# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE FAKULTA STAVEBNÍ

# KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



# DIPLOMOVÁ PRÁCE

# POROVNÁNÍ VARIANT STATICKÉHO ŘEŠENÍ PŘECHODOVÉHO PODLAŽÍ

Vypracoval:

Vedoucí práce:

Bc. Jan Cihlář

doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2023

### ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení:	Cihlář	Jméno: Jan Osobní číslo: 484572
Zadávající	katedra:	Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní pro	ogram: 👌	tavební inženýrství
Studijní ob	or: Kon	trukce pozemních staveb

#### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Porovnání variant statického řešení přechodového podlaží
Název diplomové práce anglicky: Comparison of structural variants of transfer floor
Pokyny pro vypracování: - Představení řešené stavby - Výběr části konstrukce pro podrobnou analýzu - Přehledný popis stávající varianty řešení - Návrh nové varianty železobetonové konstrukce se snahou o optimalizaci rozměrů a vyztužení - Rešerše k problematice využití Delta nosníků pro monolitické konstrukce - Návrh nové varianty konstrukce s Delta nosníků - Přehled výhod a nevýhod jednotlivých variant (statika, provádění, ekonomika)
Seznam doporučené literatury: - ČSN EN 1992-1-1:2019. - Nilson, A.H., Darwin, D., Dolan. C.W.: Design of concrete structures. 14th ed. McGraw-Hill Higher Education, New York 2010. 978-0-07-329349-3. - Procházka, Śmejkal - Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT 2017. - Archiv časopisu BETON TKS - Výukové materiály k softwarům Scia, Idea, Atena. - Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce: 25.9.2023 Údaj uvedte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku
Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

#### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT "Jak psát vysokoškolské závěrečné práce" a metodickým pokynem ČVUT "O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací".

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

### Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto práci zpracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce doc. Ing. Petra Bílého, Ph.D. Dále prohlašuji, že jsem veškeré použité zdroje a programy uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne:

Podpis:

### Poděkování:

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za vlídný přístup při konzultacích a za odborné vedení při zpracování mé diplomové práce.

#### Anotace:

Náplní této diplomové práce je srovnání možných variant provedení přechodového podlaží v realizovaném bytovém objektu. Dvě podzemní podlaží objektu mají sloupový systém, zatímco nadzemní podlaží objektu mají stěnový systém. Ne všechny stěny jsou přímo podepřeny sloupy. Strop nad 1.PP je přechodový. Práce se zabývá ověřením vhodnosti přístupu statického výpočtu původní dokumentace a ověřením dalších možných přístupů výpočtu vnitřních sil a deformací v přechodových konstrukcích. Dále se práce zabývá možností nahrazení vázané výztuže plnostěnnými ocelovými prvky za účelem snížení pracnosti vyztužování přechodového podlaží. V poslední části jsou porovnány výhody a nevýhody alternativního řešení s plnostěnnými ocelovými prvky s tradičním řešením, které bylo skutečně navrženo.

#### Klíčová slova:

Delta beam, deltabeam, přechodové podlaží, peikko, porovnání, alternativní výztuž, ocelobetonové konstrukce, spřažené konstrukce, modelování podoblastí

#### Abstract:

The subject of this master's thesis is to compare possible variations in the construction of the transition floor in a completed residential building. The two underground floors of the structure have a column system, while the above-ground floors have a wall system. Not all walls are directly supported by columns. The ceiling above the first underground floor is transitional. The thesis examines the suitability of the approach used in the static calculation of the original documentation and verifies other possible approaches to calculating internal forces and deformations in transitional structures. Furthermore, the thesis explores the possibility of replacing regural reinforcement with steel plates to reduce the labor required for reinforcing the transition floor. In the final section, the advantages and disadvantages of the alternative solution with steel plates are compared with the traditional solution that was actually designed.

#### Key words:

Delta beam, deltabeam, transition floor, Peikko, comparison, alternative reinforcement, steel-concrete structures, composite structures, subregion modeling.

# Obsah

1	]	Popis ř	řešeného objektu	7
2	(	Část vy	ybraná pro podrobnou analýzu	9
3	1	Stávají	ící řešení	12
4	1	Statick	xé modely	14
	4.1	Zp	působy modelování trámů	15
	4.2	M	lodel 1 – Centrické trámy	
	4.3	M	lodel 2 – T-trámy	
	4.4	M	lodel 3 - Bez trámů	36
	4.5	M	lodel 4 - Ruční výpočet	66
	4.6	6 M	lodel 5 - Poddajnější stěna + T trám	71
	4.7	M	lodel 6 – Poddajnější stěna + bez trámů	75
	4.8	M	lodel 7 – Bez trámů + zesílený okraj v ose 1	
	4.9	Sh	hrnutí modelů	88
5	]	Delta b	beamy	
6		Alterna	ativní výztuž	100
	6.1	Vı	nitřní síly	102
	6.2	z Sta	atický výpočet	106
	(	6.2.1	Ohybová a smyková výztuž:	110
	(	6.2.2	Spřahovací výztuž	116
	(	6.2.3	Ověření svarů	122
7	1	Srovná	ání možností vyztužení	131
8		Závěr		
9	5	Seznan	m literatury	135

# 1 Popis řešeného objektu

Pro diplomovou práci byl zvolen skutečný a realizovaný bytový objekt Kolben park C. Objekt se rozkládá na ploše přibližně 70 x 90 metrů a jeho půdorys má tvar U. Dvě delší strany mají 8 nadzemních podlaží a kratší strana má pouze 4. Objekt má celkem 2 podzemní podlaží. Střechy objektu jsou ploché. Hlavní nosné konstrukce objektu jsou ze železobetonu. Spodní stavba je od horní oddělena pomocí vibro-izolační vrstvy, aby se zabránilo přenosu vibrací od tramvajové dopravy z ulice do interiéru objektu. Podzemní podlaží objektu částečně vyplňují prostor v pomyslném nádvoří objektu, za cílem zvětšení parkovacího prostoru.

Objekt je založen na pilotách. Základová deska má tloušťku 300 mm. Dvě podzemní podlaží jsou tvořena nosnými sloupy a suterénními stěnami. Osm nadzemních podlaží je tvořeno stěnovým monolitickým systémem, který v řadě míst nenavazuje na svislé nosné konstrukce podzemních podlaží. Klíčovou roli z hlediska statického působení objektu tedy hraje strop nad 1.PP, kde se stěnový nosný systém horních podlaží mění na sloupový nosný systém podzemních podlaží. Nadzemní podlaží navíc nejsou monoliticky spojena s podzemními, ale jsou prostě uložena na vibroizolační vrstvu. Jádra objektu obsahují smykové zarážky procházející vibroizolační vrstvou, aby bylo zabráněno posunu objektu ve vodorovném směru. Suterénní stěny rovněž obsahují podélnou smykovou zarážku.



Obr. 1 3D Vizualizace objektu

Na výkresu tvaru 1.NP můžeme vidět klasický příčný stěnový systém, který se opakuje na každém podlaží objektu.

Celková tuhost objektu je zajištěna orientací stěn v obou směrech a přítomností celkem šesti ztužujících výtahových jader, která jsou přes ocelové smykové zarážky obalené vibroizolací zakotvena do jader spodní stavby.



Obr. 2 Výkres tvaru 1.NP s vyznačenou zkoumanou oblastí

# 2 Část vybraná pro podrobnou analýzu

Vzhledem k rozsahu celého objektu se práce zabývá pouze 3 trámy v pracovním záběru 1. Jedná se místo v levém horním rohu objektu. Tři trámy jsou protínány osou B a vynášejí nosnou stěnu jdoucí přes všechna nadzemní podlaží. Místo bylo vybráno pro jeho jednoduchost rozložení konstrukcí a pravidelnost. Zároveň je reprezentativní z hlediska obdobných míst ve zbylé části konstrukce. V rámci výpočetních modelů nebyl modelován celý objekt, ale pouze zkoumaná část. Vzdálenost pomyslného "řezu" mezi celým objektem a modelovanou částí byla zvolena tak aby neovlivnila vnitřní síly na zkoumaných prvních. Řez je veden přibližně 1,5 pole od zkoumaných konstrukcí.



*Obr. 3 Půdorys zkoumané oblasti s přechodovými trámy (červeně je vyznačena hrana trámů)* 

Vybrané trámy 1,2 a 3 podpírají nosnou stěnu jdoucí přes všechna nadzemní podlaží. Stěna je dále uložena na obvodové suterénní stěně. Všechna uložení stropu nad 1.PP na sloupy a stěny 1.PP jsou realizována jako kloubová pomocí vibroizolačních desek, do konstrukcí 1.PP tedy není přenášen žádné ohybové namáhání. Uložení na sloupy funguje čistě jako zcela posuvný kloub. Vodorovné namáhání je možné přenášet pouze třením mezi betonovými částmi a vibroizolací. V případě obvodových suterénních stěn potom navíc pomocí smykové zarážky.

Stropní deska nad 1.PP má tloušťku 300 mm. Trámy 1 a 2 mají celkovou výšku 600 mm a trám 3 má výšku celkovou 800 mm. Půdorysné rozměry trámů jsou 2000 x 4720 mm. Střednice sloupů leží 1000 mm od okraje trámů.

Z řezu je jasně vidět značná výška trámů pod spodní hranou desky, která způsobuje narušení vnitřního prostoru, zejména potom představuje problém z hlediska vedení TZB jako je vzduchotechnika nebo kanalizace. Dalším problémem je potom vyšší pracnost při bednění stropu.



### Obr. 4 Řez 101 zkoumanými trámy

Ve 3D schématu můžeme vidět následujících šest nadzemních pravidelných podlaží a poslední uskočené patro, které je vyzděné. Stěna navíc není zcela rovná, ale obsahuje malý výklenek, kde stěna vybočuje o zhruba 0,75 metru v délce 2,75 metru.



Obr. 5 3D Řez zkoumaným místem

## 3 Stávající řešení

Ve skutečném provedení byla konstrukce realizována s trámy vyznačenými v řezech (Obr. 4) a půdorysech (Obr. 3). Trámy byly zhotoveny běžným postupem, tedy vytvořením bednění napojeným na desku na 1.PP a betonáží současně s deskou. Výztuž trámů je tvořena běžnou vázanou betonářskou výztuží, tedy armokoši z ocelových prutů. Nejsou použity žádné speciální výrobky.



Obr. 6 Skutečná výztuž trámu 1

Výztuž byla navržena na vnitřní síly získané z obálky ze dvou výpočetních způsobů. V prvním případě byly vnitřní síly na trámech stanoveny ručním výpočtem pomocí zatěžovacích ploch a koncentrace veškerého zatížení jako osamělé síly do místa uložení stěny na trámu. V druhém případě byl vymodelován celý objekt v programu SCIA Engineer a následně byl použit modul Beton, který umožňuje spočítat nutnou výztuž pro MSÚ. V obou návrhových případech byla použita kombinace 6.10. pro MSÚ.

$$\sum_{j \ge 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Při tvorbě výpočetního modelu byly trámy a případné hlavice modelovány jako podoblasti (vysvětlení termínu viz další kapitola). Těžiště podoblastí byla umístěna do střednice desky, takže výsledný průřez byl křížového tvaru. V další části práce bude ověřeno, k jakým výsledkům vnitřních sil by vedly odlišné výpočetní přístupy, případně jak by se změnilo namáhání stropu nad 1.PP kdyby byla změněna celková koncepce nosných konstrukcí ve zkoumané části. Tedy kdyby bylo od začátku návrhu uvažováno že budou některé konstrukce přenášet větší zatížení a byly dle toho navrženy.

Ve stávajícím stavu bylo na strop nad 1.PP využito značné množství výztuže (Obr. 6). Můžeme vidět, že například dolní výztuž je tvořena dvěma řadami prutů Ø25 po 150 mm. Z řezu (Obr. 7) dále můžeme vidět značně hustou smykovou výztuž a přidanou horní výztuž.



Obr. 7 Skutečná výztuž trámu 1 - řez

Snahou této práce je zjistit, zda by nebylo možné za snížení spotřeby materiálů a pracnosti provedení dosáhnout stejné únosnosti a tuhosti konstrukce. Docílit by se toho mělo pomocí přesnějších výpočtů, či pomocí využití odlišného druhu výztuže pro přenesení tahových namáhání v betonu.

## 4 Statické modely

Budou porovnány vnitřní síly z celkem 3 výpočetních modelů v programu SCIA Engineer. Modely se liší formou modelování zkoumaných trámů a jejich velikostí.

V prvním modelu jsou trámy modelovány podoblastí, jejíž těžiště je umístěno do střednice desky a tvoří tak křížový průřez. V programu Scia Engineer je pomocí prvku podoblast upravena tloušťka desky v daném místě (například v místě trámu nebo hlavice). Těžiště této upravené části s větší tloušťkou je možné umístit excentricky ke střednici desky.

V druhém modelu jsou trámy modelovány opět podoblastí, ale jsou umístěny jako T průřez a těžiště podoblasti je proto vůči střednici desky umístěno excentricky.

V třetím modelu jsou trámy zcela vynechány. Místo na trámy dosedá stěna přímo na desku. Poloha sloupů není nijak změněna. Cílem tohoto modelu je ověřit, zda nebylo možné více využít kapacitu stěny fungovat jako stěnový nosník a přenášet zatížení do obvodových stěn 1.PP. Tento způsob přenosu zatížení samozřejmě zvýší napětí v místě uložení stěnového nosníku na obvodově stěny. Konkrétní detail roznosu tohoto napětí není součástí práce. Předpokládá se buď masivnější roznášecí trám mezi sloupy napojenými na obvodovou stěnu nebo nějaká forma ocelového nosníku se zvýšenou tuhostí.

Všechny modely jsou až na 3 zkoumané trámy zcela totožné a to z hlediska geometrie, materiálů, okrajových podmínek i zatížení. 2D konečné prvky na modelech jsou rozměrů 0,35x0,35 metrů. Na modelech budou porovnávány vnitřní síly spočtené pro mezní stav únosnosti za použité kombinace 6.10 a deformace spočtené pro mezní stav použitelnosti za použití charakteristické kombinace 6.14b. Srovnání deformací slouží pouze k představě o tom jak tuhé jednotlivé modely jsou.



Obr. 8 Výpočetní model zkoumané oblasti modelu

## 4.1 Způsoby modelování trámů

Před uvedením různých způsobů výpočtů vnitřních sil na monolitické desce zesílené trámy je nutné se krátce věnovat problematice trámů v programu SCIA Engineer.

Cílem této části práce je zjistit jakým způsobem počítat vnitřní síly na zkoumaných trámech pomocí programu SCIA Engineer a na jaké vnitřní síly tedy navrhovat výztuž.

O trámu na monolitické desce se dá uvažovat jako o prutovém prvku podpírajícím desku nebo jako o součásti desky, která má v daném místě zvětšenou tuhost.

Na začátku výuky studenti uvažují o trámech jako kdyby přenášely veškeré zatíženy desky. Tedy například v případě monolitického skeletu s jednosměrně pnutou deskou s průvlaky mezi sloupy v jednom směru by se dala uvažovat následující kaskáda: 1) vznikne zatížení, 2) deska roznese zatížení do trámů, 3) trámy roznesou zatížení do sloupů. Takto by se ale konstrukce chovalo pouze pokud by byly spoje mezi deskou a průvlaky kloubové a deska by mohla působit skutečně pouze jednosměrně. Bylo by tomu například u ocelového skeletu s kloubovými styčníky (Obr. 9).



*Obr. 9 Jednosměrně pnutý ocelový skelet. Nosníky v kratším směru reprezentují působení jednosměrně pnuté (nosníkové) desky* 

V případě monolitické betonové desky ale body 2 a 3 působí současně. Všechno zatížení z desky totiž nepoteče jednosměrně do průvlaku, protože průvlak není plně tuhá podpora a deska dokáže zatížení přenášet i do ostatních směrů. Jedná se vlastně o bodově podepřenou desku, která je v určitých pruzích zesílena, tudíž bude přenášet více zatížení pruhy s průvlaky. V těchto pruzích budou tedy vznikat větší ohybové momenty. Pro lepší představu si můžeme položit otázku kde se nachází hranice mezi průvlakem a zvětšením tloušťky desky. Jinak řečeno, kde se nachází hranice mezi klasickým průvlakem, deskovým průvlakem a deskou bez průvlaků. Odpověď je nasnadě – přesnou hranici definovat nelze, nicméně čím větší je tuhost průvlaků, tím více se systém blíží výše popsanému idealizovanému působení.



Obr. 10 Varianty působení monolitické desky

Nyní se zaměřme na konkrétní příklad, na kterém si ukážeme různé možnosti programu SCIA Engineer. Jednosměrně pnutá deska 12x6 metrů tloušťky 100 mm o rozponu 6 metrů je podpíraná trámy po 3 metrech. Průřez trámů je 200 x 450 mm (Obr. 11 a Obr. 13). Podpory desky jsou uvažovány jako prostý nosník, tedy na jedné straně prostý kloub a na druhé straně posuvný kloub. Cílem úlohy je stanovit vnitřní síly v trámech desky pro návrh výztuže.



Obr. 11 Testovaný průvlak

Můžeme použít dva přístupy, jak v programu SCIA Engineer modelovat trámy desky.

Program nás navádí abychom používali jejich metodu a trám modelovali jako 1D prvek nástrojem žebro. Program potom spočítá spolupůsobící šířku trámu dle ČSN EN 1992-1-1 na základě délek mezi nulovými momenty a geometrie konstrukce. Spolupůsobící šířku poté použije jako integrační oblast, na které sečte všechny ohybové momenty v daném směru a normálové síly v daném směru.

Druhou možností je použít nástroj podoblast desky, který umožňuje v daném místě zvětšit tloušťku desky. Tedy například místo toho abychom trám vytvořili jako 1D prvek definovaný střednicí, vytvoříme na desce zónu o šířce 200 mm, která bude mít zvýšenou tloušťku na 450 mm (Obr. 11).

Při použití obou metod se musíme rozhodnout, jak umístíme průvlak vzhledem ke střednici desky. Tato volba bude mít vliv na výpočet vnitřních sil na trámu. Méně pracná možnost je umístit těžiště průvlaku do střednice desky a vytvořit tak jakýsi křížový průřez. Pokud se rozhodneme pro tuto možnost, v modelu nebude vznikat normálová síla mezi deskou a trámem, ale model bude mít menší ohybovou

tuhost ke střednici spojeného průřezu než reálná konstrukce. Druhá možnost je vytvořit model, jehož tvar bude odpovídat realitě a vytvořit klasický T průřez. V tomto případě budeme muset vzít v úvahu zmíněnou normálovou sílu, ale získáme přesnější chování modelu, co se týče deformací.



Obr. 12 T vs Křížový průřez

V případě excentricky připojeného průvlaku se potom výsledný působící moment skládá z vypočítaného momentu My a normálové síly N násobené excentricitou e (Obr. 11). Normálová síla vzniká, protože model je podepřen ve střednici desky, ale střednice žebra leží mimo tuto rovinu. Vzniká tak dvojice stejně velkých, opačně orientovaných normálových sil. V důsledku excentricity mezi působištěm normálové síly v desce (střednicí desky) a těžištěm spojeného T průřezu vzniká dodatečný ohybový moment. Při návrhu výztuže je pak nutno připočítat tento účinek k základnímu ohybovému momentu, a to buď ve formě přídavného momentu, nebo ve formě normálové síly. První varianta je vhodnější pro ruční návrh výztuže, druhou využívá program, který stanovuje potřebnou plochu výztuže na základě kombinace vnitřních sil M+N.

Byly vytvořeny celkem 3 modely konstrukce (Obr. 13). Model, kde jsou trámy vytvořeny prvkem žebro s excentricitou. Model, kde jsou trámy vytvořeny podoblastí s excentricitou (T) a model kde jsou trámy vytvořeny podoblastí typu kříž.





Modely byly zatíženy rovnoměrným plošným zatížením 10 kN/m<sup>2</sup> a porovnány z hlediska deformací, vnitřních sil a nutné výztuže na trámech.

Z výsledků výpočtů můžeme provést vyhodnocení výhod a nevýhod jednotlivých přístupů a určit jaké modely můžeme považovat za nejpřesnější reprezentaci skutečného rozložení napětí v konstrukci.



Obr. 14 Lineární pružná deformace konstrukce



Obr. 15 Ohybový moment na konstrukci TRÁMY



### Obr. 16 Ohybový moment na konstrukci DESKA, směr y



Obr. 17 Normálová síla na konstrukci – deska i trámy



Obr. 18 Normálová síla na konstrukci – pouze deska



Obr. 19 Normálové síly na konstrukci na řezu



Obr. 21 Normálové napětí u horního líce prvků (z lineární pružné analýzy)



Obr. 22 Normálové napětí u dolního líce prvků (z lineární pružné analýzy)



*Obr. 23 Moment M<sub>Ed</sub> na trámu v závislosti na integrační šířce žebra (model "Žebro")* 

