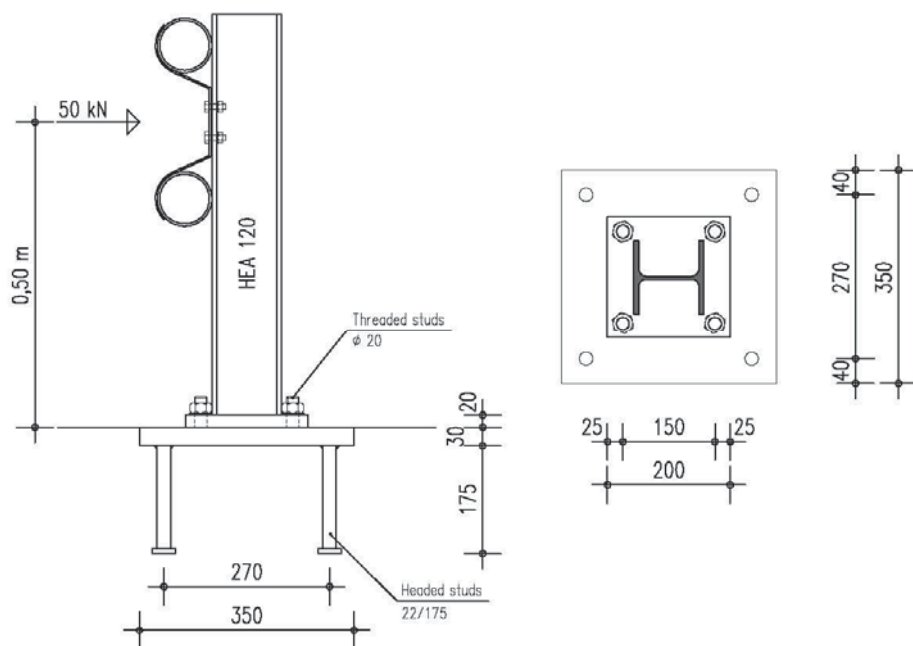
0,50 m nad povrchem desky.

Zatížení na kotvení

$$\begin{aligned} \text{Návrhové zatížení} \quad V_{Ed} = F_{dx} &= 50,00 \text{ kN} \\ M_{Ed} = \frac{F_{dx} \cdot L}{2} &= \frac{50,00 \cdot 0,50}{2} = 25,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3.2.2 Konstrukční řešení

Patní deska sloupku je přímo přišroubována na kotevní desku, viz obr. 3.10. Vzdálenost kotevních trnů je navržena na přenášení ohybového momentu. V běžné variantě se navrhuje tuhá kotevní deska.

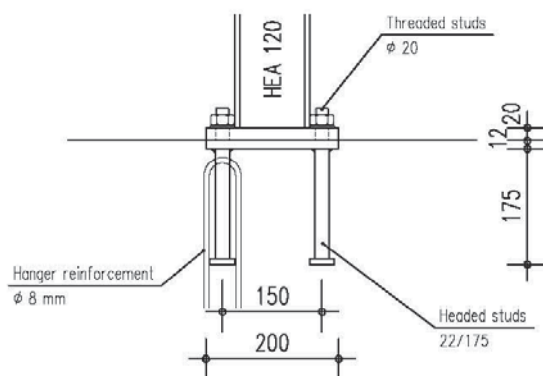


Obr. 3.10: Běžné řešení styčnicku bezpečnostních svodidel, verze v1

Patní deska	200 / 200 / 20 mm, S 235
Trny se závitem	Ø 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Vzdálenost mezi trny se závitem	150 / 150 mm
Kotevní deska	350 / 350 / 30 mm
Trny s hlavou	22 / 175 mm, S 235
Vzdálenost mezi trny s hlavou	270 / 270 mm

Upravené řešení varianta v1

Řešení lze upravit a využít tenké kotevní desky, viz [12] obr. 3.11. Kotevní deska je navržena o velikosti patní desky.




Obr. 3.11: Upravená verze 1

Konstrukce pro variantu v1

Patní deska	200 / 200 / 20 mm, S 235
Trny se závitem	Ø 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Vzdálenost mezi trny se závitem	150 / 150 mm
Kotevní deska	200 / 200 / 12 mm
Trny s hlavou	22 / 175 mm, S 235
Vzdálenost mezi trny s hlavou	150 / 150 mm

Vhodnost řešení lze ověřit programem “Slim anchor plate with headed studs - bending joints” (Version 2.0) [22], viz obr. 3.12 až 3.13.



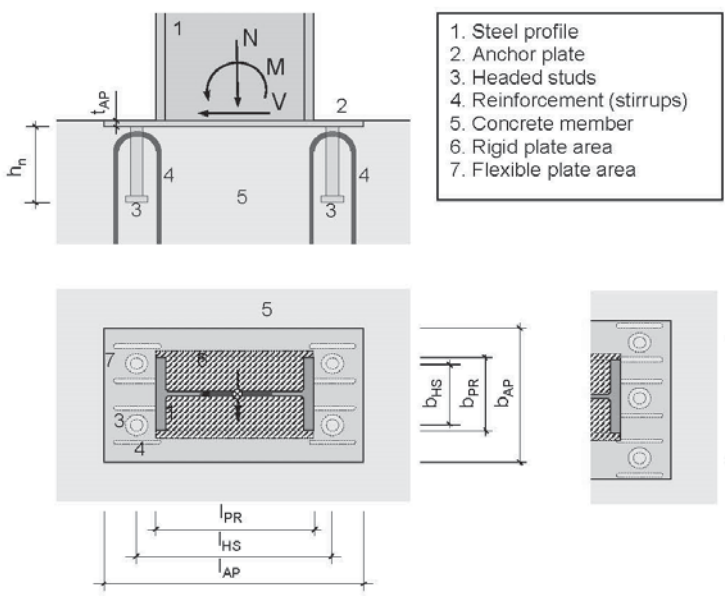
Research Fund
InFaSo

**New Market Chances for Steel Structures
by Innovative Fastening Solutions**

SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS

Version 1.1α

Drawing:



Input:

1. Steel profile	l_{PR} [mm]	b_{PR} [mm]				
	180	180				
2. Anchor plate	l_{AP} [mm]	b_{AP} [mm]	t_{AP} [mm]	Studs/row	Material:	
	200	200	12	2	S235	
	3. Headed studs	l_{HS} [mm]	b_{HS} [mm]	Shaft \varnothing	Length h_n	Material:
		150	150	22	175	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	d_s [mm]				Material:	
	8				B500A	
5. Concrete member	h_c [mm]				Material:	
	300				C20/25	
Loads	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]			
	25,0		50,0			

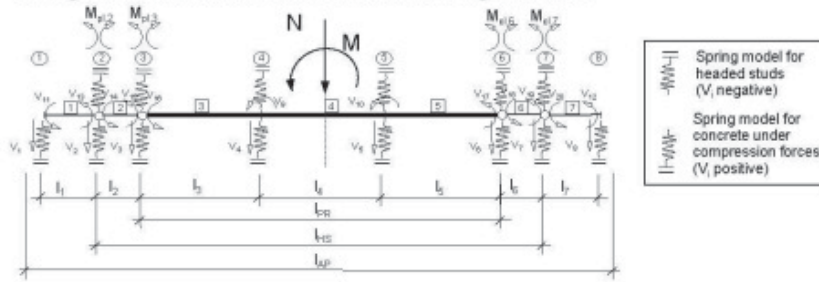
Design results:

Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,88	☺
Headed studs shear	0,09	☺
Headed studs interact. tens./shear	0,85	☺
Concrete member pression	0,31	☺
Steel plate bending	0,11	☺

Obr. 3.12: Vstupy a výstupy pro variantu v1

Structural analysis

System: Design model for vertical loads and bending moments



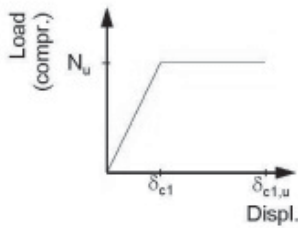
[mm]	pojektion1	beam 1	beam 2	beam 3	beam 4	beam 5	beam 6	beam 7	pojekt 7
l_i	1,3	3,8	5,0	15,0	150,0	15,0	5,0	3,8	1,3
$b_{p,i}$	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
t_i	12,0	12,0	12,0	60,0	60,0	60,0	12,0	12,0	12,0

E-Modulus steel plate [N/mm²]: 210000

Headed studs at node 4+5.

[kN/cm]	spring 1	spring 2	spring 3	spring 4	spring 5	spring 6	spring 7	spring 8
$c_{c,i}$ (co.)	625	875	2000	16500	16500	2000	875	625
$c_{s1,i}$ (h.s.)	0	0	0	0	2221	0	0	0
$c_{s2,i}$ (h.s.)	0	0	0	0	327	0	0	0

Spring model concrete

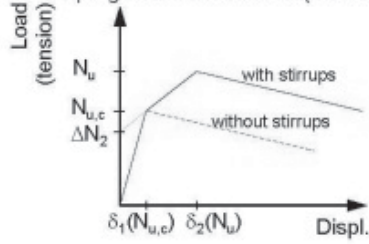


$$c_c = E_c \cdot A_c / D_p \text{ and } A_c = (L_{i-1} + L_i) / 2 \cdot B_p$$

$$D_p = B_p / 2 \text{ (Participating compression depth)}$$

$$E_c = 30000 \text{ N/mm}^2$$

Spring model headed studs (tension)



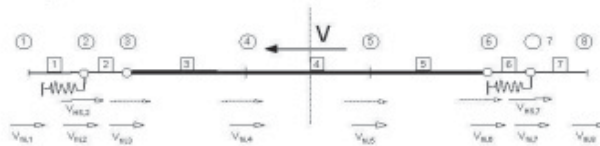
$$c_{s1} = N_{u,c} / \delta_1(N_{u,c})$$

$$\delta_1 = \delta_{s1} + \delta_1$$

$$c_{s2} = (N_u - N_{u,c}) / (\delta_2(N_u) - \delta_1(N_{u,c}))$$

$$\delta_2 = \delta_{s2} + \delta_1 + (\delta_s + \delta_c)$$

Design model for horizontal (shear) loads



$$V_E = V_{HS,1} + V_{HS,2} + \Sigma V_{H,i} \quad V_{H,i} = B_i \cdot \mu \quad \mu = 0,2 \quad EA = \infty$$

$$V_{HS,1} = (V_E - \Sigma V_{H,i}) / (1 + c_{V,HS58} / c_{V,HS23}) \quad V_{HS,2} = (V_E - \Sigma V_{H,i}) / (1 + c_{V,HS23} / c_{V,HS58}) \quad c_{V,HS23} = c_{V,HS58}$$

Obr. 3.13a: Výstup pro variantu v1

Loads:				$\Delta M_{Ed} = V_{Ed} * (l_p + d)$					
M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}							
[kNm]	[kN]	[kN]							
25,0	0,0	50,0							

Internal forces: Bearing reactions and bending moments caused by M_{Ed} and N_{Ed}

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
B_i	20,25	24,57	44,54	77,71	-167,06	0,00	0,00	0,00	[kN]
M_i	0,00	0,08	0,30	1,64	0,00	0,00	0,00	0,00	[kNm]

Bearing reactions caused by V_{Ed} used for concrete design

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
V_i	-	0,00	0,00	8,29	8,29	0,00	0,00	-	[kN]
V_{Ri}	4,05	4,91	8,91	15,54	0,00	0,00	0,00	0,00	[kN]

Bearing reactions caused by V_{Ed} used for steel design

$V_{Ed,max} = \text{MIN}(((1-n_{N2}^2) * V_{Rd,s}^2)^{0,5}; V_{Ed,tot}) = 16587 \text{ N}$ Statement: $n_N^2 + n_V^2 = 1 \rightarrow V_{Ed}$
 $V_{Ed,min} = V_{Ed,tot} - V_{Ed,max} = 0 \text{ N}$

Verifications: Headed studs under tension loads

Steel failure of fasteners

Ultimate resistance $N_{Rk,u,s} = n_s * A_s * f_{t,k} = 357325 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} = 255232 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,s} = 0,65$ ☺

Concrete cone failure

$N_{Rk,u,c} = N_{u,c} * A_{c,N} / A_{c,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{m,N} * \Psi_{ucr,N} = 128352 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} = 85568 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,c} = 1,95$ ☹

Concrete cone failure with reinforcement

Concrete failure $N_{Rk,u,max} = \Psi_{supp} * N_{Rk,u,c} = 290837 \text{ N}$

Yielding of reinforcement $N_{Rk,u,1} = A_{s,y} * f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} * K_c = 283886 \text{ N}$

Anchorage failure $N_{Rk,u,2} = N_{sbu} + N_{u,c} + \delta_{sbu} * K_c = 285883 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,cc+tr} = 190589 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,u,cc+tr} = 0,88$ ☹

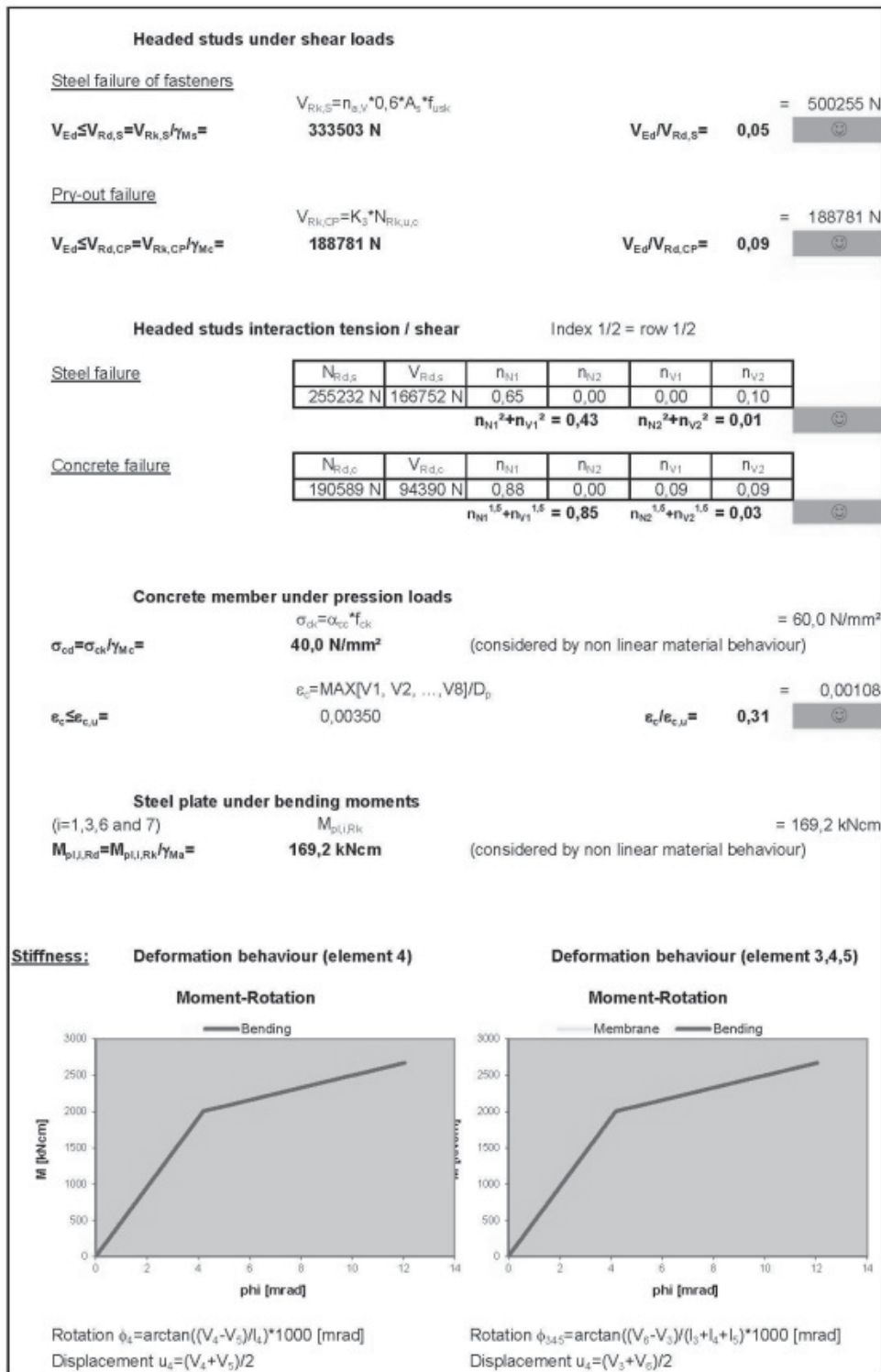
$N_{Rd,u,cc+tr} = \text{MIN}(N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc})$

Pull-out failure

$N_{Rk,p} = n * p_k * A_h = 349188 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} = 232792 \text{ N}$ $N_{Ed} / N_{Rd,p} = 0,72$ ☹

Obr. 3.14b: Výstup pro variantu v1



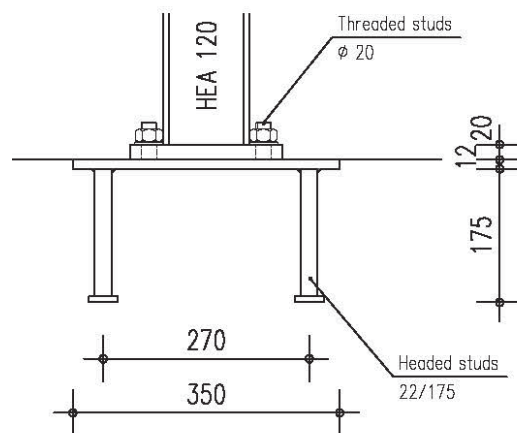
Obr. 3.15c: Výstup pro variantu v1

Upravená verze varianta v2

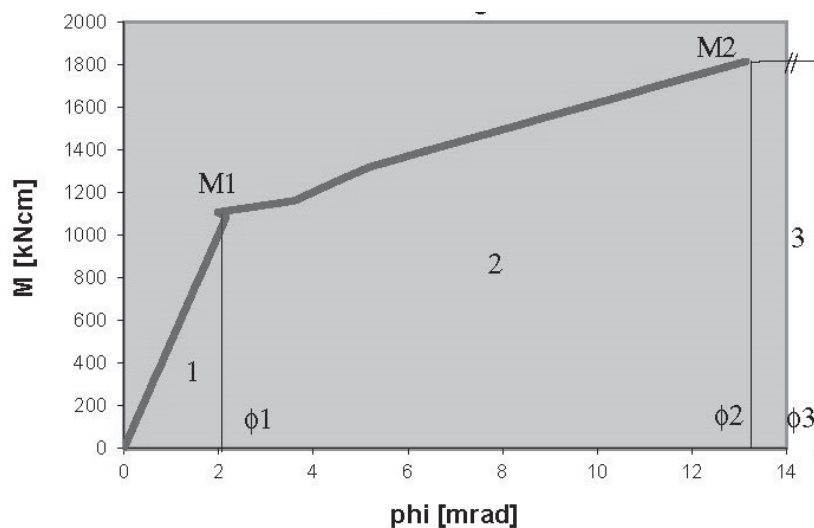
Konstrukce pro variantu v2

Patní deska	200 / 200 / 20 mm S 235
Trny se závitem	Ø 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Vzdálenost mezi trny se závitem	150 / 150 mm
Kotevní deska	350 / 350 / 12 mm
Trny s hlavou	22 / 175 mm S 235
Vzdálenost mezi trny s hlavou	270 / 270 mm

Kotvení lze navrhnout s tenkou patní deskou, viz INFASO [12]. Patní deska tloušťky 12 mm je ke kotevní desce připojena trny se závitem. Řešení dissipuje energii plastickým přetvořením kotevního plechu. Navržené řešení lze ověřit podle EN 1991-1-7 Příloha C 2.2 [6]. Vstupy výpočtu programem jsou zobrazeny na obr. 3.15.



Obr. 3.16: Upravená verze varianta v2

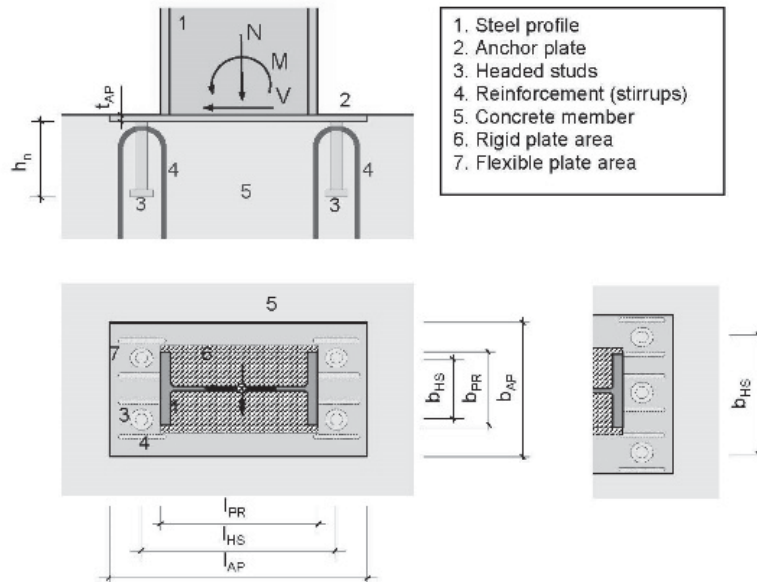


Obr. 3.17: Závislost natočení na působícím momentu ve styčníku

SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS

Version 1.1.0

Drawing:



Input:

1. Steel profile	l_{PR} [mm]	b_{PR} [mm]			
	180	180			
2. Anchor plate	l_{AP} [mm]	b_{AP} [mm]	t_{AP} [mm]	Studs/row	Material:
	350	350	12	2	S235
3. Headed studs	l_{HS} [mm]	b_{HS} [mm]	Shaft \varnothing	Length h_n	Material:
	270	270	22	175	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	d_s [mm]				Material:
	-				B500A
5. Concrete member	h_c [mm]				Material:
	300				C20/25
Loads	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]		
	15,0	0,00	30,0		

Design results:

Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,98	⊙
Headed studs shear	0,05	⊙
Headed studs interact. tens./shear	0,98	⊙
Concrete member pression	0,05	⊙
Steel plate bending	0,62	⊙

Obr. 3.18: Vstupy a výstupy pro variantu 2

Ohybovou únosnost lze stanovit jako

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 17,0 \text{ kNm} = M_2 \\ V_{Ed} &= 34,0 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} + V_{Ed} \cdot (t_{AP} + d_{HS}) &= 18,0 \text{ kNm} \\ \rightarrow M_1 &= 11,0 \text{ kNm} \cdot 17/18 = 10,40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$E_{kin} = 1/2 \cdot m \cdot v^2 = 1/2 \cdot 1500 \text{ kg} \cdot (10/3,6 \text{ m/s})^2 = 5787 \text{ Nm} = 5,787 \text{ KNm} \quad (3.7)$$

a kinetická energie při deformaci desky jako

$$\begin{aligned} E_{def,1} &= 10,4/2 \cdot 2,1/1000 = 0,011 \text{ KNm} \\ E_{def,2} &= (10,4 + (17 - 10,4)/2) \cdot (13,2 - 2,1)/1000 = 0,152 \text{ KNm} \\ E_{def,2} &= 17 \cdot \Delta\Phi_{23} = 17 \cdot (\Phi_3 - \Phi_2) \end{aligned} \quad (3.8)$$

Natočení při deformaci desky se stanoví jako

$$\begin{aligned} \Delta\Phi_{23} &= (5,787 - 0,011 - 0,152)/17 = 0,33 \text{ rad} \\ \Delta\Phi_{03} &\approx 0,33 \text{ rad} = 18,9^\circ \end{aligned} \quad (3.9)$$

Poznámka 1

Natočení $18,9^\circ$ je umožněno plastifikací desky v plastických kloubech a jejím protažením při namáhání tahem. Je třeba zvážit, zda tak velké natočení neomezí požadovanou funkci.

Poznámka 2

Pro spolehlivé chování při mimořádném zatížení musí o únosnosti rozhodovat kotevní deska a ne kotevní trny s hlavou nebo trny se závitem.

3.2.3 Shrnutí

Montáž

V obou příkladech se sloupek svodidla snadno vyrobí a instaluje. Pro variantu v2 s tenkou kotevní deskou se navrhuje smyková výztuž.

Tolerance

Na konstrukce svodidel se nepožadují zvýšené nároky na přesnost. Ve vodorovném směru budou tolerance pokryty nadměrnými otvory. Ve svislém směru se doporučuje použít vložek z plechů.

Požární ochrana

Na konstrukce svodidel nejsou nároky na požární odolnost.

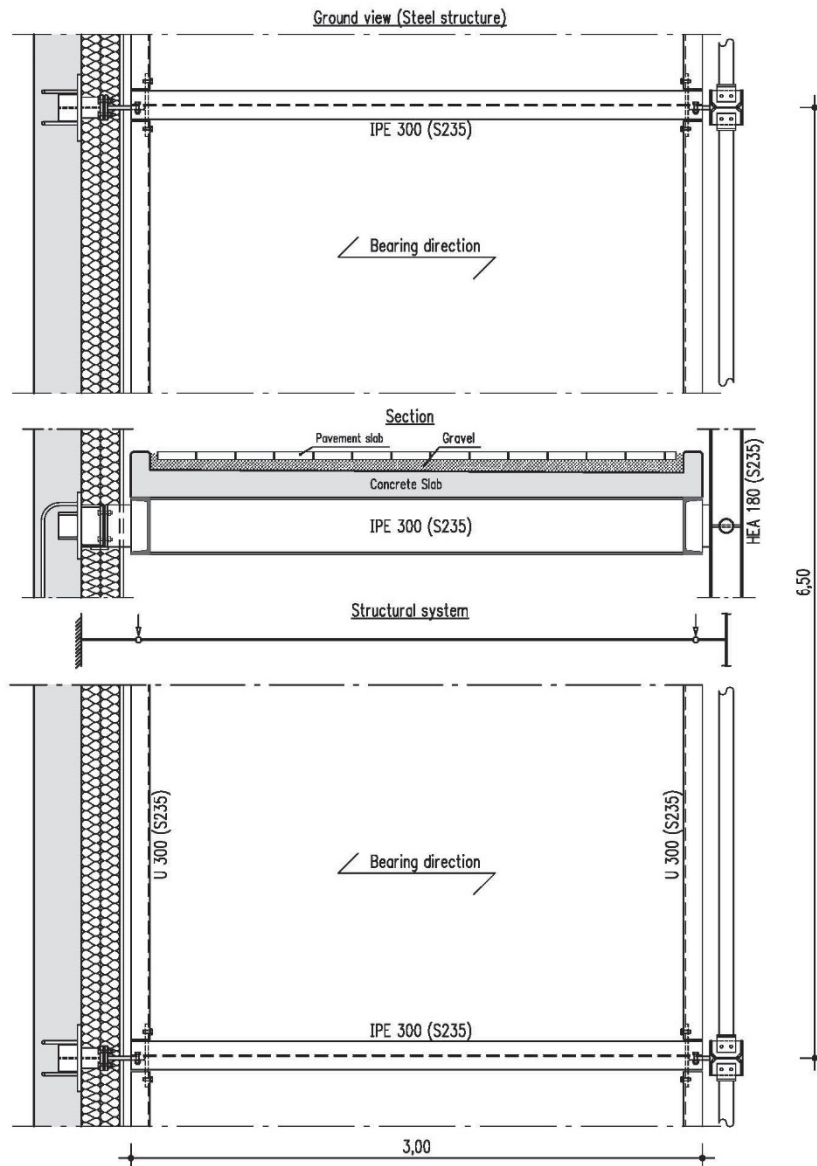
Cena

Cena konstrukce druhé varianty bude hmotností kotvení nižší. Dodatečná výztuž v desce nepřináší vyšší cenu.

3.3 Přípoj ocelového nosníku na zateplenou stěnu

3.3.1 Obecně

Konstrukce balkonu šířky 3 m je připojena k tepelně izolované stěně po 6,5 m, viz obr. 3.17. Stropní deska je navržena tloušťky 140 mm. Styčník nosníku se stěnou překonává tepelnou izolací tloušťky 220 mm. Je navržen s čelní deskou, která má vůči kotvení do stěny 300 mm excentricitu. Prvky ocelové konstrukce jsou žárově zinkovány.