										_
Kříž		577	0		115		749	759	1,37	prvkı
T		277	2033		146,9		798	832	4,11	ečném
										kon
	ŝ	135	21		139,		785	296	1,38	ent na D*0,2
	2,8	133	37		141,3		785	805	2,48	mome il na 2
	2,6	131	60		144,5		785	823	4,62	veden án ze s
	2,4	129	83		147,7		785	841	6,66	stí je u spočíti
	2,2	127	107		151,1		785	861	8,83	otom
	2	124	131		153,5		785	875	10,29	ely s po 1D je p
	1,8	121	157		156,3		785	884	1,20	o mode ent na
	1,6	118	184		59,4 1		805	907	1,25 1	lm, pro
7	1,4	114	210		61,3 1		805	919	2,40 1	ku v kľ sledný
	1,2	109	238		62,6 1		805	925	2,97 1	1D prv nm. Vý
	-	103	267		63,1 1		805	931	3,53 1	t již na y 200 r
	0,8	96	298		63,1 1		805	930	3,44 1	ioment nu, ted
	0,6	87	331		61,5 1		825	922	0,52 1	áván m ka trán
	0,4	74	336		49,6 1		825	853	3,28 1	o je ud o je šíř
	0,2	56	402		46,5 1		825	835	1,20	vy žebro řce jak
	[	[m/ı	, [m/		m] 1		n2]	n2]	[;	ro prvk ejné ší
	<u>د</u>	[kNrr	[kN/		[kN		um]	um]	%]	t 2D: P ky o st
	race	n,ed,y-	la n,ed		) Med		eq	req		/oment des
	a integ	nt 2D n	lová sí		ent 1D		IA As,r	îně As,	Rozdíl	MKA N
	Šířk	Mome	Normá		Mom		SC	Ruč		POZNÁ
		Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,4 1,6 1,8 2 2,4 2,6 2,8 3 T Kříž	Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,4 2,6 2,8 3 T Kříž   Moment 2D m,ed,y- [kNm/m] 56 74 87 96 103 109 114 118 121 129 131 133 135 277 577 577	Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,4 2,6 2,8 3 T Kříž   Moment 2D m,ed,y- [kNm/m] 56 74 87 109 114 118 121 124 123 133 135 277 577   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0	Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,4 2,6 2,8 3 7 Kříž   Moment 2D m,ed,v- [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,4 2,6 2,8 3 277 577   Moment 2D m,ed,v- [kNm/m] 56 74 87 96 103 109 114 118 121 127 129 133 133 277 577   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0 103 103 103 103 103 103 103 103 103 103 103 103 103	Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,2 2,4 2,6 2,8 3 T Kříž   Moment 2D m,ed,y- [kNm/m] 56 74 87 96 103 109 114 118 121 127 133 133 135 277 577   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 336 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 2033 0   Moment 1D Med [kN/m] 146,5 161,1 163,1 162,6 161,3 159,4 156,3 153,5 141,3 139,7 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,3 146,3 146,3 146,3 146,3 146,3 146,9 146,9 146,9 146,3 146,3 146,3 146,3 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,9 146,3 146,3 146,3 146,9 </td <td>Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,2 2,4 2,6 3 7 Kříž   Moment 2D m,ed,v- [kNm/m] 56 74 87 96 103 109 114 118 121 124 133 133 135 577 577 577   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 336 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0   Normálová síla n,ed [KN/m] 402 336 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0 203 0 203 0 203 10 146 156 156 156 156 156 156 167 167 166 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 &lt;</td> <td>Šířka integrace   [m]   0,2   0,4   0,6   0,8   1   1,2   1,4   1,6   1,8   2   2,4   2,6   2,8   3   7   Kříž     Moment 2D m,ed,y-   [Klm/m]   56   74   87   96   103   109   114   118   121   129   133   135   577   577     Moment 2D m,ed,y-   [Klm/m]   402   336   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   203   0     Normálová síla n,ed   [Kl/m]   402   336   295   253   131   107   83   60   37   203   0     Moment 1D Med   [Kl/m]   146,5   161,3   162,6   161,3   162,4   156,3   155,5   151,1   147,7   144,5   141,3   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   <t< td=""><td>Šiřka integrace   [m]   0,2   0,4   0,6   0,8   1   1,2   1,4   1,6   1,8   2   2,4   2,6   3   3   2   7   Kříž     Moment 2D m,edy-   [km/m]   56   74   87   96   103   109   114   118   121   124   123   133   135   577   577   577     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   336   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   0     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   704   765   714,7   144,5</td><td>Šiřka integrace   [m]   0.2   0.4   0.6   0.8   1   1.2   1,4   1,6   1,8   2   2,2   2,4   2,6   3   2   2   2   2   2,4   2   <th2< th="">   2   2   2</th2<></td></t<></td>	Šířka integrace [m] 0,2 0,4 0,6 0,8 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2 2,2 2,4 2,6 3 7 Kříž   Moment 2D m,ed,v- [kNm/m] 56 74 87 96 103 109 114 118 121 124 133 133 135 577 577 577   Normálová síla n,ed [kN/m] 402 336 331 298 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0   Normálová síla n,ed [KN/m] 402 336 267 238 210 184 157 131 107 83 60 37 203 0 203 0 203 0 203 10 146 156 156 156 156 156 156 167 167 166 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 165 <	Šířka integrace   [m]   0,2   0,4   0,6   0,8   1   1,2   1,4   1,6   1,8   2   2,4   2,6   2,8   3   7   Kříž     Moment 2D m,ed,y-   [Klm/m]   56   74   87   96   103   109   114   118   121   129   133   135   577   577     Moment 2D m,ed,y-   [Klm/m]   402   336   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   203   0     Normálová síla n,ed   [Kl/m]   402   336   295   253   131   107   83   60   37   203   0     Moment 1D Med   [Kl/m]   146,5   161,3   162,6   161,3   162,4   156,3   155,5   151,1   147,7   144,5   141,3   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9   146,9 <t< td=""><td>Šiřka integrace   [m]   0,2   0,4   0,6   0,8   1   1,2   1,4   1,6   1,8   2   2,4   2,6   3   3   2   7   Kříž     Moment 2D m,edy-   [km/m]   56   74   87   96   103   109   114   118   121   124   123   133   135   577   577   577     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   336   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   0     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   704   765   714,7   144,5</td><td>Šiřka integrace   [m]   0.2   0.4   0.6   0.8   1   1.2   1,4   1,6   1,8   2   2,2   2,4   2,6   3   2   2   2   2   2,4   2   <th2< th="">   2   2   2</th2<></td></t<>	Šiřka integrace   [m]   0,2   0,4   0,6   0,8   1   1,2   1,4   1,6   1,8   2   2,4   2,6   3   3   2   7   Kříž     Moment 2D m,edy-   [km/m]   56   74   87   96   103   109   114   118   121   124   123   133   135   577   577   577     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   336   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   0     Normálová síla n,ed   [kN/m]   402   331   298   267   238   210   184   157   131   107   83   60   37   213   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   703   704   765   714,7   144,5	Šiřka integrace   [m]   0.2   0.4   0.6   0.8   1   1.2   1,4   1,6   1,8   2   2,2   2,4   2,6   3   2   2   2   2   2,4   2 <th2< th="">   2   2   2</th2<>

Můžeme jasně vidět, že deformace křížového průřezu je asi 2x větší než průřezu T (Obr. 14). Na desce s křížovými trámy ovšem nevidíme žádné normálové síly (Obr. 18), protože průřez konstrukce je zcela symetrický podle střednicové roviny desky. Nevzniká tedy přídavná normálová síla (popř. moment), což urychluje práci, ale platíme za to nepřesnými výsledky. Značně nadhodnotíme průhyby konstrukce, a navíc nám vyjde menší ohybový moment na trámu (Tabulka 1), jelikož průřez konstrukce bude ve skutečnosti působit jako T průřez (křížový průřez je pouze zjednodušením ve výpočetním modelu). Dále můžeme vidět, že nadhodnocujeme moment vzniklý v poli desky, který je v případě T průřezu výrazně nižší (Obr. 16).

Křížový průřez tedy není vhodné používat, protože jeho tvar není přesnou reprezentací skutečné konstrukce.

Zaměřme se tedy na 2 zbývající modely s trámy s T průřezy. V případě desky s trámy vymodelovanými nástrojem žebro závisí vnitřní síly na žebru na použité integrační šířce žebra. Program tuto šířku sice nazývá efektivní, ale vzhledem k tomu, že vnitřní síly zobrazené na 1D žebru jsou výsledkem integrace napětí na desce v ploše vymezené danou šířkou, rozhodl jsem se nazývat ji integrační. Z tabulky (Tabulka 1) a grafu (Obr. 23) můžeme vidět, že stejných výsledků ohybového momentu M<sub>Ed</sub>, který použijeme na návrh výztuže a který v sobě zahrnuje složky My i N\*e, dosahujeme při buď velmi malé nebo velmi vysoké integrační šířce. Kdybychom nechali integrační šířku spočítat program, dostali bychom šířku 2 metry a náš moment M<sub>Ed</sub> z modelu se žebrem (153,5 kNm) by byl oproti modelu s podoblastí (146,9 kNm) nadhodnocen o 4,6 %.

Nyní zhodnoťme výsledky pro desku s trámy tvořenými podoblastí. Napětí na dolním líci trámu je 12,6 MPa (Obr. 22). Můžeme vidět, že normálová síla na horní hraně desky se snižuje směrem od trámu do pole (Obr. 20), přesně tak jak by tomu u T průřezu mělo být kvůli vlivu smykového ochabnutí. Ohybový moment pro trám šířky 200 mm spočtený na modelu s podoblastmi je My = 277 kNm/m \* 0,2 m = 55,4 kNm a normálová síla je N = 2033kN/m \* 0,2 m = 406,6 kN pro trám šířky 200 mm (Tabulka 1). Spočítejme napětí u dolní hrany obdélníkového průřezu 200 x 450 mm.

Moment setrvačnosti ly	0,001519	[m4]
Vzdálenost od těžiště z	0,225	[m]
Plocha průřezu A	0,09	[m2]
Ohybový moment My	54,4	[kNm]
Normálová síla N	406,6	[kN]
Sigma	12,58	[MPa]

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * z + \frac{N}{A}$$

Můžeme vidět, že při ručním výpočtu napětí na průřezu dostaneme stejné hodnoty jako z programu.

Můžeme si ale klást otázku jak to, že je moment  $M_{Ed} = 146,9$  kNm (Tabulka 1) větší než maximální možný moment spočtený na trámu ručním výpočtem na základě idealizovaného působení konstrukce (rozdělení na jednosměrně pnutou desku a trám). Deska má rozpon 6 metrů, trámy jsou od sebe vzdálené 3 metry a zatížení je 10 kN/m<sup>2</sup>. Při ručním spočtení momentu se dostaneme na hodnotu  $M_{Ed} = 1/8*3*10*6^2 = 135$  kNm. Kde se tedy bere hodnota 146,9 kNm?

Větší moment je způsoben koncentrací tahové normálové síly v části desky s trámem (podoblastí). Celá soustava musí být v rovnováze, proto součet všech normálových sil v každém trámovém pruhu musí být roven nule. Nicméně téměř všechny tahové normálové síly jsou soustředěny pouze do trámu, zatímco tlakové normálové síly jsou rozloženy v celé šířce desky. Normálové síly pouze na části desky sousedící s trámem tedy v rovnováze nejsou a proto dochází k nadbytku normálové síly na excentricitě, která zvyšuje moment. Tento zvýšený moment nám vlastně vyjadřuje koncentraci tahových napětí v dolní části trámu.

$$a_{s,req} = \frac{bdf_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}} \right)$$

#### Rovnice 1 Nutná plocha výztuže od ohybového momentu

Nyní na základě vnitřních sil stanovme nutnou plochu dolní výztuže trámu. K tomu můžeme použít buď ruční výpočet (Rovnice 1) nebo modul Beton programu SCIA Engineer který automaticky stanoví nutnou plochu výztuže na základě vnitřních sil, vlastností betonu, geometrie průřezu, polohy výztuže v průřezu a krytí.

Ze získaných dat (Tabulka 1) můžeme vidět, že ruční výpočet na základě momentu  $M_{Ed}$ , který zahrnuje vliv normálové síly na excentricitě a výsledky programu SCIA Engineer se liší pouze o nižší jednotky procent. V případě desky modelované s prvkem žebro je odchylka menší v případě buď velmi malé nebo velmi velké integrační šířky a směrem doprostřed se odchylka zvětšuje, jak roste moment  $M_{Ed}$ .

Jako nejefektivnější metodu pro stanovení nutné výztuže trámů, která zároveň přesně odráží skutečný tvar konstrukce, tedy považuji vymodelovat trámy pomocí podoblastí tvořících průřez skutečného tvaru T. Tato metoda vede ke stanovení odpovídajícího vyztužení a zároveň při ní do výpočtu nevstupuje nejistota v podobě stanovení vhodné integrační šířky desky. Na této konstrukci následně použít modul Beton a přímo zjistit nutné plochy výztuže bez ručního výpočtu z ohybových momentů a normálových sil. Doporučuji před návrhem důkladně nastavit krytí výztuže, třídu betonu a vzdálenosti výztuže od povrchů. Nicméně vzhledem k tomu, že se výztuž většinou navrhuje na využití 60 – 70 %, tak je velmi nepravděpodobné, že by tyto případné drobné nedostatky představovaly pro konstrukci nebezpečí.

## 4.2 Model 1 – Centrické trámy

Model, který byl použit při skutečném návrhu nyní stojící konstrukce, bude nazýván "Původní model" a bude mít číslo 1. Model byl vytvořen v programu SCIA Engineer verze 18. V rámci práce byla z modelu vyjmuta pouze zkoumaná část se třemi trámy, která jsou předmětem detailního zkoumání této práce. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

Zkoumané trámy byly modelovány pomocí nástroje podoblast. Střednice podoblasti tvořící trámy byla umístěna do střednice desky. Ve skutečnosti nebyly přesně tímto způsobem modelovány všechny trámy v objektu. Některé trámy byly modelovány s excentricky umístěnou podoblastí (T-průřez), nicméně většina trámů byla modelována s podoblastí bez excentricity. Předpokládám tedy, že trámy na excentricitě byly odchylky od zavedené konvence tvoření modelu. Předpokládám, že tyto odchylky vznikly z důvodu většího počtu osob, které se podílely na práci na modelu a postupně v průběhu projektu model upravovaly. V rámci této práce budu tedy všechny trámy ve Stávajícím modelu uvažovat jako podoblasti bez excentricity. V závěru tak bude možné ověřit, jaké výsledky tento způsob modelování přinese.



Obr. 24 Řez modelem s trámy bez excentricity

Při pohledu na výsek objektu obsahující nosnou stěnu podpíranou zkoumanými trámy (Obr. 24) vidíme, jak trámy vystupují nad horní úroveň desky. Stropní deska nad 1.PP má tloušťku 300 mm. Trámy 1 a 2 mají celkovou výšku 600 mm a trám 3 má výšku celkovou 800 mm. Půdorysné rozměry trámů jsou 2000 x 4720 mm. Střednice sloupů leží 1000 mm od okraje trámů.

Jak bylo pospáno v kapitole 4.1 Způsoby modelování trámů, vzhledem k tomu, že jsou trámy modelovány nástrojem podoblast, nás bude zajímat minimální nutná výztuž spočtená modulem Beton. Porovnání nutné výztuže budeme provádět pro mezní stav únosnosti za použití kombinace 6.10.



Obr. 25 Axonometrie trámu

Ve výsledcích uvedených dále uvidíme větší obdélníky, což jsou samotné zkoumané trámy. Uvnitř každého z obdélníků jsou dva menší, které obsahují velké množství vnitřních uzlů. Menší obdélníky jsou rozšířené hlavice sloupů 1.PP podpírající sloupy. Vnitřní uzly na hlavici jsou potom 1D prvky průřezu 300x300 mm, které modelují vibroizolaci vloženou mezi trámy a sloupy 1.PP. Pro lepší představu je na Obr. 25 uvedeno axonometrické schéma předmětného detailu. Pruty vibroizolace jsou modelovány ze stejného materiálu jako železobetonové konstrukce a mají tedy stejnou tuhost. Pro rozdělení vnitřních sil není důležité, jakou konkrétní tuhost budou prvky vibroizolace mít. Důležité je hlavně, aby všechny prvky vibrozilocae měly tuhost stejnou. Pruty vibroizolace jsou v modelu nastaveny tak, aby přenášely pouze osové síly. Program u 1D dílců umožňuje zvolit možnost "přenáší pouze osové síly".

Zmíněné 1D pruty modelující vibroizolaci přenášejí pouze normálové síly. Vzhledem k velikosti modelu není použit nelineární výpočet a připouští se vznik tahu. Můžeme ale vidět, že tahy ve vibroizolaci mezi sloupy a trámy nevznikají (Obr. 26).



Obr. 26 Normálové síly ve vibroizolaci

Při popisu nutné plochy výztuže trámu se osou trámu rozumí přímka jdoucí středem trámu rovnoběžná s delší stranou trámu.

8	8	8	8	7	7	6	6	6	6	4	4	4	4	4	5	5	5	8	8	9	8	7	7	4	4	4	4	5	5	5
9	22	29	34	31	31	30	24	14	5	4	4	8	19	27	29	29	28	25	19	10	10	19	27	32	31	31	32	25	16	6
9	22	17	17	17	16	16	16	18	7	4	4	15	17	18	18	18	17	16	20	12	11	20	12	12	12	12	12	12	16	6
9	22	18	18	18	18	18	18	21	8	0	0	18	17	18	18	18	18	18	23	14	12	20	12	12	13	13	13	13	17	6
9	19	18	18	18	18	18	18		8	0	0	18	17	18	18	18	18	18	25	15	12	19	12	12	13	13	13	13	18	6
8	19	18 19	18 19	18 10	18 18	18	18 18		0	0	0	19	17	• 18	• 18	18	18	19	27	16	12	21	13	13	13	13	13	13	18	6
4	18	18	21	21	20	19	17	20	0	0	0	17	17	18	18	18	18	18	27	17	12	21	13	13	13	13	13	14	17	
4	0	19	17	17	19	17	16	17	0	0	0	4	14	16	16	15	15	15	27	17	12	21	12	13	13	14	14	12		
			<b>.</b>		10	11			-	+			L								12	2 19							18	4
0	0	14	13	14	12	11	11	15	0	0	<u>ع</u> و	16	14	16	16	16	14	14	25	17	11	18	12	12	12	12	12	12	16	4
0	0	9	9	12	10	9	9	0	0 0	0	000	17	17	18	18	17	17	17	26	17	12	21	14	14	14	14	14	14	19	4
0	14	17	17		16	16	16	0	0 0	• 0	0	21	20	21	21	20	20	20	26	16	12		15				15	15	21	7
0	9	17	• 14	13	13	14	13	0	0	0	0		21	• 21	•	20	20	20	26	15	12		15	•	15	15	15	15	20	7
0	11	14	14	13	14	14	14	12	0	0	8		20	20	21	20	20	20	26	14	12	22	15	15	15	15	15	15	20	7
0	11	13	12	13	13	14	14	12	0	0	8		20	20	20	20	20	20	26	14	12		15	•	• •	15	15	15	19	6
0	11	12	10	13	14	12	12	11	0	0	7	22	19	19	21	21	19	18	25	13	12	28	15	15	15	15	15	14	19	6
0	8	15	19	19	20	19	14	5	0	0	6	16	28	35	37	37	37	33	• 25	12	12	28	75	70	17	15	75	28	10	7
0	4	4	4	4	4	4	4	0	4	4	5	5	6	6	6	6	7	9	9	10	9	9	9	6	5	4	5	5	5	6

*Obr. 27 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm<sup>2</sup>/m]* 

11	14	14	14	13	12	11	12	12	9	7	8	9	10	9	9	9	9	9	9	8	5	5	5	4	5	5	6	6	6	5
11	28	28	28	22	21	24	23	22	8	7	8	18	20	20	18	17	16	16	15		5	10	10	10	8	9	14	14	14	5
11	36	15	15	15	15	15	14	33	10	7	7	29	15	15	15	15	14	12	19	8	5	14	11	11	11	11	11	11	19	5
8	37	19_	19	19	18	18	18	35	8	7	7	31	15	15	15	15	14	13	19	6	4	14	0	0	0	0	0	P	20	4
8	35	19	19	19	18	18	18	36	7	5	6	31	о	0	0	15	15	14	21	6	4	13	0	0	0	0	0	0	20	4
0	35	1 <mark>8</mark> 0	• • •	• 19 • 0	19	18	18 0	36	0	0	0	0	0	• 0	• •	15	15	0	0	0	4	0	0	• 0	• •	• •	۰.	0	0	0
0		0	0	0	0	0	0	о	0	0	0	59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	48	0	0	0	0	0	0	64	0
0	56	0	0	0	0	0	0		0	0	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0	c	52	0	0	0	0	0	0	66	0
0	56	0	0	0	0	0	0	63	0		0 0	65	0	0	0	0	•	0	33	0	c	. 51	0	0	0	0	0	0	66	0
0	56	0		0	0	0	0	67	č		00	69		Ŭ	Ū	U	Ŭ	0	33	0	0	51		Ŭ	Ŭ	Ŭ	Ŭ	, in the second s	66	0
0				, 		0	-	63	0 0	- 0	0	0	0	0	0	0	0	~	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0		•	•	0	0	•	30	0	0	0	32		•	•	•	0	6	27	6	4	26		•	•	0	0	•	32	4
0	17	0	•••	0	0	0	0		0	5	6	32	17	•	0	0	0	16	26	6		20	0	•••	0	0	0	0	32	
4			• •	• 10	10	11		19	6	5	6	32		• "	• 17	• '' •	· '' •	-	27	6	-	25		• 12	• 12	12	12	2	32	1
4				10	11	0		19	5	0	-	32	14	14	17	17	13	12	21		2	29		12	12	12	12		31	-
	<u> </u>	Ů						19	5	0	<u>_</u>	29						12	20	0	<u>_</u>	28	11	12	12	11		11	29	D
4	11	11	11	11	12	13	13	12	5	6	7	16	19	19	18	18	20	20	20	ð	7	22	22	23	16	15	21	21	21	7
4	6	6	6	6	5	6	6	5	5	5	7	8	9	9	9	9	9	9	9	8	7	8	9	9	8	7	8	8	8	7

*Obr. 28 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm<sup>2</sup>/m]* 

Pro horní výztuž mohou být jako maximální hodnoty nutné plochy výztuže brány hodnoty dosažené v desce v oblasti sousedící s trámem. Tato výztuž by do trámu stejně musela zasahovat. Například pro horní výztuž ve směru X na trámu 2 vychází nutná výztuž přímo na trámu pouze 20 cm<sup>2</sup>/m, ale hned vedle na desce je to 27 cm<sup>2</sup>/m. Tato výztuž desky bude muset být zakotvena do trámu a bude tedy v podstatě tvořit horní výztuž i na trámu. Z toho důvodu je v dále uvedené srovnávací tabulce (Tabulka 8) v těchto případech uvedena minimální nutná výztuž, která se ve skutečnosti vykytuje na desce a ne na trámu.

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	• 0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	。 •	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0
0	0	0	0	0	0	0	-•	0	0	4	6	4	0	0	0	0	0	P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	8	4	0	•••	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	о	0
0	0	0	•	• •	• • •		_0	0	7	8	9	4	0	•	•	• •	•	0	0	0	0	0	0	• 0	• 0	• •	•	0	0	0
7	0	о	0	0	0	0	о	0	11	11	13	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	о	6
8	23	0	0	0	0	0	0	0	14	15	16		0	0	0	0	0	0	0	0	С	0	0	0	0	0	0	0	о	6
8	23	0	0	0	0	0	о	0	14	14	15 16	4	0	0	0	0	0	0	0	0	с	•	0	0	0	0	0	0	4	6
6	23	11	1	0	9	0	0	13	11 12	10	<sup>5</sup> 16 <sup>15</sup>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
4	4	0	0		0	0	0	11	11 12	15	14	0	0	ő		0	0	0	0	0	0	0	0	0	Č	ő	0	0	о	0
5	0	0	0	• • •	• • •		0	16	10	10	10	0	0	• 0	• 0	• • •		0	0	0	0	0	0	•	• •	• • •		0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	o	4	8	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	••	0	0	0	0	о	0
4	0	0	0	0	0	0	•	4	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•	•	0	0	•0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	6	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	о	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

*Obr. 29 Nutná dolní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm<sup>2</sup>/m]* 

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	٥	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	• 0	• T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	°,	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	P	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	P	0	0	0	0	11	11	11	12	12	12	0	0
0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	18	18	18	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	12	12	12	0	0
7	0	30	• • •	0	0	0	20	0	5	7	9	41	39	• 18	• 18	• •	•	30	29	8	0	35	21	. 22	24	26	26	26	40	4
11	114	30	37	38	37	33	21	54	16	16	17	0	39	40	40	36	33	30	59	11		108	24	22	24	26	26	27	0	-
11	0	36	38	38	38	37	31	110	18	19	19	0	42	42	42	39	36	32		11	4	100	23	24	26	27	26	26	<u> </u>	<i>_</i>
			+		50		Ŭ.			19	20.00						•		07	10	4	• 112							0	
11	0	38	39	39	40	38	38	0	18	17	$5^{20}$	0	39	40	40	37	34	31	37	12	4	112	23	25	26	28	28	27	0	7
10	0	38	38	3 39	40	39	38	o	14 17	17	9 19' -	0	39	40	40	37	34	30	96	12	4	113	24	25	26	27	27	27	0	6
7	112	36	36	76	37	38	37	0	14 14	17	16	56	39	22	22	10	19	30	43	8	0	50	24	25	26	27	27	27	58	4
6	46	36	18	24	27	28	28	105	13	12	10	0	22	• 22	• 22	19	19	19	0	0	0	0	14	•	20 • • •	16	16	15	0	0
4	0	16	18	24	28	28	28	о	5	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	о	о	•	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	о	0	0	0	0	0	•0	0	0	0	0	0	•	• •	0	0	•	0	0
0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	• 0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				0	0	0		0	Ĭ	, in the second		5	Ű	Ű	5		ž	Ĭ
Ŭ	0	v	0	U	0	0	U	0	U	U	U	0	U	0	U	0	U	U	0	U	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

*Obr. 30 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm<sup>2</sup>/m]* 

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	18	17	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	<u> </u>	0	12	0	0	0	0	0	0	12	0
0	15	12	10	9	9	9	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	9	12	°.	0	13	0	0	0	0	0	9	11	0
0	12	12	14	15	15	14	10	0	0	0	0	0	9	12	13	12	11	10	13	13	0	11	9	9	9	9	9	9	0	0
0	15	16	14	0	0	13	17	15	0	0	0	16	19	14	0	0	11	15	18	15	0	13	11	9	0	0	9	14	13	0
10	17	21 28	28 40	27 40	25 37	25 34	21 28	21	11	11	0	26	33	• 28	• 27	26	25	19	20	17	10	16	16	• 18	19	20	20	22	19	0
11	24	30	38	36	31	28	26	29	16	17	15	36	42	40	39	35	29	18	22	19	0	16	18	24	27	28	28	27	25	0
13	28	38	46	28	23	22	22	26	29	29	21	45	42	40	39	33	20	9	23	20	0	0	16	20	23	25	25	26	35	13
0	18	16	23	16	16	17	19	22	19	13. 15	2 17	36	32	35	35	29	16	0	22	20	0	0	13	17	20	21	22	25	34	12
0	20	19	0	9	9	12	15	22	0 0	0 12	12 <sup>12</sup>	33	32	35	34	30	23	15	22	19	0	15	15	20	22	23	24	25	25	0
0	16	34	55		61	56	45	35	0 21	26	15	29	34	36	76	34	29	21	21	17	10	16	17	23	26	27	27	25	21	0
0	18	27	37	44	44	42	36	28	11	15	16	25	28	• 27	25	24	24	20	20	15	10	14	14	• 17	17	18	19	19	16	0
0	12	17	15	0	0	19	22	14	0	9	11	19	19	15	0	0	12	16	18	13	10	13	10	9	0	0	9	12	13	0
0	0	9•	12	13	14	13	-9	0	0	0	0	12	12	15	15	14	13	12	15	12	0	11	9	9	10	-11	10	•9	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	9	9	9	9	11	17	11	0	16	10	0	0	0	9	9	13	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	16	0	0	18	14	0	0	0	0	14	16	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

*Obr. 31 Nutná smyková výztuž [cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>]* 



Obr. 32 Lineární pružná deformace trámů ve směru z

Nejedná se o relativní deformaci pouze stropu (Obr. 32), jak můžeme vidět, posun nastává i v místě sloupů. Jedná se o globální deformaci celého modelu, která v sobě zahrnuje i sednutí základů. Vykreslení deformací slouží k tomu, abychom viděli, jak se liší deformace různých modelů.



Obr. 33 Normálové síly na integračních dílcích

Na modelech budou dále porovnávány normálové síly jdoucí do pěti bodů konstrukce. Zkoumanými body jsou středy trámů 1, 2 a 3 a také okraje stěny, kde vynášená stěna dosedá na obvodové suterénní stěny. Tyto body se nazývají okraj 1 a okraj 3, podle toho, ke kterému trámu jsou blíž. Do těchto pěti bodů byly umístěny integrační dílce. Integrační plocha dílců se rovná příslušné zatěžovací šířce daného bodu (Obr. 34).

![](_page_29_Figure_4.jpeg)

Obr. 34 Schéma zatěžovacích šířek

Hranice zatěžovacích ploch jsou uvažovány vždy v polovině vzdálenosti mezi podporami.

Porovnání sil ve zkoumaných bodech slouží k tomu, abychom viděli, jak velkou sílu jednotlivé podpory v každém modelu přenášejí. Z toho můžeme sledovat, jestli trámy odlehčujeme nebo přitěžujeme.

![](_page_30_Figure_1.jpeg)

Obr. 35 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Na trajektoriích napětí ve vynášené stěně můžeme vidět, jak moc se stěna chová jako stěnový nosník, případně jestli zatížení směřuje přímo do trámů nebo svisle dolů do desky a poté z desky do trámů.

## 4.3 Model 2 – T-trámy

Model, kde budou trámy tvořeny podoblastí s excentricitou, bude nazýván "Model s T-trámy". Trámy zde tvoří T-průřez a geometrie modelu odpovídá geometrii skutečné konstrukce. Model je stejný jako model 1. Jediným rozdílem je, že podoblasti tvořící trámy jsou umístěny na excentricitě. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

7	8	8	9	8	8	7	6	8	7	4	4	4	5	6	6	6	6	9	10	10	8	8	7	5	4	4	4	5	5	4
8	15	25	31	31	31	31	26	13	7	4	4	9	20	28	30	29	27	23	17	10	10	17	25	29	30	30	29	22	13	5
8	16	11	11	11	11	12	14	17	7	4	4	14	16	15	13	13	12	12	17	11	10	16	12	12	12	12	12	12	13	6
9	17	15	14	13	12	12	13	16	7	0	0	14	14	13	13	14	14	15	19	12	11	17	12	12	12	12	12	12	14	5
9	20	17	15	14	13	12	13	16	6	0	0	12	12	13	14	15	15	17		13	11	21	12	12	12	12	12	12	14	5
9		20	- 18	17	15	13	14	15	0	0	0	11	12	• 14	• 14	• • •		18	28	14	10		13	• 12	• • •	12		13	18	5
4	22	21	20	19	18	16	15	14	0	о	о	9	13	15	16	17	17	19	28	15	10		14	13	12	12	12	14	18	0
4	4	21	19	18	17	15	11	15	0	0	0	0	10	14	15	15	16	16	28	15	10	23	12	13	14	14	15	13	15	0
0	4	16	16	16	13	11	9	10	0	0	ಿಂ	0	13	15	15	15	15	14		15	10	24	14	14	13	12	12	12	11	0
0	4	9	12	2 14	12	10	9	0	0 0	0	000	14	13	15	16	17	17	19	28	15	11		16	15	15	14	14	13	14	0
0	11	16	16	16	16	17	18	0	0 0	0	0	18	15	16	17	18	18	21	28	14	11	28	16	15	14	14	13	13	16	6
0	12	14	13	13	14	14	16	0	0	0	0	15	15	• 15	• 16	17	17 •	20	28	13	11	27	15	• 14	14	13	12	12	17	6
0	9	10	12	13	13	14	15	0	0	0	6	17	14	14	15	16	17	18		13	10		14	13	13	12	12	12	17	6
0	9	11	11	10	9	10	11	7	0	0	7	19	16	14	15	15	15	17		12	10		13	• 13	12	12	12	12	18	6
0	10	10	9	9	9	9	10	8	0	0	8	20	16	14	14	14	12	12	19	12	10	<mark>2</mark> 2	12	12	12	12	12	13	17	6
0	9	16	21	21	20	19	13	4	4	4	7	17	29	36	38	37	35	29	19	12	11	22	31	37	36	36	35	27	15	7
0	4	5	5	5	4	4	4	0	4	4	7	7	7	8	8	8	8	10	11	10	9	9	10	8	6	5	5	6	5	6

Obr. 36 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

10	12	12	12	12	12	11	10	12	10	7	7	9	9	9	9	8	8	9	9	8	4	5	4	5	5	5	6	6	5	4
11	21	20	21	19	19	21	21	19	9	7	8	17	19	19	17	15	13	11	14	•	5	9	9	9	10	11	11	11	11	5
11	31	10	12	13	13	13	12	31	9	6	7	27	14	14	14	14	13	10	18	8	4	14	11	11	11	11	11	11	17	5
8	35	16	17	18	17	15	13	32	6	6	6	27	12	13	14	14	14	13	17	5	4	13	0	0	0	0	0	P	17	4
8	38	18	19	18	17	16	14	30	4	4	4	24	0	0	0	15	16	15	22	4	4	16	о	0	0	0	0	0	16	4
0	38	20 0	• 20	19	18	16	15 0	26	0	0	0	0	0	• •	•	16	17	0	0	0	4	0	о	• 0	0	٥.	٥.	0	0	0
	30		0	0	_0	0	•	0	0	0	-	6.4	0	0	0	0	0	0	0	0		10	o	0	0	0	0	0	5.0	Č
	55		0	0	0	0	, i	45	Č			04	0	0	0	0	0	0	0	õ	0	29	0	0	0	0	0	0	50	
0	51	0	•	0	0	0	0		0	0	0	71	Ľ						Ĭ	0	0	45							63	0
0	55	0	0	0	0	0	0	64	0	0	<u>م</u> و	69	0	0	0	0	0	0	34	0	0	43	0	0	0	0	0	0	66	0
0	55	o	0	0	0	0	0	64	0 0	0	0 0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39	0	0	0	0	0	0	64	0
0		0	-		0	0	0	59	0 0	• 0	0	0	0	č	0	Ŭ	č	0	0	0	4	0	0		_			0	o	0
0	0	0	• _ •	• ^ •	· .	<b>.</b>	ő	34	0	0	0	24	0	•	• ^ •	• • •	•	0	28	4	4	30	0	•	• • •	•		0	27	4
0	14	о	•	0	0	0	0	11	0	4	4	27	12	15	16	17	17	17	28	5	4	29	13	•	14	13	12	11	29	4
4	16	10	12	11	11	11	10	14	4	4	4	29	13	• 14	15	16	16	15	26	6	4	27	11	•	13	13	12	4,	31	5
4	17	0	9	11	10	8	8		÷			27	12	12	16	15	11	8	27	8	6			12	12	12		12	0.0	7
-	Ξ.	, in the second		<u> </u>			Ŭ	15	4	5	0	<i>21</i>	12				<u> </u>	Ŭ	25	0	0	25		12	12	12	15	12	28	1
4	11	12	13	13	11	12	11	9	5	5	6	16	18	18	17	16	15	14	14	9	7	17	17	18	17	18	20	19	17	8
5	6	7	7	7	6	6	6	5	5	5	7	8	9	9	9	8	9	8	9	8	7	8	8	9	8	8	8	8	8	8

Obr. 37 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

Pro horní výztuž mohou být jako maximální hodnoty nutné plochy výztuže brány hodnoty dosažené v desce v oblasti sousedící s trámem. Tato výztuž by do trámu stejně musela zasahovat. Například pro horní výztuž ve směru X na trámu 2 vychází nutná výztuž přímo na trámu pouze 20 cm<sup>2</sup>/m, ale hned vedle na desce je to 38 cm<sup>2</sup>/m. Tato výztuž desky bude muset být zakotvena do trámu a bude tedy v podstatě tvořit horní výztuž i na trámu. Z toho důvodu je v dále uvedené srovnávací tabulce (Tabulka 8) v těchto případech uvedena minimální nutná výztuž, která se ve skutečnosti vykytuje na desce a ne na trámu.

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0
0	٥,	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	• 0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	o –	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	P	0	0	5	8	4	0	•	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	P	0	0
0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	6	9	4	0	•••	0	0	0	0	0	0	0	0	о	•	0	0	0	0	0	0
0	0	0	• • •			<u>.</u>	0	0	8	6	9	4	0	• 0	• •	• •	•	0	0	о	0	0	0	• 0	• •	۰.	۰ ،	0	о	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	7	8	11	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
5	16	0	0	0	0	0	0	0	9	11	12	13	0	0	0	0	0	0	0	0	c	0 0	0	0	0	0	0	0	0	6
6	20	9	0	0	9	0	0	0	10	10	8 11	9	0	0	0	0	0	0	0	0	(	0 0	0	0	0	0	0	0	0	6
6	22	12	9	9	9	9	0	9	o 9	9	0 11 11	0	0					0	0	0	0	0	0					0	0	5
5	4	0	-			•	_	6	9 9	11	9	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0
4	0	ŏ	• _ •	•	•	<u>.</u> .	6	7	9	8	6	0	0	•	•	• • •	•	0	0	0	0	0		•	• •	0	•		0	0
4	0	o	0	0	0	0	0	13	8	6	0	0	0	•••	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•••	•	0	••••	0	0	0
4	0	0	• •	0	0	•	•0	4	8	6	0	0	0*	•	• •	0	0	-0	0	0	0	0	•	•	• •	•	•	•	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	7	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	4	4	4	5	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0

Obr. 38 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm2/m]

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	• 0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	°.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	11	11	11	12	12	12	0	0
0	о	о	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	19	19	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	12	13	13	0	0
4	о	27	•	•	0	0 26	0 23	0	5	4	6	37	41	• 20	20	•	۰	28	22	6	0	26	21	22	24	25	26	27	29	4
6	105	31	37	38	30	36	28	48	10	12	13	117	44	41	40	37	34	31	47	8	,		25	23	24	26	26	31	106	2
	109	40	37	40	41	41	30	93	11	14	13	115	49	44	42	40	38	36	54	7	4	94	30	28	27	27	27	31	100	5
_	103	40	<b>.</b>	40		41	38			17	15										C	97							106	5
5	112	48	44	41	41	41	45	109	12	13	3 12	110	43	40	40	38	37	38	85	8	c	98	28	27	28	28	30	34	110	4
5	114	46	4	3 42	41	41	44	107 g	12	13	13'2	109	44	40	30	37	35	33	52	9	4	100	26	26	27	28	20	32	113	4
4	102	42	- 38		38	38	38	104	9 10	12	10	42	41					29	34	7	0	39	23	20	27	20	20	29	48	4
4	38	40	•	38			28	88	9	8	6	o	23	• 23	23	20	19	16	0	0	0	0	11	•	27	27	28	16	0	0
4	0	18	20	24	25	25	25	0	4	0	0	0	0	•	0	0	0	o	0	0	0	0	0	••	14	16	16	0	0	0
0	0	0	• •	0	0	•	•	0	0	0	0	0	0*	• •	0	0	0	-0	0	0	0	0		•	• • •	• •	•	•	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	о	0	0	0	0	õ	ő		Č	0	-				0
								- T	-	-	-								•		U	Ū.	0		0	0	0	Ŭ		Ŭ
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 39 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

				-									~	~	~								~	~	~	~				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	18	16	0	0	0	0	12	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	16	•	0	12	0	0	0	0	0	0	11	0
0	14	12	10	9	0	9	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	12	°	0	12	0	0	0	0	0	9	11	0
0	11	12	15	15	15	14	10	0	0	0	0	0	9	13	13	12	12	11	13	12	0	11	9	9	9	10	10	9	0	0
0	15	18	15	0	0	14	18	15	0	0	0	17	21	15	0	0	12	16	18	15	0	14	12	9	0	0	10	15	14	0
0	19	22 30	28 38	26 39	25 36	25	21 30	22	0	0	0	28	36	• 27	26	25	24	20	21	17	o	17	17	• 17	• 18	19	20	23	20	0
0	28	33	36	34	29	26	28	30	16	17	14	40	44	39	38	33	27	19	23	19	0	18	19	23	26	27	27	28	26	0
13	31	40	46	27	22	21	24	28	28	29	21	47	44	40	39	33	19	9	23	21	c	0	16	20	23	25	25	27	35	12
0	0	16	23	15	16	16	20	23	19	0	۹ <mark>.</mark> 17	38	33	76	75	10	16	0	23	21	c	0	14	18	20	21	22	26	33	0
0	20	19		9	0	12	15	23		0	0 0	36		33	55	30		16	23	19	0	0	17					26	26	0
0	18		Ŭ		5	12		30	0 10	24	15	30	54	33	32	28	23		22	17	0	16		19	21	23	23	20	21	0
0	20	35	54	54	60	54	46	30	19		15	26	36	35	35	33	28	23	21	15	0	15	19	• 22	25	26	26	2/	17	0
Ŭ	20	29	36	43	43	40	38	30	0	14	10	20	- 30	26	24	23	23	22	<u> </u>		Ŭ	10	16	16	16	17	18	21		Ŭ
0	13	18	16	0	0	19	24	15	0	0	10	19	20	16	0	0	13	17	18	13	0	13	-11	10	•	0	10	13	13	0
0	0	9	13	14	14	14	10	0	0	0	0	12	12	16	16	15	14	13	14	12	0	0	9	10	11	11	11	•9	0	0
0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	9	9	0	0	10	12	17	11	0	16	10	0	0	0	9	9	13	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	13	17	0	0	17	13	0	0	0	0	14	16	0
0	0	0	0	о	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

#### Obr. 40 Nutná smyková výztuž [cm2/m2]

Můžeme se pozastavit nad tím, proč výsledky programu místy neukazují žádnou nutnou výztuž nad podporou ve směru Y rovnoběžném s osou trámu (Obr. 39). Je tomu proto, že trám se chová jako prosté vzpěradlo, kde dolní výztuž funguje jako táhlo. Tah nad podporami tedy ve směru Y nevzniká. Horní momenty naopak vznikají ve směru X kolmém na osu trámu, protože se jedná o směr, ve kterém se pne deska mezi trámy (Obr. 41).

![](_page_33_Figure_4.jpeg)

Obr. 41 Působení trámu a absence tahu u horního povrchu

![](_page_33_Figure_6.jpeg)

Obr. 42 Lineární pružná deformace trámů ve směru z

![](_page_34_Figure_1.jpeg)

Obr. 43 Normálové síly na integračních dílcích

![](_page_34_Figure_3.jpeg)

Obr. 44 Trajektorie tlakových napětí na stěně

### 4.4 Model 3 - Bez trámů

V tomto modelu jsou trámy zcela odstraněny. Cílem tohoto modelu je určit, zda byly trámy vlastně vůbec nutné. Při popisování tohoto modelu budu místo v desce mezi sloupy, kde se v ostatních modelech nacházely trámy, nazývat pomyslné trámy.

V rámci tohoto modelu byl navíc ověřován mezní stav omezení napětí, jelikož umístění nosné stěny jdoucí přes 6 pater pouze na desku tloušťky 300 mm je značně neortodoxní.

V předchozích modelech mohly být konstrukce navrženy z betonu C30/37. Bez trámů se ale v desce objevují mnohem větší tlaková namáhání a je nutné použít beton minimálně C 50/60 z důvodů omezení napětí v betonu a beton C 60/75 z důvodu vzniku vysoké síly v tlačené diagonále při smyku.

0	9	12	1	3 1	2 1	4	15	14	n	8	5	4	7	10	12	12	12	13	13	11	9	4	0	4	8	11	13	14	13	12	13	11	9	0
0	12	15	1	5 14	F 1	6	18	17	14	8	4	0	9	13	15	15	14	16	16	13	9		0	0	9	13	16	16	15	14	15	14	n	0
0	1	5 11	8 1	8 1	1				18	0	0	0	11	16	17	17	18			17	10	0	0	0	9	16			18	17	18	18	13	0
0	18		20-2 4	0 20	• 2	2.	24 2	1	18	0	0	0	12	18	• 18	- 18 •	21 • •	22	- 33	19	10	0	0	0	9	17	21	21 •	- 19 • • •	-18	19	-20	14	0
4		2	$[\cdot \cdot$	3 20	2	1 . n	23		16	0	0	0	0	18	18	18	23	24	24		10	0	0	0	9	18	22	••	20	18	21	22	17	0
4		27	• 2	5 23	- 21	•	22	22	16	0	0	0	0		•	•	• ~ ·	25	10		12	0	0	4	11		24	• 24	• * •	• • •	~·•	23	18	0
4	4								14	0	0	0	0	18	18	19	24	25			14	0	o	10	13								18	4
	4	4	4	0	18		14	14	0	0	0	0	0	0	0	14	19	19	19	15	14	0	c	11	13	17	17	17	14	13	16	17	4	4
	4	0	4	0	4		0	0	0	0	0	30	0	0	4	13	16	16	17	17	13	0	c	11	13	14	14	14	- 11	9	4	4	4	4
	0	D	0	0	4	4	4	0	0	0	0	0 0	0			18					14	0	C	12	14	19			18	16	18	19	15	4
4	4 1	3 2	0		16 16	1	8	18	0	0	0	0	19	25	25	23	27	27	27		14	0	0	4	12		25	25				23	17	0
4	14		•	n • 18	• 18	•	21	20	0	0	0	0	18	26	• 24	• 23	26	28	28		12	0	0	4	12		26	• 26	23	20	23	24	19	0
0	14			2 18	16	5	20	19	0	0	0	0	18	25	25	23	25	26	26		10	0	0	0	10		23	23	22	20	20	21	17	0
0	11	11	- 1	7 10	11	7	18	•7	0	0	0	0	18	25	25	24	24	25	25		10	0	0	0	10	19	25	22	21	20	-22	22	17	0
0	11	17	1	7 14	1	6	17	15	0	0	0	0	16							19	10	0	0	0	10	17				18			16	0
0	9	13	1	4 10	2 1	3	14	12	0	0	0	0	13	18		18	17	18	18	15	10	0	0	0	9	14	17	17	16	16	16	16	12	0
0	7	10	1	1 9	1	0	10	8	0	0	4	4	11	14	16	15	14	15	15	12	9	4	0	4	8	12	14	14	13	13	14	13	10	4

Obr. 45 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

10	11	11	12	11	13	14	15	15	15	14	13	13	13	12	12	11	11	11	12	11	8	8	9	9	9	8	8	9	9	8	8
13	16	16	17	16	18	19	19	19	18	15	15	16	16	17	16	15	16	15	14	13	8	10	12	13	14	13	12	14	13	12	11
16	2	3 23	3 2	4 23	25	27	25	25	19	15	16	20	22	23	22	21	22	22	19	14	9	13	18	21	21	20	19	20	20	17	13
18	26		8 2	8 28	. 28	30	30	25	19	15	16	22	26	26	25	24	25	25	20	14	8	13	20	24	23	22	22	23	23	20	13
21	29	् र	3	0 28	28	29		24	18	14	16	22	26		25	26	26	26	21	14	8	13	20	24	•	22	22	24	26	22	14
18	26	32	•	+ 30 • 29	· 20	- 26		21	14	0	15	22	26	• 26	• 26	• 28	• 29	28	24	14	0	15	22	26	• 26	• 23	24	27 •	27	23	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	о	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	С
	0	0	0	0	0	c	0	0	0	0	30	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	c
	0	o -	0	0	o c		0	0 0	0	0	) 00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0			0 0	) 0	0	0	0 0	0	• 0	0	0	28	27	26	27	27	27	22	0	0	15	22	26	26	23	23	25	25	21	14
0	23	3	· 3	1 28	• 29	• 0	• 0	0	0	0	0	24	29	• 28	• 27	• 28	30	30	26	17	11	18	25	28	• 28	25	24	27 •	28	24	17
14	23	- 30	3	2 28	26	30	27	20	14	13	16	24	29	29	27	27	28	28	23	15	10	15	22	26	26	24	24	24	25	22	15
12	19	20	5 2	7 26	27	27	25	18	12	14	17	24	29	-29	28	26	26	27	23	15	9	15	22	25	25	23	24	26	26	23	16
12	18	23	2	• 22	23	24	22	18	12	13	17	21	24	25	24	22	23	23	20	15	10	14	19	22	22	21	21	22	22	20	15
11	13	14	15	i 13	14	15	15	14	12	13	15	16	17	18	16	15	15	15	13	12	9	11	12	14	14	13	14	15	14	13	12
8	9	9	10	8	9	10	10	11	10	12	13	13	12	12	11	9	10	10	10	9	8	8	9	9	9	8	8	9	10	9	9