Obr. 3.19: Navržené konstrukční řešení

Navržená konstrukce

Prefabrikovaná betonová deska je řešena jako rovnoměrně zatížený prostý nosník $L = 3,00$ m. Podélné stropní nosníky jsou prosté nosníky o rozpětí $L = 6,50$ m s rovnoměrným zatížením. Příčné nosníky jsou zatíženy osamělými silami F v blízkosti podpory $L = 3,00$ m (excentricita přípoje u ocelového sloupu a kotevní desky)

Zatížení

Stálé zatížení od konstrukce z nosníků	g_1	=	0,40 kN/m ²
Stálé zatížení od podlahy (šterk a dlažba)	g_2	=	2,00 kN/m ²
Stálé zatížení od prefabrikované betonové desky	g_3	=	3,50 kN/m ²

Stálé zatížení (součet)	g	=	5,90 kN/m²
Proměnné zatížení	q	=	4,00 kN/m²

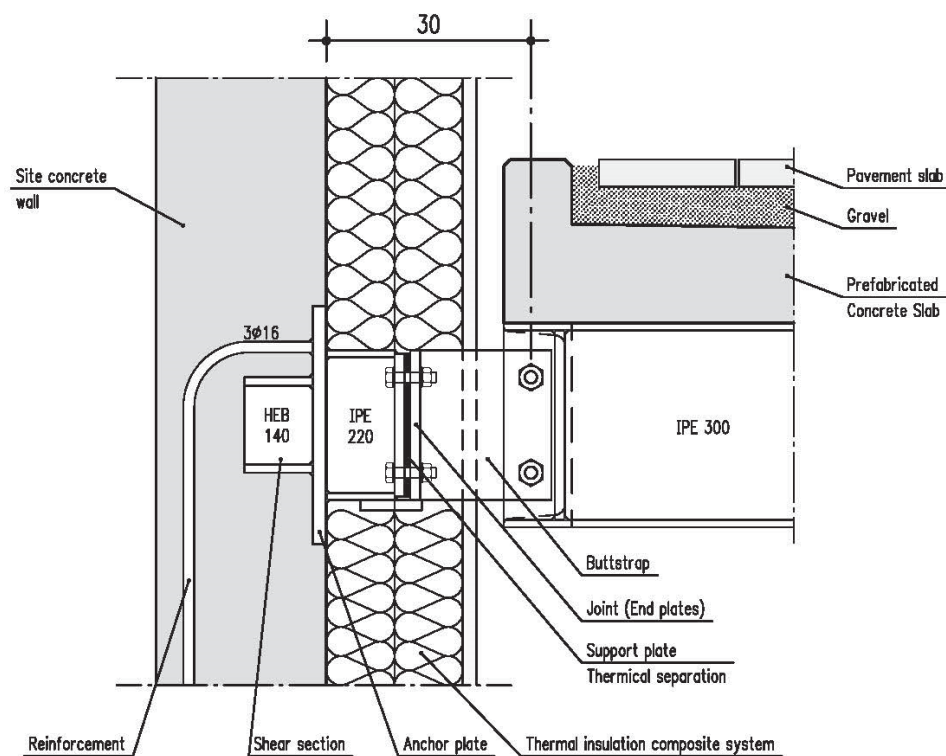
Stálé zatížení $F_{g,k} = 5,90 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} / 2 * 6,50 \text{ m} = 57,53 \text{ kN}$

Proměnné zatížení $F_{q,k} = 4,00 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} / 2 * 6,50 \text{ m} = 39,00 \text{ kN}$

Návrhové zatížení $F_{Ed} = 1,35 * 57,53 + 1,50 * 39,00 = 136,17 \text{ kN}$

3.3.2 Konstrukční řešení

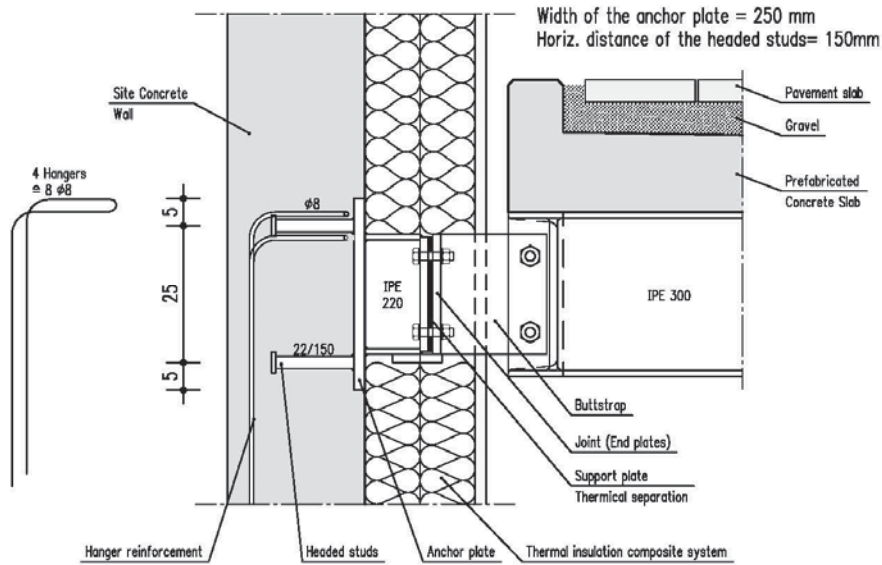
Běžně se styčník navrhuje jako konzola z válcovaného průřezu IPE 220, viz obr. 3.18. Čelní deska se kotví ve smyku zarážkou z úpalu HEB140 a v tahu 3 Ø 16. Tepelná izolace je ve styčníku vložena mezi dvě čelní desky. Smyková síla se do tenké betonové stěny přenáší zarážkou. Přípoj deskou na stojině má excentricitu 300 mm.



Obr. 3.20: Běžná konstrukce styčníku

Variantní řešení

V navržené variantě se mění kotvení, které je do betonové stěny navrženo kotevní deskou tloušťky 25 mm s kotevními trny s hlavou 22/150 mm, viz obr. 3.19. Tahové síly jsou přenášeny dvěma třmínky Ø 8 mm.



Obr. 3.21: Variantní řešení styčnicku

Ověření návrhu programem “Slim anchor plates with headed studs - bending joints” (Version 2.0) [22] na obr. 3.20 až 3.21.

New Market Chances for Steel Structures
by Innovative Fastening Solutions

RIGID ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (PINNED JOINT) Version 1.x

Drawing:

Input:

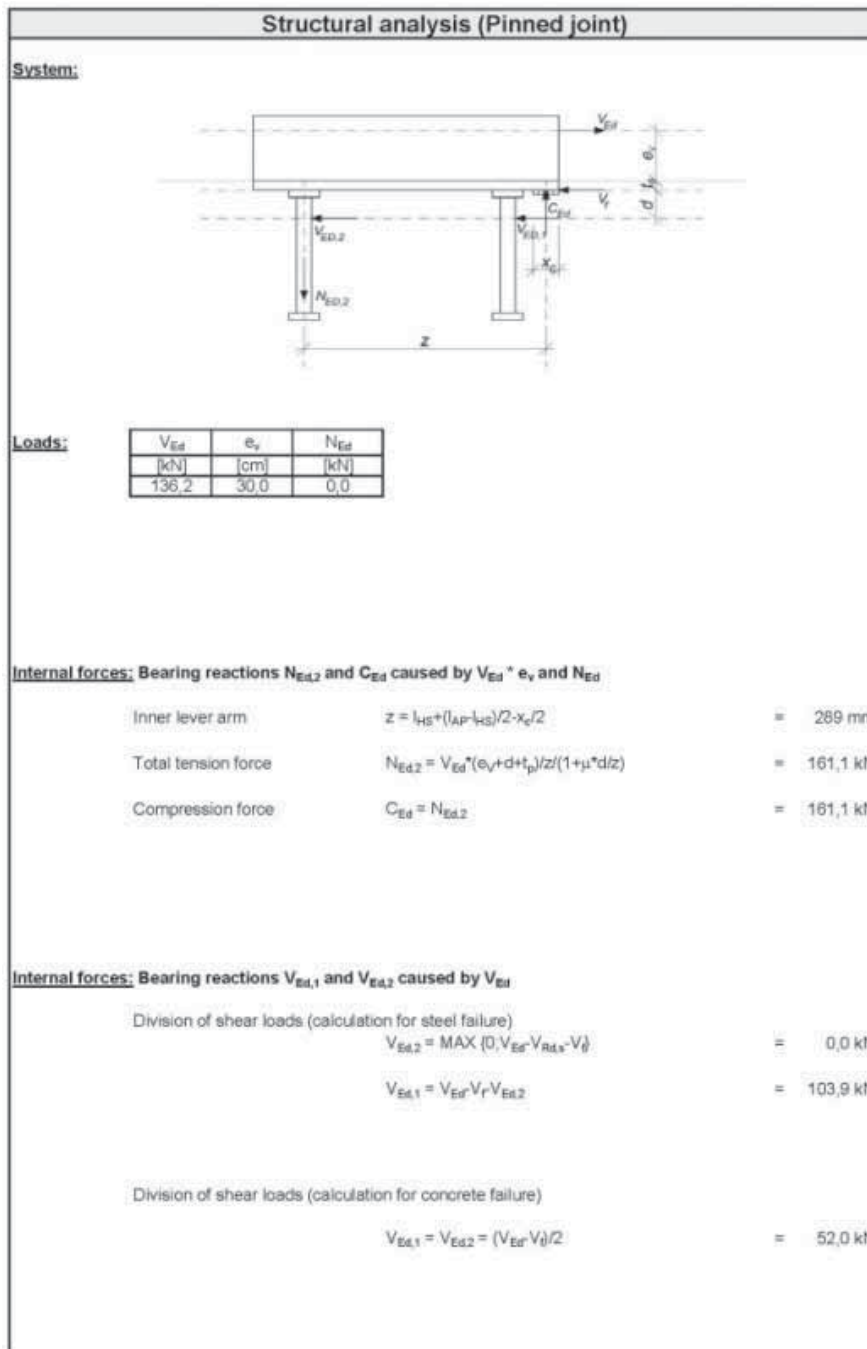
1. Steel profile	l_{PR} [mm]	b_{PR} [mm]			
	220	10			
2. Anchor plate	l_{AP} [mm]	b_{AP} [mm]	t_{AP} [mm]	Studs/row	Material:
	350	250	25	2	S355
3. Headed studs	l_{HS} [mm]	b_{HS} [mm]	Shaft \varnothing	Length h_n	Material:
	250	150	22	150	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	d_s [mm]	Material:			
	8	B500A			
5. Concrete member	h_c [mm]	Material:			
	250	C30/37			
Loads	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	e [cm]	
	40,9	0,0	136,2	30,0	

Design results:

Element	Exploit.	
Headed studs tension	0,94	○
Headed studs shear	0,56	○
Headed studs interact. tens./shear	0,99	○
Concrete member pression	1,00	○
Steel plate bending	0,96	○

Input+Output CM 1 / 1

Obr. 3.22: Vstupy výpočtu kotvení do betonové stěny



Obr. 3.23a: Výstupy výpočtu kotvení do stěny

3.3.3 Shrnutí

Montáž

V alternativním případě je instalace čelní desky do betonové stěny výrazně snazší. Smyková výztuž se ke kotevní desce nepřivažuje.

Tolerance

Svislé a vodorovné tolerance budou pokryty přivařením konzoly do správné polohy po zaměření její polohy.

Požární ochrana

Navržené řešení nevyžaduje požární odolnost. Při požadavcích na požární odolnost lze styčnick posoudit a případně navrhnout vhodnou požární ochranu.

Cena

Cena alternativního řešení kotvení je nižší, hlavně snadnou instalací do bednění.

Verifications: Headed studs under tension loads

Steel failure of fasteners
 Ultimate resistance $N_{Rk,ult} = n_s \cdot A_s \cdot f_{sk}$ = 342,1 kN
 $N_{Ed,1} \leq N_{Rd,ult} = N_{Rk,ult} / \gamma_{Mk} = 221,7$ kN $N_{Ed,1} / N_{Rd,ult} = 0,73$

Concrete cone failure (without additional reinforcement)
 $N_{Rk,cc} = N_{s,c} \cdot A_{c,N} / A_{c,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{sc,N} \cdot \Psi_{oc,N}$ = 142,8 kN
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,cc} = N_{Rk,cc} / \gamma_{Mk} = 95,2$ kN $N_{Ed,2} / N_{Rd,cc} = 1,69$

Concrete cone failure with reinforcement
 Concrete failure $N_{Rk,cc+tr} = \Psi_{supp} \cdot N_{Rk,cc}$ = 321,1 kN
 Yielding of reinforcement $N_{Rk,rt} = A_{s,y} \cdot f_{sy} + N_{ulc} + \delta_{sy} \cdot K_c$ = 307,1 kN
 Anchorage failure $N_{Rk,af} = N_{abd} + N_{ulc} + \delta_{abd} \cdot K_c$ = 320,6 kN
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,cc+tr} = 213,8$ kN $N_{Ed,2} / N_{Rd,cc+tr} = 0,75$
 $N_{Rd,cc+tr} = \min[N_{Rk,cc+tr} / \gamma_{Mc}, N_{Rk,rt} / \gamma_{Ms}, N_{Rk,af} / \gamma_{Ms}]$

Pull-out failure
 $N_{Rk,p} = n \cdot p_k \cdot A_b$ = 258,4 kN
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mk} = 172,3$ kN $N_{Ed,2} / N_{Rd,p} = 0,94$

Headed studs under shear loads

Steel failure of fasteners
 $V_{Rk,s} = n_s \cdot v \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{sk}$ = 239,5 kN
 $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Mk} = 186,3$ kN $V_{Ed,1} / V_{Rd,s} = 0,56$

Pry-out failure
 $V_{Rk,cp} = K_{cp} \cdot N_{Rk,cc}$ = 107,5 kN
 $V_{Ed,1/2} \leq V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mk} = 107,5$ kN $V_{Ed,1/2} / V_{Rd,cp} = 0,48$

Headed studs interaction tension / shear Index 1/2 = row 1/2

Steel failure

$N_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	η_{N1}	η_{N2}	η_{V1}	η_{V2}
221,7 kN	186,3 kN	0,00	0,73	0,56	0,00
		$\eta_{N1}^2 + \eta_{V1}^2 = 0,31$		$\eta_{N2}^2 + \eta_{V2}^2 = 0,53$	

Concrete failure

$N_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	η_{N1}	η_{N2}	η_{V1}	η_{V2}
213,8 kN	107,5 kN	0,00	0,75	0,48	0,48
		$\eta_{N1}^{1,5} + \eta_{V1}^{1,5} = 0,34$		$\eta_{N2}^{1,5} + \eta_{V2}^{1,5} = 0,99$	

Concrete member under pression loads

$C_{Rd} = f_{jd} \cdot x_c \cdot b_{eff}$ = 161,4 kN
 $C_{Ed} \leq C_{Rd} = 161,4$ kN $C_{Ed} / C_{Rd} = 1,00$

Steel plate under bending moments

$M_{Ed} = N_{Ed,2} \cdot 2 \cdot m$ = 500 kNm
 $M_{d,Rk} = k_{eff,1} \cdot n_p^2 / 6 \cdot f_{yk}$ = 519 kNm
 $M_{Ed,Rd} = M_{d,Rk} / \gamma_{M0} = 519,2$ kNm $M_{Ed} / M_{d,Rd} = 0,96$

Obr. 3.24b: Výstupy výpočtu kotvení do stěny

4 Studie citlivosti

4.1 Obecně

Ve studiích jsou rozpracovány tři styčníky ocelových konstrukcí na betonové, viz [13] a obr. 1.1. Ve studii se pro komponenty v betonu využívají experimentálně stanovené součinitele, které ovlivňují tuhost komponent v betonu. V kap. 4.3 se mění parametry pro kloubový přípoj ocelové konstrukce na betonovou. Vlivy změn tloušťky a kvality kotevní desky jsou pro návrh kotvení patní deskou vysvětleny v kap. 4.4. Poslední studie je zaměřena na ocelobetonové styčníky, kap. 4.5.

4.2 Komponenty v betonové části styčníku

4.2.1 Obecně

Kotvení do betonu trnem s hlavou, viz [13], je ovlivněno volbou řadou konstrukčních možností a hlavně průměrem trnů a výztuž. Hodnoty materiálových vlastností betonu a jeho soudržnost jsou vyhodnoceny statisticky.

4.2.2 Modelovaný příklad

Ve studii citlivosti se uvažuje trn s hlavou s přídatnou výztuží v tahu, který je uložen v dostatečné vzdálenosti od krajů tak, aby neovlivnily vlastnosti. Při stanovování tuhosti kotvení se zohledňují všechny komponenty. Výstupy tuhosti kotvení a posunutí jsou uvedeny v absolutních hodnotách. Je uvedena citlivost na změny součinitelů.

4.2.3 Studie citlivosti

Deformační tuhost kotevního systému se stanovuje podle kapitoly 3 z [13]. Součinitele se uvažují jako nezávislé bez vzájemné korelace. Předpokládá se u všech vstupů s výjimkou třídy pevnosti v tlaku a soudržnosti mezi betonem a výztuží.

Tab. 4.1: Součinitele pro studii citlivosti

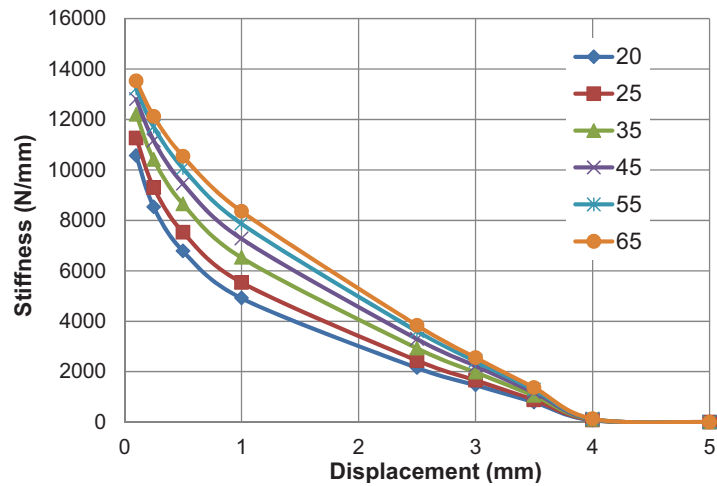
Vstup	Sym- bol	Jednotky	Doporu- čená hod- nota	Rozsah studie
Třída pevnosti betonu	f_{ck}	MPa)	-	25 – 65
Součinitel pro vytržení betonu tahem	α_c	-	- 537	250 – 1000 (záporné)
Kotevní délka	h_{ef}	mm	-	50 – 400
Šířka	a	mm	-	0.25 – 4.0
Hloubka	m	-	9	7 – 12
Návrhová mez pevnosti v soudržnosti	f_{bd}	MPa	-	0 – 5
Průměr přídatné výztuže	$d_{s,re}$	mm	-	6 – 20
Sestupná kotevní tuhost pro komponentu P	$k_{p,de}$	N/mm	-10000	5000 – 20000 (záporné)

4.2.4 Pevnost betonu

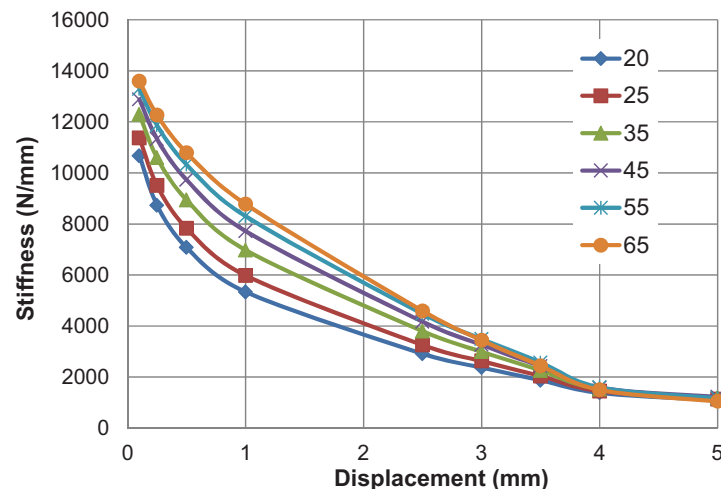
Vliv pevnosti betonu v tlaku se projeví na únosnosti ve vytržení kužele betonu

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \text{ [N]} \quad (4.1)$$

a na tuhosti ve vytržení kužele betonu.



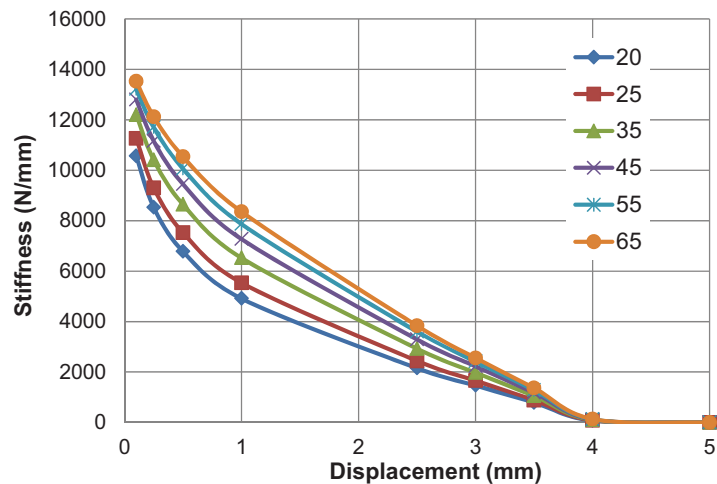
Obr. 4.1: Vliv pevnosti betonu f_{ck} na tuhost kotvení bez smykové výztuže



Obr. 4.2: Vliv pevnosti betonu f_{ck} na tuhost kotvení se smykovou výztuží

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot [f_{ck} \cdot h_{ef}]^{0,5} \text{ [N/mm]} \quad (4.2)$$

Rozsah pevnosti betonu f_{ck} se předpokládá v rozsahu 25 MPa až 65 MPa.



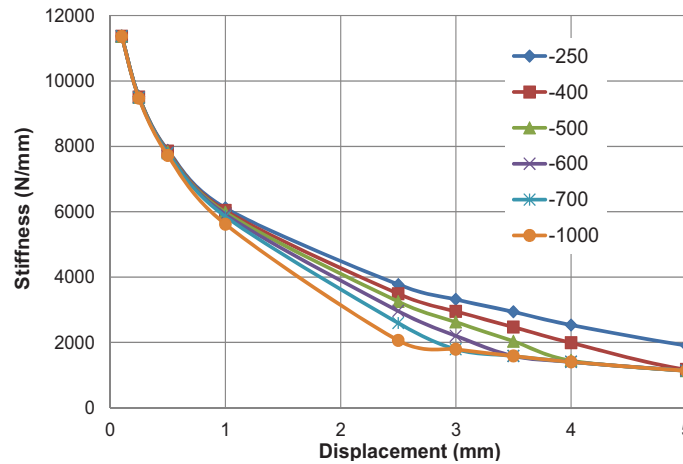
Obr. 4.1 ukazuje vliv pevnosti betonu f_{ck} na tuhost kotvení bez smykové výztuže. Vliv pevnosti betonu f_{ck} se projeví i na tuhosti kotvení se smykovou výztuží

$$k_{re} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{re}^4}}{\sqrt{2\delta}} \text{ [N/mm]} \quad (4.3)$$

jak je doloženo na obr. 4.2.

4.2.5 Tuhost kotvení

Součinitel poklesu únosnosti betonu v tahu α_c se uvažuje na základě experimentu jako- $\alpha_c = 537$. Ve studii se hodnota mění v rozsahu 250 - 1000. Vliv je ukázán na obr. 4.3. Za přijatelnou se považuje deformace 2 - 4 mm.



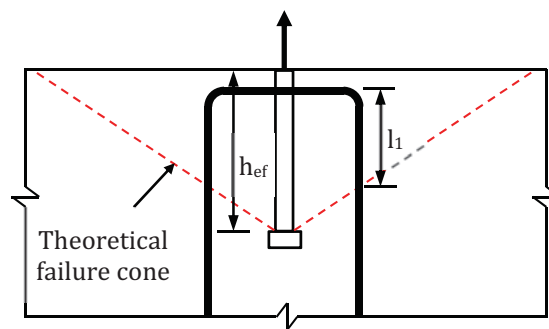
Obr. 4.3: Vliv součinitele poklesu únosnosti betonu v tahu α_c na tuhost kotvení

4.2.6 Účinná délka třmínku

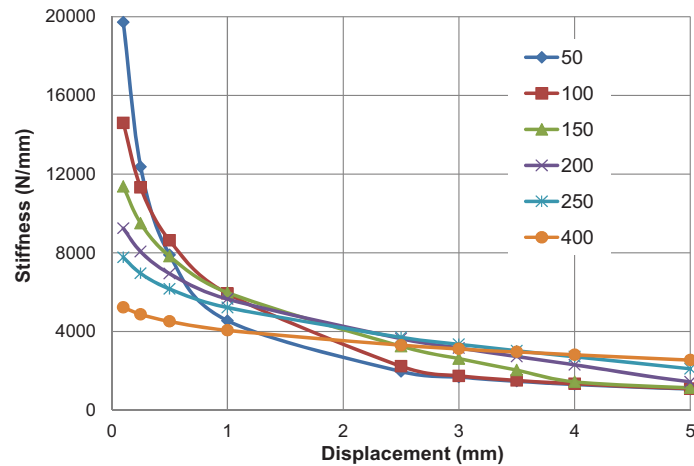
Účinná kotevní délka třmínku l_1 při dané délce trnu s hlavou h_{ef} výrazně ovlivňuje únosnost, viz obr. 4.4,

$$N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{s,re}} \left(\frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha} \right) \text{ [N]} \quad (4.4)$$

V praxi se doporučuje volit hodnotu v rozsahu 50 mm až 400 mm, viz obr. 4.5.



Obr. 4.4: Účinná kotevní délka l_1



Obr. 4.5: Vliv účinné kotevní délky l_1 na tuhost kotvení

4.2.7 Velikost hlavy trnu

Velikost hlavy trnu $a = 0.5(d_h - d_s)$, kde d_h je průměr hlavy a d_s průměr dřívku trnu, ovlivňuje významně deformaci kotvení, kterou lze stanovit jako

$$\delta_{Rd,p,1} = k_p \cdot \left(\frac{N_{Rd,c}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n_{re}} \right)^2 \text{ [mm]} \quad (4.5)$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2k_p \cdot \left(\frac{N_{Rd,p}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n_{re}} \right)^2 - \delta_{Rd,p,1} \text{ [mm]} \quad (4.6)$$

Součinitel tuhosti se dále stanovuje jako

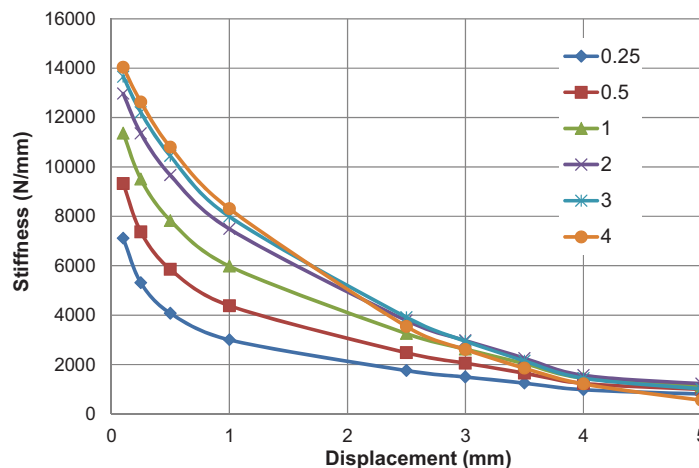
$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} \text{ [-]} \quad (4.7)$$

Hlava trnu ovlivňuje tuhost, což lze vyjádřit součinitelem

$$k_a = \sqrt{5/a} \geq 1 \quad (4.8)$$

$$k_A = 0,5 \cdot \sqrt{d^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0,5 \cdot d_h \quad (4.9)$$

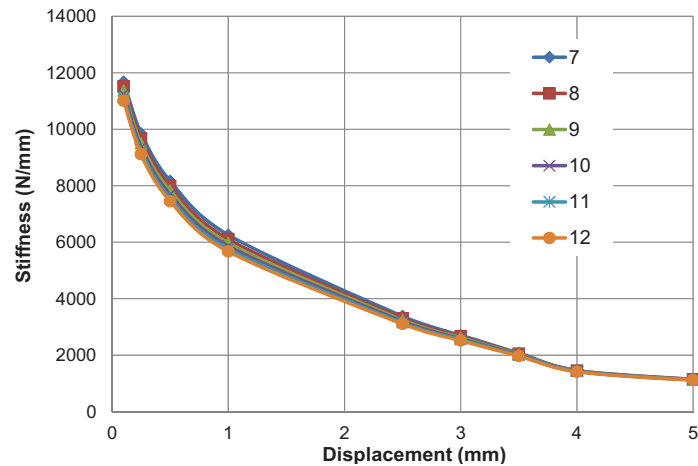
Hodnota se pohybuje v rozsahu od 0.25 mm do 4.0 mm. Obr. 4.6 znázorňuje vliv hlavy trnu na tuhost kotvení.