Obr. 46 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]
8	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	7
9	0	0	0	0	0	0	0	0	4	7	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	8
10	0	0	0	0	0	0	0	0	10	9	9	0	0	0	0	0	0	0	0	₀ –	4	0	0	0	0	0	0	0	0	9
12	0	0	•	•	•	• •	2	0	12	10	11	0	٩	•	•	•	• •	-	0	0	0	0	9	0	0	0	0	P	0	10
16	0	٦.	0	0	0	0	ľ	0	12	11	12	13	o	••	•	0	•	e e	0	0	4	0	0	0	0	0	0	o	0	13
17	4		<u>`</u> •	<u>,</u> .	٠,	<u>.</u>	0	0	14	12	13	13	1	• "	•	•	••••		0	0	4	0	0	• 0	• •	۰.	۰.	0	0	15
6	18	0 (	) (	)	0	0	0	0	17	17	16	14	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	o	0	0	0	0	0	0	14
1	8 2	0 18	19		0	0	0	16				16	15	13	0	0	0	0	0	0		ц 4	0	0	0	0	0	0	14	1
17	19	9 17	18	3	16	11	13	16		21. 22	324	19	17	15	0	0	•	0	0	0		4	4	4	0	4	12	13	14	1
13	16	17	16	5 16	12	13	17	19		23 23	<sup>5</sup> 24 <sup>23</sup>	17	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	4	14
2 1	4	ç	0	0	0	0	0 1	<sup>5</sup> 16	19	24		0	0	0	0	0	0	_ <b>P</b>	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	15
12	4	•	0	۰ ٥	۰ و	۰ ،	0	18	17	18	18	0	o	• 0	• 0	0	• • •	0	0	0	4	0		• 。	• • •	•	•	0	0	15
13	4	o	0	0	0	0	0	17	14	14	16	0	o	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	••	0	0	0	0	0	12
10	0	•	0	0	0	0	•	15	14	13	15	0	0	0	0	0	0	Ð	0	0	4	0	0	•	•	0	•	•	0	10
7	0	0	0	0	0	0	0	13	12	13	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	10
6	0	0	0	0	0	0	0	11	10	10	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	9
6	0	0	0	0	0	0	0	8	8	8	9	4	0	0	0	0	0	0	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	9

Obr. 47 Nutná dolní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

÷.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ĩ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Ŭ	Ũ		0	0	0	Ĩ	Ŭ	,	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ŭ						-	č	0	0	0	0	č	Č.	Ĭ.	,	Č.	č	Č	Ŭ	Ŭ
	0	0	ľ	•	•	• •	•	9	0	0	0	0	0	1	•	• •	•	•	1	0	0	0	0	0	9	• •	• •	•	•	P	0	0
	0	0	Į	•••	•	0	•		0	0	0	0	0	9	••	•	0	•••	P	0	0	0	0	0	9	•••	0	0	0	þ	0	0
		Č	J	•	•	• • •	°.			0	14	0	0	0	• 0	• •	• •	•	0	0	0	11	0	0	0	• •	• •	۰.	۰.	0	0	0
	29	35	40	40	38	31	22	20	26	32	33	34	37	40	40	43	45	41	32	25	20	16	23	30	35	37	34	33	36	34	30	26
2	8 3	4 3	93	94	и	35	33	31	30	35	37	39	41	45	45	47	49	42	33	27	22	16	24	31	36	39	37	36	38	35	31	2!
2	5 33	5 39	36	5	48	49	47	40	34	35	37.	<sup>38</sup> 41	43	46	46	45	48	44	35	28	21	16	24	31	36	39	37	37	38	35	31	2
2	3 30	33	37	7	46 5	0 48	48	3 41	35	32	32	<sup>9</sup> 40 <sup></sup>	43	46	47	45	47	44	35	28	22	16	24	31	36	39	37	37	39	36	32	26
	21 25	5 31	41	51	47	22	46	46 39	<sup>9</sup> 31	30	32	31	25	0	0	0	0	0	_ <b>P</b>	0	15	12	0	0	Q	0	0	0	0	0	0	0
	17	0	0	• 0	• 。	• • •	29	30	30	27	26	24	0	d	• 0	• 。	0	•	0	0	0	0	0	0	0	• 。	• •	•	•	o	0	0
	0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	d	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	•	•	• 0	0	•	•	0	0	0	0	0	•	•	• •	0	0	Ð	0	0	0	0	0	-	• • •	• •	•	•	•	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ĩ	,		0		0	0		0	- -	Č
	Ŭ	Ŭ	-	-					Ŭ	0	0	0	Ŭ	-				-	-	Ŭ	0	0	0	0	U	U	0	0	0	U	U	0
ł.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ł.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 48 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	12	13	13	13	13	12	0	0	0	0	0	0	0	0	11	12	12	12	12	0	0	0	0	0	12	12	12	12	11	0	0
11	17	22	21	18	18	19	18	13	0	0	0	0	13	15	16	17	18	18	15	₀ –	0	о	15	16	17	17	17	17	17	15	0
13	23	50	- <del>32</del>	22	21	28	35	20	12	0	0	15	29	.24	19 •	20	30	39	21	17	0	12	18	36	30	17	17	.30	37	19	13
15	29	52	18	12	0	0	45	28	17	14	16	23	40	0	0	12	11	46	26	18	10	14	23	42	• • •	12	12	14	45	25	15
16	29	58	• 65	53	48	54	<b>5</b> 1	29	22	21	23	32	48	•	•	• * •	57	44	26	18	0	14	25	42	• 17	13	13	16	46	28	16
17	31	49	57	55	47	37	32	30	29	29	32	39	62	74	68	61	57	42	20	15	0	11	24	47	58	57	59	64	50	28	16
16	27	50 7	8 e	9	31	31	25	19	40	43	32	40	54	68	81	77	51	18	0	12	0	0	26	47	60	65	64	54	41	28	15
0	16 2	4 26	5	16	28	29	19	0	15	20. 26	4 16	29	43	57	69	68	48	13	0	0	0	0	25	42	52	55	52	46	35	24	14
0 1	5 2	1 17		24 1	9 37	2.	3 (	0	0	0 19	0''	33	45	56	59	54	43	29	17	14	0	11	23	35	45	50	51	45	36	25	15
0	11	<b>7</b> 0	12	8 14	6 <sub>92</sub> 1	32	98 3	<sup>i8</sup> 34	41	40	22	31	60	64	52	49	53	47	24	17	0	14	23	47	51	44	47	57	50	26	15
0	24	47	44	55	66	59	56	39	27	25	27	34	56	15	15	15	21	48	28	18	10	15	26	42	• 16	0	•	13	45	27	15
11	22	52	16	12	0	18	54	26	19	17	20	28	49	0	11	13	14	48	26	17	0	14	23	42	19	13	13	15	44	24	15
0	18	37	32	26	26	30	55	18	12	11	13	20	37	31	21	21	34	<b>+</b> 1	21	14	0	12	19	38	32	18	18	31	38	20	13
0	14	17	19	20	19	18	15	11	0	0	0	13	16	18	19	19	19	19	17	12	0	10	15	17	18	18	18	18	17	16	11
0	0	0	12	12	12	0	0	0	0	0	0	0	0	12	13	13	13	12	11	0	0	0	0	11	12	13	13	13	12	10	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 49 Nutná smyková výztuž [cm2/m2]



Obr. 50 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 51 Trajektorie tlakových napětí na stěně



Obr. 52 Normálové síly na integračních dílcích

Vzhledem k tomu, že nosná stěna jdoucí přes 6 pater nadzemních podlaží je podpírána pouze deskou tloušťky 300 na osovém rozponu 3 metrů, je nutné kromě stavu MSÚ ověřit i stavy MSP a to stavy omezení deformací, trhlin a napětí ve výztuži i betonu.

Pro zkoumání mezních stavů uvažujme průřez 1000x300 mm s výztuží Ø32 po 100 mm s  $A_{s,prov} = 8042$  mm<sup>2</sup>/m. Budeme posuzovat nejvíce namáhanou část desky, tedy spodní povrch pod stěnou. Deformace bude určena tak, že pomocí programu SCIA Engineer bude spočtena lineární pružná deformace s poddajností  $C_{st,I} = 1/(E_{cm}*I_{y,St,I})$  pro kvazistálou kombinaci. Tato deformace bude následně přenásobena součinitelem f vyjadřujícím skutečnou dlouhodobou deformaci, kde f =  $C_{real}/C_{st,I}$ . Skutečná poddajnost se spočte jako  $C_{real} = [(1-\xi)*C_{lt,I} + \xi*C_{lt,II}]$ .

Reálná poddajnost  $C_{real}$  se spočte z poddajnosti nepotrhaného průřezu  $C_{lt,I} = 1/(E_{c,It}*I_{y,lt,I})$  a průřezu porušeného trhlinami  $C_{lt,II} = 1/(E_{c,It}*I_{y,lt,II})$ . Obě poddajnosti jsou počítány se zohledněním dotvarování pomocí redukovaného modulu pružnosti. Poddajnosti jsou následně sečteny v poměru pomocí součinitele  $\xi$ , který vyjadřuje, jak moc se dimenzační moment liší od momentu na mezi vzniku trhlin. Tento součinitel nám tedy ve výpočtu zahrnuje zohlednění tahového zpevnění betonu. Je použit součinitel  $\beta = 0,5$  protože se jedná o dlouhodobou deformaci.

 $[(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$ 

 $\xi = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$   $\beta = 1 \text{ pro st}$  $\beta = 0.5 \text{ pro ct}$ 

Mezní stavy omezení napětí budou ověřeny za použití charakteristické kombinace v případě ověření napětí v oceli a za použití charakteristické i kvazistálé kombinace v případě ověření napětí v betonu.



*Obr. 53 Dimenzační moment m*<sub>yD</sub>*. při DOLNÍM povrchu ve směru Y rovnoběžném s osou trámu, CHARAKTERISTICKÁ kombinace [kNm/m]* 

-		_			-							- 1				_			- I	1	
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	-	0	0	0
-		H	0	0	0	0	H	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
+	0		0	0	0	0	0	0	0	8	7	0	0	0	0	0	0	0	0	25	30
+	35		-0	0	0	0	•0	0	0		83	81	50	7	2	9	24	45	63	68	63
16	9 20	108/	9 18	43 / 39	118	35 108	48	126	157	183	185	190	208	216	224	222	182	128	100	91	94
13	2 165	5 19	2	16	187	164	16	3 16	5 171	175	2196	212	229	239	232	228	185	136	108	93	99
105	124	157	7 2	09 2	25	5 21	9 1	74 16	51 144	4 145	51527	156	129	98	68	73	87	91	82	74	66
4	99	127	15	7/12	5	148	187	84/156	136	5 134	108	74	3	0	0	0	0	٥	29	39	35
	43	9	0	0	0	0	2	53	51	32	17	0	10	0	0	0	0	0	0	0	4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	•	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0	0
-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-											- 1			1					-		

9 0 0 0 0 ρ þ С þ 184 182 <u>q</u>\_\_\_\_ • þ ) þ b 

*Obr. 54 Dimenzační moment myd- při DOLNÍM povrchu ve směru Y rovnoběžném s osou trámu, KVAZISTÁLÁ kombinace [kNm/m]* 



*Obr. 55 Lineárně pružná deformace ve směru z pro kvazistálou kombinaci [mm]* 

Potřebujeme zjistit relativní deformaci stropní desky mezi osami sloupů. Programem spočtená deformace ale zahrnuje také celkové sednutí objektu, jelikož je model usazen na pružné podpory (tuhost zadána dle deformace pilot). Jako maximální relativní lineární deformaci budu tedy brát hodnotu w = 6,5 - 4,2 = 2,3 mm. Hodnota 6,5 mm je maximální deformace v poli trámu 1 a hodnota 4,2 mm je deformace trámu 1 v místě podepření horním sloupem.

Výpočet skutečné deformace byl proveden ručně v programu MS Excel.

# Výpočet součinitele f, který zohledňuje konečnou deformace desky

### MATERIÁLY:

BETON	C 50-60		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$f_{ck}$	50	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	$\gamma_{c}$	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$f_{cd}$	33,33	[MPa]
Pevnost v tahu	$f_{ctm}$	4,1	[MPa]
Pevnost v tahu v okamžiku vzniku trhliny	$f_{ct,eff}$	2,9	[MPa]
Modul pružnosti betonu	E <sub>cm</sub>	37	[GPa]
OCEL	B500B		
Mez kluzu oceli charakteristická	f <sub>yk</sub>	500	[MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	$\mathbf{f}_{yd}$	435	[MPa]
Modul pružnosti oceli	Es	200	[GPa]
<u>PRŮŘEZ</u>			
Šířka	b	1000	[mm]
Výška	h	300	[mm]
Ohybová výztuž - průměr ø	2	32	[mm]
á		100	[mm]
Pozice výztuže	1		
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042,2	[mm <sup>2</sup> ]
Krytí	C	25	[mm]
lĺčinná výška průřezu	d	259	[mm]
Poloha výztuže	1	235	[]
<u>VNITŘNÍ SÍLY</u>			
Rozpon nosníku	L	3	[m]
Ohybový moment	M <sub>EK</sub>	260	[kNm]

### KRÁTKODOBÉ PŮSOBENÍ: značení ST

### PRŮŘEZ BEZ TRHLIN značení l

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{\rm st}$	5,4054054 [-]
$\alpha_{st} \models \frac{E_s}{E_{c,st}}$		
Modul pružnosti oceli	Es	200 [GPa]

Modul pružnosti betonuEcm = Ec,st37 [GPa]

Výpočet tlačené oblasti x pro průřez neporušený trhlinami

$F_{cc} = F_s + F_{ct} \to x_{st,I}$	
$\frac{1}{2} * x_{st} * \sigma_{cc} * b = A_s * \sigma_s + \frac{1}{2} * (h - x_{st}) * b * \sigma_{ct}$	V
$x_{st}$	v
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} * \frac{1}{h - x_{st}}$	ta
$\sigma = \sigma + x \sigma + \frac{d - x_{st}}{d - x_{st}}$	р
$\sigma_s = \sigma_{ct} + \alpha_{st} + h - x_{st}$	N

Výpočet vychází z rovnováhy sil v tlačeném a taženém beotnu a tažené výztuži. Výpočet je proveden přes hledání řešení v MS Excel

Rovnice je vykrácena  $\sigma_{\rm ct}$ , tudíž "síly" vycházejí v m²

Síla v tlačeném betonu	F <sub>cc</sub>	98488	[mm <sup>2</sup> ]
Sila v tažene vyžtuži	Fs	30386	[mm²]
Síla v taženém betonu	F <sub>ct</sub>	68102	[mm²]
<u>Výška tlačené oblasti</u>	<u>X<sub>st,I</sub></u>	<u>163,79561</u>	[mm]
Posudek tlačené oblasti		1,757E-07	[-]
Moment setrvačnosti	l <sub>st,1</sub>	<u>0,0023</u>	<u>[m4]</u>
$I_{st,I} = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)$	2		
Šířka	b	1000	[mm]
Výška	h	300	[mm]
Výžka tlažaná ahlasti			
vyska tiačene oblasti	X <sub>st,I</sub>	163,80	[mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$x_{st,l}$ $\alpha_{st}$	163,80 5,4054054	[mm] [-]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: Navržená ohybová výztuž	X <sub>st,I</sub> A st A <sub>s,prov</sub>	163,80 5,4054054 8042	[mm] [-] [mm²]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: Navržená ohybová výztuž <u>Ohybová poddajnost</u>	x <sub>st,1</sub> α <sub>st</sub> A <sub>s,prov</sub>	163,80 5,4054054 8042 <u>1,171E-08</u>	[mm] [-] [mm <sup>2</sup> ] [1/m <sup>2</sup> N]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: Navržená ohybová výztuž <u>Ohybová poddajnost</u> $C_{st,I} = \frac{1}{EI}$	$x_{st,l}$ $\alpha_{st}$ $A_{s,prov}$ $\underline{C}_{st,l}$ $E_{cm} = E$	163,80 5,4054054 8042 <u>1,171E-08</u> 37	[mm] [-] [mm <sup>2</sup> ] [ <u>1/m<sup>2</sup>N]</u> [GPa]

Moment odpovídající vzniku trhlin

M<sub>cr,st,l</sub>

<u>69,45</u> [kNm]

$$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_{st,I}}{h - x_{st}}$$

### PRŮŘEZ S TRHLINAMI značení II

<u>Tlačená oblast betonu</u>	<u>X<sub>st,II</sub></u>	<u>112,75919</u>	<u>[mm]</u>
$x_{st,II} = \frac{\alpha * A_{s,prov}}{b} * (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha * A_{s,prov}}})$			
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{st}$	5,4054054	[-]
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042	[mm2]
Šířka	b	1000	[mm]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Moment setrvačnosti	<u>I<sub>st,II</sub></u>	<u>0,0014076</u>	[m <sup>4</sup> ]
$I_{st,II} = \frac{1}{3} * b * x^3 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^2$			
Šířka	b	1000	[mm]
Tlačená oblast betonu	X <sub>st,II</sub>	112,76	[mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{\rm st}$	5,4054054	[-]
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042	[mm2]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Ohybová poddajnost	<u>C<sub>st,II</sub></u>	<u>1,92E-08</u>	[1/m <sup>2</sup> N]
$C_{st,I} = \frac{1}{EI}$	E <sub>cm</sub> = E	37	[GPa]
	I <sub>st,II</sub>	0,00141	[m4]

### DLOUHODOBÉ PŮSOBENÍ značení LT

### PRŮŘEZ BEZ TRHLIN značení l

Všechny výpočty jsou naprosto stejné jako pro krátkodobé působení, jediným rozdílem je odlišný modul pružnosti

<u>Dlouhodobý modul pružnosti</u>	<u>E<sub>c,lt</sub></u>	<u>12,33</u> [GPa]
$E_{c,ct} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}$		

Součinitel dotvarování	arphi	2	[-]
Stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení	t <sub>o</sub>	20	[dny]
Náhradní rozměr průřezu h <sub>0</sub> = 2*A <sub>c</sub> /u	$h_0$	600	[mm]
Průřezová plocha betonu	Ac	300000	[mm <sup>2</sup> ]
Obvod vystavený vysychání	u	1000	[mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{lt}$	16,216216	[-]
$\alpha_{1t} = \frac{E_s}{E_{c,st}}$			
Modul pružnosti oceli	Es	200	[GPa]
Dlouhodobý modul pružnosti	<u>E<sub>c,lt</sub></u>	12,33	[GPa]

Výpočet tlačené oblasti x pro průřez neporušený trhlinami

$F_{cc} = F_s + F_{ct} \to x_{st,I}$
$1$ $1$ $(h \to h)$
$\frac{-2}{2} * x_{st} * \sigma_{cc} * b = A_s * \sigma_s + \frac{-2}{2} * (n - x_{st}) * b * \sigma_{ct}$
$\sigma = \sigma * \frac{x_{st}}{x_{st}}$
$0_{cc} = 0_{ct} + h - x_{st}$
$d - x_{st}$
$\sigma_s = \sigma_{ct} * \alpha_{st} * \frac{1}{h - x_{st}}$

Výpočet vychází z rovnováhy sil v tlačeném a taženém betonu a tažené výztuži. Výpočet je proveden přes hledání řešení v MS Excel

Rovnice je vykrácena  $\sigma_{\rm ct}$ , tudíž "síly" vycházejí v m²

Síla v tlačeném betonu	$F_{cc}$	143189,99	[mm <sup>2</sup> ]
Síla v taženém betonu	$F_{ct}$	84703,37	[mm <sup>2</sup> ]
Síla v tažené výztuži	Fs	58486,62	[mm²]
Výška tlačené oblasti	<u>X<sub>lt,I</sub></u>	<u>183,03</u>	<u>[mm]</u>
Posudek tlačené oblasti		-0,000953	[-]
Moment setrvačnosti	<u> <sub>lt,1</sub></u>	<u>0,00333</u>	<u>[m<sup>4</sup>]</u>
$I_{1t,I} = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha * A_{s,prov} * (d$	$(-x)^{2}$		
Šířka	b	1000	[mm]
Výška	h	300	[mm]
Výška tlačené oblasti	X <sub>lt,I</sub>	183,03	[mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{lt}$	16,216216	[-]
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov} \\$	8042	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Ohybová poddajnost</u> 1	<u>C<sub>lt,I</sub></u>	<u>2,435E-08</u>	[1/m <sup>2</sup> N]
$C_{1t,I} = \overline{EI}$	E <sub>c,It</sub> = E	12,33	[GPa]
	l <sub>lt,I</sub>	0,0033	[m4]

$$\frac{\text{Moment odpovidající vzniku trhlin}}{M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_{st,I}}{h - x_{It}}}$$

$$\frac{116,72}{h - x_{It}}$$

#### PRŮŘEZ S TRHLINAMI značení II

<u>Tlačená oblast betonu</u>	<u>X<sub>lt,II</sub></u>	<u>160,38</u> [mm]
$x_{lt,ll} = \frac{\alpha * A_{s,prov}}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b}{\alpha * A_{s}}}\right)$	) s,prov	

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: Navržená ohybová výztuž	lpha It A <sub>s,prov</sub>	16,216216 8042	[-] [mm²]
Šířka	b	1000	[mm]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
<u>Moment setrvačnosti</u> 1	<u>l<sub>it.ii</sub></u>	<u>0,00264</u>	<u>[m<sup>4</sup>]</u>

$$I_{lt,ll} = \frac{1}{3} * b * x^{3} + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^{2}$$

Tlačená oblast betonu	<u>X<sub>lt,II</sub></u>	160,38	[mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{lt}$	16,216216	[-]
Šířka	b	1000	[mm]
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042	[mm <sup>2</sup> ]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Ohybová poddajnost	<u>C<sub>lt,II</sub></u>	<u>3,067E-08</u>	[1/m <sup>2</sup> N]
$C_{it,II} = \frac{1}{EI}$	$E_{c,lt} = E$	12,33	[GPa]
	I <sub>It,II</sub>	0,00264	[m <sup>4</sup> ]

#### VÝPOČET KOEFICIENTU F PRO PŘEPOČET PRŮŽNÉ DEFORMACE NA DLOUHODOBOU

Skutečná poddajnost, dlouhodobé působení	$C_{real}$	3,003E-08 [m²/N]
$[(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$		
Tahové zpevnění betonu ST, beta=1	$\xi$ cs,st	0,798 [mm]
Tahové zpevnění betonu LT, beta=0,5	$\xi$ cs,lt	0,899 [mm]
14		

 $\xi = 1 - \beta * (\frac{M_{cr}}{M})^2$   $\beta = 1 \text{ pro st}$  $\beta = 0.5 \text{ pro ct}$ 

f = m*q	f	3,28	[-]
SOUČINITEL REÁLNÉ KONEČNÉ DEFORMACE			
$m = (1/r + (1/r)_{cs}) / 1/r$	m	1,28	[-]
Součinitel vlivu smršťování			
LT Výsledná křivost od smršťování dlouhodobá	(1/r) <sub>cs</sub>	0,002	[m <sup>-1</sup> ]
Křivost od ohybu	1/r	0,008	[m <sup>-1</sup> ]
Ohybový moment	M <sub>EK</sub>	260	[kNm]
Hranatá závorka je c <sub>real</sub>	Creal	3,003E-08	[1/m <sup>2</sup> N]
křivost: $\frac{1}{r} = M * [(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$			
Soucinitel je treba navysit o vliv smrstovani beto Vychází se z poměrů křivosti od smrštění a křivo	onu osti od ohy	bu pro LT,II	
Ohybová poddajnost pro neporušený průřez	C <sub>st,I</sub>	1,171E-08	[1/m <sup>2</sup> N]
Součinitel trhlin a dotvarování q = C <sub>rea</sub> l/C <sub>st,1</sub>	q	2,6	[-]

Výpočet křivosti od smrštění je uveden v následující tabulce

# <u>SMRŠŤOVÁNÍ</u>

$S_{s0} = A_s \cdot d : {}^{\text{ářské výztuže}}$	S <sub>so</sub>	0,002083	[m³]
Navržená ohybová výztuž Účinná výška průřezu	A <sub>s,prov</sub> d	8042,24 259	[mm²] [mm]
$S_{c0} = A_c \cdot \frac{h}{2}$ t bet. průřezu bez trhlin	S <sub>co</sub>	0,045	[m³]

Šířka	b 2	1000	[mm]
Výška	h	300	[mm]

Celkové poměrné smrštění  $\epsilon$ cs =  $\epsilon$ cd +  $\epsilon$ ca  $\epsilon_{cs}$ 

0,000463 [-]

 $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ 

Poměr. přetvoření od smršťování v	vysycháním	$\epsilon_{cd}$	0,000363	[-]
$\varepsilon_{cd}\left(t\right) = \beta_{ds}\left(t,t_{s}\right)k_{h}\cdot\varepsilon_{cd,0}$				
$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} \cdots$	pro $t = \infty$ –	$\Rightarrow \beta_{ds}(t,t_s)$	=1.0	

Stáří betonu - roky*365 (50let)	t	18250	[dny]
Doba odbednění	ts	28	[dny]
Náhradní rozměr průřezu h <sub>0</sub> = 2*A <sub>c</sub> /u	ho	600	[mm]

Přitom  
$$h_o = 2 * A_c / u$$

kde

 $\epsilon_{cd0}$ 

je průřezová plocha betonu, Ac

obvod části průřezu vystavené vysychání. u

Náhradní rozměr průřezu h <sub>0</sub> = 2*A <sub>c</sub> /u	ho	600	[mm]
Průřezová plocha betonu	Ac	300000	[mm <sup>2</sup> ]
Obvod vystavený vysychání	u	1000	[mm]

 $\mathbf{k}_{\mathsf{h}}$ 

Koeficient Kh - dosadit v mm  $\beta_{ds}(t,t_s)$ 

$$\beta_{ds}(t,t_{s}) = \frac{(t-t_{s})}{(t-t_{s}) + 0.04\sqrt{h_{0}^{3}}}$$

0,000536 [-]

0,7 [-]

0,968746 [-]

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

Cement	r	
lpha ds1	6	[-]
$\alpha_{ds2}$	0,11	[-]
eta кн	1,35625	[-]
$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right]$		

RH vlhkost betonu v okamžiku uložení RH,0 vlhkost betonu na konci ošetřovatel		50 100	[%] [%]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$		58	[MPa]
f <sub>cm0</sub> - na konci ošetřování uvažováno 10		10	[MPa]
Autogenní smršťování	ε <sub>ca</sub>	1E-04	[-]
$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$			
$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$			
$\beta_{as}(t)=1-exp(-0,2\cdot t^{0,5})$			
$\beta_{ds}(t,t_s)$		1	[-]
sca(∞)		0,0001	[-]
Křivost od smršťování			
a <sub>gi</sub>		0,183027	[m]
$a_{gi} = \frac{S_{c0} + \alpha_{e,lt} \cdot S_{s0}}{A_i}$			
$A_i = A_c + \alpha_{e,lt} \cdot A_s$			
Ai		0,430415	[m <sup>2</sup> ]
Křivost od smršťování prvku bez trhlin	(1/r)csl	0,001379	[m <sup>-1</sup> ]
$\left(\frac{1}{r}\right)_{csl} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \frac{S_{s0} - A_s \cdot a_{gl}}{I_{y,l,lt}}$			
Křivost od smršťování prvku s trhlinami	(1/r)csII	0,002255	[m <sup>-1</sup> ]
$\left(\frac{1}{r}\right)_{csII} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \frac{S_{s0} - A_s \cdot x_{i,II,lt}}{I_{y,II,lt}}$			
LT Výsledná křivost od smršťování dlouhodobá	<u>(1/r)cs</u>	<u>0,002167</u>	[m <sup>-1</sup> ]
$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = (1 - \xi_{cs}) \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{csl} + \xi_{cs} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{csll}$			

Tahové zpevnění betonu LT, beta=0,5  $\xi$  cs 0,899237 [-]

Podle výpočtů zohledňujících dotvarování průřezu s porušením trhlinami a výztuží dostaneme konečnou deformaci w =  $w_{lin} * f = 2,3 * 3,28 = 7,54$  mm. Pokud budeme uvažovat limitní deformaci jako L/250, tedy 2725/250 = 10,9 mm, zjistíme, že deformace desky jsou v normě.

Dále provedeme ověření šířky trhlin, opět výpočtem v Excelu. Materiálové charakteristicky zůstávajíc stejné.

#### Výpočet ověření šířky trhlin

<u>ŠÍŘKA TRHLINY</u>	0,029	[mm]
----------------------	-------	------

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Maximální vzdálenost prvků	Sr	116,48	[mm]
Průměrné poměrné přetvoření výztuže	$\varepsilon_{sm}$		
Průměrné poměrné přetvoření betonu	$\mathcal{E}_{cm}$		

	<u>(8 sm -</u>	
<u>Rozdíl průměrných poměrných přetvoření</u>	<u>Ecm)</u>	<u>0,000247</u> [-]

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left( 1 - k_t \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) = \frac{1}{E_s} \left( \sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left( 1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff} \right) \right)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \ge 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

<u>Tahové napětí výztuže v průřezu porušeném trhlinou</u>	<u>σs</u>	<u>146,01</u>	<u>[MPa]</u>
Ohybový moment	$M_{EK.kvaz}$	260	[kNm]
Normálová síla	$N_{\text{EK}, \text{kvaz}}$		[kN]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	αst	5,41	[-]
Moment setrvačnosti	lst,ll	0,001408	[mm <sup>4</sup> ]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]

Tlačená oblast betonu	xst,ll	112,76	[mm]
Navržená výztuž	As,prov	8042,24	[mm²]
Součinitel závisející na době trvání zatížení	kt	0,4	[-]
Pro krátkodobé zatížení - 0,6			
Pro dlouhodobé zatížení - 0,4			
Hodnota pevnosti betonu v tahu při vzniku první trhliny	fct,eff	2,9	[MPa]
Poměr modulů pružnosti výztuže a betonu	$\alpha_{e}$	13,51	[-]
$E_s$			
$ \alpha_e = \frac{1}{E_{cm}} $			
Modul pružnosti oceli	Es	500	[GPa]
Modul pružnosti betonu	$E_{cm}$	37	[GPa]
Účinný stupeň vyztužení, pro železobeton	$\rho_{p,eff}$	0,1728	[-]
$ \rho_{p,eff} = rac{A_S}{A_{c,eff}}; $			
Plocha výztuže průřezu	As	8042,24	[mm²]
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	46539,28	[mm²]
Šířka průřezu b	b	1000	[mm]
Ffektivní výška průřezu	~ h"	46 54	[mm]
$h_{c,eff} = min\left\{2,5(h-d);\frac{h-x}{3};\frac{h}{2}\right\}$	nc,en	40,54	[]
Výška	h	300	[mm]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Tlačená oblast betonu	xlt,II	160,38	[mm]
Maximální vzdálenost prvků	<u>Sr</u>	<u>116,48</u>	<u>[mm]</u>
$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_4 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}}$			
Krytí	С	25	[mm]

Průměr výztuže	Ø	32	[mm]
Účinný stupeň vyztužení, pro železobeton	hop,eff	0,1728	[-]
Součinitel vystihující vlastnosti soudržné výztuže Žebříčková výztuž k1 = 0,8 Hladká výztuž k1 = 1,6	k1	0,8	[-]
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření	k2	0,5	[-]
Prostý tah k2 = 1			
Prostý ohyb k2 = 0,5 V případě kombinace tlaku a ohybu:			
$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$			
Součinitel s doporučenou hodnotou	k3	3,40	[-]
$k_3 = 3,4$ , pro c > 25 mm $k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3}$			
Krytí	С	25	[mm]
Součinitel s doporučenou hodnotou	k4	0,425	[-]

Můžeme vidět, že při ohybovém momentu 260 kNm/m vzniklém při kvazistálé kombinaci se na desce objeví trhliny šířky 0,03 mm. Konstrukce tedy nebude přítomností trhlin nijak ohrožena.

Tabulka 2 Výpočet ověření napětí

### **OMEZENÍ NAPĚTÍ**

Moment při charakteristické kombinaci	$M_{EK,char}$	300 [kNm]
Moment při kvazistálé kombinaci	M <sub>EK,kvz</sub>	260 [kNm]

Omezení tahových napětí ve výztuži - při charakteristické kombinaci

Napětí výztuži	$\sigma_{s}$	168,4	8 [MPa]
$\sigma_{s1} = \alpha_{e} \cdot \frac{M_{Ek}}{I_{y,ll,st}} \cdot (d - x_{br})$	$\sigma_{s}$	<	k3*fyk
$\sigma_s < k_3 \cdot f_{ck}$			

Stránka 52 z 135

	168,5	<	400
		VYHOVUJE	
		42,12%	[%]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	$\alpha_{\rm st}$	5,405405	[-]
Moment při charakteristické kombinaci	$M_{\text{EK,char}}$	300	[kNm]
Moment setrvačnosti	l <sub>st,II</sub>	0,001408	[m4]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Tlačená oblast betonu	<u>X<sub>st,II</sub></u>	112,76	[mm]
Omezující součinitel	k <sub>3</sub>	0,8	[-]
Mez kluzu oceli charakteristická	$\mathbf{f}_{yk}$	500	[MPa]

### Omezení tlakových napětí v betonu - při charakteristické kombinaci

Napětí v betonu $\sigma_{} = \frac{M_{Ek}}{M_{Ek}} \cdot x_{}$	$\sigma_{\rm cc}$	24,03	[MPa]
$I_{y,II,st}$	$\sigma_{s}$	<	k1*fyk
$\sigma \leq k \cdot f$ .	24,03	<	30
CC J Jjk		VYHOVUJE	
		80,11%	[%]
Moment při charakteristické kombinaci	$M_{EK,char}$	300	[kNm]
Moment setrvačnosti	<u>l<sub>st,II</sub></u>	0,001408	[m4]
Tlačená oblast betonu	<u>X<sub>st,II</sub></u>	112,76	[mm]
Omezující součinitel	k1	0,6	[-]
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ck}$	50	[MPa]

### Omezení tlakových napětí v betonu - při kvazistálé kombinaci

Napětí v betonu	$\sigma_{cc}$	20,83	[MPa]
$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek}}{I_{y,II,st}} \cdot x_{ir}$	$\sigma_{s}$	<	k1*fyk
a wet f	20,83	<	22,5
Occ ( M1 · Jsk		VYHOVUJE	
		92,57%	[%]
Moment při kvazistálé kombinaci	M <sub>EK,kvz</sub>	260	[kNm]
Moment setrvačnosti	<u> <sub>st,II</sub></u>	0,001408	[m4]
Tlačená oblast betonu	<u>Xst,II</u>	112,76	[mm]
Omezující součinitel	$k_1$	0,45	[-]

### Pevnost v tlaku charakteristická hodnota f<sub>ck</sub> 50 [MPa]

Při posuzování omezení napětí v betonu pro kvazistálou kombinaci vidíme, že posudek vychází velmi těsně s využitím 20,8/22,5 = 92,6 %. Z tohoto důvodu je pro desku navržen beton C50/60. To bohužel znamená oproti typickému betonu pro pozemní stavby jako je například C30/37 cenový nárůst o plus mínus 35%, nicméně pozitivum je v tenčí konstrukci.



Obr. 56 Schéma průběhu smykových sil na desce [kN/m]

Ze schématu průběhu sil na desce (Obr. 56) můžeme vidět, že deska v okolí sloupu není namáhána po odvodu sloupu rovnoměrně. Smyk je mnohem větší na straně směrem do středu rozpětí pomyslného trámu. Z toho důvodu jsem se rozhodl nepoužít běžný postup pro ověření protlačení sloupu deskou, který zkoumá napětí v kontrolovaných obvodech  $u_0$  a  $u_1$ , jelikož tento výpočetní postup počítá se skutečností, že smykové napětí je v okolí sloupu rovnoměrně rozloženo.

Místo toho jsem použil vzorce pro posouzení smyku na trámech, které jsou určené k návrhu smykových třmínků. Posuzován byl tedy metr běžný desky v místě okraje sloupu. Výsledkem potom byl rastr a průměr třmínků, které by musely být do daného místa umístěny.

					1							_						_	
36	59	84	108		117	104	78	55	37	25	27	41	61	83	100	107	102	88	77
32	<mark>6</mark> 9	113	152	163	160	142	99	55	21	1	9	35	72	110	140	150	141	117	109
-2	67	169	229	219	214	211	145	46	-23	-43	-31	20	91	158	196	211	203	164	77
-59	-6	K	375	262	247	<del>330</del> 3	H	-14	-87	-103	-95	-44	149	286	228	235	363	268	1
-133	-203	-214	-96	-74	-74	-58	-146	-180	-164	-178	-189	-148	-10	7 - 45	5 - 73	-92	-91	- 108	-83
- 191	-317	-587	759	637	-95	- 155	487	-264	-237	-250	-292	-336	-26	3-21	4-18.	3-20%	-291	-263	-20
-199/-	362/-	559	634	617	-553	-459	-369	-300	-281	-328	-375	-445	-660	831	1-766	675	-643	-476	-21
162-2	92 - 53	59-81	39/-6	55 -	-352	-364	-293	3 - 197	-341	-499	9-367	-451	-597	-754	-898	-834	-475	-194	-12
5 11	5 186	291	4	1	- 301	-31	7 -21	4 -12	21 108	285	177	318	466	625	764	731	380	87	40
16 16	5 234	-20		232/20	0440	3 -2	44 -1	22 -6	52 -9	7-173	1 90	368	494	<mark>612</mark>	646	578	476	337	197
128	218	778	141	1/159	7/12V	448	10714	18/393	482	340	208	326	604	760	629	577	625	484	235
133	292	433	504	657	785	673	481	434	330	276	245	261	211	174	125	132	213	203	180
111	142	212	155	116	122	150	218	230	245	202	165	96	53	-5	48	78	63	65	29
50	22	-204	-370	-313	-314	-339	41	91	137	126	86	9	-2 <b>£</b>	8-36.	3-247	247	- 399	<del>-3</del> 05	-55
2	-55	-130	- 202	-239	-231	-176	-86	-2	55	60	29	-43	-125	- 195	-228	-236	-222	-173	-10
0.7	-57	-97			-149	-114	-68	-26	4	12	-8	-46	-90	-131		-168	-153	-123	-8
-23						1	1	1	1 1										

_									
	26	50	75	96	108	109	98	76	51
T	27	63	101	133	153	153	134	102	63
;	13	75	144	194	210	208	194	143	71
5	-20	27	25	359	203	208	359	252	14
;4	-74	-52	2 -10	01-12	5-115	-106	-115	-109	-77 -
81	-13	2 -21	1-2	1-17	0-125	-126	-178	-229	-251
62	2 -13	38 - 28	38-5	40-67	3-66	2-69	2-747	-556	-326
-2	1 -2	27 -2	29-5	15 - 6	79-75	50-7	34-62	21-47	3-326
19	10	0 16	9 44	1 58	5 62	8 60	3 52	1 40	1 268
50	13	0 27	4 40	6 51	6 57	5 58	5 521	417	302
4	142	2 245	5 50	6 615	539	568	686	518	272
3	103	172	2 15	9 108	60	55	95	159	196
3	48	20	78	119	119	110	103	75	33
		-52	-28	2-38	1-215	-216	-369	-274	-46
1		-95	-160	208	3-224	-220	-204	-158	-93
T	-44	-79	-115	-145	-164	-164	-145	-115	-78
T	-41	-64	-87	-107	-118	-118	-108	-88	-65

*Obr. 57 Smykové síly na desce ve směru Y rovnoběžném s osou trámů [kN/m]* 

1		1	1			1	1	1	1			-		-+		-						1	~ 1	·~~ [	· · 1	1	1				-				-+		-	+				<b>├</b> ──┤	
		2 -1	12 -			12	47	80	8	7	56	12	-30	-59	-68	-57	-26	17	59	92	110	78			112	48		2	-14	-29	-44	- <mark>60</mark>	-78	-96	-101	-87	-60	-20	26	66	94	108	
t	-20	0-2	213	-106		15	85	170	156	5	86	17	-51	-117	-128	-94	-32	3	81	146	176	113	107	120	48	44	18	-2	-19	-35	-52	-72	-96	-127	-165	-138	-80	-6	15	88	149	176	1
T	- 28	K		-19	8	1	5	$\geq$	24	3	117	26	-71	-180	-34	3 - 48	-24	-22	- 34	387	258	212	191	80	30	27	12	-7	-24	-40	-58	-79	-110	-156	-225	- 358	56	28	-24 -	-36	377	241	
t	-28	-		44	119	-95	-77	520	28	3	144	43	-70	-242	-47	5 - 30	73	- 103	-103	537	306	210	146	94	49	18	-1	-15	-28	-44	-61	-82	-109	-163	-276	-500	164	92	-104	-126	536	293	
ł	164	1-3		81	103	-99	-85	370	23	6	150	75	-32	-201	-51	8 - 48	3 70	-84	-50	445	245	178	143	91	43	-1	-21	-20	-27	-43	-69	-83	-87	-116	-224	-46	120	87	-93 -	-84	500	228	
_	3 /	-47	/-1	52/-	165	-106	45	138	20	)3	186	87	-5	-71	-230	-34	-59	-103	-95	142	126	146	182	132	14	-100	-47	24	-3	-62	-103	-84	-66	-21	-34	-13	84	34	-18	-28	211	67	Ĩ
33	1	60	35	1-4	37	-93	7	59	1	19	314	31	-10	27	46	20		- 189	-333	-88	57	131	203	394	-231	-268	-79	96	127	-21	5 -11	5 -83	3 -52	8-19	214	201	96	35	-26	3 - 35	5 -70	0 -71	1
	19	9	57	1	64	-47			1	61	141		A-25	49					-	120	28	127	203	396	-238	-269	-78	99	133	-21	2 -11	5 -8	2 -50					1	+	+	+		-
3		-			$\rightarrow$		+	+	1			100	3-169	-	08	49	-/	-195	-386	-124	-		100	100		-102	-45	20	6		-100			-	240	214	116	- 30	-1/		1-9	- 10.	7
.9/	h	+	188	1.	<sup>52</sup> /5	2 -7	2 -	ea [-	-29	-18	-77	147	157	-46	-64	-71	-73	-129		-33	72	129	180	122		-102		20				-02	-01	-6	14	43	35	32	4	33	32	24	ļ
4	8	2	23	30	/-9	9/8	43	74	Y	-14	-1	-33/	1	-197	-37	5 -24	-12	-28	-43	273	176	153	132	84	40		-19	-10	-24	-41	-69	-83	-83	-97	-151	-26	68	32	-19	-26	317	161	
+	-66	-3	339	-95	22	-63	212	469	1	43	-4	-136	-227	-324	-63	3 57	131	-116	-119	521	292	187	134	93	53	23	0	-15	-28	-45	-63	-84	-109	-155	-259	-478	161	100	-104-	-129	517	267	
ŀ	-22	5 - 5	5 <b>8</b> 0	-95	81	-41	149	618	23	57	24	-86	-189	-332	-57	9 62	126	-131	-153	570	317	202	139	95	61	33	10	-9	-26	-43	-62	-86	-119	-173	-281	-505	194	110	-108-	-151	521	295	j
ŀ	-21	9 - 4	•••	- <del>70</del>	-18	**	122	<b>#</b> 04	20	9	60	-55	-148	-246	-3*	5 -11	1	-31	-54	385	255	182	130	92	62	37	15	-4	-22	-40	-58	-81	-112	-158	-226	-355	71	38	-24 -	-44	562	238	1
Ľ	-16	2 -1	61 -	-112	-22	44	130	166	13	8	50	-30	-99	-161	-156	-106	-30	3	83	146	179	144	112	83	58	36	16	-2	-19	-35	-53	-73	-97	-127	-163	-134	-77	-3	17	87	142	171	_

*Obr. 58 Smykové síly na desce ve směru X kolmém na osu trámů [kN/m]* 



Obr. 59 Příhradová analogie smyku na desce

Představme si železobetonovou desku jako příhradovou ocelovou desku (Obr. 59), která je tvořená svislými táhly a šikmými vzpěrami. V našem případě jsou svislá táhla třmínky a šikmé vzpěry tlačené diagonály. Táhla tedy přenášejí sílu v obou směrech, zatímco vzpěry pouze v jednom.

Z toho důvodu je sčítání sil nutné pouze pro ověření únosnosti v tahu. Pokud se podíváme na maximální sílu ve směru Y 1597 kN/m, zjistíme, že ve stejném místě je síla ve směru X 99 kN/m. Složení sil tedy tahové namáhání příliš nezvyšuje. Pro únosnost průřezu je navíc rozhodující únosnost tlačené diagonály, proto bude na smyk posouzen průřez zatížen silou 1597 kN/m.

Z výpočtů můžeme vidět, že se smykovou výztuží Ø14 mm v rastru 100 x 100 mm dostaneme dostatečnou tahovou rezervu pro smyk, ale rozhodující pro nás bude únosnost tlačené diagonály, pro kterou můžeme za použití betonu C60/75 získat využití pouze 93,8 % (pouze myšleno, tak že by bylo lepší nižší využití s vyšší rezervou).

Opět se tedy dostáváme ke skutečnosti, že toto řešení vyžaduje beton značně vyšší pevnosti.