Obr. 4.6: Vliv velikosti hlavy trnu a na translační tuhost

4.2.8 Hladina tlakového napětí

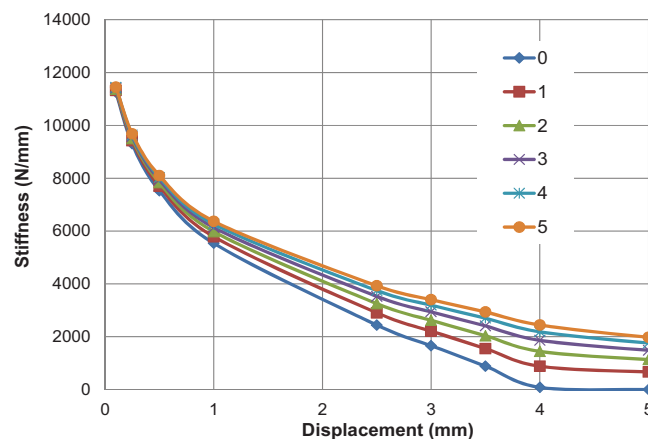
Hladina tlakového napětí m se v návrhu vyjadřuje přibližně. Ve vztahu rov. (4.9) se uvažuje jako 9. Vliv změny ze 7 do 12 na translační tuhost je doložen na obr. 4.7.



Obr. 4.7: Vliv hladiny tlakového napětí m na translační tuhost

4.2.9 Pevnost v soudržnosti

Pevnost v soudržnosti třmínku smykové výztuže s betonem f_{bd} ovlivňuje přímo tuhost a únosnost kotvení, viz rov. (4.4). Pro návrh se uvažuje hodnota pevnosti v tlaku f_{ck} . Pro změnu $f_{ck} = 25 - 65$ MPa je f_{bd} 2 až 5 MPa. Na obr. 4.7 je vidět malý vliv pevnosti v soudržnosti na translační tuhost kotvení.



Obr. 4.8: Vliv pevnosti v soudržnosti třmínku f_{bd} na translační tuhost kotvení

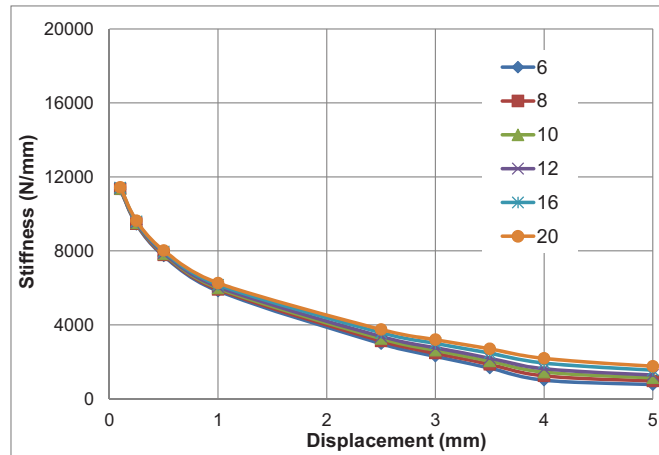
4.2.10 Smyková výztuž

Průměr průřezu smykové výztuže $d_{s,re}$ se projeví přímo na její únosnosti

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4} \right) \cdot f_{yd,re} \text{ [N]} \quad (4.10)$$

i tuhosti

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2N_{Rd,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot n_{re}^2} \text{ [mm]} \quad (4.11)$$

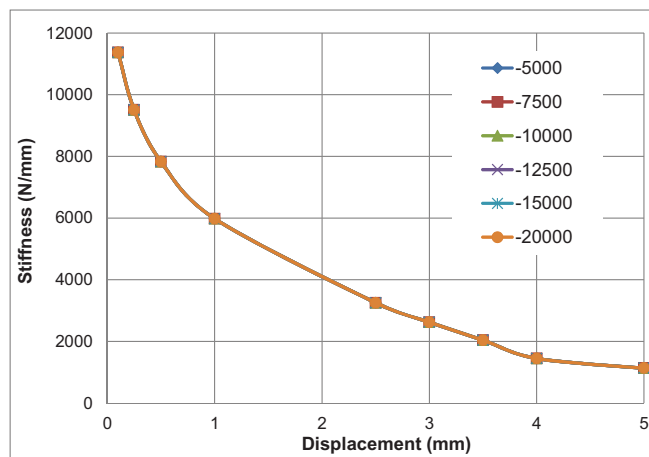


Obr. 4.9: Vliv průměru průřezu smykové výztuže $d_{s,re}$ na translační tuhost kotvení

Vliv průměru třmínek průměru 6 mm až 20 mm na tuhost kotvení je ukázán na obr. 4.9.

4.2.11 Pokles tuhosti třmínek

Při vytržení kužele betonu klesá tuhost třmínek $k_{p,de}$ vlivem porušování kužele betonu, při kterém se zvětšuje jejich volná délka. V návrhu se uvažuje s hodnotou -10^4 N/mm^2 (záporné znaménko vyjadřuje pokles). Ve studii, viz obr. 4.10, se uvažovalo s hodnotami -5000 až $-20,000 \text{ N/mm}^2$.



Obr. 4.10: Vliv poklesu tuhosti třmínek $k_{c,de}$ na translační tuhost kotvení

4.2.12 Shrnutí

Hodnoty, které ovlivní tuhost kotvení trnem s hlavou, jsou včetně statistických charakteristik shrnuty v tab. 4.2. Je vidět, že tuhost kotvení je na náhodné jevy jen omezeně citlivá.

Tab. 4.2: Statistické údaje navazující na parametrickou studii

	f_{ck}	a	$k_{p,de}$	m	α_c	f_{bd}	h_{ef}	$d_{s,re}$
Min	3,29	1,49	3,3	3,48	2,88	3,5	4,5	3,3
	3,704	2,29	3,3	3,38	3,01	3,4	4	3,3
	3,96	3,29	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
	4,64	4,21	3,3	3,22	3,54	3,2	2,87	3,3
	4,95	5,1	3,3	3,15	3,78	3,1	2,56	3,2
Max	5,66	5,32	3,3	3,1	4,29	3,06	2	3,1
Průměr	4,367	3,617	3,300	3,272	3,467	3,260	3,205	3,250
Směr. odch.	0,878	1,539	0,000	0,143	0,522	0,172	0,927	0,084
Var souč.	20%	43%	0%	4%	15%	5%	29%	3%

4.3 Kloubový přípoj ocelového nosníku

4.3.1 Obecně

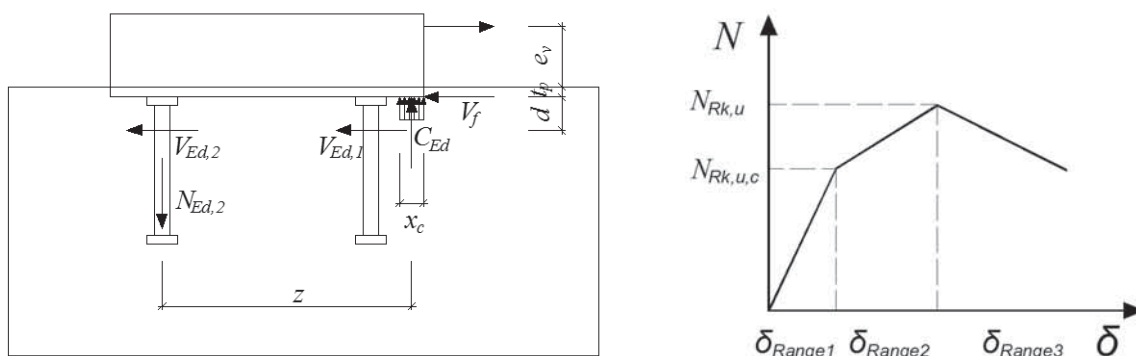
Studie popisuje vliv změny vstupů při návrhu kloubového přípoje. Pro betonové komponenty se dostatečná tažnost předpokládá v případě aktivace třepek. Optimalizace se zaměřuje na únosnost a dostatečnou tažnost.

4.3.2 Validace modelu

V rámci projektu INFASO byl připraven model, viz [12]. Přípoj se dělí na komponenty a deformace styčnicku se stanovuje součtem deformací komponent. Postupuje se v těchto krocích:

1. ověření komponent v tahu,
2. ověření vlivu tlacené oblasti na taženou,
3. výpočet smykové únosnosti styčnicku z momentové podmínky rovnováhy, viz obr. 4.11,
4. ověření interakce vnitřních sil.

V [13] je návrh popsán a ukázán na řešených příkladech.



Obr. 4.11: Model kloubového přípoje (vlevo),
graf zatížení - deformace tažené komponenty při aktivaci výztuže (vpravo)

Deformace tažené komponenty lze rozdělit na tři tvary, viz obr. 4.11. Podle [12] jde o pro deformaci vytržením trnu, protažením jeho dřívku a pod jeho hlavou, tj.

$$\delta_{Range1} = \delta_{Rk,p,1} + \delta_{Rk,s1} \quad (4.12)$$

kde

$\delta_{Rd,p,1}$ je deformace porušením vytržením

$\delta_{Rd,s1}$ deformace trnu s hlavou

Trhliny v betonu se rozvíjí od hlavy trnu směrem k povrchu betonu. Po dosažení únosnosti vytržením kužele betonu dochází k aktivaci přídavné výztuže a deformace se stanoví jako

$$\delta_{Range2} = \delta_{Rk,p,2} + \delta_{Rk,s1} + \delta_{Rk,re} \quad (4.13)$$

kde

$\delta_{Rk,p,1}$ je deformace porušení vytržením

$\delta_{Rk,s1}$ deformace trnu s hlavou

$\delta_{Rk,re}$ deformace přídavné výztuže a vytržení betonového kužele

Pokud dojde k plastifikaci přídavné výztuže lze deformaci stanovit jako

$$\delta_{\text{Range3}} = \delta_{\text{Range2}}(N_{\text{Rk, re}}) + \frac{N - N_{\text{Rk, re}}}{k_{\text{c, de}}} + k \quad (4.14)$$

kde

$k_{\text{c, de}}$ je tuhost sestupné větve grafu, viz rov. (4.2)

$k = \frac{N_u - N}{10000}$ pro plastifikaci přídatné výztuže

$k = 0$ pro porušení betonu a porušení kotvení třmínků

$N_{\text{Rk, re}}$ charakteristická únosnost přídatné výztuže s porušením vytržením betonového kužele

N_u únosnost

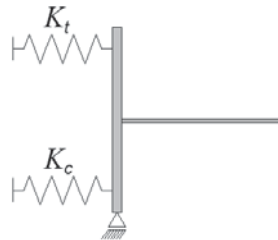
Natočení v přípoji lze stanovit, viz obr. 4.12, jako

$$\Phi_j = \frac{\delta_t - \delta_c}{z} \quad (4.15)$$

kde

δ_t je deformace tažené komponenty;

δ_c deformace tlačných komponent, viz [13] rov. (3.75).



Obr. 4.12: Pružinový model

Pro stanovení momentové únosnosti na natočení přípoje se ověří i interakce vnitřních sil pro

porušení ocelové části
$$\left(\frac{N}{N_{\text{Rk, u, s}}}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_{\text{Rk, u, s}}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.16)$$

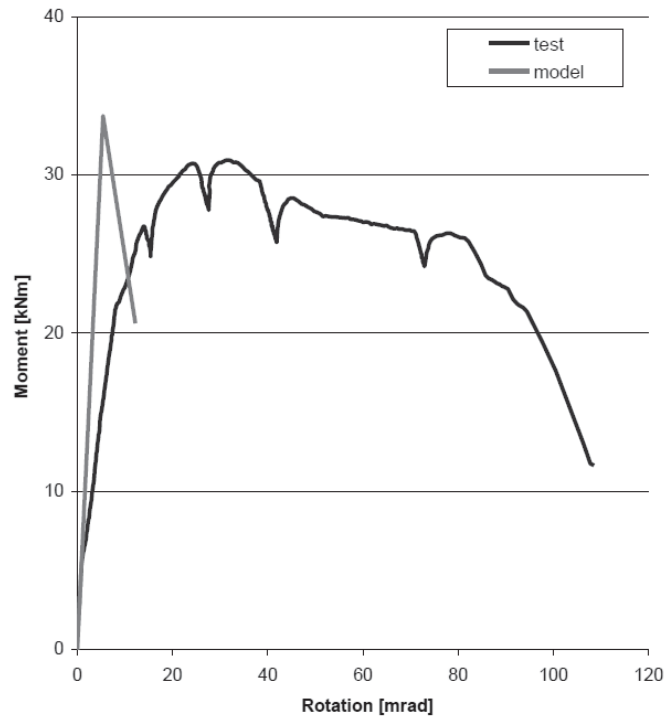
porušení betonu
$$\left(\frac{N}{N_{\text{Rk, u}}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V}{V_{\text{Rk, cp}}}\right)^{3/2} \leq 1 \quad (4.17)$$

kde

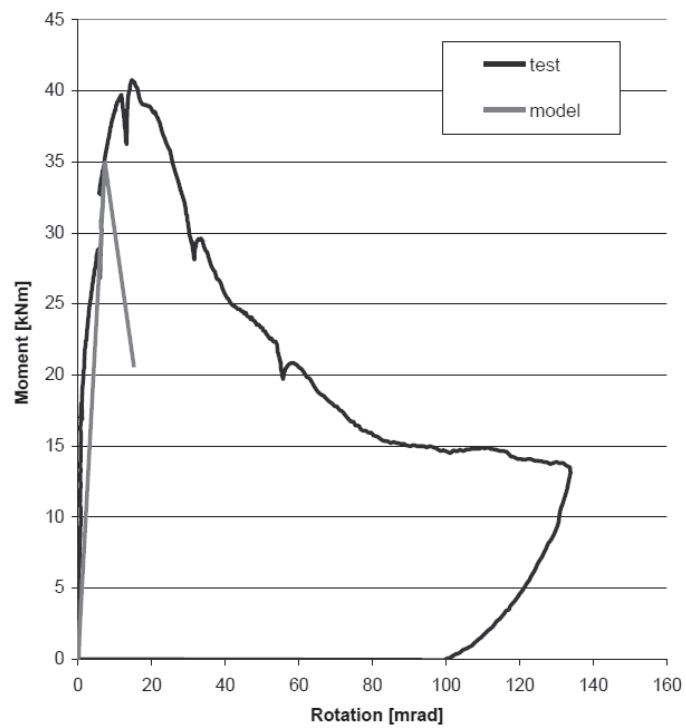
$N_{\text{Rk, u, s}}/V_{\text{Rk, u, s}}$ je únosnost trnu s hlavou

$N_{\text{Rk, u}}/V_{\text{Rk, cp}}$ únosnost v porušení betonu

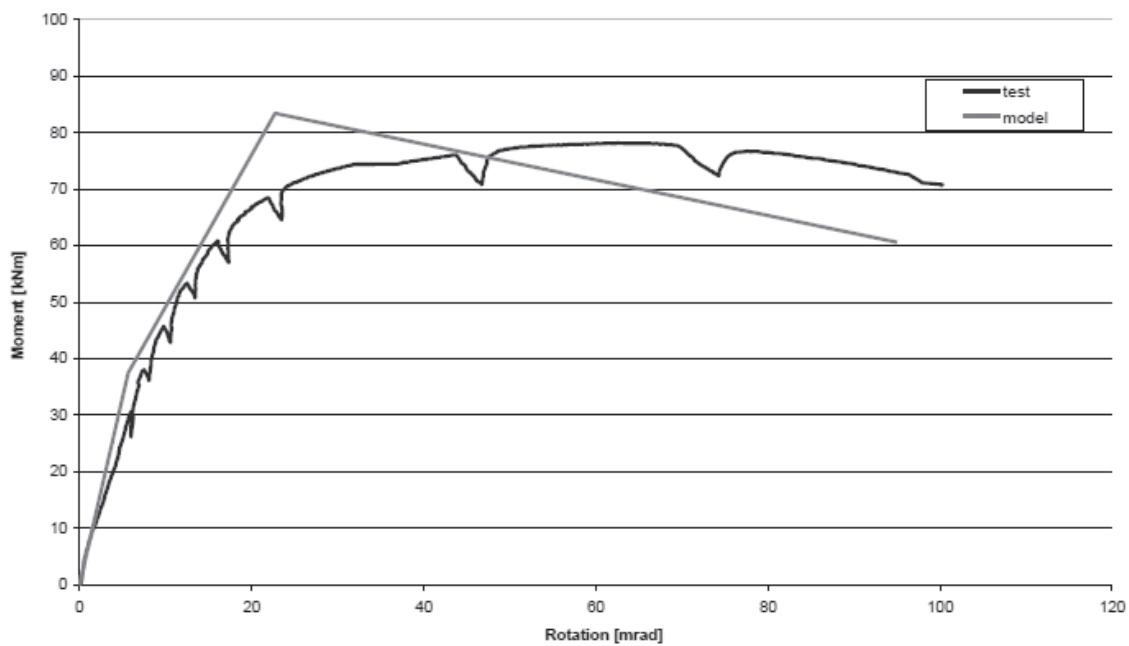
Na obr. 4.13 model ukázán příklad validace na třech zkušebních vzorcích [12]. Návrh dobře popisuje experimentální křivky. První část křivky popisuje chování styčnicku do porušení betonového kužele.



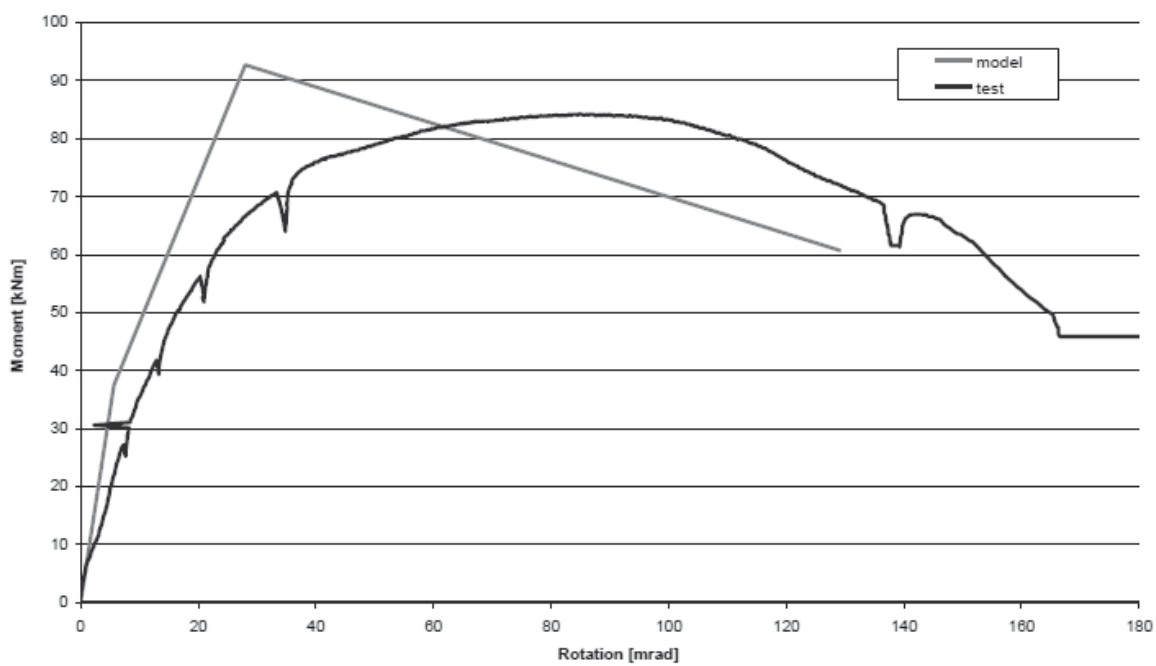
Obr. 4.13a: Závislost momentu na natočení pro B1-BS bez výztuže třmínky



Obr. 4.14b: Závislost momentu na natočení pro R1-C bez výztuže třmínky



Obr. 4.15c: Závislost momentu na natočení pro B1-B-R s výztuží třmínky



Obr. 4.16d: Závislost momentu na natočení pro B2-C-R s výztuží třmínky

4.3.3 Studie citlivosti

Vyšetřované vstupy jsou shrnuty v tab. 4.3.

Tab. 4.3: Přehled sledovaných vstupů

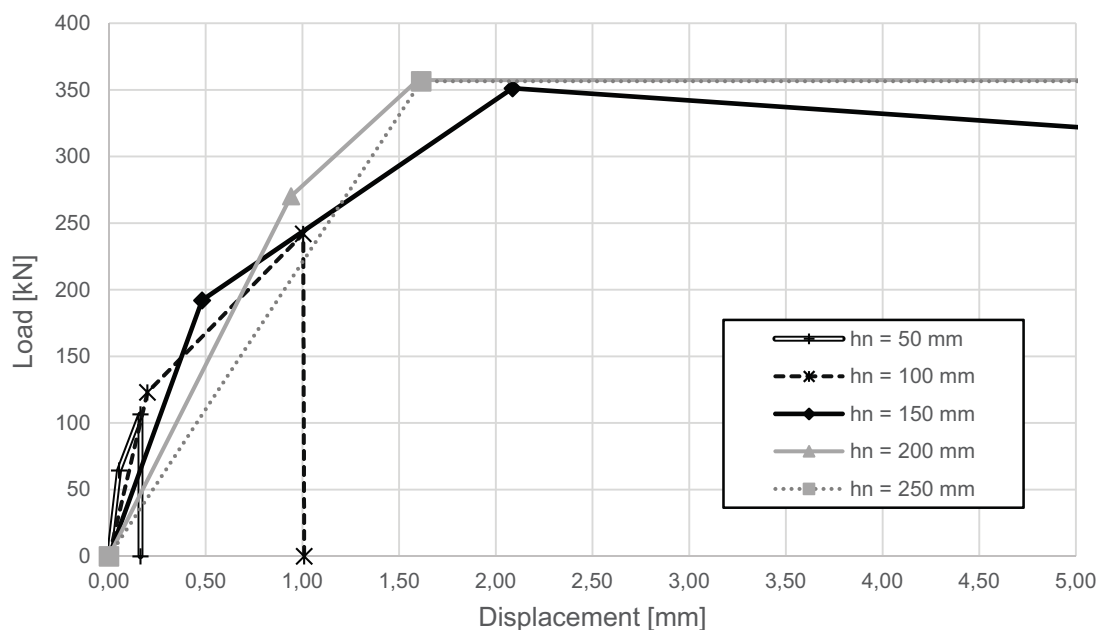
Vstup	Vliv	Popis
Účinná výška	++	Ovlivní porušení při mezní únosnosti stejně jako únosnosti samotného betonového kužele $N_{Rk,c}$
Excentricita	++	Může mít velký vliv na momentovou únosnost spoje vlivem interakce
Průměr trnů s hlavou	+++	Velký vliv na tažnost přípoje
Průměr třmíneků	++	Průměr třmíneků může zvýšit celkovou únosnost
Počet třmíneků	++	Zvýšení počtu třmíneků vede ke křehkému porušení
Třída pevnosti betonu	+++	Třída pevnosti betonu má vliv na všechny betonové komponenty.

Účinnou výšku, viz tab. 4.4, lze ovlivnit změnou tloušťky kotevní desky, celkovou délkou trnu s hlavou nebo výškou hlavy kotvy.

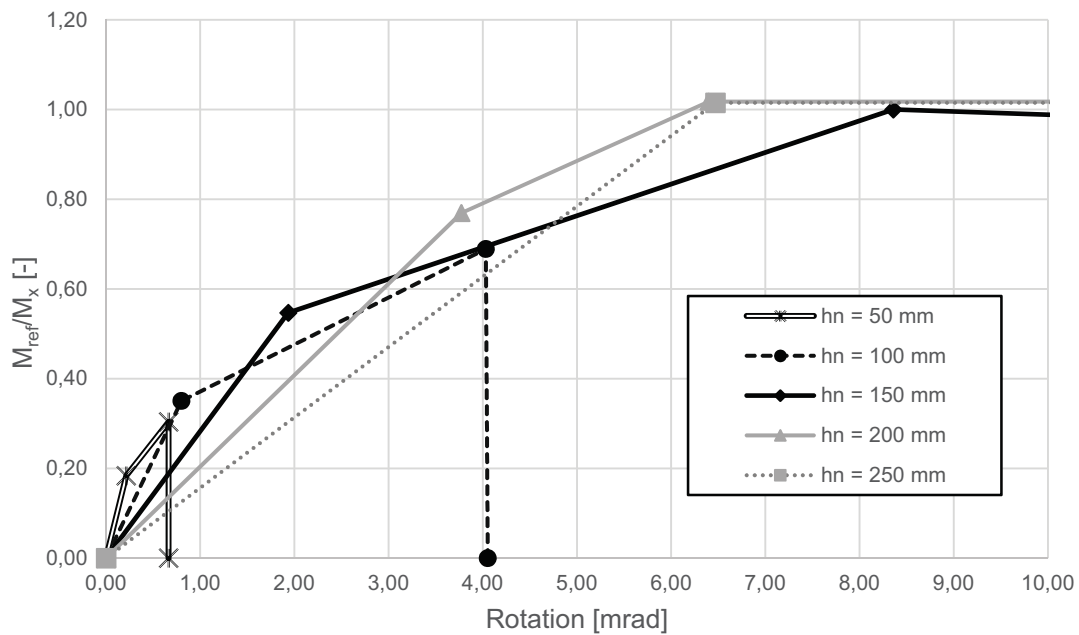
Tab. 4.4: Účinná výška

Parametr	Případ 1	Případ 2	Referenční výška	Případ 3	Případ 4
Kotevní délka [mm]	50	100	150	200	250
Účinná výška [mm]	65	115	165	215	265

Obr. 4.17 shrnuje vliv namáhání na deformaci u tažených komponent. Chování kloubového styčnicku odpovídá účinné výšce větší než 165 mm. Pro účinnou výšku 115 mm je rozhodující porušení vytržením betonového kužele mezi přidavnou výztuží, ke kterému dochází okolo $N_{Rk,cs} = 250$ kN a pro účinnou výšku 65 mm je tato hodnota $N_{Rk,cs} = 105$ kN. Obr. 4.18 popisuje měnící se účinné délky trnů s hlavou. Změna účinné délky má malý vliv na chování přípoje. Změny průměru dřívku trnu s hlavou mají větší vliv na tuhost komponenty.



Obr. 4.17: Vliv tažené komponenty na účinnou výšku



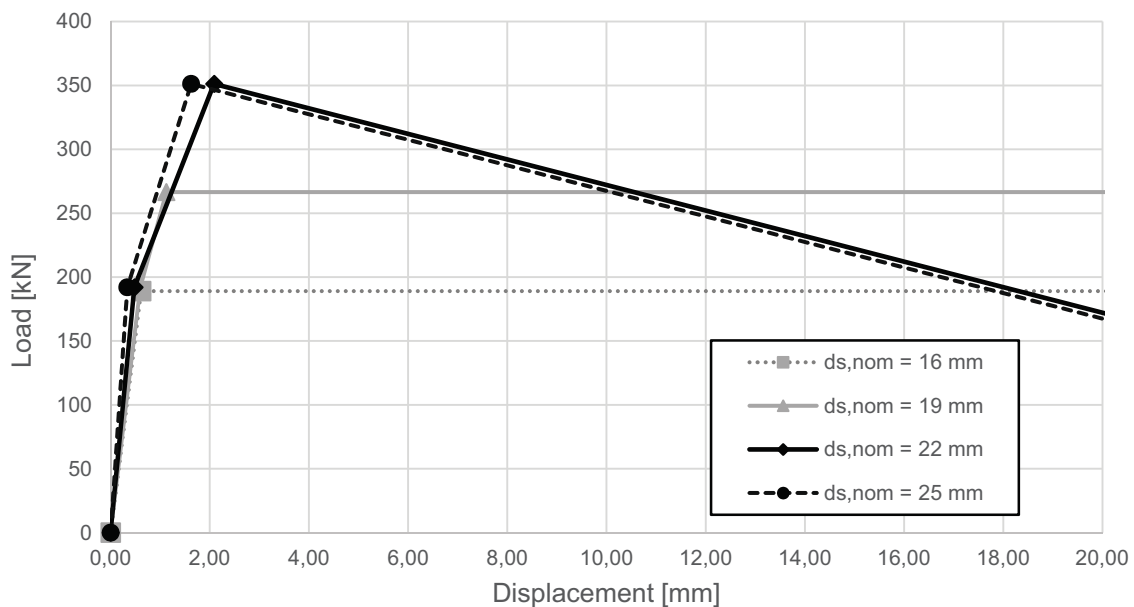
Obr. 4.18: Vliv účinné výšky na ohybovou tuhost

Na obr. 4.16 je znázorněn vliv průměru trnu s hlavou na jeho deformaci. Na obr. 4.17 je ukázán vliv průměru trnu s hlavou na rotační tuhost.

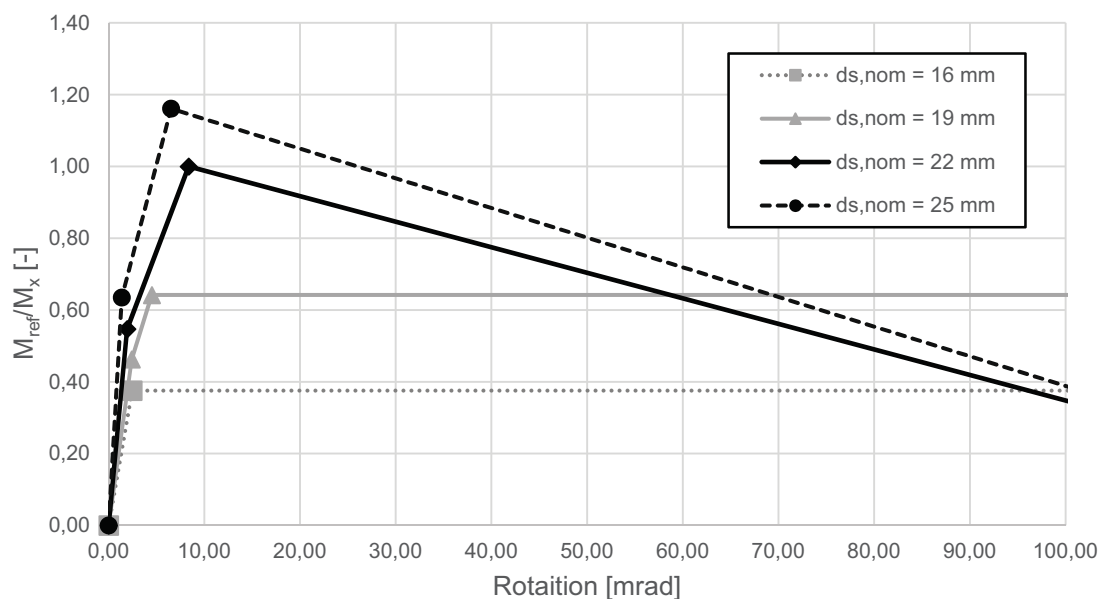
Změny průměru trnů mají vliv na interakci vnitřních sil v přípoji.

Tab. 4.5: Volené průměry trnů s hlavou

Parametr	Případ 1	Případ 2	Případ 3	Referenční průměr	Případ 4
Průměry trnů s hlavou [mm]	13	16	19	22	25



Obr. 4.19: Deformace tažené komponenty při změně průměru trnů s hlavou

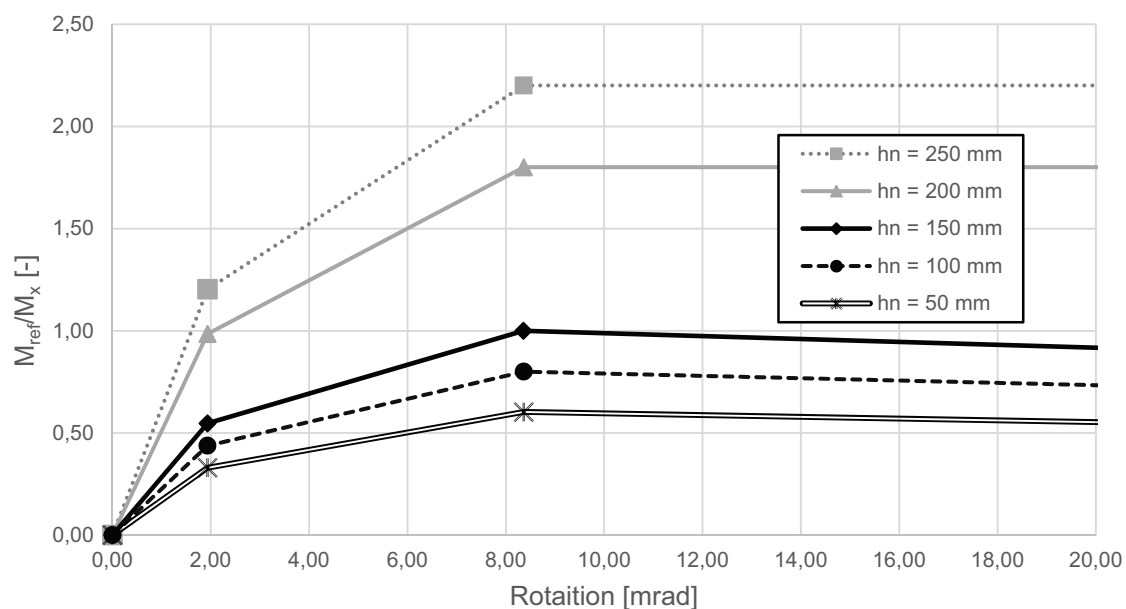


Obr. 4.20: Vliv průměru trnu na ohybovou tuhost a únosnost přípoje

Únosnost není excentricitou ovlivněna přímo. Při změně excentricity se při zvýšení normálových sil tření také zvyšuje, viz obr. 4.19.

Tab. 4.6: Uvažované excentricity

Parametr	Případ 1	Případ 2	Referenční hodnota	Případ 3	Případ 4
Excentricity [mm]	50	75	100	200	250



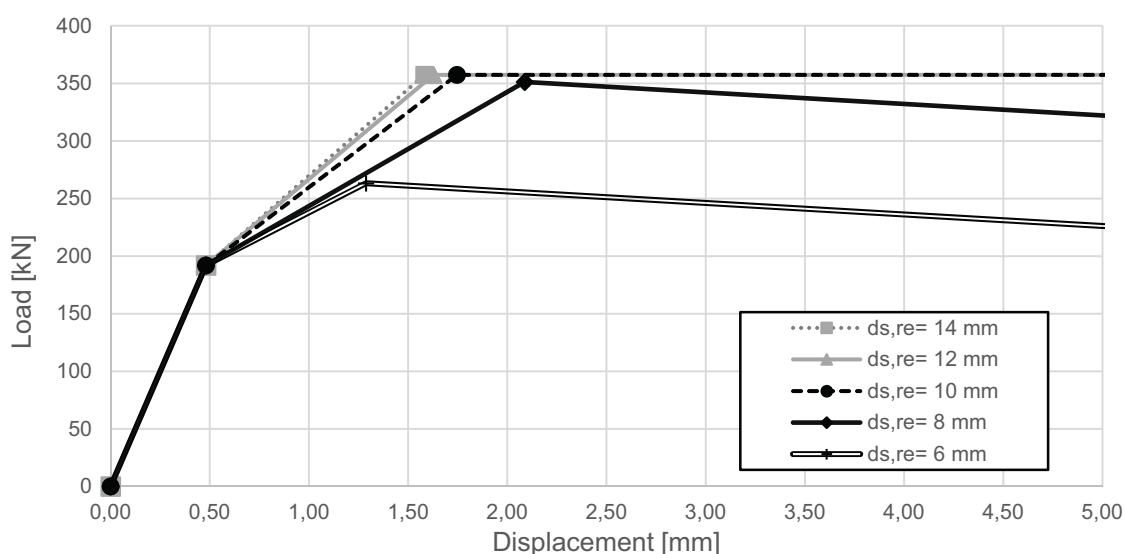
Obr. 4.21: Ohybová únosnost a tuhost styčnicku při změně excentricity posouvající síly

Vliv průměru a počtu třmínek byl studován na příkladech. Řešení ovlivňuje porušení, betonového kužele a přídavné výztuže. Zvýšením průměru třmínek se mírně zvýší celková únosnost tažené komponenty, viz obr. 4.19. Zvýšením průměru trnů s hlavou dochází k porušení materiálu trnů přibližně okolo $N_{Rk,s} = 350$ kN. Zvyšování průměru přídavné výztuže není účinné. V další části parametrické studie byl měněn počet třmínek. Pokud se snižuje počet třmínek, vzrůstá pravděpodobnost křehkého porušení, viz obr. 4.20.

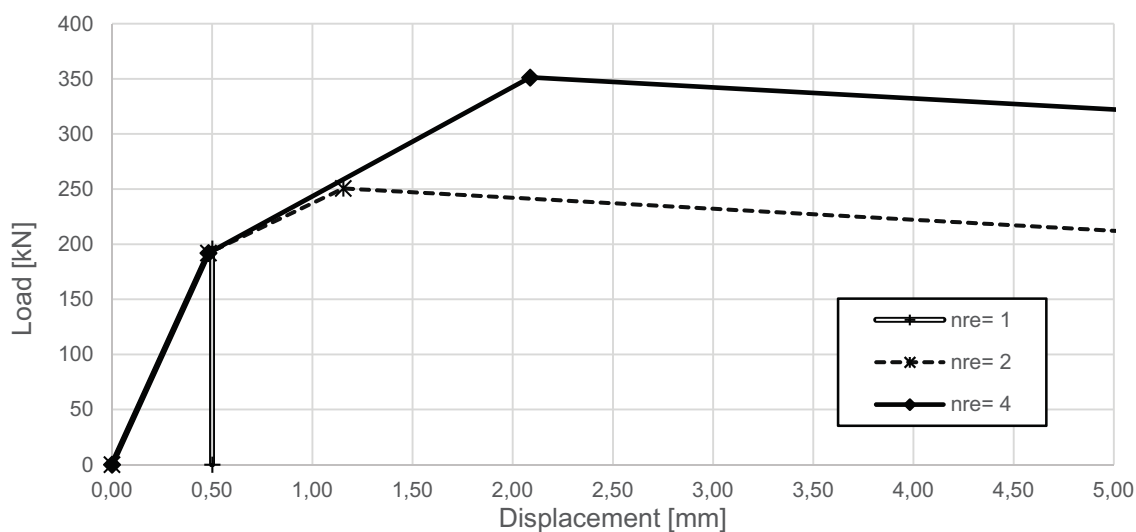
Tab. 4.7: Průměry a počty třmínek ve studii

Parametr	Případ 1	Referenční průměr	Případ 2	Případ 3	Případ 4
Průměry třmínek [mm]	6	8	10	12	14

Parametr	Případ 1	Případ 2	Referenční počet
Počet třmínek [mm]	1	2	4



Obr. 4.22: Deformace a únosnost tažené části styčnicku při změně průměru přídavné výztuže



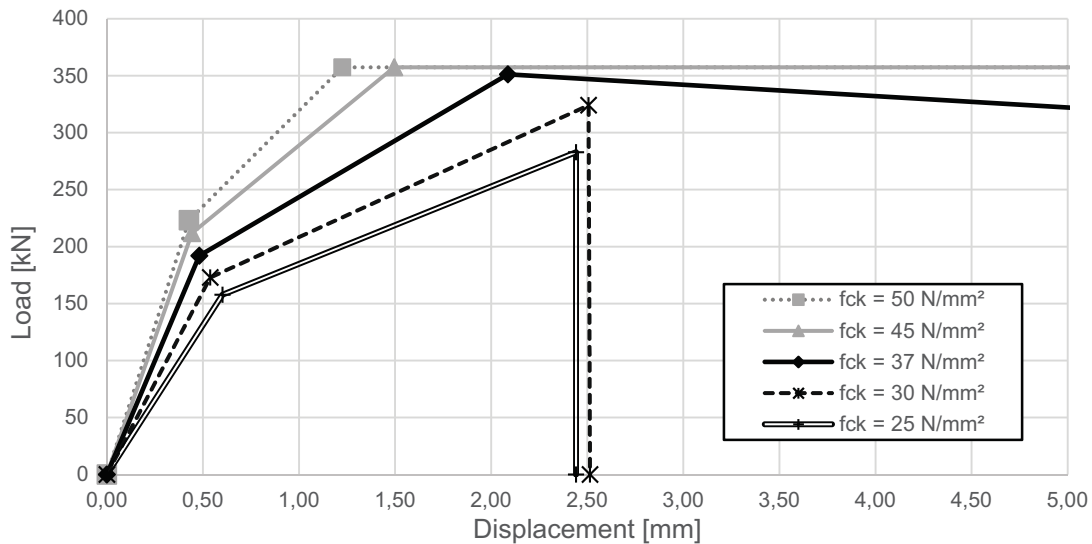
Obr. 4.23: Deformace a únosnost tažené části styčnicku při změně počtu třmínek

Třída pevnosti betonu má vliv na všechny komponenty. Ve studii se mění podélná výztuž podle tab. 4.8. Pokud se třída betonu snižuje, únosnost komponent v betonu bez ohledu na přídavnou

výztuž klesá, viz rov. (4.1). Přídavnou výztuž nelze plně aktivovat ve dvou případech (případ 1 a případ 2), kde porušení vytržením je rozhodující složkou $N_{Rk,p} = 280$ kN.

Tab. 4.8: Kombinace tříd pevností betonu

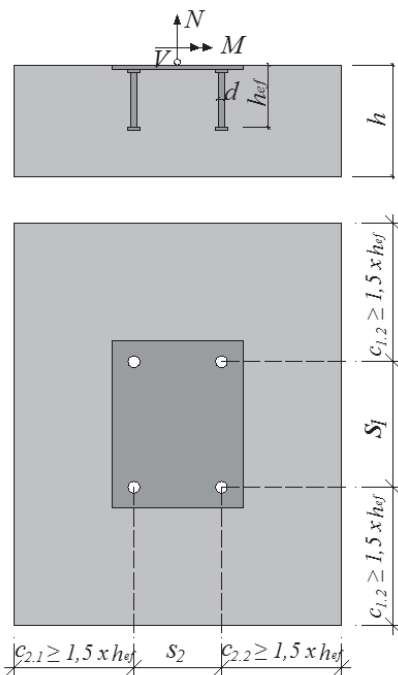
Parametr	Případ 1	Případ 2	Referenční	Případ 3	Případ 4
Třída pevnosti betonu [N/mm ²]	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50



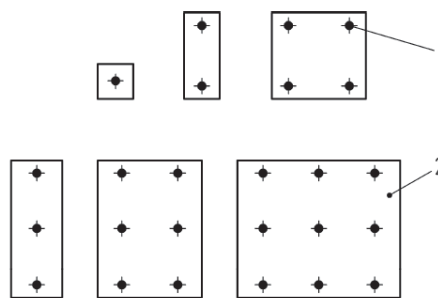
Obr. 4.24: Únosnost a deformace tažené části styčnicku při změně pevnosti betonu

4.3.4 Hranice platnosti modelu

Využití přídavné smykové výztuže třmínky lze uvažovat pouze pro vzdálenosti k okraji betonového bloku na obr. 4.22. V projektu INFASO [11] byly zkoušeny kotevní desky s rozložením trnů s hlavou 2x3 a 2x2. Omezení pro kotevní desky s větším počtem trnů s hlavou jsou uvedena v CEN/TS 1992-4-1 [1]. Na kotevní desky s více než devíti trny se norma nevztahuje. Pokud se počet trnů zvyšuje, viz [11], je potřeba působení přídavné výztuže ověřit experimentálně. U zkušebních vzorků byla použita nízká třída pevnosti betonu C20/25, viz [7], aby porušení v betonu rozhodovalo. Návrhové modely jsou platné pouze pro běžné třídy pevností betonu a nejsou ověřeny pro betony vysoké pevnosti.



Obr. 4.25: Požadované vzdálenosti ke kraji



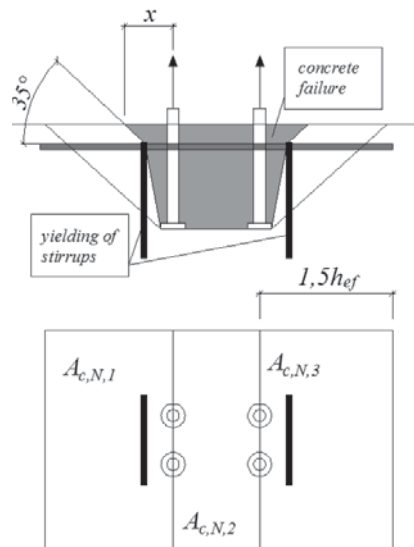
Obr. 4.26: Počet trnů s hlavou, který lze navrhnout podle CEN/TS 1992-4-1 [1]

Model tažené části byl řešen pouze pro jednu řadu trnů. Model je založen na experimentech trnů s hlavou v čistém tahu při uvažování přídatné výztuže ve zkušebních vzorcích v podobě dvou třmínků, které byly umístěny vedle trnu s hlavou. Celkem byly uvažovány dva dvojstržné třmínky na jeden trn s hlavou při porušení betonového kužele. Model tažené komponenty byl zahrnut do modelu kloubového styčnicku, kde tahové síly je třeba uvažovat ve druhé řadě trnů s hlavou, viz obr. 4.11. Model vykázal při validaci dobrou shodou, viz obr. 4.13.

Při návrhu kotvení kotevními deskami s více než dvěma řadami trnů se uvažuje s rozdělením namáhání mezi výztuž. Pokud je model sestaven pro dvě tažené řady trnů, příslušný výpočetní postup je uveden v [16]. Je-li přídatná výztuž umístěna vedle trnů s hlavou podle obr. 4.24, lze betonový kužel rozdělit na střední část s jednoduchým porušením betonového kužele a na části pravé a levé strany, kde lze zohlednit součinitel ψ_{supp} . Mezní zatížení komponent může být stanoveno ze vztahu

$$N_{u,\max} = \psi_{\text{supp}} \cdot \frac{A_{c,N,1}}{A_{c,N,\text{total}}} \cdot N_{u,c} + \frac{A_{c,N,2}}{A_{c,N,\text{total}}} \cdot N_{u,c} + \psi_{\text{supp}} \cdot \frac{A_{c,N,3}}{A_{c,N,\text{total}}} \cdot N_{u,c} \quad (4.18)$$

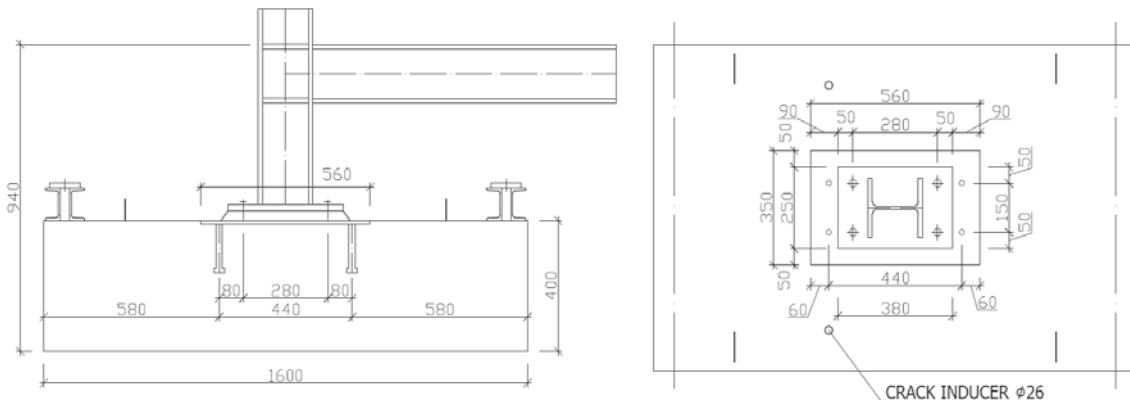
Studie na vliv okraje na počet třmínků a počet trnů s hlavou se připravuje, viz [19] [14] a [15].



Obr. 4.27: Návrh kotvení s více řadami trnů s hlavou v tahu

4.4 Kotvení sloupu

4.4.1 Validace modelu



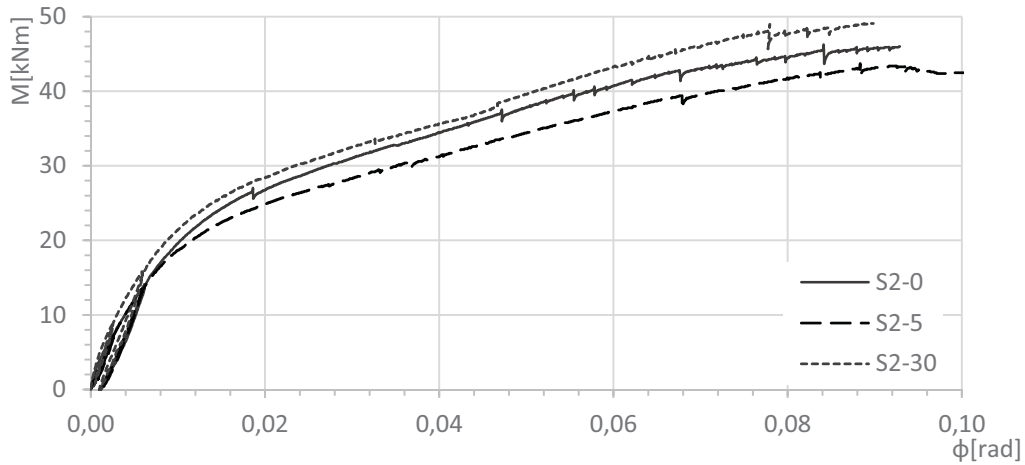
Obr. 4.28: Geometrie zkušebních sestav s patní a kotevní deskou

Kotvení patní a kotevní deskou bylo ověřeno experimenty v projektu InFaSo, viz Kuhlman a kol. [12]. Zkušební vzorek, viz obr. 4.25 tab. 4.9, sestával z kotevní desky o tloušťce $t_{p1} = 10$ mm s trny s hlavou $d = 22$ mm, $h = 150$ mm a závitovými trny $d = 24$ mm o výšce $h = 100$ mm. Patní deska tloušťky $t_{p2} = 25$ mm byla přivařena pod sloup HE180B koutovým svarem $a_w = 6$ mm. Betonový základ byl vyroben ze železobetonu rozměrů 1 600 x 1 000 x 400 mm, viz tab. 4.9. Výsledky zkoušek byly publikovány v práci [20].

Tab. 4.9: Rozměry zkušební sestavy

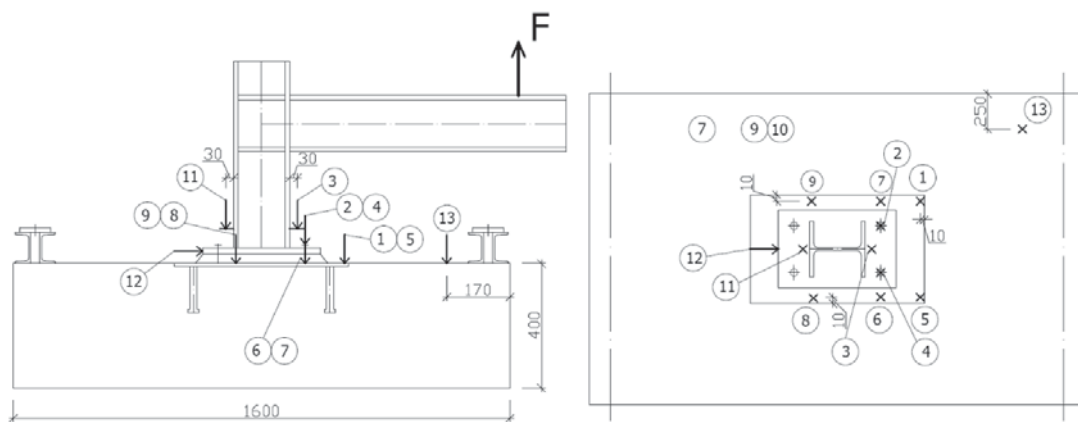
Sloup		Patní deska		Kotevní deska	
HE180B	S355	250x380x25	S355	350x560x10	S235
$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$	$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$	$f_{y,exp} = 270.1$	$f_{u,exp} = 421.3$
Trny se závitem		Trny s hlavou		Základový blok (s trhlinami)	
$d = 24$ mm; $h = 100$	S355	$d = 22$ mm; $h = 150$	S355	1600x1000x400	C25/30
$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$	$f_{y,exp} = 444.8$	$f_{u,exp} = 542.1$	$f_{ck} = 25$ MPa	$f_{ck,c} = 30$ MPa

Analytický model je popsán v [13]. Pro verifikaci modelu se využily změřené hodnoty materiálových vlastností oceli. V experimentech S2-0, S2-5, a S2-30 se měnila tloušťka podlití patního plechu od 0 mm přes 5 mm až po 30 mm. Závislosti natočení na působícím momentu jsou shrnuty na obr. 4.26.

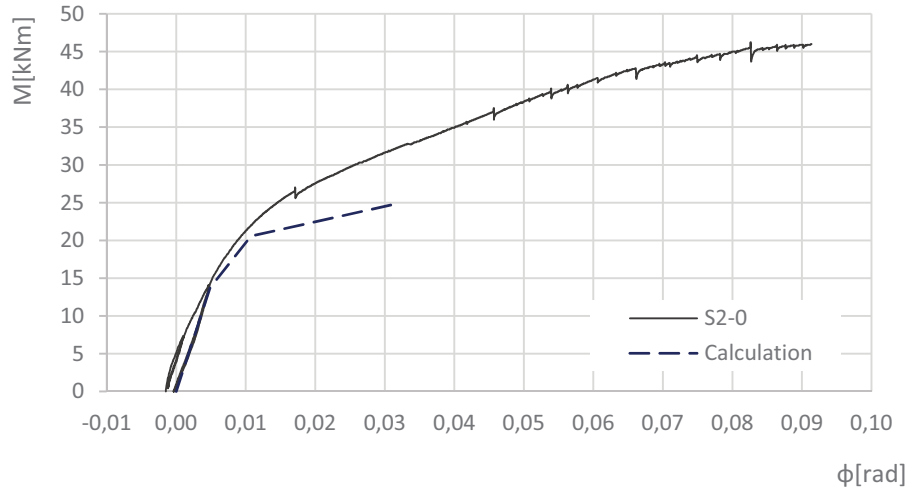


Obr. 4.29: Závislosti natočení na momentu pro experimenty při změně tloušťky podlití

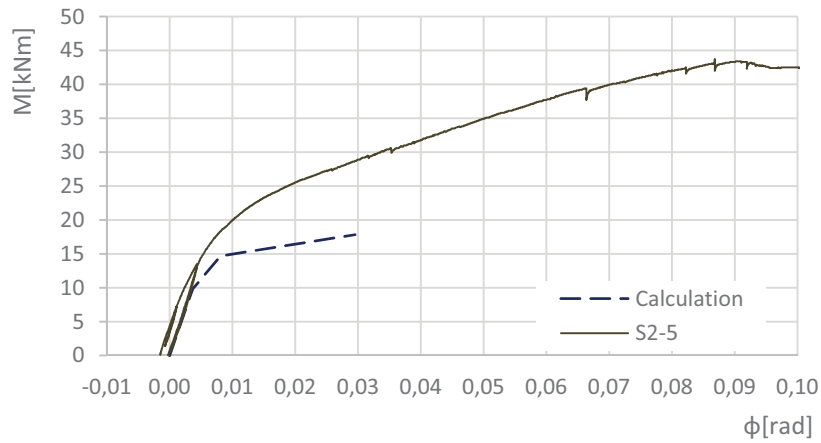
Rozdíly výsledků experimentů způsobila změna ramene síly při velkých deformacích, viz obr. 4.27. Svislé deformace byly měřeny v bodech 1-11, vodorovné v bodech 12 a 13, viz obr. 4.27. Analytický model byl validován na experimentech pro změřené působící síly, viz obr. 4.28 až 4.30. Excentricita se stanovuje k ose sloupu. Porovnání vypočtené a změřené počáteční tuhosti $S_{j,ini}$ prokazuje dobrou shodu. Rozdíl je v rozptylu do 5 %. Pružněplastická oblast je ovlivněna materiálovými vlastnostmi a rozvojem trhlin v betonovém základu. Modelování plně respektuje předpoklady únosnosti.