# Výpočet smykové únosnosti desky tloušťky 300 mm

# <u>MATERIÁLY:</u>

BETON	C 60/75		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ck}$	60	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	$\gamma_{c}$	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$\mathbf{f}_{cd}$	40,00	[MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	$f_{ctm}$	4,4	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	$E_{cm}$	39	[GPa]
OCEL	B500B		
Mez kluzu oceli charakteristická	f <sub>yk</sub>	500	[MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	$\mathbf{f}_{yd}$	435	[MPa]
Modul pružnosti oceli	Es	200	[GPa]
<u>PRŮŘEZ</u>			
Šířka	b	1000	[mm]
Výška	h	300	[mm]
<b>W</b>		25	[]
Kryti	C d	25	[mm]
Maximální velikost zrna kameniva	u Dmax	16	[mm]
		10	[]
<u>OHYBOVÁ VÝZTUŽ</u>			
Výztuž základního rastru - průměr ø	2	32	[mm]
Rozteč základního rastru		100	[mm]
Pozice výztuže	1		
Příložky nejsou	n		
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042,2	[mm <sup>2</sup> ]
<u>SMYKOVÁ VÝZTUŽ</u>			
Smyková výztuž - průměr	ø	14	[mm]
Střižné	n	10	[ks]

Osová vzdálenost třmínků	S	100	[mm]
Navržená smyková výztuž	A <sub>sw</sub>	1539,34	[mm²]
<u>VNITŘNÍ SÍLY</u>			
Posouvající síla	V <sub>ED</sub>	1700	[kN]

### NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

NÁVRH: ø14 10-střižné á 100 mm, A,sw = 15	39,3 mm2		
Návrhová posouvající síla	V <sub>RD</sub>	1812,24	[kN]
Návrhová posouvající síla od zatížení	V <sub>ED</sub>	1700	[kNm]
	V <sub>ED</sub>	<	V <sub>RD</sub>
	1700	<	1812,24
		VYHOVUJE	

93,81% [%]



Únosnost se smykovou výztuží	V <sub>RD</sub>	2162,21	[kN]
Navržená smyková výztuž	A <sub>sw</sub>	1539,34	[mm2]
Mez kluzu oceli návrhová	f <sub>yd</sub>	435	[MPa]
Osová vzdálenost třmínků	S=S1	100	[mm]
Rameno vnitřních sil	Z	215,27	[mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	cotgΘ	1,5	[-]

Únosnost tlačené diagonálky

```
V,rd,max
```

<u>1812,24 [kN]</u>

 $V_{\rm Rd,max} = v \cdot f_{\rm cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ 

	V,ed	<	V,rd,max
	1700	<	1812,24
		VYHOVUJE	
Využití konstrukce		93,81%	[%]
Součinitel přídavných namáhání	υ	0,456	[-]
$\nu = 0, 6 \left( 1 - \frac{f_{\rm ck}}{250} \right)$			
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f <sub>ck</sub>	60	[MPa]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f <sub>cd</sub>	40,00	[MPa]
Rameno vnitřních sil	Z	215,27	[mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	cotgΘ	1,5	[-]
<u>Únosnost ve smyku bez smykové výztuže</u>	<u>V,rd,c</u>	<u>288,01</u>	<u>[kN]</u>
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} . k. (100\rho_l . f_{ck})^{1/3}] . b_w . d$	Vad	,	V rd may
	v,eu 1700		200 01
	1700	NEVYHOVIJIE	200,01
	le potřeb	a smyková výzti	ıž
		,	~-
Součinitel C <sub>RD,c</sub> = 0,18/ $\gamma_{c}$	C <sub>RD,c</sub>	0,12	[-]
Součinitel	$\gamma$ c	1,5	[-]
Vliv výšky průřezu	k	1,88	[-]
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \le 2,0$			
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti Uvažována šířka průřezu	b	1000	[mm]
Stupeň podělného vyztužení	$\rho_1$	0,02	[-]
Stupeň podělného vyztužení $\rho_l = A_{sl} / (b_w.d) \le 0.02$	ρ	0,02	[-]

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

Maximální vzdálenost smykových třmínků	S <sub>max</sub>	194,25	[mm]
$s \le \min(0,75.d; 400 \text{ mm})$			
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
	S <sub>max</sub>		S
	259	>	100,00
		VYHOVUJE	
<u>Smykové vyztužení</u>	$ ho_{\sf sw}$	0,0154	[-]
$ \rho_{\rm sw} = \frac{A_{\rm sw}}{b \cdot s_1} $			
Navržená smyková výztuž	A <sub>sw</sub>	1539,34	[mm2]
Šířka	b	1000	[mm]
Osová vzdálenost třmínků	S	100	[mm]
Maximální hodnota smykového vyztužení	$ ho_{sw,max}$	0,0210	[-]
	ho sw,max		$\rho_{\rm sw}$
$\rho_{\rm sw} \le \rho_{\rm sw,max} = \frac{0.5 \cdot \nu \cdot f_{\rm cd}}{c}$	0 0210	>	0 0154
$J_{ m ywd}$	0,0210	VYHOVUJE	0,0134
Součinitel přídavných namáhání	v	0,46	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$f_{cd}$	40,00	[MPa]
Mez kluzu oceli třmínků	$f_ywd$	435	[MPa]
Minimální hodnota smykového vyztužení	$ ho_{sw,min}$	0,0012	[-]
	$\rho_{\rm sw}$		$\rho_{\rm sw,min}$
$a \ge a = -\frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\sqrt{f_{ck}}}$	0 0154	>	0 0012
$\rho_{\rm sw} \geq \rho_{\rm sw,min} - f_{\rm yk}$	0,0101	VYHOVUJE	0,0012
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f <sub>ctk</sub>	60	[MPa]
Mez kluzu oceli charakteristická	$f_{\gamma k}$	500	[MPa]
<u>Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků</u>	S <sub>t,max</sub>	194,25	[mm]
	c.	105 5556	[mm]
$s_{\rm t} \leq s_{\rm t,max} = \min(0,75.d; 600 \text{ mm})$	Jt	00,000	[]
			C / 1

Stránka 60 z 135

#### Osová vzdálenost větví třmínků



Podle těchto výpočtů můžeme prohlásit, že zkoumanou desku by bylo teoreticky možné realizovat za předpokladu, že jsou reálné vnitřní síly, na kterých byly založeny výše uvedené posudky. V dalších modelech bude ověřeno, jak by bylo možné přenést část zatížení z desky nebo jak moc je zatížení desky podhodnoceno v důsledku tuhosti podpírané stěny.

Z výpočtů ale vyplývá, že při použití dostatečně kvalitních materiálů je desku možné navrhnout tak, aby vyhovovala na MSÚ i MSP. Problém může být cena a nedostupnost takovýchto materiálů. Dalo by se říct, že už se nejedná o typickou železobetonovou desku, ale o desku z vysokopevnostního betonu.

Pravděpodobně bychom z důvodu smyku chtěli použít ještě pevnější beton, abychom dosáhli větší rezervy, jelikož se jedná o hlavní nosný prvek celého objektu a v případě selhání ve smyku drcením tlačené diagonály by se jednalo o prudkou destrukci.

Pro srovnání ověřme, jakou tloušťku by musela mít deska z betonu C 30/37 za předpokladu stejných vnitřních sil.

Z výpočtů zjistíme že na stejné využití tedy 91 % se dostaneme s deskou tloušťky 500 mm. To sice představuje o 66% větší spotřebu betonu, ale zase používáme beton C 30/37 namísto C 60/75 a cena za  $m^3$  betonu bude tedy mnohem menší.

#### Výpočet smykové únosnost desky z běžného betonu C30/37 (nutná tloušťka 500 mm)

#### **MATERIÁLY:**

BETON	C 30/37		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ck}$	30	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	$\gamma_{c}$	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$\mathbf{f}_{cd}$	20,00	[MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	$\mathbf{f}_{ctm}$	2,9	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	$E_{cm}$	32	[GPa]
OCEL	B500B		

Mez kluzu oceli charakteristická	$\mathbf{f}_{yk}$	500	[MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	$f_{yd}$	435	[MPa]
Modul pružnosti oceli	Es	200	[GPa]
PRÚŘEZ			
Šířka	b	1000	) [mm]
Výška	h	500	) [mm]
Krytí	С	25	5 [mm]
Účinná výška průřezu	d	459	) [mm]
Maximální velikost zrna kameniva	D <sub>MAX</sub>	16	6 [mm]
ΟΗΥΒΟΥΑ΄ ΥΥ΄ΖΤυΖ΄			
Výztuž základního rastru - průměr ø		2 32	2 [mm]
Rozteč základního rastru		100	) [mm]
Pozice výztuže		1	
	2		
Philozky nejsou	Π		
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	8042,2	2 [mm²]
<i>, ,</i> , ,			
<u>SMYKOVA VYZTUZ</u>			
Smyková výztuž - průměr	Ø	14	[mm]
Střižné	n	10	) [ks]
Osová vzdálenost třmínků	S	100	) [mm]
Navržená smyková výztuž	$A_{sw}$	1539,34	[mm <sup>2</sup> ]
VNITŘNÍ SÍLY			
<u>VNITŘNÍ SÍLY</u>			
<u>VNITŘNÍ SÍLY</u> Ohybový moment	M <sub>ED</sub>	420	) [kNm]

### NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

NÁVRH: ø14 10-střižné á 200 mm, A,sw = 1539,3 mm2

Návrhová posouvající síla od zatížení $V_{ED}$ 1700 [kNm] $V_{ED}$ $< V_{RD}$ $V_{ED}$ $< V_{RD}$ $V_{ED}$ $< V_{RD}$ $V_{ED}$ $< 1810,83$ VHOVUJE 93,88% [%] $V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \ge V_{Ed,1}$ Únosnost se smyková výztuž $V_{RD}$ 1865,91 [kN] Navržená smyková výztuž $A_{sw}$ 1539,34 [mm2] Mez kluzu oceli návrhová $f_{yd}$ 435 [MPa] Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 200 [mm] Rameno vnitřních sil Úhel sklonu smykové trhliny $Cotg\Theta$ 1,5 [-] Únosnost tlačené diagonálky $V_{rd,max}$ 1810,83 [kN] $V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{ed}$ $< V_{rd,max}$ 1810,83 [kN] Využití konstrukce 93,88% [%]
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
Využití konstrukce93,88%[%]Stion smykové trhlino vzdělenosti sVerd sV $A_{sw} \cdot f_{yd}$ s_1 $z \cdot \cot \theta \ge V_{Ed,1}$ Únosnost se smykovou výztužíVV1865,91[KN]Navržená smyková výztužAA1539,34[mm2]Mez kluzu oceli návrhováfyd435[MPa]Osová vzdálenost třmínkůs=s1200[mm]Rameno vnitřních silz371,54[mm]Úhel sklonu smykové trhlinycotg@1,5[-]Únosnost tlačené diagonálkyV,rd,max1810.83[kN]VRd,max $e v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed<
$V_{Rd,SI} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{S_1} \cdot z \cdot \cot \theta \ge V_{Ed,1}$ $V_{Rd,SI} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{S_1} \cdot z \cdot \cot \theta \ge V_{Ed,1}$ $V_{Rd,SI} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{S_1} \cdot z \cdot \cot \theta \ge V_{Ed,1}$ $V_{RD} = \frac{1865,91}{S_1} [kN]$ Navržená smyková výztuž $A_{sw} = 1539,34 \ [mm2]$ Mez kluzu oceli návrhová $f_{yd} = 435 \ [MPa]$ Osová vzdálenost třmínků $S = S_1 = 200 \ [mm]$ Rameno vnitřních sil $z = 371,54 \ [mm]$ Úhel sklonu smykové trhliny $V_{rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{ed} < V_{rd,max} = V \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{ed} < V_{rd,max} = V \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$ $V_{vd} < V_{rd,max} = V \cdot f_{rd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta};$
Únosnost se smykovou výztuží $V_{RD}$ 1865,91 [kN]Navržená smyková výztuž $A_{sw}$ 1539,34 [mm2]Mez kluzu oceli návrhová $f_{yd}$ 435 [MPa]Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 200 [mm]Rameno vnitřních silz371,54 [mm]Úhel sklonu smykové trhliny $\cot g \Theta$ 1,5 [-]Únosnost tlačené diagonálky $V_{rd,max}$ 1810,83 [kN] $V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ $V,ed$ <
Navržená smyková výztuž $A_{sw}$ 1539,34[mm2]Mez kluzu oceli návrhová $f_{yd}$ 435[MPa]Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 200[mm]Rameno vnitřních silz371,54[mm]Úhel sklonu smykové trhliny $cotg\Theta$ 1,5[-]Únosnost tlačené diagonálkyV,rd,max1810,83[kN] $V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed<
Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 200 [mm]Rameno vnitřních silz $371,54$ [mm]Úhel sklonu smykové trhliny $cotg\Theta$ $1,5$ [-]Únosnost tlačené diagonálkyV,rd,max1810,83 [kN] $V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed<
Rameno vnitřních silz371,54 [mm]Úhel sklonu smykové trhliny $\cot g \Theta$ 1,5 [-]Únosnost tlačené diagonálkyV,rd,max1810,83 [kN] $V_{\rm Rd,max} = v \cdot f_{\rm cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed<
Úhel sklonu smykové trhliny $cotg$ 1,5[-] <u>Únosnost tlačené diagonálky</u> <u>V,rd,max</u> <u>1810,83</u> [kN] $V_{\rm Rd,max} = v \cdot f_{\rm cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed< V,rd,max
$\frac{\dot{U}nosnost tlačené diagonálky}{V_{Rd,max}} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ $V,ed < V,rd,max$ $1700 < V,rd,max$ $1700 < 1810,83$ $VYHOVUJE$ $93,88\%$ [%]
$V_{\text{Rd,max}} = v \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$ V,ed < V,rd,max 1700 < 1810,83 VYHOVUJE Využití konstrukce 93,88% [%]
I + cot <sup>2</sup> θ     V,ed     <
1700     <
Využití konstrukce 93,88% [%]
Součinitel přídavných namáhání $v$ 0,528 [-]
$\nu = 0, 6 \left( 1 - \frac{f_{\rm ck}}{250} \right)$
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota f <sub>ck</sub> 30 [MPa]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota f <sub>cd</sub> 20,00 [MPa]
Rameno vnitřních sil z 371,54 [mm]

Úhel sklonu smykové trhliny	cotgΘ	1,5	[-]
<u>Únosnost ve smyku bez smykové výztuže</u>	<u>V,rd,c</u>	<u>332,89</u>	<u>[kN]</u>
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}.k.(100\rho_l.f_{ck})^{1/3}].b_w.d$	) ( a d		<b>X</b> ( and ) and a set
	v,ea	<	v,rd,max
	1700		332,89
	le notřeha sr	nyková výztu	ıž
			<i>AL</i>
Součinitel C <sub>RD,c</sub> = 0,18/ $\gamma_c$		0,12	[-]
Součinitel	$\gamma c$	, 1,5	[-]
Vliv výšky průřezu	k	1,66	[-]
		·	
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \le 2.0$			
Účinná výška průřezu	d	459	[mm]
<b>.</b>		4000	, ,
Nejmensi sirka prurezu v tahove oblasti	b	1000	[mm]
Ovazovana sirka prurezu			
Stupeň podélného vyztužení	01	0 016084	[_]
	101	0,010004	LJ
(h - d) < 0.02			
$\rho_l = A_{sl} / (b_w.a) \le 0.02$			
Navržená ohybová výztuž	A <sub>sl</sub>	8042,24	[mm <sup>2</sup> ]
<u>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</u>			
Maximální vzdálenost smykových třmínků	S <sub>max</sub>	344,25	[mm]
$s \le \min(0,75.d; 400 \text{ mm})$			
Účinná výška průřezu	d	459	[mm]
<i>i</i> .	S <sub>max</sub>		s
	459	>	200,00
	N	YHOVUJE	
Smykové vyztužení	$\rho_{\rm sw}$	0,0077	[-]

$$\rho_{\rm sw} = \frac{A_{\rm sw}}{b \cdot s_1}$$

Navržená smyková výztuž Šířka	A <sub>sw</sub> b	1539,34 1000	[mm2] [mm]
Osová vzdálenost třmínků	S	200	[mm]
Maximální hodnota smykového vyztužení	$ ho_{\sf sw,max}$	0,0121	[-]
$\rho_{\rm cw} \leq \rho_{\rm cwmax} = \frac{0.5 \cdot \nu \cdot f_{\rm cd}}{1 - 1}$	$\rho_{\rm sw,max}$	2	ρ <sub>sw</sub>
$f_{\rm sw} - f_{\rm sw,max}$ $f_{\rm ywd}$	0,0121	VYHOVUJE	0,0077
Součinitel přídavných namáhání	v	0,53	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$f_{cd}$	20,00	[MPa]
Mez kluzu oceli třmínků	$f_ywd$	435	[MPa]
<u>Minimální hodnota smykového vyztužení</u>	ho sw,min	0,0009	[-]
	$ ho_{sw}$		$ ho_{\rm sw,min}$
$ \rho_{\rm sw} \ge \rho_{\rm sw,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\rm ck}}}{f_{\rm ob}} $	0,0077	>	0,0009
Ј ук		VYHOVUJE	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ctk}$	30	[MPa]
Mez kluzu oceli charakteristická	f <sub>yk</sub>	500	[MPa]
Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků	S <sub>t,max</sub>	344,25	[mm]
$Os^{S_t} \le s_{t,max} = min (0,75.d; 600 mm)$	St	105,5556	[mm]
	S <sub>t.max</sub>		St
	344,25	>	105,56
		VYHOVUJE	

# 4.5 Model 4 - Ruční výpočet

Pro ruční výpočet bylo do osy trámu aplikováno zatížení ze zatěžovací plochy. Tvar zatěžovací plochy pro strop nad 1.PP byl stanoven na základě poloviny rozpětí mezi osou trámu a osami ostatních podpor. Tato plocha byla poté protažena směrem nahoru skrz celý objekt. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

Výsledné liniové zatížení v ose trámu bylo poté vloženo v programu SCIA Engineer na prutový model trámu a byly stanoveny vnitřní síly na trámu. Prutový model trámu byl vytvořen se zahrnutím rozdílné tloušťky, a tedy i tuhostí jednotlivých částí desky. Střednice tenčích i tlustších prvků byla modelována ve stejné úrovni.



Obr. 60 Schéma zatěžovacích ploch trámů

Zatěžovací plochy (Obr. 60) jsou dotaženy až k obvodovým stěnám, protože objekt ve zkoumaném místu nadzemních podlažích neosahuje obvodové nosné stěny ve směru rovnoběžném s trámy.

Vnitřní síly spočtené na prutových modelech trámů byly použity pro návrh smykové výztuže a podélné ohybové výztuže. Výztuž je uvedena v cm<sup>2</sup>/m pro podélnou výztuž a v cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> pro smykovou výztuž, aby byly porovnávány stejné jednotky, ve kterých jsou výsledky ze 3D modelů.

-	TRÁM		VÝZTUŽ	
ČÍSLO	PRŮŘEZ	DOLNÍ	HORNÍ	SMYK
		[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m2]
1	2000x600	55	35	39
2	2000x600	72	46	51
3	2000x800	55	32	38

Tabulka 3 Nutná výztuž dle ručního výpočtu



Obr. 61 Schéma 2D modelu pro ruční výpočet trámů

	TRÁM 1									
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení fk	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA Fk	gama	SÍLA Fd
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY										
ostatní	240	25	6	6,7	4,3		7	1210,02	1,35	1633,53
PODLAHY 2			2	6,7	4,3		5	288,10	1,35	388 <i>,</i> 94
STŘECHA			4	6,7	4,3		2	230,48	1,35	311,15
PŘÍČKY			2	6,7	4,3		6	345,72	1,35	466,72
STĚNY										
BETON	250	25	6,25		4,3	3,1	6	499,88	1,35	674,83
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		4,3	3,1	1	31,99	1,35	43,19
UŽITNÉ 3			3	6,7	4,3		6	518,58	1,50	777,87
					OS	AMĚLÁ S	ÍLA:	3125		4296
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]	-	
DESKY 1.pp	300	25	7,5		4,3	32,25	1,35	43,54		
PŘÍČKY			2		6,7	13,4	1,35	18,09		
UŽITNÉ 5			5		4,3	21,5	1,50	32,25		
			LINIO	/É ZATÍŽ	ENÍ	53,75		75,7875		

Tabulka 4	Tabulka	zatížení	trám	1
-----------	---------	----------	------	---

Г

	TRÁM 2									
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení fk	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA Fk	gama	SÍLA Fd
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY ostatní	240	25	6	6,7	5,6		7	1575,84	1,35	2127,38
PODLAHY 2			2	6,7	5,6		5	375,20	1,35	506,52
STŘECHA			4	6,7	5,6		2	300,16	1,35	405,22
PŘÍČKY			2	6,7	5,6		6	450,24	1,35	607,82
STĚNY BETON	250	25	6,25		5,6	3,1	6	651,00	1,35	878,85
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		5,6	3,1	1	41,66	1,35	56,25
UŽITNÉ 3			3	6,7	5,6		6	675,36	1,50	1013,04
					OS	AMĚLÁ S	ÍLA:	4069		5595
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m²]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]		
DESKY 1.pp	300	25	7,5		5,6	42	1,35	56,70		
PŘÍČKY			2		5,6	11,2	1,35	15,12		
UŽITNÉ 5			5		5,6	28	1,50	42,00		
			LINIOV	É ZATÍŽI	ENÍ	70		98,7		

Tabulka 5 Zatížení trám 2

٦

ſ

	TRÁM 3									
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení fk	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA Fk	gama	SÍLA Fd
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY										
ostatní	240	25	6	6,7	5,725		7	1611,02	1,35	2174,87
PODLAHY 2			2	6,7	5,725		5	383,58	1,35	517,83
STŘECHA			4	6,7	5,725		2	306,86	1,35	414,26
PŘÍČKY			2	6,7	5,725		6	460,29	1,35	621,39
STĚNY										
BETON	250	25	6,25		5,725	3,1	6	665,53	1,35	898,47
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		5,725	3,1	1	42,59	1,35	57,50
UŽITNÉ 3			3	6,7	5,725		6	690,44	1,50	1035,65
					OS	AMĚLÁ S	ÍLA:	4160		5720
	[mm]	[kN/m³]	[kN/m²]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]		
DESKY 1.pp	300	25	7,5		5,725	42,938	1,35	57,97		
PŘÍČKY			2		5,725	11,45	1,35	15,46		
UŽITNÉ 5			5		5,725	28,625	1,50	42,94		
			LINIO	/É ZATÍŽ	ENÍ	71,563		100,9031		

Tabulka 6 Tabulka zatížení trám 3



Obr. 62 Zatížení ručního modelu [kN; kN/m]



*Obr.* 63 *Ohybový moment, ruční výpočet [kN/m]* 



Obr. 64 Posouvající síla; ruční výpočet [kN]

# 4.6 Model 5 - Poddajnější stěna + T trám

Jedná se o upravený model 2. Trámy jsou tedy modelovány jako podoblasti s excentricitou. Rozdílem je, že je 100x snížena smyková tuhost podpírané stěny. Cílem modelu je ověřit, jak by se konstrukce chovala, kdyby stěna dokázala přenášet zatížení pouze přímo svisle. Jak je tomu vidět na trajektoriích tlakových napětí (Obr. 72). Tuhost byla upravena v programu SCIA Engineer pomocí nastavení ortotropie prvku. Součinitel d33 vyjadřující smykovou tuhost stěny ve směru Z byl snížen 100x. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

6	7	8	9	9	8	7	7	8	8	5	4	5	6	6	7	7	7	11	11	11	8		4	7	7	6	4	5	5	5	7	6	6
8	15	26	34	35	36	36	29	15	9	5	5	9	22	31	34	34	31	29	20	13		-	4	9	17	30	37	38	37	35	27	16	7
8	15	12	12	12	12	13	16	20	9	5	4	15	17	16	15	14	14	13	21	14	•	-	6	11	20	13	12	12	12	12	12	17	8
8	18	16	15	15	14	14	15	20	9	5	0	15	15	15	15	15	16	-17	23	16	9		7	12	21	12	12	12	12	13	-14	20	6
8	21	17	16	15	14	14	4	21	9	0	0	13	13	15	15	16	17	19	30	17	10		8	12	22	12	12	13	14	14	15	18	7
0	22	20	18	17	16	15	14	19	8	0	0	12	14	• 15	• • •		18.	20	32	18	10		8	11	20	13	• 13	• 14	. 14	15	15	18	7
0	22	21	21	20	19	17	15	18	0	0	0	0	14	17	10	19	19	21	33	19	11		8	10	20	13	14	15	15	15	17	17	0
0	22	22	21	20	19	17	13	17	0	o	0	0	11	16	17	18	18	19	32	19	11		7	10	20	13	15	16	16	16	15	22	0
0	18	19	19	19	17	15	12	18	0	0	<u>9</u> °	13	13	16	16	17	17	16	29	19	11		6	10	20	15	15	15	15	15	12	21	0
0	20	15	1	7 17	17	16	15	20	0 0	0	00	15	14	17	18	19	19	21	32	18	11		7	10		17	16	16	16	15	15	20	0
0	18	17	19	10	19	20	20	16	0 0	• 0	0	13	16	17	10	10	20	23	32	18	10		7	10		17	15	15	15	14	15	19	8
0	12	16	• 15	15	14	12	14	12	0	0	0	16	15	• 16	• 17	18	19	22	32	17	10		7	11		15	• 13	14	14	13	14	18	8
0	13	13	14	14	13	12	14	12	0	0	6	18	14	16	16	17	19	20	30	16	9		7	12		14	13	12	12	12	13	18	7
0	14	14	14	13	12	12	13	13	0	0	8	20	16	16	16	17	17	19	24	16	9		7	12	20	13	• 12	12	12	12	12	20	8
0	15	13	12	12	12	11	13	13	0	0	8	21	17	15	16	15	13	13	23	15	9		6	11	20	12	12	12	12	12	13	18	8
0	12	22					18	8	4	4	7	17	31	40	42	41	39	32	25	15	9		4	10	20	31	38	38	38	38	29	17	8
0	5	6	6	6	5	5	4	4	4	4	7	7	7	8	8	8	8	11	12	12	8		4	8	8	8	6	6	6	6	8	7	7