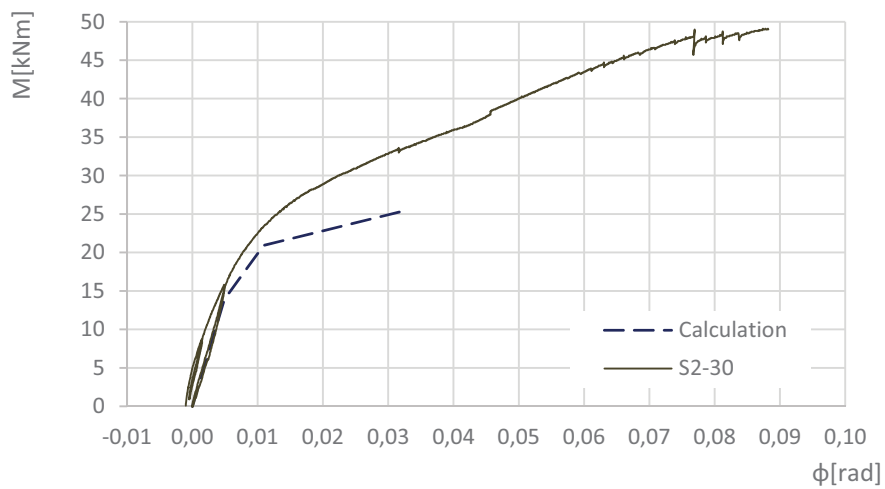
Obr. 4.30: Měřené hodnoty během zkoušek



Obr. 4.31: Porovnání předpověděné a změřené závislosti momentu na natočení pro experiment S2-0, excentricita 495 mm



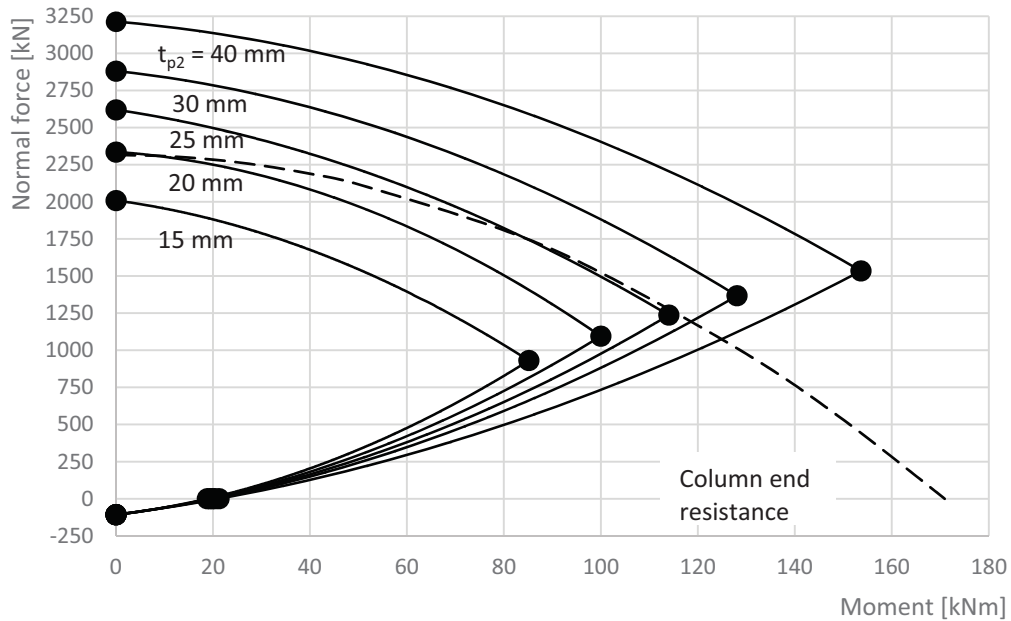
Obr. 4.32: Porovnání předpověděné a změřené závislosti momentu na natočení pro experiment S2-5, excentricita 354 mm



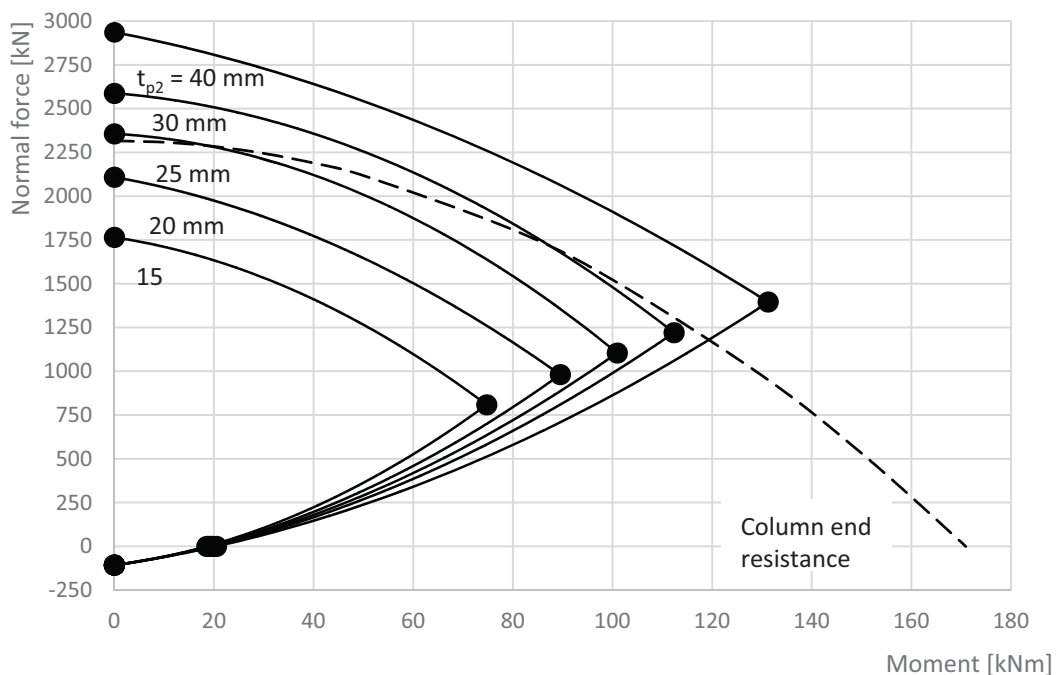
Obr. 4.33: Porovnání předpověděné a změřené závislosti momentu na natočení pro experiment S2-30, excentricita 504 mm

4.4.2 Studie citlivosti

Studie je zpracována pro sloup o průřezu HE180B, pro plechy a průřezy z oceli S355 (pokud není uvedeno jinak), beton C25/30, Trny se závitem M 24, ocel S355 a trny s hlavou M22, ocel S355. V interakčních diagramech normálové síly na momentu jsou vyznačeny významné body únosnosti, např. únosnost v tahu, při maximálním momentu, v čistém ohybu a za maximální síly v tlaku. Obr. 4.34 a obr. 4.32 dokumentují vliv tloušťky patního plechu t_{p2} pro oceli S355 a S235.

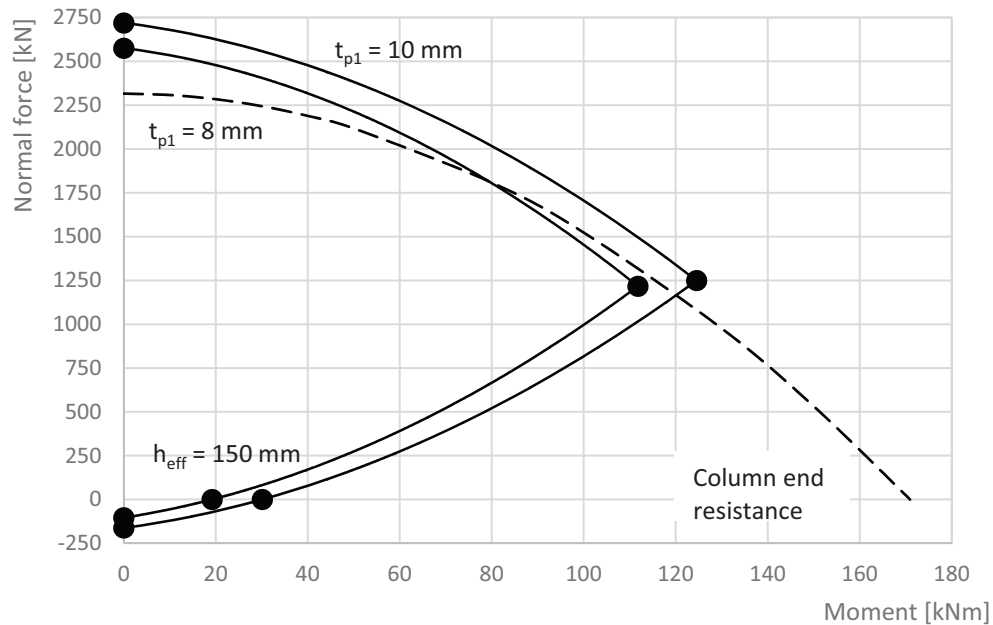


Obr. 4.34: Interakční diagram závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky patního plechu t_{p2} a z oceli S355

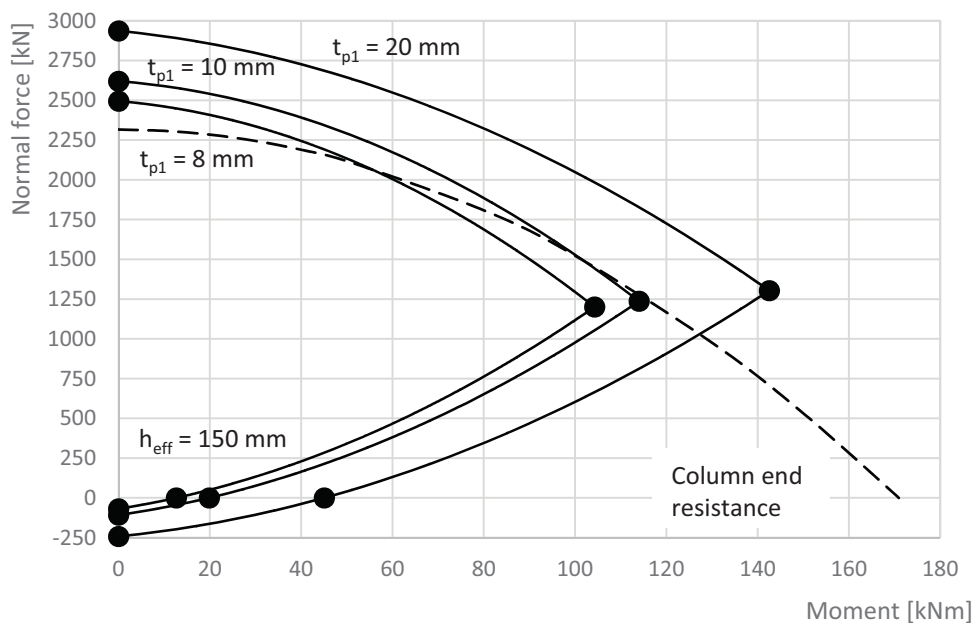


Obr. 4.35: Interakční diagram závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky patního plechu t_{p2} a z oceli S235

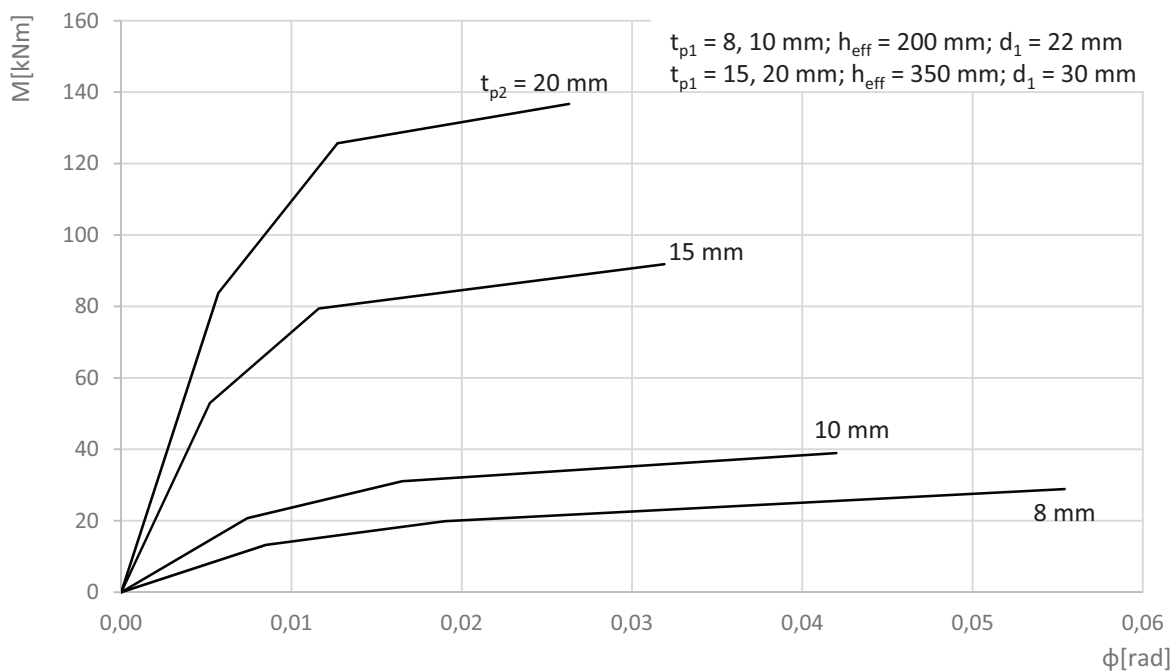
Studie vlivu tloušťky kotevní desky t_{p1} je ovlivněna interakcí působící síly v trnech s hlavou ve smyku a v tahu. Hodnota účinné výšky trnu s hlavou je stanovena pro každou tloušťku kotevní desky. Obr. 4.36 až obr. 4.36 ukazují vliv tloušťky kotevní desky na únosnost patní desky při změně materiálu plechů. Pro trny s hlavou s účinnou výškou 150 mm nejsou ovlivněny únosnosti trnů s hlavou pouze pro kotevní desky s tloušťkou do 10 mm.



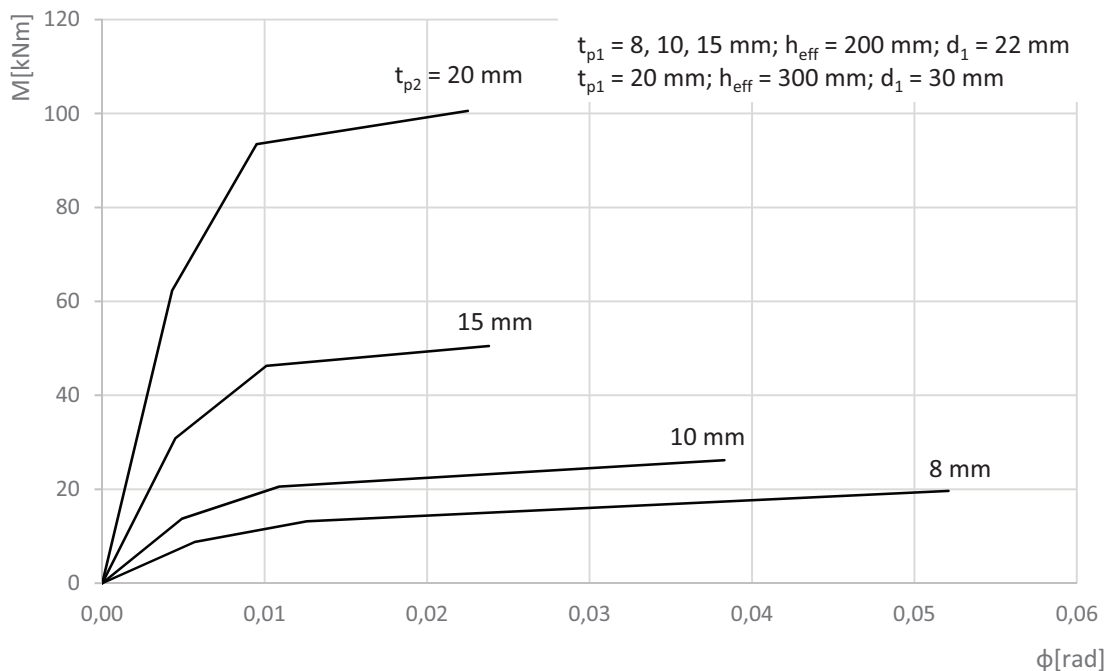
Obr. 4.36: Interakční diagram závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky kotevní desky t_{p1} , pro kotevní desku z oceli S355 a trny s hlavou o účinné délce $h_{eff} = 150$ mm



Obr. 4.37: Interakční diagram závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky kotevní desky t_{p1} , pro kotevní desku z oceli S235 a trny s hlavou o účinné délce $h_{eff} = 150$ mm

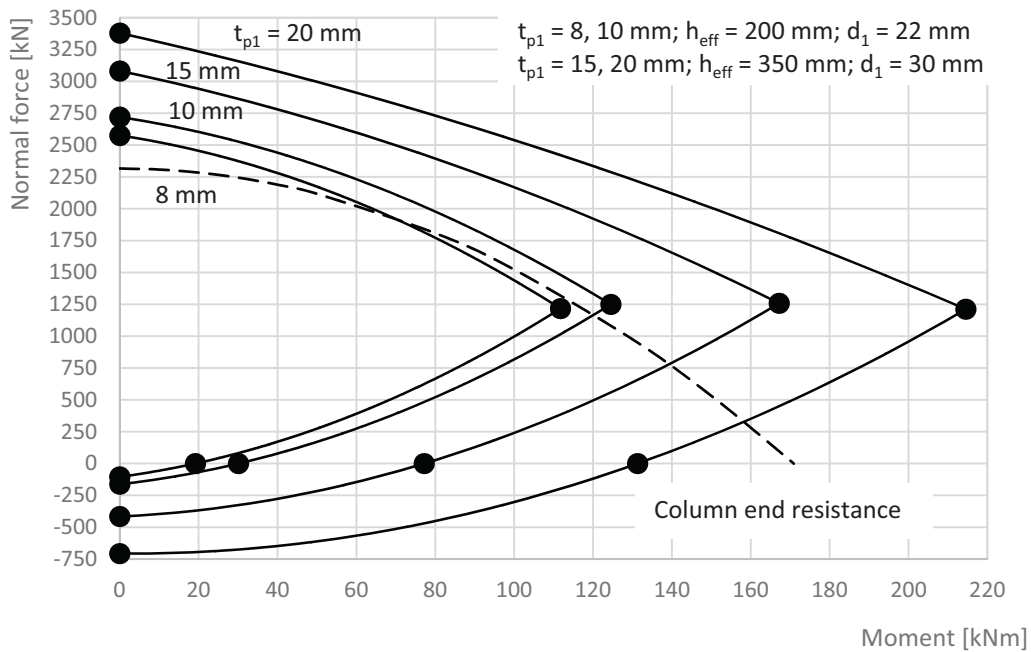


Obr. 4.38: Závislost natočení na ohybovém momentu pro rozdílné tloušťky kotevní desky t_{p1} , ocel desky S355 a trn s hlavou účinné délky trnu $h_{eff} = 200$ mm a 350 mm

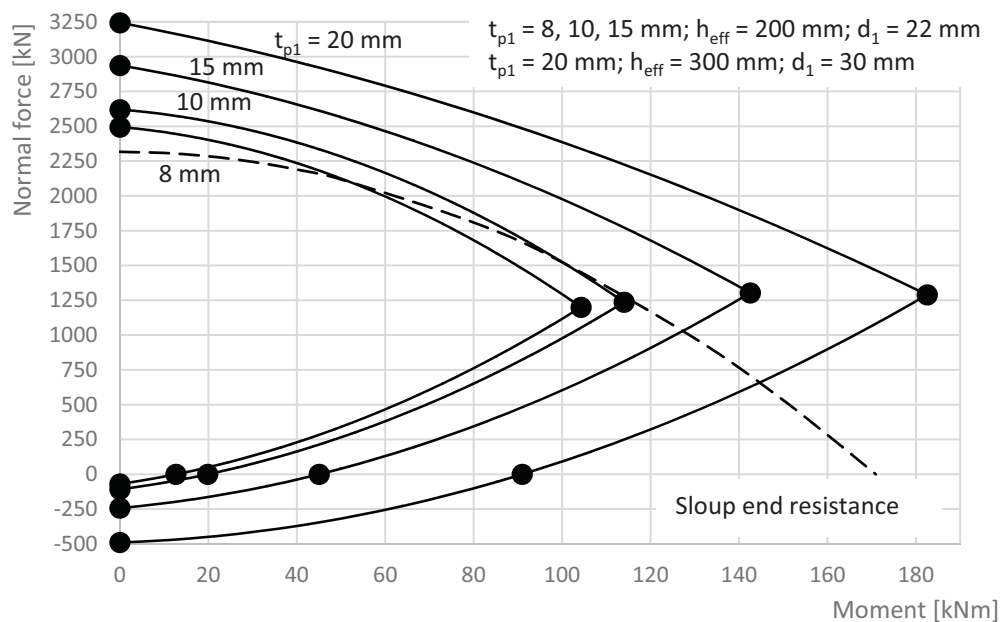


Obr. 4.39: Závislosti natočení na momentu při změně tloušťky kotevní desky t_{p1} , kotevní deska z oceli S235 a trn s hlavou účinné délky $h_{eff} = 200$ mm a 300 mm

Vliv účinné délky trnů s hlavou 200 a 350 mm, pro ocel S355, patní deska tloušťky 25 mm je shrnut v interakčním diagramu závislosti momentu na normálové síle obr. 4.37 a 4.38.

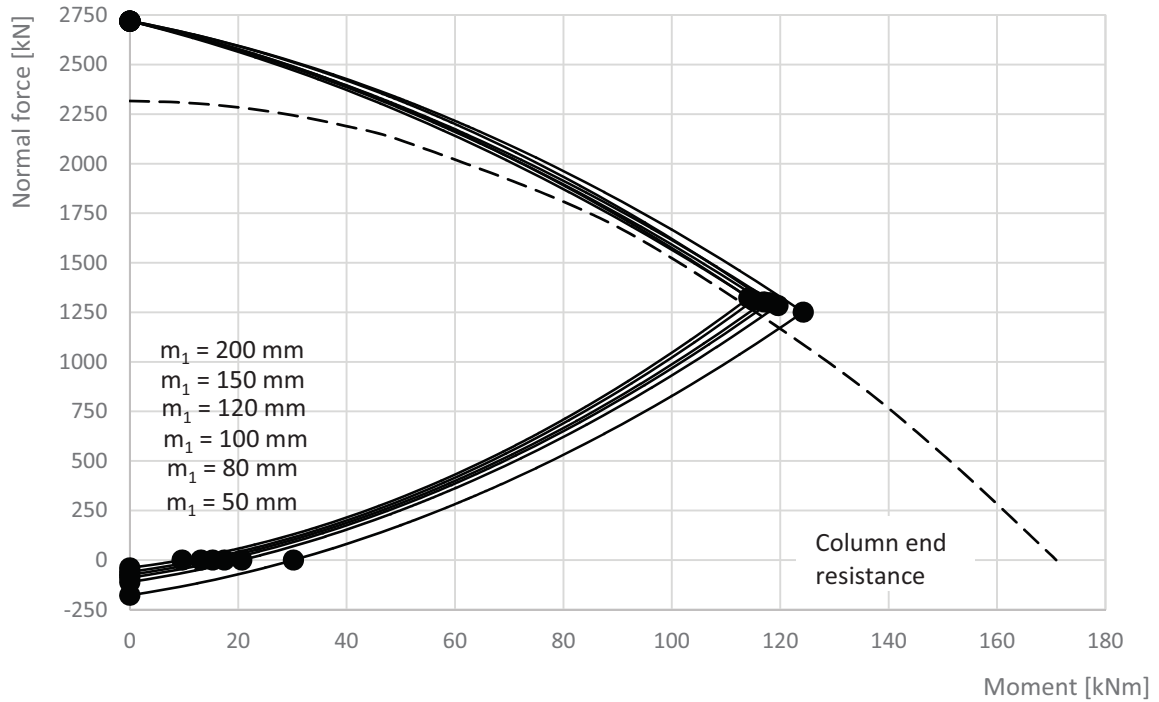


Obr. 4.40: Interakční diagram v závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky kotevní desky t_{p1} , kotevní deska ocel S355 a trn s hlavou účinné délky $h_{eff} = 200$ mm a 350 mm

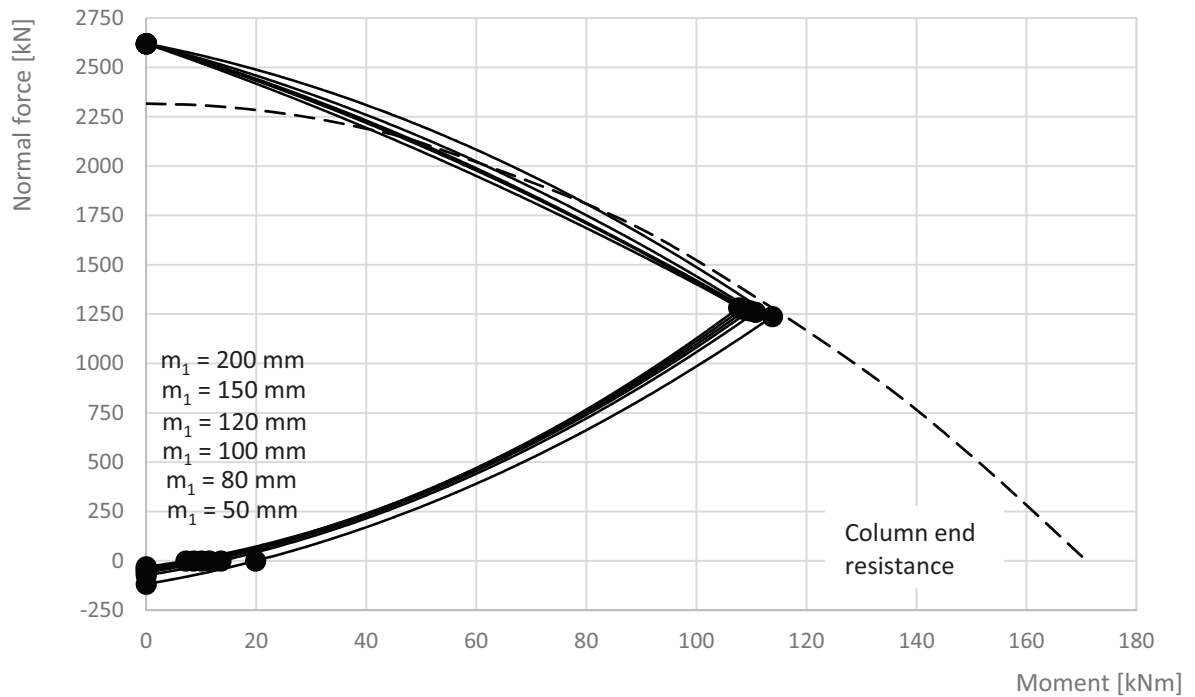


Obr. 4.41: Interakční diagram závislosti momentu na normálové síle pro různé tloušťky kotevní desky t_{p1} , kotevní deska ocel S235 a trn s hlavou účinné délky $h_{eff} = 200$ mm and 300 mm

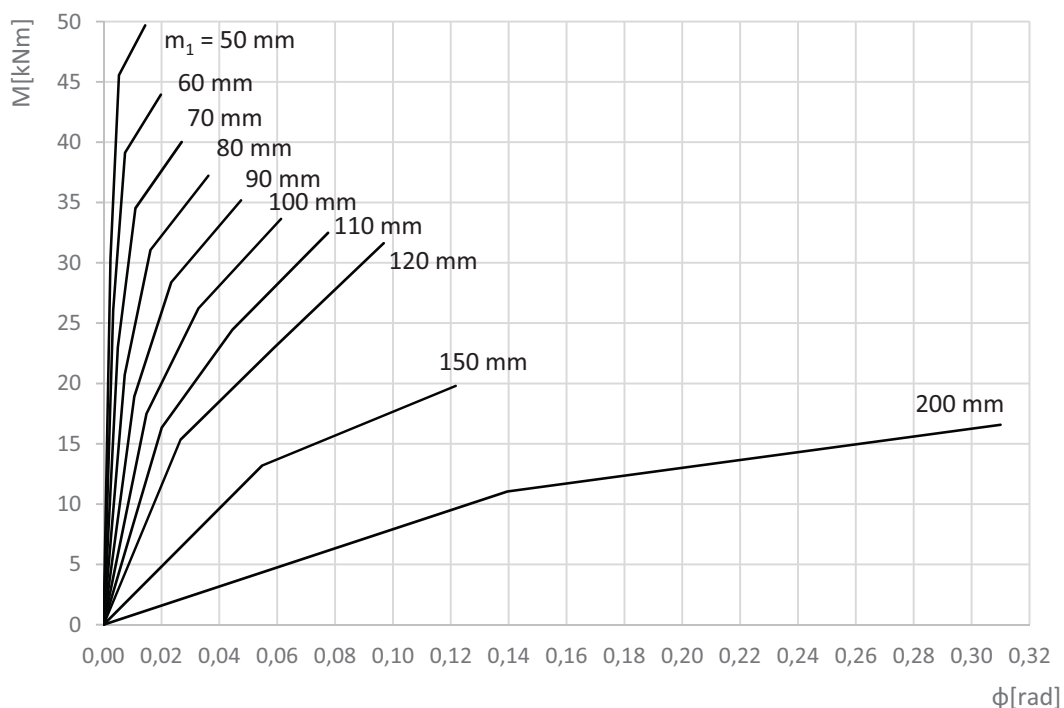
Vliv vzdálenosti mezi trny s hlavou a závitovými trny na kotevní desce na momentovou únosnost je vidět na obr. 4.39 až 4.42. pro kotevní desky tloušťky 10 mm, patní desku tloušťky 25 mm, a oceli S355 a S235. Při zvyšující únosnosti klesá momentová únosnost. Při vzdálenosti mezi trny s hlavou a závitovými trny 200 mm se únosnost patní desky mění vlivem tvaru porušení.



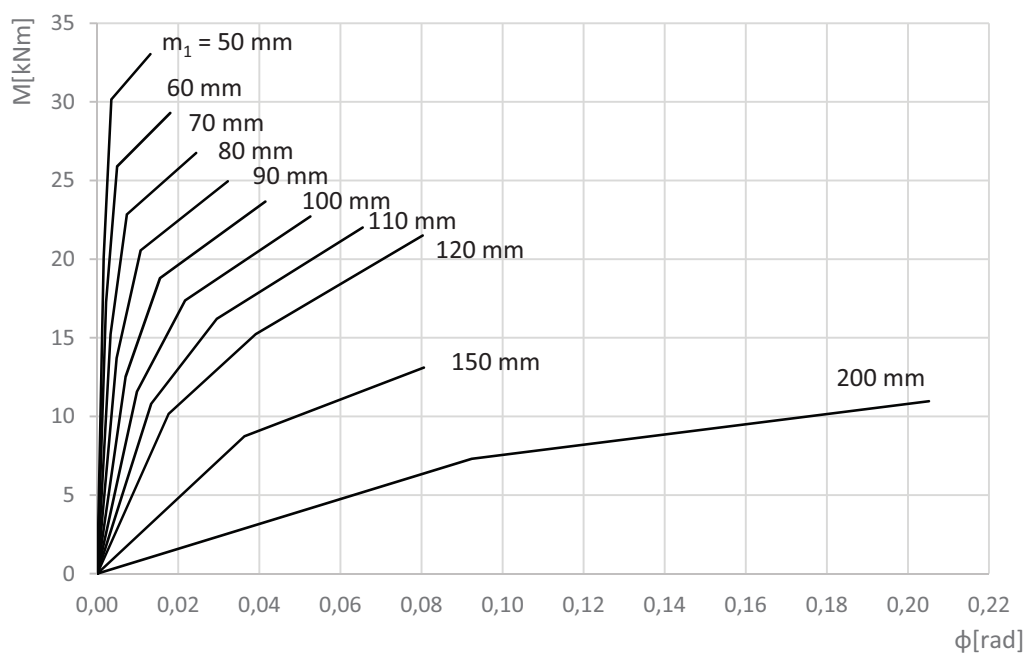
Obr. 4.42: Interakční diagram závislosti momentové únosnosti na normálové síle pro různé vzdálenosti trnů s hlavou a se závitem m_1 , pro kotevní desku z oceli S355



Obr. 4.43: Interakční diagram závislosti momentové únosnosti na normálové síle pro různé vzdálenosti trnů s hlavou a se závitem m_1 , pro kotevní desku z oceli S235



Obr. 4.44: Závislosti natočení na momentu při změně vzdálenosti mezi trny s hlavou a se závitem m_1 , pro kotevní desku z oceli S355



Obr. 4.45: Závislosti natočení na momentu při změně vzdálenosti mezi trny s hlavou a se závitem m_1 , pro kotevní desku z oceli S235

4.4.3 Hranice platnosti modelu

Analytický návrhový model pro kotvení patní a kotevní deskou umožňuje návrh pro různé materiálové vlastnosti a geometrii závitových trnů a trnů s hlavou, patní desky a kotevní desky a betonového základu. Omezení vychází z možnosti umístění otvorů pro šrouby a polohy nýtů v normě EN 1993-1-8 [9]. Symboly jsou shrnuty na obr. 4.43. Modely platí pro návrh s omezeními

$$p_2 = \min(2.5 d_{20}) \quad (4.19)$$

$$e_{b2} = \min(1.2 d_{20}) \quad (4.20)$$

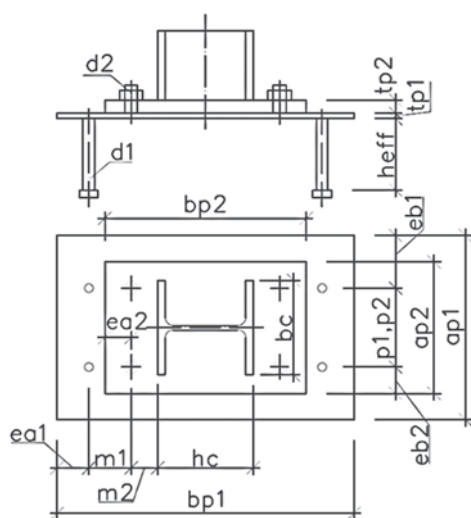
$$m_2 = \min(1.2 d_{20} + a_w \sqrt{2}) \quad (4.21)$$

$$e_{a2} = \min(1.2 d_{20}) \quad (4.22)$$

$$e_{a1} = \min(1.2 d_{10}) \quad (4.23)$$

kde

- p_2 je vzdálenost mezi závitovými trny
 d_{10} průměr trnu s hlavou zahrnující svar na kotevní desce
 d_{20} průměr závitového trnu zahrnující svar na kotevní desce
 e_{b1} vzdálenost k okraji od trnu s hlavou
 e_{b2} vzdálenost k okraji od závitového trnu
 m_2 vzdálenost mezi závitovým trnem a průřezem sloupu



Obr. 4.46: Schéma patní a kotevní desky, předpokládané maltové lože není zobrazeno

Model byl validován pro

$$t_{p1} = 6 \text{ až } 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = 20 \text{ až } 40 \text{ mm}$$

$$d_2 = \min d_1$$

$$h_{eff} = \min 150 \text{ mm}$$

kde

- t_{p1} je tloušťka kotevní desky
 t_{p2} tloušťka patní desky
 d_1 průměr trnu s hlavou
 d_2 průměr závitového trnu
 h_{eff} účinné výška trnu s hlavou

Pro velmi tenké kotevní desky $t_{p1} < 6$ mm a příliš velké trny s hlavou a závitem $d_1 > 40$ mm zjednodušení ve tvaru přetvoření v modelu nevyhovuje. V tomto případě lze stanovit únosnosti iterací, viz Žižka [20].

Pro využití deformační kapacity patní a kotevní desky je třeba zabránit křehkému porušení komponent v betonu, tj. porušení kužele betonu bez nebo s výztuží, vytržení trnu s hlavou z betonu, vylomení trnu s hlavou a jejich kombinacím. Porušení závitového trnu v tahu je pro navrhování ocelových konstrukcí nepřijatelné křehké porušení. Porušení kotevních šroubů, které jsou dlouhé, se považuje za tažné. U trnů s hlavou s kotevní délkou nejméně $8 d_1$ se předpokládá dostatečná deformační kapacita. Deformační kapacitu trnů s hlavou s kratší kotevní délkou ve vyztuženém betonovém základu lze ověřit modelem podle [13].

Při návrhu se v kotevní desce rozvine postupně mechanismus plastických kloubů a kotevní deska se změní v tažené vlákno. Na mezním stavu použitelnosti je pružně-plastické chování zaručeno do vytvoření membránového chování kotevní desky.

4.4.4 Doporučení pro ekonomický návrh

Patní deska s kotevní deskou v čistém tlaku není omezena velikostí betonového základového bloku $a_c = \min 3 a_{p2}$ a $b_c = \min 3 b_{p2}$. Plná únosnost ocelové části se stanoví z komponent, kde a_c a b_c je šířka/délka betonového bloku a a_{p2} a b_{p2} je šířka/délka patní desky.

Únosnost patní desky s kotevní deskou v čistém ohybu je většinou omezena interakcí trnů s hlavou v tahu a smyku, které dovolují rozvinutí chování taženého vlákna na kotevní desce. Delší trny s hlavou o větším průměru a lepší materiálové vlastnosti třmínků umožňují dostatečně tažné chování. Příspěvek tahové únosnosti komponenty kotevní desky za ohybu a tahu se očekává při $t_1 \leq \max. 0,5 t_2$, kde t_1 je tloušťka kotevní desky a t_2 je tloušťka patní desky.

Tab. 4.15. je sestavena pro plechy a průřezy z oceli S355, beton C25/30, Trny se závitem M 24, ocel S355, a trn s hlavou M22 účinné délky $h_{eff} = 200$ mm, ocel S355. Třmínky průměru $\varnothing 8$ mm, ocel B500A, 4 ramena třmínků smykové výztuže na jeden trn. Vliv velikosti svaru na únosnost tažených částí se zde nezohledňuje.

Vzdálenost mezi závitovými trny a trny s hlavou m_1 se předpokládá pouze v jednom směru patní desky. Pro vzdálenosti v obou směrech se uvažuje m_1 jako skutečná vzdálenost trnů. Odchylka polohy závitových trnů a trnů s hlavou z navržených míst při výrobě se ve výpočtu uvažuje jako 4 mm, tj.

$$m_1 = \pm 4 \text{ mm}$$

$$m_2 = \pm 2 \text{ mm}$$

Při plném využití membránového působení redukuje vodorovné síly únosnost kotvení. V tabulkách se tato redukce pohybuje do 20 % únosnosti. Zbývajících 80 % přenáší působící vnější smykové síly. Použité symboly jsou shrnuty v obr. 4.43. V tabulkách lze hodnoty únosnosti mezi rozdílnými poměry normálové síly / ohybového momentu lineárně interpolovat. Geometrie patní desky je dána svou geometrií, kde

a_{p2}	je šířka patní desky,
d_2	průměr závitového trnu,
d_1	průměr trnu s hlavou,
e_{b2}	vzdálenost k okraji od závitového trnu,
e_{b1}	vzdálenost k okraji od trnu s hlavou,
m_2	vzdálenost mezi závitovým trnem a průřezem sloupu,
m_1	vzdálenost mezi závitovým trnem a trnem s hlavou,
p_2	vzdálenost mezi závitovými trny,
p_1	vzdálenost mezi trny s hlavou,
t_{p2}	tloušťka patní desky,
t_{p1}	tloušťka kotevní desky.

V tabulce jsou uvedeny hodnoty pro významné body na pracovním diagramu, viz obr. 4.44, kde $M_{N=0,p1}$ je návrhová momentová únosnost patní desky v čistém ohybu při MSP

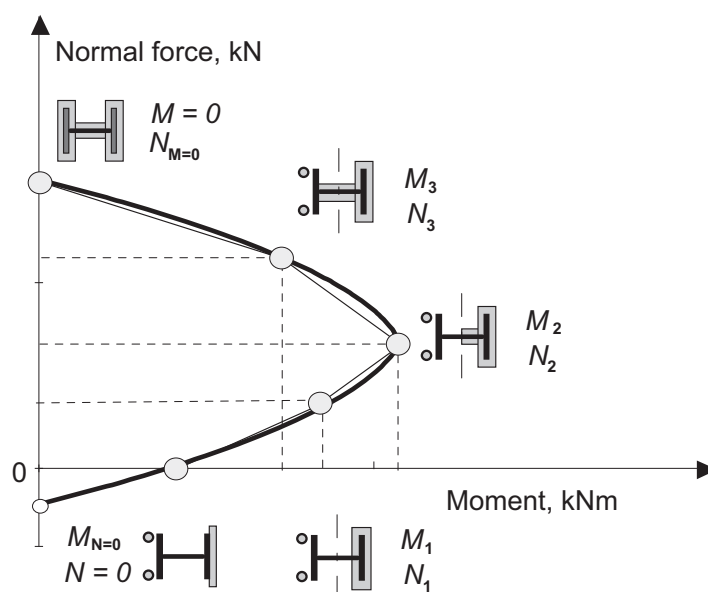
$M_{N=0,mem}$ návrhová momentová únosnost patní desky v čistém ohybu při MSÚ,

M_1 návrhová momentová únosnost patní desky pro působící normálovou sílu N_1 při účinné ploše jedné pásnice průřezu pouze v tlaku,

M_2 návrhová momentová únosnost patní desky pro působící normálovou sílu N_2 při účinné ploše jedné poloviny průřezu v tlaku,

M_3 návrhová momentová únosnost patní desky pro působící normálovou sílu N_3 při účinné ploše stojiny a jedné pásnice průřezu v tlaku,

$N_{M=0}$ návrhová únosnost v tlaku patní desky při čistém tlaku.



Obr. 4.47: Významné body na interakční diagramu momentu na normálové síle

Počáteční tuhost patní desky lze klasifikovat porovnáním s ohybovou tuhostí sloupu, pomocí poměrné ohybové tuhosti. Kratší sloupy s navrženou patní deskou lze uvažovat za ohybu vždy jako vetknuté. Tabulky obsahují největší délku sloupů pro tuhé patní desky. Pro vyztužené prutové soustavy je limitní délka stanovena jako $L_{cb} = 8 E I_c / S_{j,ini}$ a pro ostatní prutové soustavy jako $L_{co} = 25 E I_c / S_{j,ini}$.

Tab. 4.10: Doporučená geometrie patní desky s kotevní deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupu pro HE160B

HE160B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky					
		$a_{\text{vr}} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 200 x 360	S355	P(t_p) - 240 x (380 + 2 m_1)	S355	Ø 24 mm	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm					
Měníci se		$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{j,m,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{M=0}$ [kN]
0	10	53	15133	-	2.8	8.6	95	700	13939	3.0	9.4	95	700	13939	3.0	9.4	1804
	12	54	15045	-	2.8	8.7	100	742	13826	3.0	9.5	100	742	13826	3.0	9.5	1887
	15	55	14913	-	2.8	8.8	108	806	13669	3.1	9.6	108	806	13669	3.1	9.6	1926
50	10	31	6380	34	6.6	20.5	86	767	6301	6.6	20.8	86	767	6301	6.6	20.8	1804
	12	45	8683	48	4.8	15.1	98	756	8093	5.2	16.2	98	756	8093	5.2	16.2	1887
	15	65	10958	65	3.8	11.9	114	756	9917	4.2	13.2	114	756	9917	4.2	13.2	1926
100	10	24	494	29	84.8	265.0	84	784	536	78.1	244.2	84	784	536	78.1	244.2	1804
	12	35	950	39	44.1	137.7	94	785	930	45.0	140.7	94	785	930	45.0	140.7	1887
	15	54	1953	58	21.4	67.0	112	775	1780	23.5	73.5	112	775	1780	23.5	73.5	1926
HE160B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky					
		$a_{\text{vr}} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 200 x 360	S355	P(t_p) - 240 x (380 + 2 m_1)	S355	Ø 24 mm	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm					
Měníci se		$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{j,m,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{M=0}$ [kN]
0	10	55	16445	-	2.5	8.0	105	762	15214	2.8	8.6	105	762	15214	2.8	8.6	1926
	12	56	16338	-	2.6	8.0	110	805	15090	2.8	8.7	110	805	15090	2.8	8.7	1926
	15	57	16177	-	2.6	8.1	119	871	14916	2.8	8.8	119	871	14916	2.8	8.8	1926
50	10	33	6623	36	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	1926
	12	47	9103	49	4.6	14.4	108	820	8540	4.9	15.3	108	820	8540	4.9	15.3	1926
	15	67	11589	67	3.6	11.3	125	822	10519	4.0	12.4	125	822	10519	4.0	12.4	1926
100	10	25	493	30	84.9	265.4	94	847	544	76.9	240.3	94	847	544	76.9	240.3	1926
	12	36	952	41	44.0	137.4	105	850	943	44.4	138.7	105	850	943	44.4	138.7	1926
	15	56	1968	60	21.3	66.5	123	841	1803	23.2	72.6	123	841	1803	23.2	72.6	1926

Tab. 4.1.1: Doporučená geometrie patní desky s kotevní deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupu pro HE180B

HE180B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky						
		$a_{vř} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 220 x 380	S355	P(t_{p1}) - 260 x (400 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm						
Měnící se		Základ		P25 - 220 x 380		P25 - 220 x 380		P25 - 220 x 380		Ø 22 mm		Ø 8 mm						
		$800 \times 1200 \times 850$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$	$p_2 = 100 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 100 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 100 \text{ mm}$	$h_{eff} = 200 \text{ mm}$	B500A	4 ramena pro trn						
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{j,imp,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{M=0}$ [kN]	
0	10	63	18604	-	3.5	10.8	127	942	16566	3.9	12.1	127	1036	16088	4.0	12.5	2316	
	12	63	18493	-	3.5	10.9	134	1023	16299	3.9	12.3	134	1085	16009	4.0	12.6	2316	
	15	65	18325	-	3.5	11.0	145	1148	15925	4.0	12.6	145	1154	15897	4.0	12.7	2316	
50	10	36	8107	39	7.9	24.8	117	1022	7795	8.3	25.8	117	1116	7522	8.6	26.7	2316	
	12	52	10958	55	5.9	18.4	131	1046	9795	6.6	20.5	131	1107	9600	6.7	21.0	2316	
	15	74	13710	74	4.7	14.7	149	1114	11642	5.5	17.3	149	1120	11620	5.5	17.3	2316	
100	10	27	659	33	97.6	305.1	114	1042	697	92.3	288.4	114	1089	113	1135	96.1	300.3	2316
	12	40	1269	45	50.7	158.5	126	1080	1190	54.1	169.0	127	1110	1177	1162	55.4	173.1	2316
	15	62	2600	66	24.8	77.4	148	1123	2222	29.0	90.5	148	1129	2217	29.0	90.7	2316	

HE180B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky					
		$a_{vř} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 220 x 380	S355	P(t_{p1}) - 260 x (400 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm					
Měnící se		Základ		P30 - 220 x 380		P30 - 220 x 380		P30 - 220 x 380		Ø 22 mm		Ø 8 mm					
		$800 \times 1200 \times 850$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$	$p_2 = 100 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 100 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 100 \text{ mm}$	$h_{eff} = 200 \text{ mm}$	B500A	4 ramena pro trn					
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{j,imp,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{M=0}$ [kN]
0	10	65	20062	-	3.2	10.0	140	1093	17608	3.7	11.4	140	1099	17577	3.7	11.4	2316
	12	66	19928	-	3.2	10.1	147	1150	17448	3.7	11.5	147	1150	17448	3.7	11.5	2316
	15	67	19728	-	3.3	10.2	158	1231	17255	3.7	11.7	158	1231	17255	3.7	11.7	2316
50	10	37	8401	40	7.7	23.9	129	1173	7984	8.1	25.2	129	1180	7967	8.1	25.2	2316
	12	54	11456	56	5.6	17.6	144	1174	10173	6.3	19.8	144	1174	10173	6.3	19.8	2316
	15	77	14458	77	4.5	13.9	163	1197	12328	5.2	16.3	163	1197	12328	5.2	16.3	2316
100	10	28	659	34	97.7	305.3	126	1193	691	93.2	291.3	126	1200	689	93.4	292.0	2316
	12	41	1272	46	50.6	158.1	139	1208	1188	54.2	169.2	139	1208	1188	54.2	169.2	2316
	15	64	2621	68	24.6	76.7	161	1208	2254	28.6	89.2	161	1208	2254	28.6	89.2	2316

Tab. 4.12: Doporučená geometrie patní desky s kotevnými deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupů pro HE200B

HE200B		Sloup		Patní deska		Kotevná deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky										
		$a_{\text{vr}} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 240 x 400	S355	P(t_{p1}) - 280 x (420 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A									
Měnící se		Základ		e _{a2} = 50 mm e _{b2} = 60 mm		e _{a1} = 60 mm e _{b1} = 80 mm		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro tm												
Měnící se		Únosnost / Tuhost / Limitní délka																				
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	$M_{N=0,pt}$ [kNm]	$S_{j, \text{inupl}}$ [kNm/rad]	$M_{N=0, \text{mem}}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_2 [kNm]	N_2 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{\text{H=0}}$ [kN]
0	10	69	22107	-	2.9	9.1	152	1041	19735	3.3	10.2	152	1131	19257	3.3	10.4	148	1220	18664	3.4	10.8	2725
	12	70	21967	-	2.9	9.2	160	1127	19423	3.3	10.4	160	1203	19043	3.4	10.6	157	1279	18588	3.5	10.8	2772
	15	71	21758	-	3.0	9.2	172	1260	18985	3.4	10.6	172	1311	18748	3.4	10.7	171	1363	18483	3.5	10.9	2772
50	10	38	9400	42	6.8	21.4	139	1131	9302	6.9	21.6	139	1219	9036	7.1	22.3	135	1308	8696	7.4	23.1	2725
	12	55	12865	58	5.0	15.6	155	1160	11676	5.5	17.2	155	1235	11421	5.6	17.6	153	1310	11117	5.8	18.1	2772
	15	80	16297	80	3.9	12.3	176	1232	13907	4.6	14.5	176	1284	13721	4.7	14.7	175	1335	13514	4.8	14.9	2772
100	10	29	756	35	85.1	266.0	135	1152	837	76.9	240.3	136	1240	810	79.4	248.2	132	1328	776	82.9	259.1	2725
	12	42	1472	47	43.7	136.6	150	1195	1424	45.2	141.2	150	1270	1389	46.3	144.8	148	1344	1346	47.8	149.4	2772
	15	66	3058	70	21.0	65.8	174	1248	2651	24.3	75.9	174	1298	2612	24.6	77.0	173	1349	2567	25.1	78.3	2772

HE200B		Sloup		Patní deska		Kotevná deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky										
		$a_{\text{vr}} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 240 x 400	S355	P(t_{p1}) - 280 x (420 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A									
Měnící se		Základ		e _{a2} = 50 mm e _{b2} = 60 mm		e _{a1} = 60 mm e _{b1} = 80 mm		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro tm												
Měnící se		Únosnost / Tuhost / Limitní délka																				
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	$M_{N=0,pt}$ [kNm]	$S_{j, \text{inupl}}$ [kNm/rad]	$M_{N=0, \text{mem}}$ [kNm]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_1 [kNm]	N_1 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_2 [kNm]	N_2 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	M_3 [kNm]	N_3 [kN]	$S_{j, \text{jni}}$ [kNm/rad]	L_{cb} [m]	L_{co} [m]	$N_{\text{H=0}}$ [kN]
0	10	71	23682	-	2.7	8.5	167	1205	20840	3.1	9.7	167	1256	20579	3.1	9.8	166	1307	20286	3.2	9.9	2772
	12	72	23518	-	2.7	8.6	175	1293	20524	3.1	9.8	175	1326	20367	3.2	9.9	174	1359	20198	3.2	10.0	2772
	15	74	23274	-	2.8	8.6	187	1430	20077	3.2	10.0	187	1431	20071	3.2	10.0	187	1432	20066	3.2	10.0	2772
50	10	39	9709	43	6.6	20.7	154	1294	9508	6.8	21.2	154	1345	9366	6.9	21.5	153	1396	9206	7.0	21.8	2772
	12	57	13398	60	4.8	15.0	170	1326	12005	5.4	16.8	170	1358	11901	5.4	16.9	170	1391	11790	5.5	17.1	2772
	15	82	17112	82	3.8	11.8	192	1402	14392	4.5	14.0	192	1403	14388	4.5	14.0	192	1404	14384	4.5	14.0	2772
100	10	30	756	35	85.2	266.2	151	1315	830	77.6	242.4	151	1366	816	78.9	246.5	150	1416	800	80.4	251.3	2772
	12	43	1476	48	43.6	136.3	165	1361	1412	45.6	142.4	165	1393	1398	46.0	143.8	165	1425	1383	46.5	145.4	2772
	15	67	3081	72	20.9	65.3	189	1418	2633	24.4	76.4	189	1419	2633	24.4	76.4	189	1420	2632	24.5	76.4	2772

Tab. 4.13: Doporučená geometrie patní desky s kotevní deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupu pro HE220B

HE220B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky					
		$a_{vř} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 260 x 420	S355	P(t_{p1}) - 300 x (440 + 2m ₁)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A				
Měnící se		Základ		M _{N=0;mem}		Únosnost / Tuhost / Limitní délka		M ₃		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro trn					
m ₁ [mm]	t _{p1} [mm]	M _{N=0;pl} [kNm]	S _{lim;pl} [kNm/rad]	M _{N=0;mem} [kNm]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₁ [kNm]	N ₁ [kN]	S _{lim} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₃ [kNm]	N ₃ [kN]	S _{lim} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	N _{M=0} [kN]
0	10	74	25718	-	2.5	7.8	177	1149	23107	2.8	8.7	162	1672	19614	3.3	10.3	3232
	12	75	25547	-	2.5	7.9	186	1240	22751	2.8	8.8	175	1700	19909	3.2	10.1	3232
	15	76	25291	-	2.5	8.0	201	1380	22250	2.9	9.0	194	1740	20258	3.2	9.9	3232
50	10	41	10735	44	6.0	18.7	161	1221	10963	5.9	18.3	148	1714	9108	7.1	22.1	3220
	12	59	14863	62	4.3	13.5	179	1256	13750	4.7	14.6	169	1685	11958	5.4	16.8	3232
	15	85	19056	85	3.4	10.6	203	1331	16407	3.9	12.3	197	1665	14953	4.3	13.5	3232
100	10	30	855	36	75.3	235.3	157	1243	992	64.9	202.8	145	1734	807	79.7	249.1	3220
	12	44	1683	49	38.3	119.5	173	1291	1685	38.2	119.4	164	1719	1437	44.8	140.0	3232
	15	69	3539	74	18.2	56.8	199	1352	3128	20.6	64.3	194	1681	2821	22.8	71.3	3232

HE220B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky					
		$a_{vř} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 260 x 420	S355	P(t_{p1}) - 300 x (440 + 2m ₁)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A				
Měnící se		Základ		M _{N=0;mem}		Únosnost / Tuhost / Limitní délka		M ₃		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro trn					
m ₁ [mm]	t _{p1} [mm]	M _{N=0;pl} [kNm]	S _{lim;pl} [kNm/rad]	M _{N=0;mem} [kNm]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₁ [kNm]	N ₁ [kN]	S _{lim} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₃ [kNm]	N ₃ [kN]	S _{lim} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	N _{M=0} [kN]
0	10	76	27392	-	2.3	7.3	195	1325	24272	2.7	8.3	188	1672	22155	2.9	9.1	3232
	12	77	27194	-	2.4	7.4	204	1418	23913	2.7	8.4	200	1700	22319	2.9	9.0	3232
	15	78	26901	-	2.4	7.5	219	1562	23405	2.7	8.6	217	1740	22498	2.9	8.9	3232
50	10	42	11057	45	5.8	18.2	179	1395	11184	5.8	18.0	173	1716	10113	6.4	19.9	3232
	12	60	15426	63	4.2	13.0	197	1432	14102	4.6	14.3	193	1687	13145	4.9	15.3	3232
	15	88	19931	88	3.2	10.1	221	1511	16924	3.8	11.9	220	1665	16312	3.9	12.3	3232
100	10	31	854	37	75.4	235.5	175	1417	984	65.4	204.4	170	1736	880	73.1	228.5	3232
	12	45	1686	51	38.2	119.3	191	1468	1672	38.5	120.3	188	1721	1543	41.7	130.3	3232
	15	71	3563	75	18.1	56.5	218	1532	3108	20.7	64.7	217	1684	2983	21.6	67.4	3232

Tab. 4.14: Doporučená geometrie patní desky s kotevní deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupu pro HE240B

HE240B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky										
		$a_{\text{vřf}} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 280 x 440	S355	P(t_{tr}) - 320 x (460 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A									
Měnící se		Základ		e _{a2} = 50 mm		e _{a1} = 60 mm		e _{a1} = 60 mm		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro trn										
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	900 x 1400 x 1000		e _{b2} = 70 mm		e _{b1} = 90 mm		e _{b1} = 90 mm		e _{b1} = 90 mm		4 ramena pro trn										
Únosnost / Tuhost / Limitní délka																						
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	M _{Ne=0,pl} [kNm]	S _{ji,upl} [kNm/rad]	M _{Ne=0,mm} [kNm]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₁ [kNm]	N ₁ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₂ [kNm]	N ₂ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₃ [kNm]	N ₃ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	N _{Ne=0} [kN]
0	10	81	29714	-	2.2	6.8	206	1251	26832	2.4	7.5	206	1426	25704	2.5	7.8	193	1601	24068	2.7	8.4	3328
	12	82	29509	-	2.2	6.8	216	1347	26425	2.4	7.6	216	1513	25420	2.5	7.9	205	1679	24010	2.7	8.4	3502
	15	83	29205	-	2.2	6.9	233	1495	25853	2.5	7.8	233	1643	25031	2.6	8.0	225	1791	23934	2.7	8.4	3763
50	10	43	12106	47	5.3	16.6	183	1292	12783	5.0	15.7	183	1448	12204	5.3	16.5	172	1605	11359	5.7	17.7	3176
	12	62	16942	65	3.8	11.9	202	1329	16025	4.0	12.6	202	1476	15408	4.2	13.1	193	1621	14560	4.4	13.8	3341
	15	91	21975	91	2.9	9.2	229	1407	19151	3.4	10.5	229	1535	18567	3.5	10.8	222	1663	17821	3.6	11.3	3588
100	10	32	955	38	67.4	210.7	179	1314	1162	55.4	173.1	179	1470	1104	58.3	182.2	168	1626	1019	63.1	197.3	3176
	12	46	1898	52	33.9	106.0	196	1366	1971	32.7	102.0	196	1512	1886	34.1	106.7	187	1657	1768	36.4	113.8	3341
	15	73	4040	78	15.9	49.8	224	1433	3653	17.6	55.1	225	1559	3529	18.2	57.0	219	1685	3372	19.1	59.6	3588