Obr. 65 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

8	11	11	12	12	11	10	10	12	10	8	8	10	10	9	10	10	9	9	9	9	8	4	4	4	4	5	5	6	7	6	6	5
9	18	18	19	18	19	21	21	18	10	7	8	18	20	21	18	16	13	13	14	8		4	4	8	13	14	14	14	14	13	13	5
10	29	9	12	13	13	13	13	32	10	7	7	29	15	15	15	15	14	11	19	8		4	4	15	11	11	11	11	11	11	19	6
7	33	15	16	17	17	15	-14	33	7	7	6	29	12	14	15	15	15	14	18	6	6	0	4	14	0,	0	0	0	0	•	20	4
7	34	17	18	18	17	16	13	31	5	5	5	26	0	0	0	16	17	17	22	5	0	0	4	13	0	• 0	0	0	۰	0	16	4
0	33	19 0	• 19	19	18	16	14	27	4	0	0	0	0	• 0	• •	17	18.	o	0	0	0				0	0	0	0	0	0	0	
		•	0	0	-0	0	•							0	0	0	0	•			Ŭ	0	0	0	+	0	0	0	0	+	0	0
0	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70	ľ						0	0	0	0	0	71	0	-			-	0	71	0
0		0	0	0	0	0	0	46	0	0	0	79	0	0	0	0	0	0	38	0	0	0	0	78	0	0	0	0	0	0	73	0
0	53	0	0	0	0	0	0	58	0	0	<u>°</u>	78	о	0	0	0	0	0	42	0	0	0	0	76	0	0	0	0	0	0	74	0
0		0	d	0	0	0	0	57	0 0	0	0 0	77	0					0	38	0	0	0	0	71							73	0
			-				-		0 -	- <u> </u>	0	39	Ĩ	0	0	0	0		0	0	0				0	0	0	0	0	0		
0	41	0	0	0	0	0	Ŷ		0 0	0	Ŭ		•	0	0	0	0	•	ľ	Ŭ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36	0
0	0	0	• 0	0	o •	۰ و	0	37	0	0	0	24	0	• 0	• 0	0	۰ ،	0	29	5	0	0	4	26	0	• 。	• • •	• •	0	0	25	4
4	18	0	0	0	0	0	0	14	4	4	4	27	12	15	17	18	18	18	28	6	5	4	4	26	12	13	12	13	12	12	27	4
4	20	11	13	12	11	10	10	17	4	4	5	30	14	15	16	17	17	16	24	7	6	4	4	23	11	12		12	11	11	30	6
5	21	10	10	11	11	9	8	18	4	5	6	28	13	13	16	16	12	9	24	9	7	4	5	22	11	11	11	11	12	12	28	9
5	13	14	14	14	13	13	13	11	4	5	6	16	19	19	18	17	15	13	16	9	7	4	6	14	15	15	16	16	20	19	18	8
5	7	7	8	7	6	6	6	5	5	5	6	8	8	9	8	8	9	9	9	9	6	4	5	6	7	7	8	8	10	9	9	8

Obr. 66 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	9	9	9	9	10	10	9	8	6	4	0	0	4	4	4	0	0	0	0
0	٥.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	۰Ť		-	•••		10	10		11	10	8	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0		10						10	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	P	0	0	0	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	š							10	8	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0
0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	6	9	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11					14		10	7	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0
4	0	0	•	•	•	•	lo	0	0	7	11	4	0	•	• 0	• 0	• •	•	0	0	0		16	16	16	16			10	7	0	0	0	0	•	•••		• •	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0		10		18	0					0	0	0	0	18	18	17	17	16	16		10	6	0	0	0	0					0	0	8
5	0	0	0	0	0	0	0	0		17	18	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	17	17	17	16			10	5	0	c	0	0	0	0	0	0	0	0	7
5	4	0	0	0	0	0	0	o		15	5 18	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	18	18	17	17			5 15	10	5	0	c	0	0	0	0	0	0	0	0	6
6	4	0	0	<sup>0</sup> 0	)	0	0	o		13	17 17'0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	18	17	17	16	16		10	6	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	8
7	0	0	0	0		0	0	0		15		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		16	16	16	16			10	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	•	۰.	。•	。•	۰ ،	0	0		10	10	0	0	• 0	• 。	• 。	• • •	0	0	0	0		14		14				11	8	0	0	0	0	• 0	• • •	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	10	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10							11	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	•	0	9	6	0	0	0	0	0	0	0	•0	0	0	0	9								9	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	4	7	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	11							9	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	6	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	10	10	10	11				9	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	9	10	10	9	10	11	10	9	7	0	0	0	4	4	4	4	0	0	0

Obr. 67 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm2/m]

			0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0		0 0 0 0 0 0		0 0	0	o 0	) 0 ) 0	0 4	4	4 4	1 4 4 4	4	4 0	4 0 0 0	0	0 0	0 0	0 0 0 0	0 0
			0 0 0 0 0 0 0 0 0		0 0 0 0			0	0 0	0	4	4	4	4 4	4	0	0 0	0	0	0	0 o	0
		0 0 0 0	0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0	0 0	, °↓		0														
0 0 0		0 0 0 0	0 0 0	0,0000				÷ .	0 4	4	4	4	4	4 4	4	0	0 0	0	0	0	0 0	0
0 0 0	000000	0 0		1 1	- <sup>0</sup>   0	0 0	0 0		4	4 5	5	5	5	4	4 4	0	16 1	5 15	14	13 1	4 0	0
	0 0 0 0 0		0 0 0	21 22 21 0 0	o c	0 0	6 6	5 7	8	78	8	8	7	6	5 0	0	17 1	7 16	15	14	5 0	0
4 0 25	30 31 28 26 25	0 0	4 7 42	45 . 23 22 0 0	<sup>31</sup> 2	7 7	9 1	1 12	13	12 13	13	11	9	8	5 4	43	32 3	• 29	• • •	28	4	3 5
8 101 32	37 37 37 35 29	53 15	15 17 0	48 45 44 40 38	35 5	6 8	14 2	0 21	20	20 19	18	16	13	9	5 4	117	35 3	1 30	29	29 3	4	9 10
7 111 40	0 37 38 38 38 38	101 16	22 20 <b>0</b>	54 48 47 44 42	41 9	4 7	14 2	0 21	20	20 19	18	16	12	8	4 1	0 117	36 32	31	31	32 3	11	98
	-		23.	•				•				•									-	
7 112 45	5 40 39 39 40 43	109 17	20 20 0	50 46 45 43 41	43 9	3 7	14 2	0 21	20	20 19	18	16	12	8	4 (	0 115	36 31	31	31	33	57 0	7
8 116 45	5 41 <sup>40</sup> 39 38 41	106 13 18	18 <sup>21</sup> 21 <sup>20</sup> 118	49 45 44 41 38	37 9	2 9	15 2	20 20	20	20 18	17	16	12	9	5 4	118	34 3	30	31	32 3	6 0	8
6 104 40	35 37 37 36	104 <sup>12</sup> 13	18 15 88	47 28 07 07 22	34 4	8 0	9 1	1 12	12	12 12	12	11	9	7	5 4	53	32 3	0 29	30	31 3	4 93	5 4
4 38 37	19 24 28 29 <sup>51</sup>	95 13	11 9 0	27 27 27 23 21	18	0 0	6	67	7	78	8	7	7	6	5 0	0	21 2	0 18	19	20	1 0	0
0 0 18	18 23 28 28 28	0 0	0 0 0	0 0 0 0	0 0	0 0	0 0	0 4	4	4 5	5	5	5	4 (	0 0	0	0 0	0	0	0	0 0	0
0 0 0	0 0 0 0 0	0 0	0 0 0	0 0 0 0 0	-0 0	0 0	0 0	0 O	0 4	4 4	4	4	4 (	o c	4	0	0.00	• •	• •	0	0 0	0
0 0 0	0 0 0 0	0 0	0 0 0	0 0 0 0 0	0 0	0 0	0	0 O	0 0	0 0	4	4	4 4	4	0	0	0 0	0	0	0	0 0	0
0 0 0	0 0 0 0	0 0	0 0 0	0 0 0 0 0	0 0	0 0	0	0 0	0 0	0 0	4	4	4 4	+ o	0	0	0 0	0	0	0	0 0	o
0 0 0		0 0																				

*Obr.* 68 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	17	16	0	0	0	0	12	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	17	۰ <sup>†</sup>		•		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
10	15	12	11	9	0	9	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	11	15	•	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0	9	9	13	0
11	14	13	16	16	16	15	1	0	0	0	0	0	10	14	14	14	14	12	16	15	16	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	15	9	-11	11		11	-9	12	0
12	19	21	15	0	0	15	20	17	0	0	0	19	24	16	0	0	13	19	22	18	15	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	19	17	+ 11	0	0	11	17	17	0
14	25	34	37	36	34	32	32	25	12	12	0	32	40	• 29	• 20	• * *	· <sup>20</sup> ·	24	25	20	18	17	15	13	0	0	0	0	0	0	0	13	25	25	• 28	20	20	28	27	26	13
17	37	34	33	31	27	25	30	37	20	22	19	46	48	41	40	37	51	22	27	22	23	25	21	18	15	0	13	14	13	0	0	0	29	29	20	2.5	2.5	20	31	37	17
23	46	36	36	23	19	19	26	40	37	40	37	65	45	39	40	37	23	10	26	23	25	40	36	24	14	14	19	21	13	0	0	0	40	29	25	23	22	23	27	60	28
17	36	12	23	14	11	12	21	40	36	0	23 33	58	32	33	36	33	20	9	25	23	25	41	36	24	14	14	19	21	13	0	0	0	38	27	21	19	18	19	25	59	27
0	27	24	14	9	0	9	17	53	23 0	18	3 2321	46	36	35	34	31	25	18	25	22	24	25	21	18	14	0	13	13	13	0	0	0	28	26	23	23	23	23	28	37	17
0	25	37	49	47	50	47	46	64	32 37	34	22	39	40	38	38	15	31	26	26	20	19	17	15	13	0	0	0	0	0	0	11	13	27	27	27	28	28	27	29	28	13
0	23	31	33	38	38	37	40	40	15	20	19	30	33	• 28	• 27	25	• 25 •	25	25	18	15	14	12	0	0	0	0	0	0	0	0	12	21	22	• 19	19	19	20	23	20	10
0	17	21	16	0	0	19	27	19	0	0	12	22	23	17	9	0	14	20	22	16	13	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	17	15	11	0	0	11	15	15	0
0	11	11	14	15	15	15	12	0	0	0	0	13	13	17	17	16	16	14	17	14	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	13	9	12	12	12	12	<b>•</b> 9	11	0
0	0	0	9	0	0	0	0	o	0	0	0	0	10	10	0	0	10	13	19	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	9	0	0	0	9	11	16	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	13	17	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	15	18	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 69 Nutná smyková výztuž [cm2/m2]



Obr. 70 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 72 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Výsledky na modelu 5 ukazují snížení nutné výztuže. Domnívám se, že je tomu proto, že zatížení ze stěny neteklo přímo do trámů, ale nejprve do desky. To zvýšilo průhyb desky a to zvýšilo poddajnost podpory, kterou tvoří stěna pro desky vyšších podlaží. Proto celkové zatížení, které nakonec přiteklo do trámů, bylo nižší, a proto byly nižší nutné plochy výztuže.

### 4.7 Model 6 – Poddajnější stěna + bez trámů

Jedná se o upravený model 3. Z konstrukce jsou odebrány trámy. Rozdílem je, že je 100x snížena smyková tuhost podpírané stěny. Cílem modelu je ověřit, jak by se konstrukce chovala, kdyby stěna dokázala přenášet zatížení pouze přímo svisle. Jak je tomu vidět na trajektoriích tlakových napětí (Obr. 72). Tuhost byla upravena v programu SCIA Engineer pomocí nastavení ortotropie prvku. Součinitel d33 vyjadřující smykovou tuhost stěny ve směru Z byl snížen 100x. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

0		12	15	16	; 1	4	17	19	18	15	4	0	0	9	14	16	17	17	18		16	12		0	9	15	19		18	16	16	14	10	0
0		15			3 1	7					0	0	0	11	18	19				24		12	0	0	0		24			19	19	19	13	0
0		18	1	2 2	2 2	2.	24 .	26	26	19	0	0	0	12	20	20 •	20 •	• 25	26	27		12	0	0	0		26	26 •	24	20	21	-21	16	0
0			29	2.	3 2	2	23	25	20	18	0	0	0	0	20	••	20	27	28	28		12	0	0	0		25	24	22	21	23	24	18	0
0		18	20	• 27	•	<b>.</b>	22 22	24	22	14	0	0	0	0	20	• 19	• 22	• 29	• 30	31	26	16	0	0	4		2B	• 26	• 23	• 23	25	25	19	0
0	c	)	22	22	21			18	18	13	0	0	0	0	19	18		28	29	29	26	16	0	0	4		27	25			24	24	17	0
)	0	c	o ·	18	17	1	17	14	14	0	o	0	0	0	0	0	17				19	17	0	4	4	15		18	13	14	17	16	0	¢
	0	0	4	4	13		14	11	0	0	0	0	<u>}</u> °	0	0	0	14		21			16	0	4	4	12	14	13	9	10	12	0	0	(
1	0	0	C	b	0	13	11	1	2 C	0	0	0	0 0	0				26	27	27	24	17	0	4	4				18	17			0	0
0	0	13	21			18	18 2		19	0 0	0	• 0	0	18	27	26	26	31	32	32	26	17	0	0	4		28	27	23		24	24	18	0
0		15	22	• 2	2 2	•	19	20 •	20	0	0	0	0	19	27	• 26	• 25	• 31	33	33	27	15	0	0	12	24	29	• 28	24	23	26	26		0
0		15	23	2	2 2	0	18	20	20	0	0	0	0	19	27	27	25	29	30	30	24	12	0	0	9		26	26	24	21	23	24	18	0
0		12	2	-20	9-1	9	19	21	<b>£</b> 1	0	0	0	0	19	28	28	26	28	29	30	24	12	0	0	10		28	27	25	21	23	23	17	0
0		12	18	18	3 1	7	18	19	18	0	0	0	0	17	24	24		24	25	27		12	0	0	11		25	24					15	0
0		9	14	15	5 1	4	15	16	14	0	0	0	0	14	19			19			18	12	0	0	10	16			18	17	17	16	12	0

Obr. 73 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

13	1	6	16	1	7	16	19	21	21	21	20	17	17	18	18	19	18	18	18	18	17	15		13	15	17	18	17	15	15	14	13	11
16		24	24	2	4	23	27	28	27	27	21	17	18	23	25	26	25	24	26	26	22	17	15	16	22	25	26	24	23	23	22	19	14
18		26	ţ	9-2	9	<sup>30</sup> .	29	31	34 31	27	21	17	18	24	29	29 •	- 28 •	- 28	29	-30	24	17	14	16	25	29	29	27	26	26	-26	23	16
21	2	9	35	•	51	29	29	31	30	26	20	17	18	24	29	29	28	29	30	30	25	16	0	15	24	29	27	25	26	28	30	25	17
18	2	6	32	•3	· ·		25 25	-24	24	20	0	0	0	24	29	• 20	•	• •	• • •	33	27	0	0	0	26	31	• 30	26	28	31	31	26	18
D	0		0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	C	)	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	c	)	0		0	0	C	0	0	0	್ರಿಂ	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	c		0	0	0	c	)	0 0	0	0	00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	ę	_	0	0	19	0	0	0 0	0	0	0	0	0	30	29	31	30	30	25	0	0	0	25	30	29	25	26	28	28	24	0
0	2	3	31	• 3	51 <sup>•</sup>	27	28	28	0	0	0	0	0	27	32	• 31	• 31	32	35	34	29	19	0	20	29	33	• 32	28	28	31	32	28	20
14	2	23	31	3	я :	28	27	29	27	20	15	14	19	27	33	32	30	30	31	31	26	16	12	17	25	30	30	27	27	29	30	26	18
13	4	20	28	-2	9	27	28	29	27	20	16	15	19	27	38	-33	31	29	-31	32	26	17	12	18	27	31	•	29	27	-28	28	24	17
13	1	9	23	2	4 3	23	25	26	24	20	15	14	19	24	27	28	27	25	26	26	23	17	13	17	23	26	27	25	23	25	24	21	16
11	1	3	14	15	5	14	16	17	17	16	14	14	17	18	19	20	18	16	18	17	16	14	12	14	16	17	18	17	15	16	15	14	13

*Obr.* 74 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

11		0	0	0	0	0	0	0	0	8	7	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0		4	0	0	0	0	0	0	0	0	8
12		0	0	0	0	0	0	0	0	11	9	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	10	0	0	0	0	0	0	0	0	10
12		0	ſ	•••	•	• •	•	•	0	12	11	11	0	9	•	•	•	•	-	0	0	12	10	0	9	•	0	0	•	P	0	11
16		0	j	•••	0	• •	•	6	0	13	12	13	15	0	••	•	0	0	•	0	0	11	10	0	0	0	0	0	0	0	0	14
17		0	ľ	•	•	•	•		0	13	13	13	14	0	• 0	• 0	•	• •	ſ	0	0	12	11	0	0	• 0	• •	• •	•	0	0	15
7	1	6	0	0	0	0	0	0	0	18	18	18	16	0	0	0	0	0	ò	0	0	13	12	0	0	0	0	0	0	0	0	16
	16	1	5	0	0	0	0	0		23	31	32		17	13	0	0	0	0	0	0	13	10	0	0	0	0	0	0	0	15	16
	15	14	F 13	2	0	0	0	1	3 20	27	29 31	31 32	22	19	16	0	0	•	0	0	0	13	10	• 4	4	0	0	0	4	13	15	16
	13	12	1	3	12	0 0	) (	C	16 21	25	3: 28	2 3232		0	0	0	0	0	0	0	0	13	11	0	0	0	0	0	0	0	15	17
13	12	0	0	•	0	0 0	0	0	16 19	21	28	27	0	0.	0	0	0	0	0	0	0	12	11	0	0	0	0	0	0	0	0	15
12		0	q	• 。	• 。	• 。	• 。•	0					0	d	• 。	• 0	• 0	• 。•	0	0	0	11	4	0	Ì	• 。			•	b	0	16
13		0	o	0	0	0	0	0		17	16	18	o	o	0	0	0	0	0	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0	o	0	13
9		0	•	-0	-0	0	0	0	17	15	15	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	4	0	0	• 0	0	0	•	-6	0	11
9		0	0	0	0	0	0	0	14	13	13	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	4	0	0	0	0	0	0	0	0	10
8		0	0	0	0	0	0	0	12	11	10	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	4	0	0	0	0	0	0	0	0	9

Obr. 75 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm2/m]

0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ō	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0		0	P.	•	•	•	•	٩	0	0	0	0	0	9	•	•	•	•	-	0	0	0	0	9	•	•	•	•	P	0	0
0		0	٦.	0	0	0	••••	6	0	0	0	0	0	d	•••	•	0	•	0	0	0	0	0	0	• •	0	0	0	0	0	0
0		0			្តំ•		<u>.</u> .		0	14	16	16	0	0	•	•	•	• •		0	18	19	0	0	• •	•	۰ ،	•	0	0	0
1	35	53	8 3	8 3	7	30	23	22	28	36	38	42	45	47	49	51	52	48	37	29	23	36	42	44	43	40	41	42	40	36	32
	35	37	38	39		37	33	32	35	43	52	53	52	55	55	56	58	48	38	32	26	38	44	48	47	44	45	46	43	38	33
	34	37	35	44	ı.	45	43	39	37	44	51. 48	3 55	54	57	57	54	57	• 51	40	32	25	37	43	47	47	44	46	46	43	38	33
	34	36	37	41	46	<sub>5</sub> 43	43	3 38	3 38	43	44	5404	54	57	56	55	57	52	41	32	26	37	44	47	47	44	46	46	43	39	33
!2	20	32	40	47	43	0	43	43 3	<sup>9</sup> 35	37	44	41	31	31	0	0	0	0	ρ	0	19	20	0	Q	0	0	0	0	.0	0	18
16		0	•	0.	。•	°.	。•	31	31	30	30	27	0	q	• 0	• 0	0	• • •	0	0	0	0	0	0	• 。•	0	•	•	p	0	0
0		0	٥	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0	0
0		0	•	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ð	0	0	0	0	0	• •	•	•	•	•	0	0
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

*Obr. 76 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]* 

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	13	14	14	14	13	13	0	0	0	0	0	0	0	0	13	14	14	14	15	0	0	0	11	13	14	14	14	14	12	11	0
13	19	24	22	19	18	20	19	14	0	0	0	0	15	17	18	20	21	21	19	11 ↓	0	13	18	20	21	20	20	20	19	17	12
15	26	45	34	23	21	29	38 47	22	13	0	11	18	33	27 •	21 •	22	36	47	25	20	12	16	24	45	37	20	19	.34	44	23	15
19	33	57	0 20	14	0	0	50	30	19	17	19	27	47	••	0	15	15	54	30	22	13	19	30	54	20	15	14	18	54	29	18
:0	33	63	67	52	47	56	5	32	25	24	27	37	56	• "	• 10	• •	• •	52	31	20	13	20	35	58	• 23	• 19	16	21	54	34	20
2	34	49 5	56	53	46	38	34	34	33	35	39	48	74	86	78	70	67	40	23	17	0	21	38	68	76	68	67	72	59	35	23
3	0 48	3 68	3 6	0	33	30	27	26	45	52	45	52	64	80	96	92	57	21	13	13	0	20	, 48	64	69	71	69	59	46	35	24
17	20	0	2	8	22	24	20	18	27	20. 0	<sup>6</sup> 23	38	51	67	83	82	• 54	15	0	12	0	19	43	55	58	58	55	48	39	30	21
19	24	28	1	4 (	24	. 16	6 21	0 14	0	0 19	1724	42	55	67		67	50	33	19	16	0	21	76							30	22
5 14	25	68	114	126		117	98 4	3 47	51	46	30	38	60	67	69	65	50		28	19	13	20	30	49	57	59	58	52	42	32	21
15	28	51	• 30	48	79 58	53	63	44	34	31	32	40	66	73 • 18	60 •	55 10	61 27	56	33	21	14	20	34	65	•	53	53	64	58	33	19
14	26	56	0	14	0	12	59	30	23	21	23	33	57	•••	13	16	18	57	31	20	13	18	29	53	•	15	15	17	52	28	17
13	20	41	34	26	26	32	58	20	14	13	16	23	42	- 34	23	23	39	<b>•</b> 9	25	17	11	16	24	48	• 39	21	20	35	44	23	15
0	15	18	20	21	20	19	16	12	0	0	0	15	19	20	21	22	22	22	20	14	0	13	18	20	21	21	20	21	20	18	12
0	0	11	13	13	13	11	0	0	0	0	0	0	11	13	15	15	15	14	12	11	0	0	12	13	14	15	15	14	13	12	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0

Obr. 77 Nutná smyková výztuž [cm2/m2]



Obr. 78 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 79 Normálové síly na integračních dílcích



Obr. 80 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Můžeme si všimnout, že síly v krajních integračních dílcích jsou oproti ostatním modelům značně nižší. Zaměřme se na porovnáním s modelem 3, který je modelu 6 nejbližší. Až na tuhost vynášené stěny jsou modely totožné. Nejznatelnější rozdíly jsou hlavně v krajních integračních dílcích, ale více zarážející je, že celková síla přenášená všemi 5 dílci a tedy i celková síla působící ve stěně je o 6 % menší.

			SÍLY NA IN	ITEGRAČN	ích dílcíci	Η	
MODEL	Okraj 1	Trám 1	Trám 2	Trám 3	Okraj 3	CELKEM	POMĚR
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]
3 - Bez trámů	3338	5051	3595	3606	3379	18969	100%
6 - Poddajnější stěna + bez							
trámů	2732	4900	4231	3889	2002	17754	94%

Tabulka 7 Srovnání sil na integračních pásech modelů 3 a 6

Nejprve si zdůvodněme, proč je menší celková síla. Pokud se podíváme na průběh napětí na stěně v modelu 3 (Obr. 51), všimneme si, že se v 1.NP tvoří klenbový efekt, který zatížení soustředí do pomyslných podpor, tedy do uložení stěny na trámy nad okrajovými stěnami. Tento efekt může vznikat díky smykové tuhosti stěny, která byla v modelu 6 stonásobně snížena.