HE240B		Sloup		Patní deska		Kotevní deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky										
		$a_{\text{vřf}} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 280 x 440	S355	P(t_{tr}) - 320 x (460 + 2 m_1)	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A									
Měnící se		Základ		e _{a2} = 50 mm		e _{a1} = 60 mm		e _{a1} = 60 mm		h _{eff} = 200 mm		4 ramena pro trn										
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	900 x 1400 x 1000		e _{b2} = 70 mm		e _{b1} = 90 mm		e _{b1} = 90 mm		e _{b1} = 90 mm		4 ramena pro trn										
Únosnost / Tuhost / Limitní délka																						
m_1 [mm]	t_{p1} [mm]	M _{Ne=0,pl} [kNm]	S _{ji,upl} [kNm/rad]	M _{Ne=0,mm} [kNm]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₁ [kNm]	N ₁ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₂ [kNm]	N ₂ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	M ₃ [kNm]	N ₃ [kN]	S _{ji} [kNm/rad]	L _{cb} [m]	L _{co} [m]	N _{Ne=0} [kN]
0	10	83	31486	-	2.0	6.4	227	1439	28047	2.3	7.2	227	1587	27147	2.4	7.4	218	1735	25948	2.5	7.8	3651
	12	84	31253	-	2.1	6.4	238	1538	27640	2.3	7.3	238	1672	26870	2.4	7.5	231	1806	25880	2.5	7.8	3763
	15	86	30907	-	2.1	6.5	254	1690	27062	2.4	7.4	254	1799	26484	2.4	7.6	251	1908	25779	2.5	7.8	3763
50	10	44	12436	48	5.2	16.2	203	1473	13017	4.9	15.5	203	1601	12582	5.1	16.0	197	1728	12007	5.4	16.8	3481
	12	64	17530	67	3.7	11.5	223	1514	16396	3.9	12.3	223	1626	15954	4.0	12.6	218	1738	15401	4.2	13.1	3641
	15	93	22905	93	2.8	8.8	250	1594	19694	3.3	10.2	250	1681	19320	3.3	10.4	247	1769	18885	3.4	10.7	3763
100	10	33	954	39	67.5	210.9	199	1496	1153	55.8	174.4	199	1623	1111	57.9	181.0	193	1750	1055	61.0	190.6	3481
	12	47	1901	53	33.9	105.8	216	1550	1957	32.9	102.8	217	1662	1897	33.9	106.0	212	1774	1823	35.3	110.3	3641
	15	74	4064	79	15.8	49.5	245	1621	3631	17.7	55.4	246	1706	3554	18.1	56.6	243	1792	3465	18.6	58.0	3763

Tab. 4.15: Doporučená geometrie patní desky s kotevnými deskou, jejich návrhová únosnost, tuhost a limitní délka sloupu pro HE260B

HE260B		Sloup		Patní deska		Kotevná deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky											
		a _{vřf} = 6 mm		P25 - 300 x 460		P(t _{pr}) - 340 x (480 + 2m ₁)		M24		S355		S355											
		Základ		e _{a2} = 50 mm p ₂ = 140 mm		e _{a1} = 60 mm p ₁ = 140 mm		e _{a1} = 60 mm p ₁ = 140 mm		h _{eff} = 200 mm		Ø 8 mm											
Měnící se		100 x 1500 x 1050		e _{b2} = 80 mm m ₂ = 50 mm		e _{b1} = 100 mm						B500A											
		C25/30		m ₂ = 50 mm								4 ramena pro trn											
Únosnost / Tuhost / Limitní délka																							
m ₁	t _{p1}	M _{N=0,pl}	S _{lim,pl}	M _{N=0,mem}	L _{cb}	L _{co}	M ₁	N ₁	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	M ₂	N ₂	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	M ₃	N ₃	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	N _{M=0}	
0	10	86	33765	-	1.9	6.0	235	1355	30797	2.1	6.5	235	1576	29258	2.2	6.9	215	1796	26868	2.4	7.5	3627	
	12	87	33523	-	1.9	6.0	247	1457	30340	2.1	6.6	247	1670	28938	2.2	7.0	229	1883	26826	2.4	7.5	3816	
	15	88	33164	-	1.9	6.1	266	1613	29698	2.2	6.8	266	1811	28498	2.3	7.1	251	2010	26774	2.4	7.5	4099	
	10	45	13518	49	4.8	14.9	204	1346	14783	4.4	13.6	204	1531	14019	4.6	14.3	189	1716	12847	5.0	15.7	3339	
	50	66	19111	69	3.4	10.5	225	1386	18528	3.5	10.9	225	1563	17694	3.6	11.4	212	1738	16489	3.9	12.2	3511	
	15	97	25071	97	2.6	8.0	255	1465	22170	2.9	9.1	255	1625	21346	3.0	9.4	244	1786	20242	3.2	9.9	3769	
	10	34	1057	40	60.9	190.4	200	1369	1350	47.7	149.0	200	1554	1273	50.5	157.9	185	1738	1156	55.7	174.0	3339	
	12	48	2120	55	30.4	94.9	218	1424	2287	28.1	87.9	219	1600	2172	29.6	92.6	206	1774	2005	32.1	100.3	3511	
	15	76	4563	81	14.1	44.1	249	1495	4232	15.2	47.5	250	1654	4059	15.9	49.6	240	1811	3827	16.8	52.6	3769	

HE260B		Sloup		Patní deska		Kotevná deska		Trny se závitem		Trny s hlavou		Třmínky											
		a _{vřf} = 6 mm		P30 - 300 x 460		P(t _{pr}) - 340 x (480 + 2m ₁)		M24		S355		S355											
		Základ		e _{a2} = 50 mm p ₂ = 140 mm		e _{a1} = 60 mm p ₁ = 140 mm		e _{a1} = 60 mm p ₁ = 140 mm		h _{eff} = 200 mm		Ø 8 mm											
Měnící se		100 x 1500 x 1050		e _{b2} = 80 mm m ₂ = 50 mm		e _{b1} = 100 mm						B500A											
		C25/30		m ₂ = 50 mm								4 ramena pro trn											
Únosnost / Tuhost / Limitní délka																							
m ₁	t _{p1}	M _{N=0,pl}	S _{lim,pl}	M _{N=0,mem}	L _{cb}	L _{co}	M ₁	N ₁	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	M ₂	N ₂	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	M ₃	N ₃	S _{jni}	L _{cb}	L _{co}	N _{M=0}	
0	10	88	35615	-	1.8	5.6	259	1556	32062	2.0	6.3	259	1755	30753	2.1	6.5	245	1954	28875	2.2	7.0	3987	
	12	89	35342	-	1.8	5.7	272	1660	31606	2.0	6.4	272	1847	30442	2.1	6.6	260	2035	28824	2.2	7.0	4171	
	15	90	34940	-	1.8	5.8	291	1820	30960	2.1	6.5	291	1986	30008	2.1	6.7	282	2152	28750	2.2	7.0	4203	
	10	46	13855	50	4.6	14.5	227	1534	15027	4.3	13.4	227	1694	14420	4.5	13.9	217	1854	13571	4.7	14.8	3665	
	50	67	19720	71	3.3	10.2	248	1577	18914	3.4	10.6	248	1724	18271	3.5	11.0	240	1870	17420	3.7	11.5	3832	
	15	99	26050	99	2.5	7.7	278	1659	22735	2.8	8.8	278	1782	22141	2.9	9.1	273	1906	21409	3.0	9.4	4083	
	10	34	1056	41	61.0	190.5	223	1557	1340	48.0	150.0	223	1717	1281	50.2	157.0	213	1876	1198	53.7	167.8	3665	
	12	50	2123	56	30.3	94.8	242	1615	2271	28.3	88.6	242	1761	2185	29.5	92.0	234	1906	2071	31.1	97.1	3832	
	15	78	4588	83	14.0	43.8	273	1689	4207	15.3	47.8	273	1811	4086	15.8	49.2	268	1933	3936	16.4	51.1	4083	

4.5 Ohybově tuhý přípoj ocelobetonového nosníku

4.5.1 Obecně

Studie popisuje vliv změny vstupů při návrhu ohybově tuhého přípoje ocelobetonového nosníku kloubového přípoje. Při návrhu se řeší únosnost komponent: podélná výztuž v desce, prokluz ve spráženém nosníku, stojina a pásnice nosníku, kotevní deska, komponenty v betonu a vlastní ocelový přípoj. Tahovou sílu přenáší pouze podélná výztuž. Studie je zaměřena na zajištění tažného porušení výztuže.

4.5.2 Rozsah studie

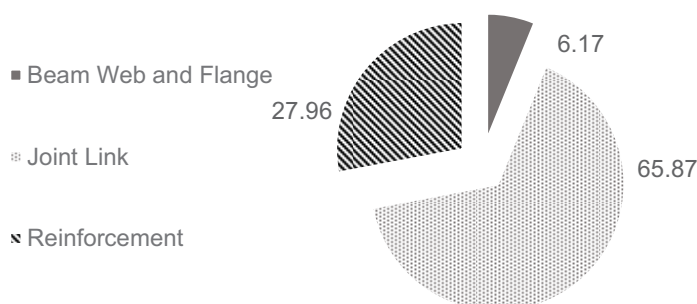
Analyzuje se šest průřezů nosníků, se čtyřmi tloušťkami stěn t_{wall} a třemi tloušťkami desky s_{slab} . V betonové části stěny se mění pevnost v tlaku (válcová $f_{ck,cyl}$ a krychelná $f_{ck,cube}$ a sečný modul pružnosti E_{cm} pro pět tříd betonu. V analýze citlivosti je porovnáváno 51 840 kombinací. Proměnné ve studii jsou shrnuty v tab. 4.16.

Tab. 4.16: Proměnné ve studii

Prvek	Parametr					
Výztuž	Mez kluzu f_{syk} [MPa]	400	500	600		
	Poměr f_u/f_{syk} k [-]	1.05	1.15	1.25	1.35	
	Tvárnost $\epsilon_{s,u}$ [‰]	25	50	75		
	Rozvržení tyčí					
	Poč. vrstvy [-]	Případ A	Případ B	Případ C	Případ D	
	Poč. prutů [-]	1	1	1	2	
Průměry prutů [mm]	6	6	6	6		
Deska	Tloušťka t_{slab} [mm]	120	160	200		
	Šířka t_{wall} [mm]	160	200	240	300	
Stěna	Třída betonu					
	$f_{ck,cyl}$ [MPa]	20	30	40	50	60
	$f_{ck,cube}$ [MPa]	25	37	50	60	75
	E_{cm} [MPa]	30	33	35	37	39
Nosník	Průřez					
	IPE 240	IPE 270	IPE 300	IPE 330	IPE 360	IPE 400

4.5.3 Tvary porušení

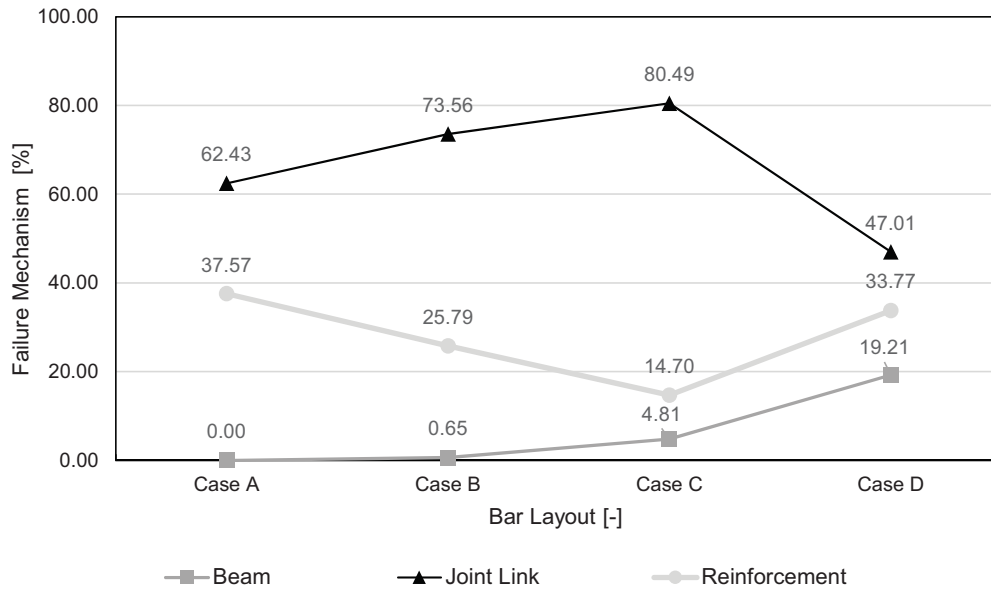
Obr. 4.48 shrnuje tvary porušení a jejich procentuální četnost v analýze citlivosti.



Obr. 4.48: Četnost tvarů porušení ve studii

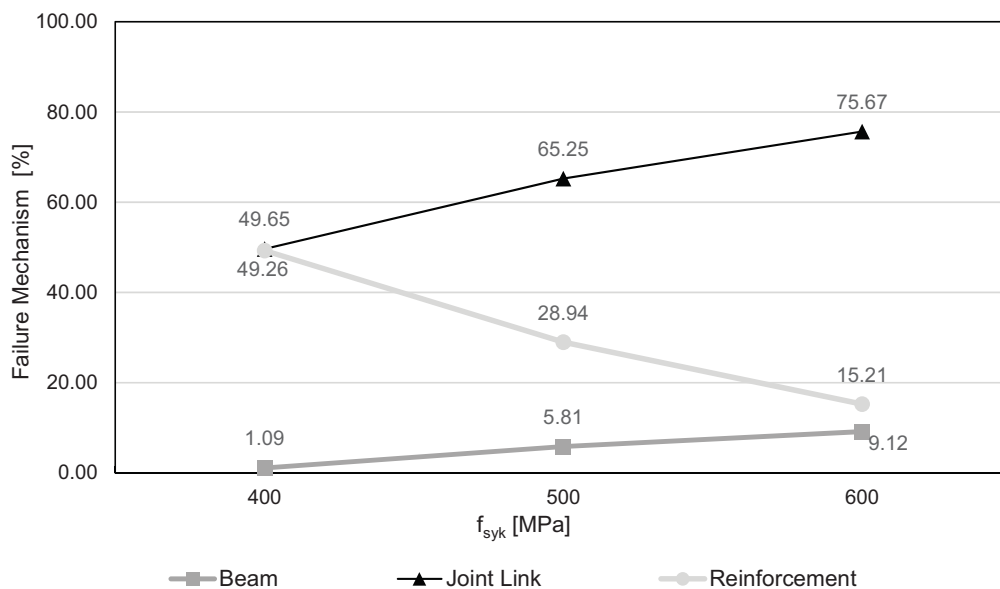
4.5.4 Výztuž ve stropní desce

Uvažuje se se čtyřmi tvary uspořádání výztuže, viz tab. 4.16. Obr. 4.49 znázorňuje vliv změn. Při zvyšování plochy výztuže se poruší ocelový přípoj. Porušení konce nosníku téměř nastává.



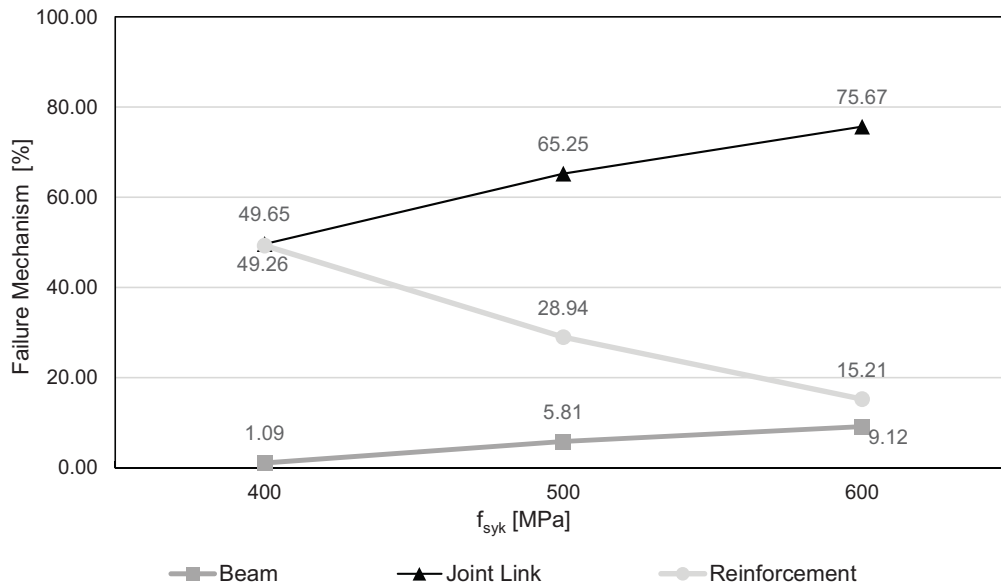
Obr. 4.49: Vliv polohy výztuže na tvary porušení

Vliv třídy oceli je ukázán na obr. 4.47. Změna tažnosti výztuže nevede ke změnám ve tvarech porušení.



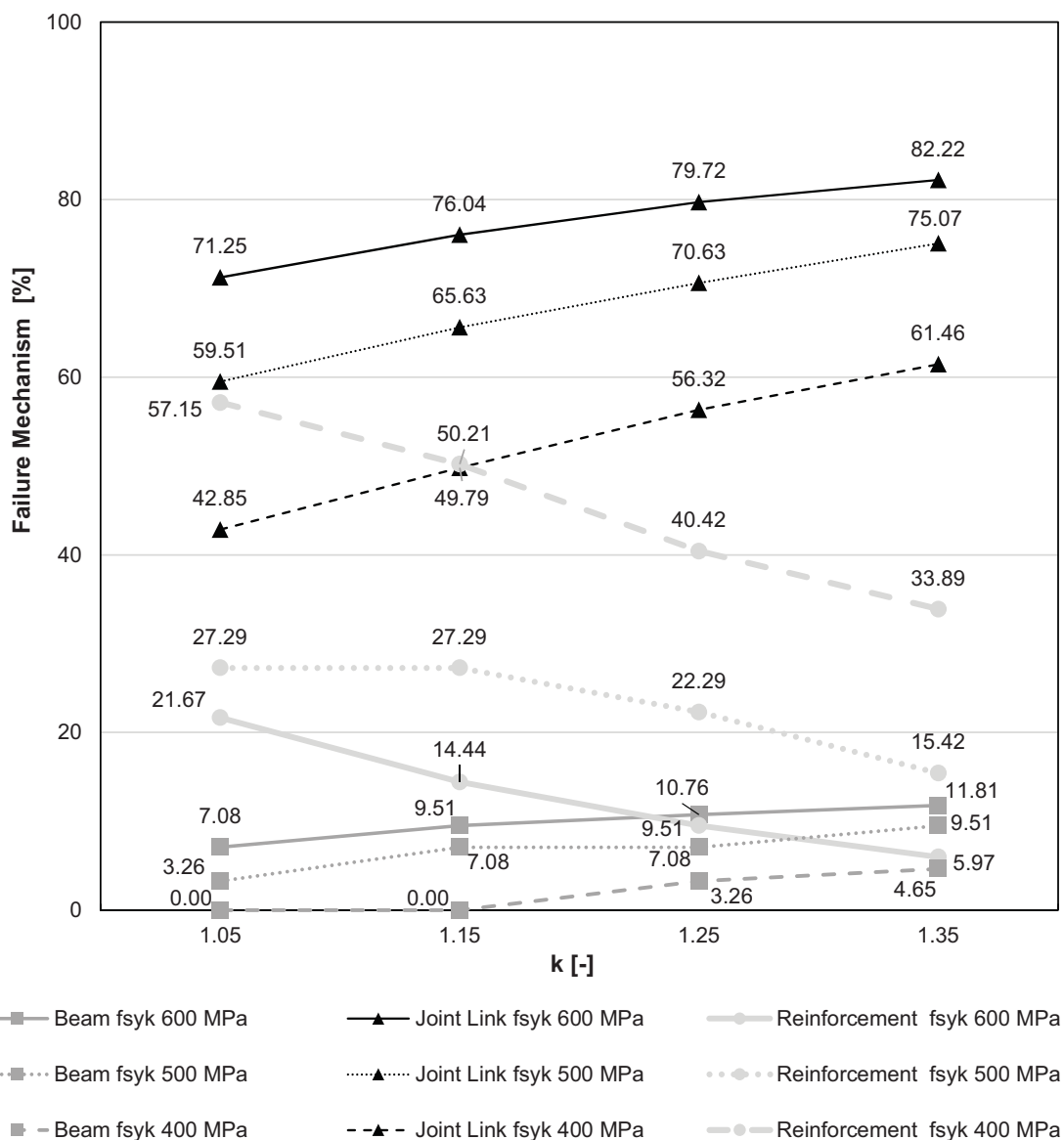
Obr. 4.50: Vliv meze kluzu výztuže desky na tvary porušení

Vliv tažnosti, kterou reprezentuje součinitel k , je znázorněna na obr. 4.48. Pro rostoucí součinitel k stoupá počet porušení kloubového přípoje a porušení výztuže se přibližně snižují na polovinu.



Obr. 4.51: Vliv součinitele k na tvary porušení

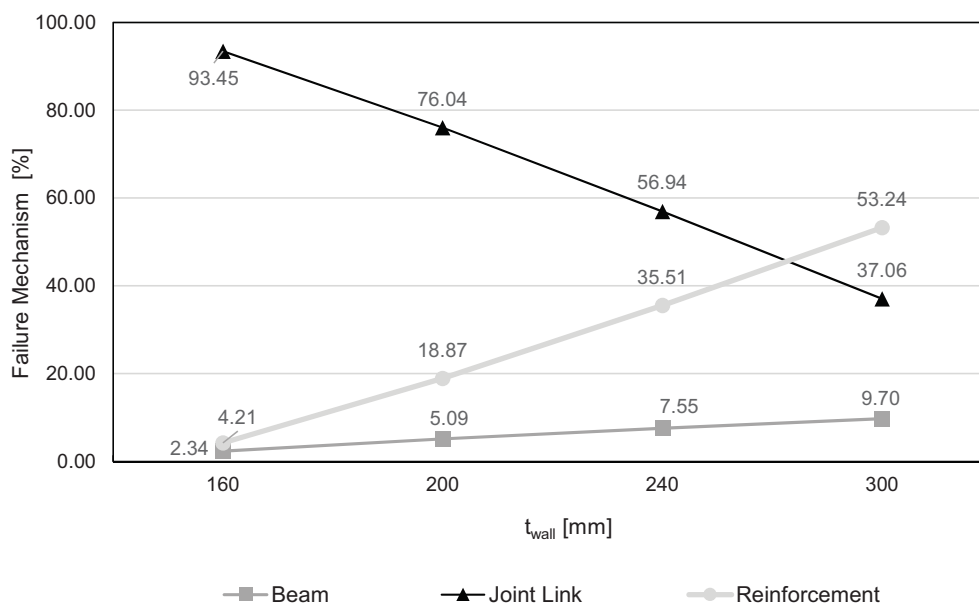
Interakce mezi mezí kluzu a její pevností je vyhodnocena na obr. 4.49. Změna tvaru porušení je ukázána pro mez kluzu 400MPa. Zatímco kloubový přípoj je rozhodující pro vysoké hodnoty k (61 % porušení), podélná výztuž se stává nejdůležitější komponentou pro nižší hodnotu k (57 % porušení). Počet případů porušení s kloubovým přípojem výrazně roste (+20 %) se zvyšujícím se součinitelem k pro oceli s nízkou mezí kluzu ($f_{syk}= 400$ MPa). Stejná tendence je u oceli s vyšší mezí kluzu ($f_{syk}=600$ MPa), ale nárůst je nižší (+10%).



Obr. 4.52: Vliv změny meze kluzu a pevnosti na tvary porušení

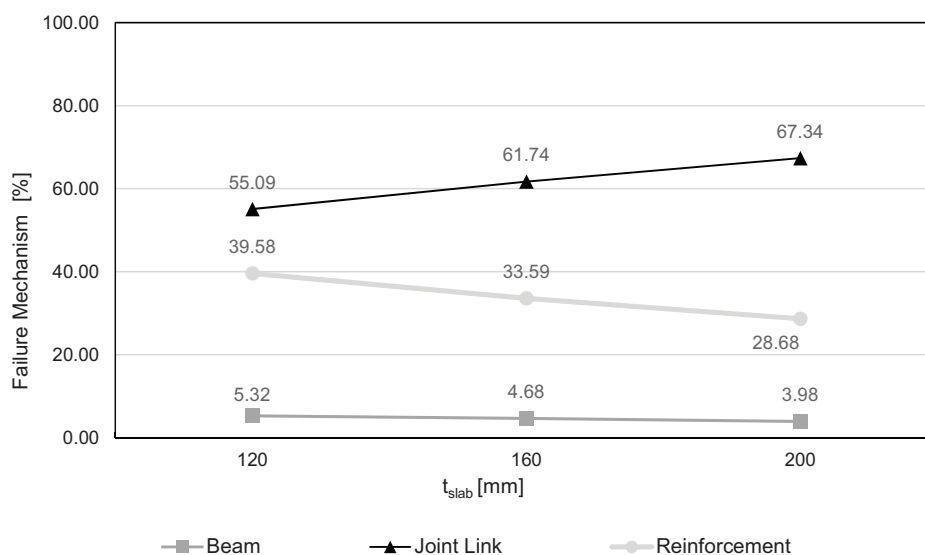
4.5.5 Úhel kotvení výztuže

Úhel výztuže při kotvení do stěny θ je dán geometrickým uspořádáním styčnicku, tj. tloušťkou stěny t_{wall} , desky t_{slab} a výškou připojovaného nosníku h_{beam} . Mechanismus porušení nejvíce závisí na tloušťce stěny. Pro tloušťku 160 mm v 93.45 % případů dochází k porušení v betonové desce. Počet případů křehkého porušení klesne na 76.04 pro tloušťku 200 mm, viz obr. 4.50. Plastické porušení nastává pouze pro tloušťku 300 mm.

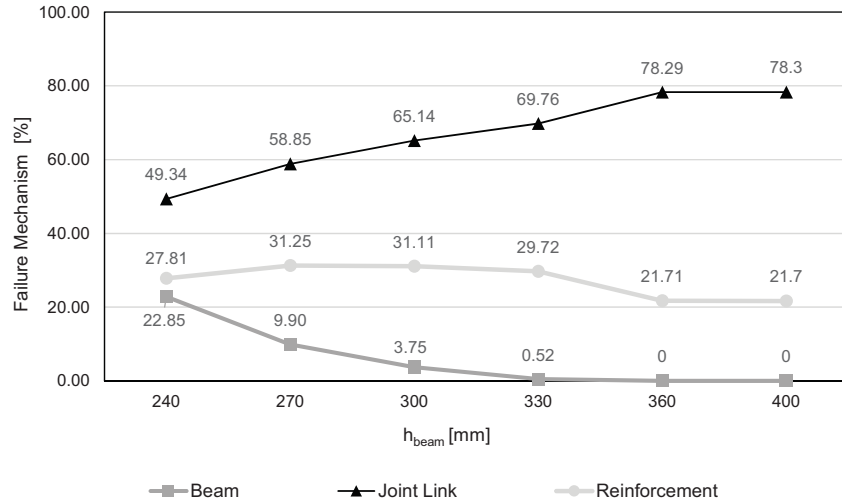


Obr. 4.53: Vliv tloušťky stěny t_{wall} na tvary porušení

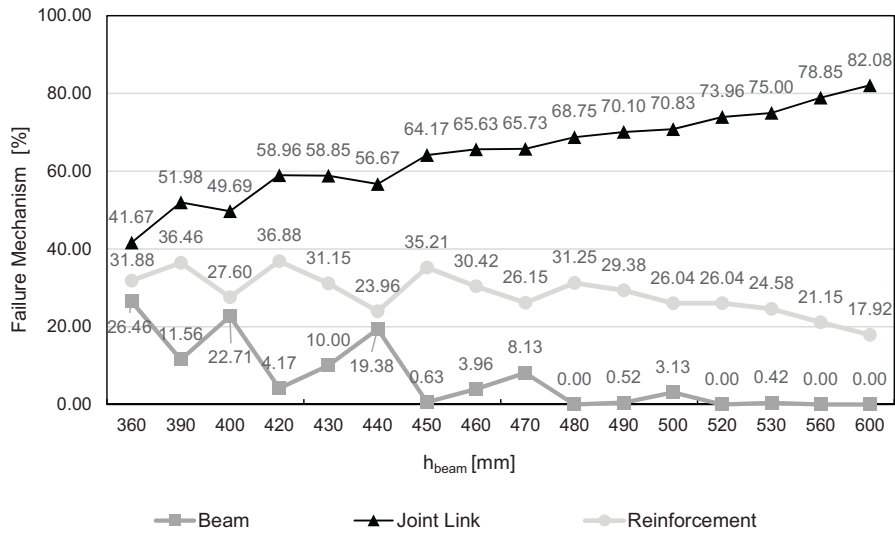
Vliv tloušťky desky je ukázán na obr. 4.51. Pro tři uvažované hodnoty (120, 160, 200) dochází ve většině případů ke konstrukčnímu porušení v betonové desce (rozmezí mezi 55.09 % a 67.34 %). Procentové porušení nosníku se ztelně nemění. Vliv výšky nosníku je zobrazen v obr. 4.52. Pro výšku 240 mm v 50 % případů dojde k porušení v betonové desce. Zde již počet případů s porušením nosníku není zanedbatelný (22 %). S nárůstem výšky konstrukce se možnost porušení v nosníku snižuje na úkor porušování betonové desky. Posouzení celkové výšky, deska a nosník, nemá takový vliv, viz obr. 4.53.



Obr. 4.54: Vliv tloušťky desky t_{slab} na tvary porušení



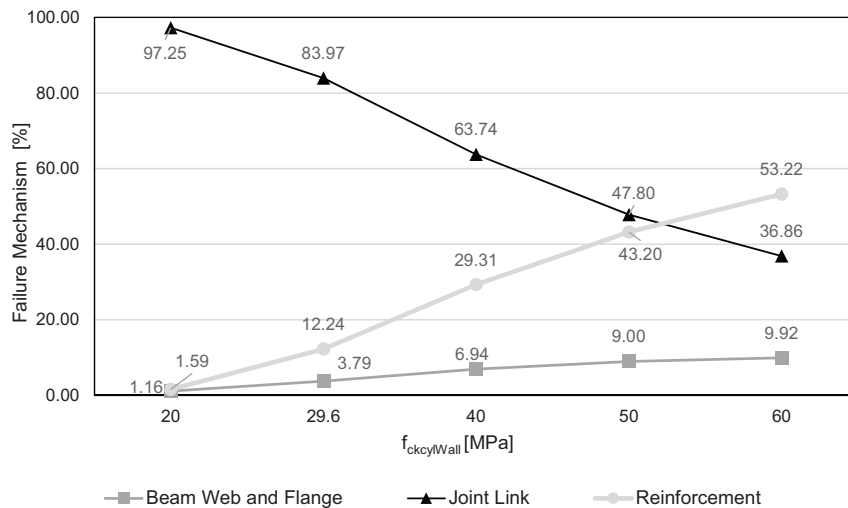
Obr. 4.55: Vliv výšky nosníku h_{beam} na tvary porušení



Obr. 4.56: Vliv výšky stropu na tvary porušení

4.5.6 Beton stěny

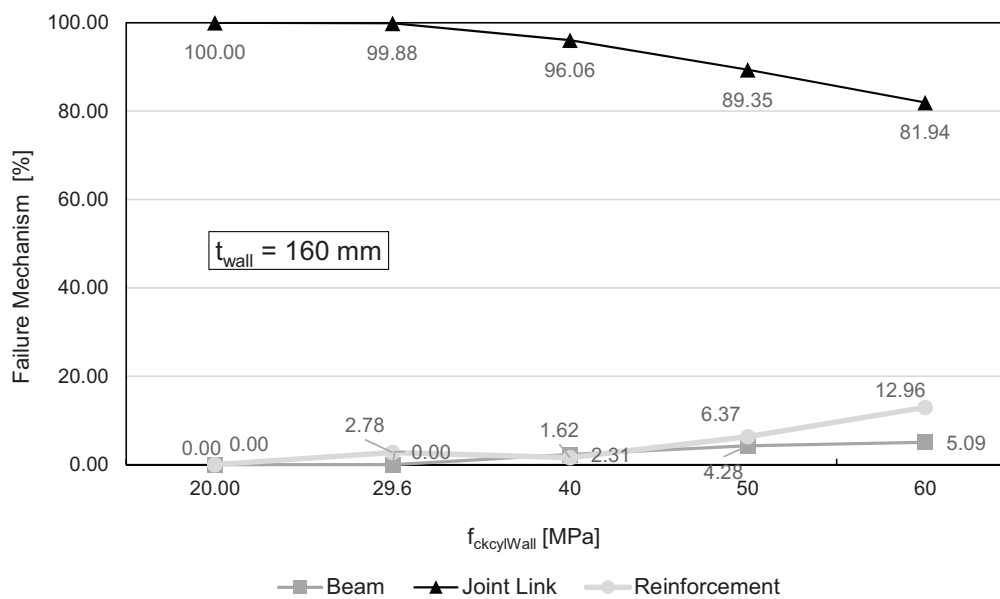
Důležitým parametrem je třída betonu. Obr. 4.57 znázorňuje varianty pro jednotlivé mechanismy typu porušení. Pro třídu betonu C20/25, chování kloubového přípoje představuje mezní podmínku v téměř všech případech (97.25 %). Toto procento klesne na 36.86 % pro beton C60/75.



Obr. 4.57: Vliv třídy betonu stěny na tvary porušení

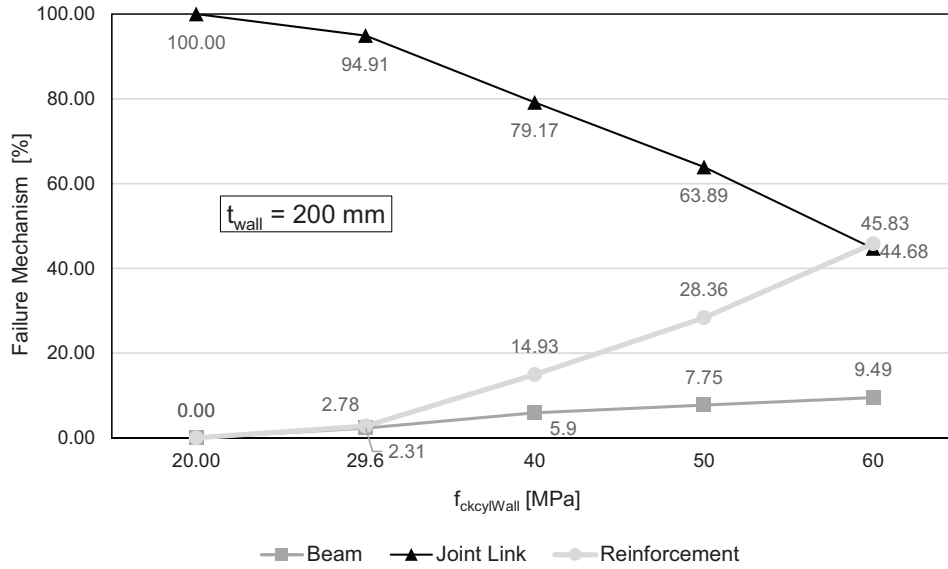
4.5.7 Tloušťka stěny

Vliv změn geometrických a materiálových parametrů stěny je na obr. 4.54 pro tloušťku 160 mm.



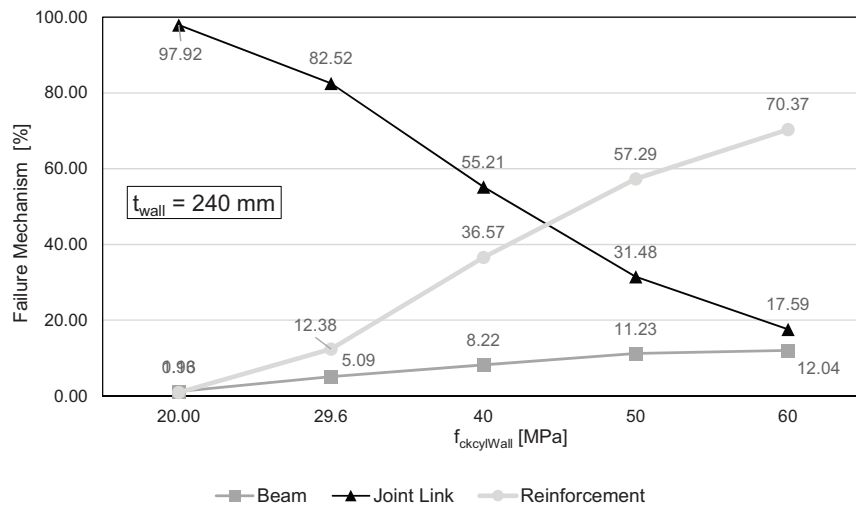
Obr. 4.58: Vliv třídy betonu stěny na tvar porušení pro $t_{wall} = 160$ mm

Pokles křehkého porušení pro tloušťku 200 mm je na obr. 4.56.

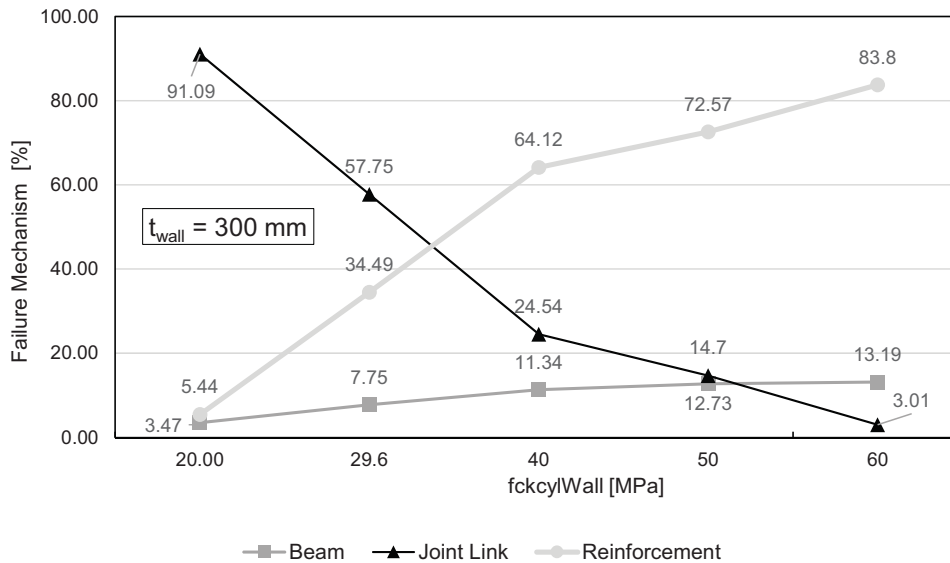


Obr. 4.59: Vliv třídy betonu stěny na tvary porušení pro $t_{wall} = 200$ mm

Pro tloušťkou stěny 240 mm je vliv zobrazen na obr. 4.57 a pro tloušťku stěny 300 mm na obr. 4.58.



Obr. 4.60: Vliv třídy betonu stěny na tvar porušení pro $t_{wall} = 240$ mm

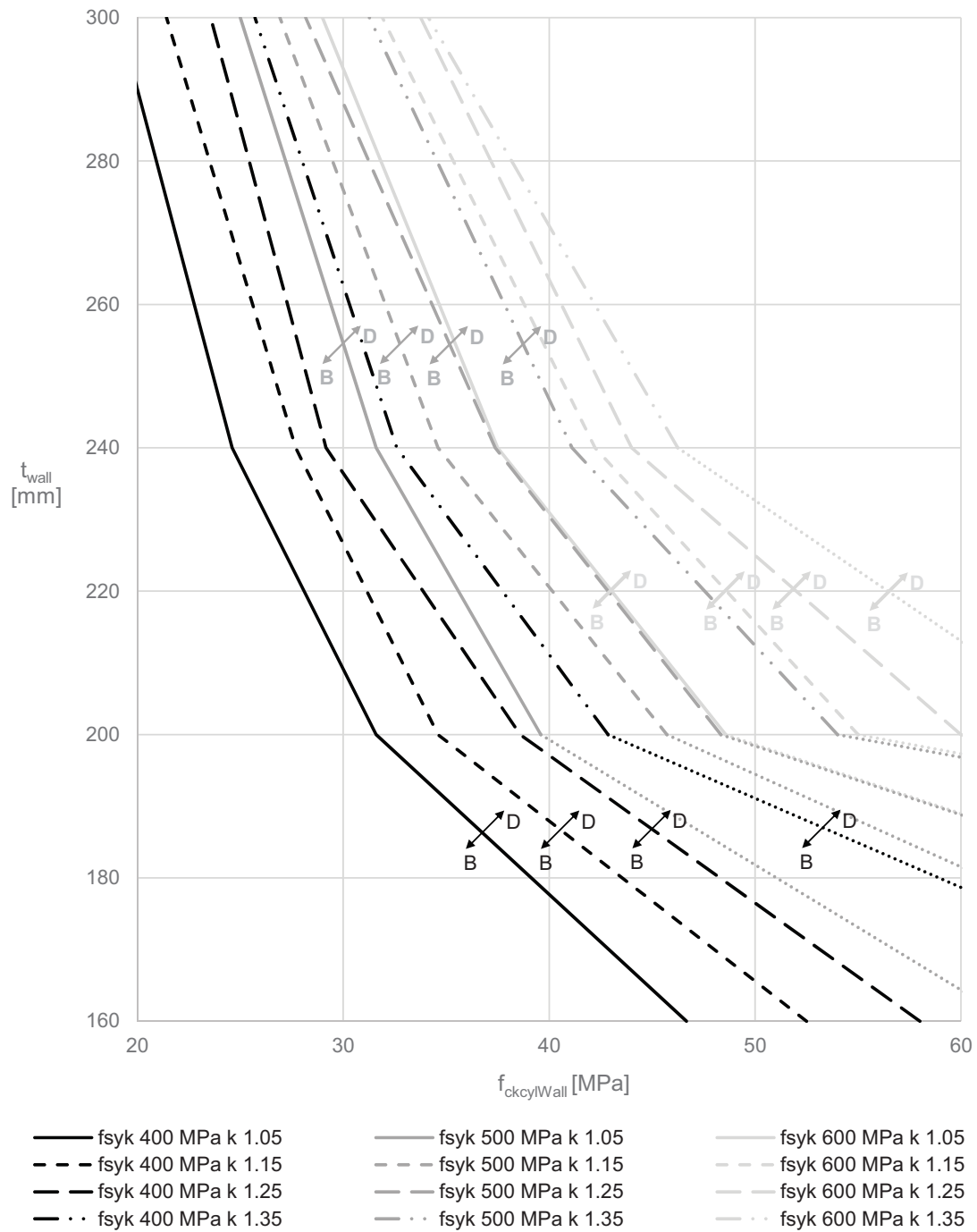


Obr. 4.61: Vliv třídy betonu stěny na tvar porušení pro $t_{\text{wall}} = 300 \text{ mm}$

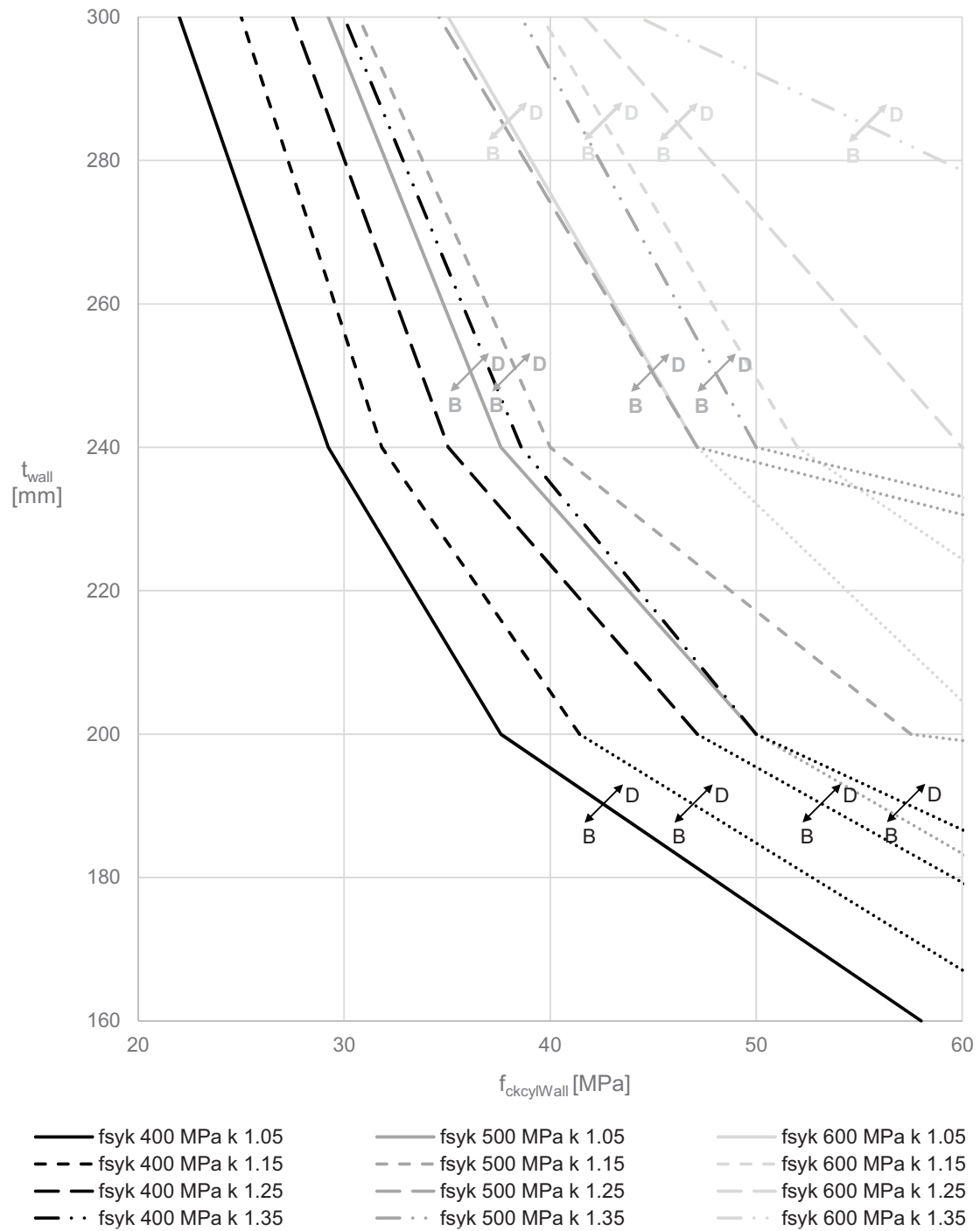
4.5.8 Grafy

Grafy pro předběžný návrh jsou zaměřeny na návrh tažného porušení styčnicku. Pro výšku ocelobetonového nosníku 360 mm a 440 mm jsou připraveny grafy na obr. 4.59, pro 440 mm a 520 mm obr. 4.60 a pro 520 mm a 600 mm na obr. 4.61. Černě je označena pevnost $f_{\text{syk}} = 400 \text{ MPa}$, tmavě šedou $f_{\text{syk}} = 500 \text{ MPa}$ a světle šedou $f_{\text{syk}} = 600 \text{ MPa}$. Plnou je označeno $k = 1.05$, čárkovanou $k = 1.15$, dlouhou čárkovanou $k = 1.25$ a čárkovanou s dvěma tečkami $k = 1.35$.

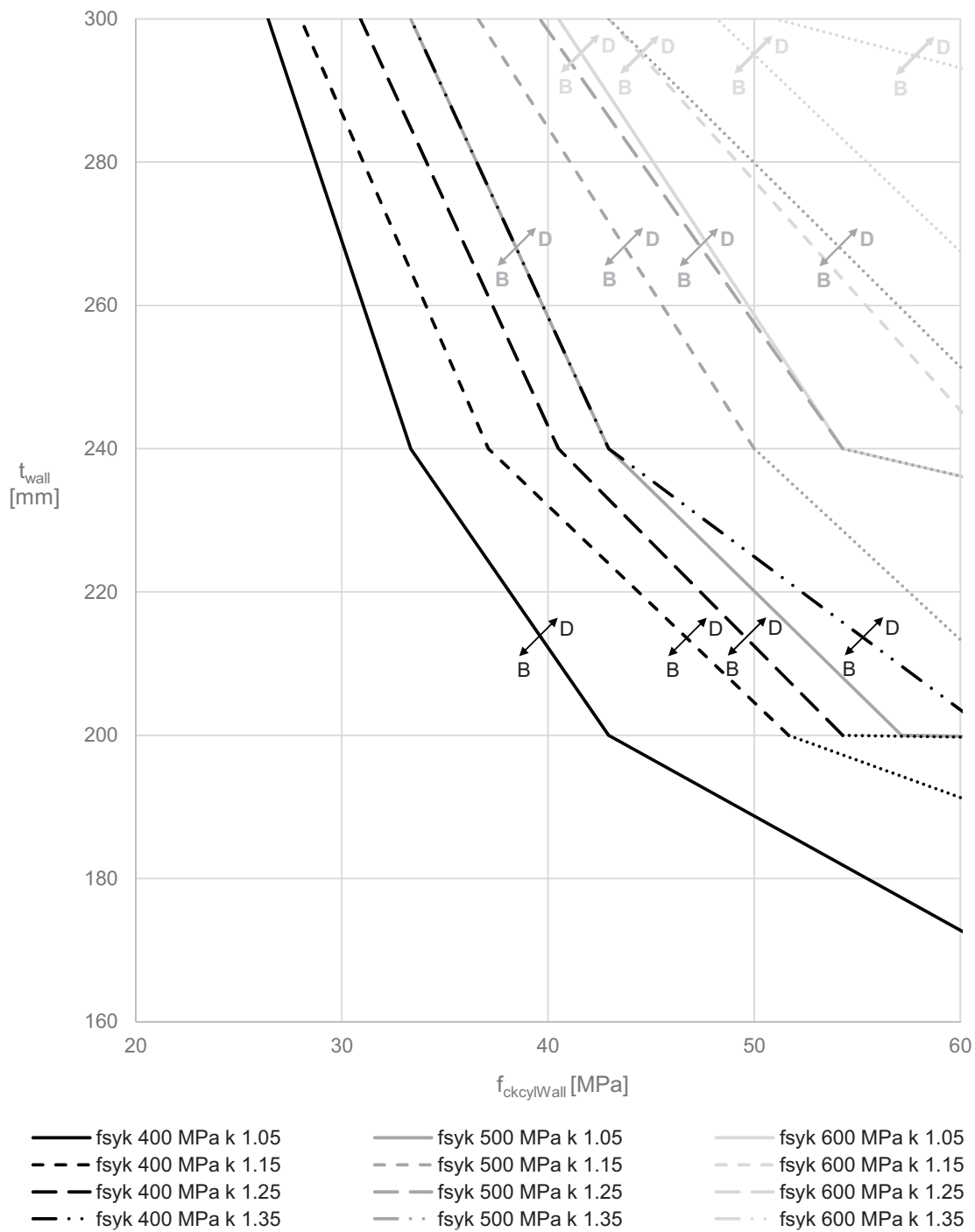
Například na obr. 4.59 je vidět, že pro celkovou výšku 390 mm, šířku stěny 160 mm a válcovou pevnost betonu v tlaku 50 MPa, je na zajištění dostatečného tažného chování ohybově tuhého přípoje potřeba navrhnout styčnick z oceli s mezí kluzu 400 MPa a $k = 1.05$.



Obr. 4.62: Grafy na návrh dostatečného tažného ohybově tuhého přípoje pro výšku ocelobetonového nosníku mezi 360 a 440 mm



Obr. 4.63: Grafy na návrh dostatečného tažného ohybově tuhého přípoje pro výšku ocelobetonového nosníku mezi 440 and 520 mm



Obr. 4.64: Grafy na návrh dostatečného tažného ohybově tuhého přípoje pro výšku ocelobetonového nosníku mezi 520 a 600 mm

5 Shrnutí

V rámci projektu INFASO byly připraveny modely a nástroje pro tři hlavní typy přípojí mezi ocelovou a betonovou konstrukcí. Modely byly revidovány a aktualizovány v INFASO+. V této monografii jsou ve druhé kapitole popsány nástroje pro

- Ohybově tuhý přípoj ocelobetonového nosníku (Verze 2.0) [21]
- Kotvení sloupu kotevní deskou s trny s hlavou (Verze 2.0) [22]
- Kloubový přípoj ocelového nosníku (Verze 2.0) [23]

Návrh kotvení patní a kotevní deskou je zpracován v tabulkovém procesoru MS Excel a lze jej stáhnout na stránce projektu <http://steel.fsv.cvut.cz/infaso/index.htm>.

Příklady řešení jsou uvedeny v kap. 3, kde jsou kromě vstupů, postupu návrhu a výstupů shrnuty i otázky možných výpočetních přístupů, manipulace, tolerancí a chování za požáru.

Studie citlivosti v kap. 4 jsou zaměřeny na rozsah platnosti modelů, na zajištění návrhu styčníků s dostatečnou deformační kapacitou danou vhodným tvarem porušení a na usnadnění návrhu pomocí tabulek a grafů.

Materiál byl připraven v kooperaci dvou řešitelských týmů v zaměření na modelování způsobů kotvení a další se zaměřením na návrh ocelových styčníků 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.

Literatura

Normy a předpisy

- [1] CEN/TS 1992-4-1, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-1, General, CEN, Brussels, 2009.
- [2] CEN/TS 1992-4-2, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-2, Headed fasteners Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.
- [3] DIN 488-1, Reinforcing steels – Part 1: Grades, properties, marking, CEN, Brussels, 2009.
- [4] EN 10025-1, Designation systems for steels – Part 1: Steel names, CEN, Brussels, 2005.
- [5] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.1, General actions, Densities, self-weight, imposed load for buildings, CEN, Brussels, 2002.
- [6] EN1991-1-7, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.7, General actions, Accidental actions, CEN, Brussels, 2006.
- [7] EN1992-1-1, Eurocode 2, Design of concrete structures, Part 1-7, General actions - Accidental actions, CEN, Brussels, 2004.
- [8] EN1993-1-1, Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 2010.
- [9] EN1993-1-8, Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-8, Design of joints, CEN, Brussels, 2006.
- [10] EN1994-1-1, Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings, CEN, 2010.
- [11] Abaqus 6.11: Theory Manual and Users Manuals, Dassault Systemes Simulia Corp., 2011.

Články a monografie

- [12] KUHLMANN, U.; WALD, F.; DA SILVA, L. et al: New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete, INFASO Publishable Report, Project No. RFSR-CT-2007-00051, Research Fund for Coal and Steel, European Commission, 2011.
- [13] WALD, F.; KUHLMANN, U.; HOFFMAN J. et al: Design of steel-to-concrete joints, Design manual I, Brussels, ECCS, 2014, ISBN 978-92-9147-119-5.
- [14] KUHLMANN, U.; OŽBOLT, A.: Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen. Schlussbericht, Forschungsvorhaben Aif/IGF-Nr. 17028 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2013.
- [15] KURZ, W.; KUHLMANN, U: Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau, Forschungsvorhaben Aif/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), geplant 2015.
- [16] INFASO-IWB-09: Determination of the Failure Load and Load-Displacement. Behaviour of the Joints with Supplementary Reinforcement under Tension Load, internal project document, RFSR-CT-2007-00051, 2010.
- [17] INFASO-KE-50: Component Model for Pinned Steel to Concrete Joints, internal project document, RFSR-CT-2007-00051, 2010.
- [18] KRÄTZIG, W.; Tragwerke 2 – Theorie und Berechnungsmethoden statisch unbestimmter

Stabtragwerke. 1. Auflage. Heidelberg: Springer-Verlag, 1990.

- [19] OŽBOLT, A.: Bemessung von Kopfbolzenverankerungen in bewehrten Betonbauteilen, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Veröffentlichung, geplant 2015.
- [20] ŽIŽKA, J.: Component method for column base with embedded plate, Ph.D. thesis, ČVUT, Prague 2012.

Programy

- [21] VAN KANN, J.: Restrained connection of composite beams (Version 2.0), (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [22] KRIMPMANN, M.: Slim anchor plates with headed studs – bending joints (Version 2.0), (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [23] KRIMPMANN, M.: Slim anchor plates with headed studs – simple joints (Version 2.0), (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [24] KRASTA – Stabstatik für betriebsfestigkeitsrelevante und bewegte Strukturen, KÜHNE BSB GmbH Fördertechnik & Stahlbau.



CZECH TECHNICAL
UNIVERSITY
IN PRAGUE



Navrhování přípojí ocelových konstrukcí na betonové

Ulrike Kuhlmann, František Wald, Jan Hofmann, 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 978-80-01-05528-1

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze

Tisk: Česká technika – nakladatelství ČVUT

Únor 2014

250 výtisků, 108 stran, 99 obrázků, 24 tabulek

Navrhování přípojí ocelových konstrukcí na betonové

Smíšené 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 se zřídka navrhují pouze z jednoho materiálu. Při návrhu ocelových nosných stavebních konstrukcí řeší projektanti často ekonomické připojení ocelové nosné konstrukce na betonovou, protože základové konstrukce, schodišťová jádra a požárně dělící stěny se 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 stojině nosníku, zarážkou nebo čelní deskou na trny se závitem přivařené na montáži na zabetonovanou kotevní desku uloženou do betonu trny s hlavou.

Monografie shrnuje poznatky z projektu INFASO. V práci jsou připraveny komplexní příklady a studie citlivosti modelů pro kotvení sloupu patní a kotevní deskou a pro kloubové a vetknuté přípoje ocelového/ocelobetonového nosníku na betonovou konstrukci. Pro návrh se využívá metoda komponent. Druhá kapitola popisuje tři návrhové nástroje, které jsou připraveny pro kotvení patní deskou, kloubové přípoje a ohybově tuhé přípoje. Ve třetí kapitole jsou připraveny verifikační příklady. Představené přípoje jsou řešeny včetně otázek výroby, tolerancí, požadavků na betonovou konstrukci a požární odolnosti. Studie citlivosti v kap. 4 ukazuje meze možností modelů a optimalizace návrhu.

Navrhování přípojí
ocelových konstrukcí na betonové

Ulrike Kuhlmann
František Wald
Jan Hofmann
a kol.

ISBN 978-80-01-05528-1

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze
Tisk: Česká technika – nakladatelství ČVUT
Únor 2014
První vydání