Díky tomuto efektu se zatížení ze stěny koncentruje do několika bodů. Můžeme si to představit tak, že místo toho, aby v místě styku desky a stropní desky působilo spojité liniové zatížení, tak se zatížení soustředí do několika osamělých sil (Obr. 81). Naopak v případě smykově poddajné desky, ve které nemůže docházet ke klenbovému efektu, je zatížení víceméně rovnoměrně rozloženo.

SMYKOVĚ TUHÁ STĚNA – VZNIKÁ KLENBOVÝ EFEKT, ZATIŽENÍ SE SOUSTŘEDÍ DO PODPOR



DESKA SE DEFORMUJE VÝZNAMNĚ MÉNĚ, PROTOŽE SILY JSOU SOUSTŘEDĚNY DÁLE OD STŘEDU ROZPĚTI



Smykově poddajná stěna – nevzniká klenbový efekt, zatižení se rovnoměrně rozloži



DESKA SE SE DEFORMUJE VICE, PROTOŽE SILY PÚDOBI VICE VE STŘEDU ROZPĚTÍ

Obr. 81 Vliv smykové tuhosti stěny

Právě díky tomu, že je zatížení rovnoměrně rozloženo, dochází na desce, která podpírá stěnu, k větší deformaci, protože zatížení působí více ve středu rozpětí. Cesta zatížení do podpory je navíc delší. Zatížení jde nejprve ze stěny do desky a poté z desky do sloupů. Vzhledem k deformaci desky tedy dojde k poklesu stěny, která tvoří podporu desek vrchních podlaží. To znamená, že středová podpora desek horních podlaží je zatížena vynucenou deformací.

O stropních deskách zkoumané části objektu by se dalo mluvit jako o spojitých nosnících ve směru Y. Je jasné, že pokud středová oblast obsahuje vynucenou deformaci, sníží se tím v ní vzniklá reakce. To je důvod, proč je suma sil na integračních dílcích nižší pro poddajnější model 6 než pro tužší model 3.

Důvodem, proč je síla v krajních integračních dílcích menší na modelu 6 než na modelu 3 je, že v modelu 3, který obsahuje smykově tuhou stěnu, se do pomyslné krajní podpory přesouvá více zatížení, než by bylo úměrné polovině rozpětí mezi trámem 1 a okrajovou stěnou (Obr. 82). Z obrázku uvidíme, že sklon vláken se mění směrem ke kraji i za polovinou rozpětí podpor. V modelu 3 do krajní podpory tedy teče více zatížení než pouze z poloviny. V modelu 6 je tomu naopak a zatížení se dělí v polovině. Do krajní podpory doteče zatížení méně a do trámů naopak více, což vysvětluje zvýšené namáhání trámů 2 a 3.



Obr. 82 Trajektorie tlakového napětí stěny 1.NP model 3

Naopak v případě modelu 6 budou trajektorie napětí svislé (Obr. 80) a do krajní podpory poteče zatížení pouze z poloviny rozpětí.

Fakt, že dochází k poklesu podpor, můžeme vydedukovat také z průběhu momentů se směru osy trámů na stropní desce nad 1.NP (Obr. 83 a Obr. 84), která je podpírána stěnou, kterou vynáší námi zkoumaná deska. Můžeme vidět, že momenty nad podporu v modelu 6 jsou znatelně nižší, což jasně naznačuje pokles podpory. Zvýšení deformace můžeme vidět i na vykreslení lineární deformace (Obr. 50 a Obr. 78).



Obr. 83 MODEL 6 - Moment my

ve směru Y rovnoběžném s osou trámů na stropní desce nad 1.NP [kNm]





ve směru Y rovnoběžném s osou trámů na stropní desce nad 1.NP [kNm]

### 4.8 Model 7 – Bez trámů + zesílený okraj v ose 1

Jedná se o upravený model 3. Z konstrukce jsou odebrány trámy. Je ponechána původní tuhost stěny. Z průběhu napětí na stěně v modelu 3 (Obr. 51) vidíme, že napětí má tendenci směřovat do pomyslných trámů tvořících podpory stěny. Díky tomu vznikají v těchto místech větší síly. I za předpokladu snížení tuhosti stěny vlivem potrhání betonu předpokládám, že trajektorie napětí ve skutečné konstrukci budou směřovat do podpor a napětí se bude hromadit v pomyslných trámech. Proto považuji za výstižnější model s tuhou stěnou, a proto je v modelu s vyztuženým okrajem v ose 1 použita tuhá stěna.



Obr. 85 Výsek výkresu tvaru skutečné konstrukce, zesílený okraj v ose 1 vyznačen zeleně



Obr. 86 Rozmístění pilot pod základovou deskou ve zkoumané části na skutečné konstrukci

Skutečná konstrukce byla navržena se dvěma pilíři, které ztužují okraj u trámu 3 (okraj v ose 5). V tomto modelu budu zkoumat, jak by trámy mohla odlehčit tužší krajní podpora u trámu 1 (v ose 1). Do modelu tedy byly doplněny stejné ztužující pilíře k okraji u trámu 1 (do osy 1) jako jsou na druhé straně (v ose 5).



*Obr.* 87 *Axonometrie modelu 7 s upravenými pilíři v okraji u trámu 1 (v ose 1)* 



Obr. 88 3D schéma modelu s pilíři u trámu 1

	0	10	12	13	13	14	15	14	12	4	0	0	9	12	14	14	14	15	15	13	9		0	9	13	16	16	15	14	15	14	11	0
	0	12	15	15	14	16	18	18	15	0	0	0	10	15	16	16	17	19	19	16	10	0	0	9	16		19	18	17	18	18	13	0
	0	14	ţ	7 17	16	19	20	20	15	0	0	0	11	17	• 17	• 17	20	21	- 22	18	9	0	0	9	17	21	21	19	18	19	<b>1</b> 9	14	0
	ţ	16	20	18	17	18	20	19	13	0	0	0	11	17	17	17	21	22	22	18	9	0	0	9	18	22	21	20	18	20	22	16	0
4		15	22	• 21	• 18 19	•	• 19		14	0	0	0	0	17	• 17	•	• 23	. 24	24		11	0	4	11		24	• 24	21	20	23	23	18	0
4		4	19		18	18	17	17	13	0	0	0	0	17	17	18		24	24		13	0	10	12		23					23	17	4
	4		4	4	0	16	12	12	0	0	0	0	0	о	11	14	18	18	18	15	13	0			16	17	17	13	12	16	16	4	
-		_		1	-			1			0	20						•			12	0	10	12	•								
			4		0	4	0	0	0	0	0	· · ·	0	0	4	13	16	16	16	16	12	0	11	13	14	14	13	11	9	4	4	4	4
	4	0	0		0 0	) <sup>4</sup>	4	0	0 0	0	0		0	19	18	18				19	14	0	12	14	19			18	16	18	19	14	4
0		4	16	15	5 13	15	17	17 (	0 0	0	0	0	18	23	23	22	26	26	26		14	0	4	12		24	24	22	20	22	23	17	0
C	)	11	17	• 17	15	17	18	19	0	0	0	0	17	23	• 22	22	25	27	27		12	0	4	12		25	• 26	23	20	23	24	19	0
0	0	11	17	17	15	16	18	18	0	0	0	0	17	24	24	21	24	25	24		10	0	0	10	19	23	23	21	20	20	21	16	0
1	C	8	14	14	13	14	15	15	0	0	0	0	18	2+	24	22	23	23	24		10	0	0	10	19	25	22	21	20	22	22	17	0
	0	9	14	15	14	13	14	13	0	0	0	0	16							18	10	0	0	10	17			19	18			15	0
	0	8	11	13	12	11	12	10	0	0	0	4	13	17	18	18	16	17	17	14	10	4	0	10	14	17	17	16	16	16	16	12	0

*Obr.* 89 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm2/m]

12		14	14	15	14	15	17	16	16	15	13	13	15	15	15	14	14	14	14	13	12		8	10	12	13	14	13	12	13	13	12	11
14		20	20	21	20	22	23	22	22	17	13	15	18	20	21	20	19	20	20	18	13	12	9	13	17	20	21	20	19	20	20	17	13
15		21	26	24	23	. 24	25	25	22	17	13	15	20	23	23 •	• 22	• 22	23	23	19	13	11	8	12	19	23	23	22	_22	23	-23	20	12
18		24	28	25	24	23	25		20	16	13	14	20	23	23	• 22	23	24	23	19	13	8	8	13	20	24	24	22	22	24	25	21	14
15		21	26	•	23	• <u>* *</u> •	24	2	18	12	0	13	19	23	• 25	• 24	• 25	- 26	25	21	13	0	0	15	22	26	• 26	23	. 24	26	27	23	15
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	<u>°</u>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0		0 (	0	(	C	0 0	0	0	0~	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	o	0	0	0	0	0	0 0	0	0	0	0	25	25	24	25	25	25	20	0	0	0	14	21	25	25	23	23	25	25	21	13
0		19	26	27	24	26	27	0	0	0	0	0	22	26	• 25	• 25	• 26	28	28	24	16	9	11	17	24	28	28	25	24	27	28	24	17
12		19	26	27	24	25	27	25	18	13	12	16	23	27	27	25	25	26	26	21	14	9	9	15	22	26	25	24	24	24	25	22	15
10		16	22	23	22	23	24	22	16	11	13	16	23	27	27	26	24	24	25	21	14	11	9	15	21	25	25	23	24	26	26	23	16
12		17	21	22	21	20	21	19	16	11	12	16	20	23	23	22	21	21	21	18	14	10	10	14	19	22	22	21	21	22	22	19	15
11		12	13	14	14	12	13	13	12	10	12	14	15	16	17	15	14	14	13	12	11	10	9	11	12	14	14	13	13	15	14	13	12

Obr. 90 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

8		0	0	0	0	0	0	0	0	8	6	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0		9	4	0	0	0	0	0	0	0	0	8
9		0	о	0	0	0	0	0	0	9	8	9	0	0	0	0	0	0	0	0	•	11	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
11		0	P-	0	۰.	0	۰.	9	0	11	9	10	0	9	•	•	•	0	-	0	0	11	8	0	0	9	•	0	0	•	P	0	10
14		0	١.	0	0	0	••••	Ĺ	0	11	10	11	0	0	•••	•	•	•	•	0	0	11	10	4	0	0	0	0	0	0	0	0	13
15		4			<b>`</b>		<b>.</b>	-	0	13	10	12	12	٩	•	•	• •	• •	ſ	0	0	12	9	4	0	0	• • •	0	• •	•	0	0	15
14	16	5 (	0 0	)	С	0	0	0	0	16	15	14	13	0	0	0	0	0	0	0	0	14	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	14
15	16	17	16	17		0	0	0	14	19			15	14	0	0	0	0	0	0	0	14	0	4	0	0	0	0	0	0	0	14	14
12	14	16	15	1	5	14	10	12	15		19, 20	21 22	17	16	13	0	0	•	0	0	0	14	0	4	• 4	4	4	0	4	12	13	14	14
10	12	15	15	1.	4 14	11	1	1	5 18		22 21		16	0	0	0		0	0	0	0	15	4	4	0	0					0	4	15
11	11	12	0	0	0		0	0 1	4 15	18	23		0	0	Č		0		0	0	0	13	10	4	0		0	0	0	0		0	15
- 11		4			•	<b>.</b>	•	0	16	16	17	17	0	Ĵ	•	•	• ~ •	· .		0	0	11	12	4	0	1	• • •	0	• • •	•	Ť.	0	15
12		4	0	0	0	0	0	0	15	13	13	14	0	d	•••	0	0	0	0	0	0	10	10	4	0	J	•	0		<u>.</u>	Ğ	0	12
10		0	•	0	•	0	•	•	15	13	12	14	0	0	•	•	•	0	•	o	0	11	10	4	0	-	• •	0	• •	•	-	0	11
6		0	0	0	0	0	0	0	13	12	12	13	0	0	0	0	0	0	0	0	4	12	11	4	o	0	0	0	o	0	0	0	10
5		0	0	0	0	0	0	0	11	10	10	11	0	0	0	0	0	0	0	0	4	10	11	4	0	0	0	0	0	0	0	0	10

Obr. 91 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm2/m]

C		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	₀ ∔	0	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0		0	0-	•	0	0	۰.	9	0	0	0	0	0	9	•	•	0	•	•	0	0	0	0	0	9	•	•	•	•	P	0	0
0		0	1.	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	•••	0	0	0	0	0	0	0	0	0	٩.	0	0	0	0	0	0	0
0		~	١.	°.	٠	° •	•	0	0	0	11	0	0	o	• 0	• 0	0	• • •	0	0	0	10	0	0	•	•	۰ ،	۰ ،	۰.	0	0	0
26	3	0 0 3	33 3	4 3:	2 :	26	20	18	22	27	28	29	32	34	34	37	38	35	28	22	18	19	23	29	34	36	33	32	35	33	30	25
6	30	33	33	34		31	29	27	26	30	34	36	36	39	39	41	42	36	28	23	19	19	24	31	36	39	36	35	38	35	31	2(
Z	28	33	33	42		43	41	35	30	30	34 <sub>7</sub> 31	37	38	41	40	39	41	38	30	24	18	18	23	30	36	38	36	36	38	35	31	2!
2	28	31	34	40	44	42	4	2 36	5 30	29	29 29	36 <sup>30</sup>	38	41	41	39	41	38	30	24	19	19	23	30	36	38	36	36	38	36	31	26
20	24	29	38	46	43	18	0	40 3	4 27	27	29	28	22	0	0	0	0	0	P	0	13	11	0	0	Q	0	0	0	0	0	0	0
15		0	• •	•	。•	0.	۰ ٥	24	25	23	22	20	0	o	• 0	• 0	0	• •	0	0	0	0	0	0	0	•	。•	。•	。•	0	0	0
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	о	0	0
0		0	0	0	0	0	0	•	0	0	0	0	0	0	-0-	0	0	0	Ð	0	0	0	0	0	0	0	•	•	•	b	0	0
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	р	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 92 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm2/m]

0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0		0	0	11	11	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	12	•		0	0	0	11	12	12	12	11	0	0
0		14	18	17	15	15	16	16	11	0	0	0	0	12	14	15	16	17	17	14	•	0	0	14	16	17	17	17	17	17	15	0
11		19	34	26	19	18	24	30	17	0	0	0	14	26	. 22	17	18	28	36	19	16	14	12	18	36	29	17	17	29	37	19	13
14		25	42	0	0	0	0	3/	24	15	12	14	21	36	•••	•	0	0	42	24	17	12	14	23	42	17	12	12	14	45	24	15
15		6	49	15	46	42	47	44	25	19	18	20	28	43	• 16	• 14	• 17	22	40	24	17	14	14	25	42	• 17	12	13	16	46	28	16
16	27	4	1 4	3 4	, ,	41	33	28	25	24	24	28	34	54	64	59	53	50	37	18	14	18	11	24	46	57	55	58	63	50	27	16
3	23	40	63	56		28	27	22	17	33	36	28	35	47	60	70	66	42	15	0	11	16	0	25	46	58	64	62	53	40	28	15
I	12	19	21	0		25	25	16	0	12	18 <sub>1</sub> 23	<b>4</b> 15	26	38	51	60	59	40	0	0	0	16	0	24	41	51	54	52	45	35	24	14
)	14	19	15	21	18	33	20	0 0	0	0	0 16	0 <sup>16</sup>	30	40	49	51	47	37	25	16	13	18	11	23	35	44	49	50	45	36	25	15
0	0	18	62	110	124	78 1	11	83 3	2 29	34	35	20	28	54	57	47	43	48	43	22	16	14	13	23	47	51	44	46	57	51	26	15
11	:	22	40 •	37	47 •	56	51	48	33	24	22	24	31	51	• 14	• 13	14	19	44	26	17	12	15	25	42	• 16	• • •	•	13	46	27	15
0		19	45	14	0	0	16	47	23	17	15	18	26	44	0	0	12	13	45	24	16	11	14	23	42	19	13	13	15	44	24	15
0		15	3	27	23	24	27	51	16	0	0	12	18	34	28	19	19	32	39	20	14	0	12	19	37	32	18	18	31	38	20	13
0		11	14	16	17	17	16	13	0	0	0	0	12	15	17	18	18	18	18	16	11	0	0	15	17	18	18	18	18	17	16	11
0		0	0	0	11	11	0	0	0	0	0	0	0	0	11	12	13	12	11	10	0	0	0	0	11	12	13	13	13	12	10	0

Obr. 93 Nutná smyková výztuž [cm2/m2]



Obr. 94 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 96 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Model 7 měl za cíl ověřit, zda nebylo možné pomocí doplnění ztužujících pilířů v obvodové suterénní stěně dosáhnout snížení zatížení, které bude muset přenášet pomyslný trám 1. Výsledky ale ukázaly, že snížení sil není nijak vysoké. Nutná výztuž byla snížena pouze pro trám 1 (vedle kterého byly dodatečné pilíře realizovány), a to přibližně o 10-20 %. Domnívám se, že takovéto ušetření výztuže se v porovnání s náklady na pilíře a piloty pod pilíři nevyplatí.

### 4.9 Shrnutí modelů

Cílem kapitoly 4 – Statické modely bylo zjistit odlišnosti mezi vnitřními silami získanými pomocí jiných výpočtových přístupů. Snahou bylo porovnat a optimalizovat navrženou výztuž. Byly použity celkem 3 přístupy k sestavení výpočetního modelu.

Model 1 měl sloužit jako výchozí, jelikož to byl model, který byl použit k návrhu realizované konstrukce. V tomto modelu byly trámy modelovány jako centricky umístěné podoblasti.

Model 2 se snažil přiblížit skutečnému chování konstrukce tím, že trámy byly modelovány podoblastmi na excentricitě. Většina výsledků modelů 1 a 2 byla téměř totožná. Rozdíly byly ale v nutné dolní výztuži se směru osy trámu, kde dle modelu 2 s trámy na excentricitě vycházela nutná výztuž o 16–20 % vyšší. Na trámu 2 také vycházela o 10 % vyšší smyková výztuž (na ostatních trámech ne). Ostatní nutná výztuž byla v podstatě stejná. Můžeme tedy konstatovat, že výztuž se nepodařilo redukovat, naopak by bylo nutné doplnit 16-20 % výztuže. Nevyvozoval bych kvůli tomu závěr, že skutečná konstrukce je poddimenzovaná. Trámy reálné konstrukce byly navrženy na využití 50 – 60 %.

Cílem modelu 3 bylo ověřit, zda by konstrukce nemohla fungovat bez trámů. Prvotním předpokladem bylo, že vynášená stěna bude fungovat jako stěnový nosník. Předpokládal jsem, že přestože stěna obsahuje velké množství otvorů, dokáží nadpraží přenést smykové namáhaní, protože jim k tomu bude dopomáhat přilehlá část desky. Dle průběhu trajektorií tlakových namáhání (Obr. 44) ale vidíme, že ve stěně nedochází k žádnému klenbovému efektu, který by spojoval dvě krajní podpory.

Z grafu srovnání sil na integračních dílcích (Obr. 106) vidíme, že síly na trámech klesly a částečně se přesunuly do okrajových podpor. Z grafů pro srovnání nutné výztuže pro všechny varianty (Obr. 97, Obr. 100, Obr. 103) potom můžeme vidět, že hlavní problém není v nutné ohybové výztuži, ale ve smykové výztuži. S ohledem na to, že konstrukce je v oblasti pomyslných trámů zatížena soustředěným namáháním působícím na malé rozpětí, je tato skutečnost realistická. Nutná ohybová výztuž dle modelu 3 je vyšší o přibližně 25 % pro směr X horní, 66 % pro směr Y horní a 50 % pro směr Y dolní. Oproti tomu nutná smyková výztuž je vyšší o 100–150 %.

Výpočty MSP omezení napětí, šířky trhlin a deformací rovněž potvrdily, že varianta bez trámů může fungovat. Hlavním problémem je omezení napětí v tlačeném betonu. Pro běžný beton C30/37 přesahují napětí pro charakteristickou i kvazistálou kombinaci přípustnou mez a konstrukce nevyhovuje MSP. Aby konstrukce vyhověla, je nutné použit beton minimálně C50/60.

Ještě větší problém nastává s výše zmíněným smykem. V místě sloupů je smyk v desce tak vysoký, že selhává tlačená diagonála. Aby konstrukce vyhověla, je nutné použít minimálně beton C60/75 a i tak dostaneme využití 91 % s rezervou pouhých 9 %. Pro konzervativněji navrženou konstrukci by bylo

nutné použít ještě kvalitnější beton. Vidíme tedy, že z běžně používaných materiálů by takovouto desku nebylo možné realizovat. Jednalo by se o silně vyztužený prvek tvořený HPC.

V dalších kapitolách se budu věnovat možnosti alternativního řešení.

Ostatní modely sloužily k doplňkové kontrole výše pospaných modelů.

Ruční výpočet měl za cíl ověřit, zda se výsledky z programu alespoň přibližně shodují s ručními výpočty. Z výsledků můžeme vidět, že dle ručního výpočtu je nutná výztuž ve směru Y vyšší. Důvodem ale může být, že ruční výpočet nezahrnuje roznos zatížení ve směru X a také o přibližně 5 % nadhodnocuje zatížení. Shodu mezi výsledky programu a ručním výpočtem hodnotím jako dostatečnou. Zcela bezpečným přístupem by bylo navrhnout výztuž na obálku z výsledků všech modelů.

Model 7 měl za cíl ověřit, zda nebylo možné pomocí doplnění ztužujících pilířů v obvodové suterénní stěně dosáhnou snížení zatížení, které bude muset přenášet pomyslný trám 1. Výsledky ale ukázaly, že snížení sil není nijak vysoké. Nutná výztuž byla snížena pouze pro trám 1 (vedle kterého byly dodatečné pilíře realizovány), a to přibližně o 10-20 %. Domnívám se, že takovéto ušetření výztuže se v porovnání s náklady na pilíře a piloty pod pilíři nevyplatí.

Model 5 a 6 byly modelovány se smykově poddajnou stěnou, jejíž smyková tuhost byla snížena oproti ostatním modelů 100 násobně. Cílem bylo ověřit, jak moc konstrukci pomáhá fakt, že zatížení může ve stěně téct do nejbližší možné podpory.

Výsledky na modelu 5 ukazují snížení nutné výztuže. Domnívám se, že je tomu proto, že zatížení ze stěny neteklo přímo do trámů, ale nejprve do desky. To zvýšilo průhyb desky a to zvýšilo poddajnost podpory, kterou tvoří stěna pro desky vyšších podlaží. Proto celkové zatížení, které nakonec přiteklo do trámů, bylo nižší, a proto byly nižší nutné plochy výztuže.

Výsledky modelu 6 ukazují zvýšení zatížení a nutné výztuže pro trámy 2 a 3. Domnívám se, že je tomu proto, že kvůli absenci smykové tuhosti stěny nedokáží krajní podpory přenášet tak velké zatížení, ale proto zatížení zůstává v trámech.

Domnívám se, že modely 5 a 6 nepopisují reálné chování konstrukce. Jejich výsledky jsou extrém, který by nastal, pokud bychom vynášenou železobetonovou stěnu nahradili zděnou stěnou. Smyková tuhost stěny sice klesne vlivem trhlin a dotvarování, ale jsem přesvědčen, že si uchová dostatečnou smykovou tuhost, aby přenášela zatížení do tužších podpor. Samozřejmě nejbezpečnější by bylo v případě modelů bez trámů desku navrhnout s nutnou výztuží, která by byla tvořená obálkou z výsledků ze všech modelů, ale domnívám se, že případné smykové ochabnutí stěny a vzniklé zvýšení nutné výztuže vykompenzuje rezerva, se kterou by byla konstrukce navržena.

		_	_				-				-			_			-		-		_	_	_	
			Smyk	[cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	28	28	64	38	31	71	64				Smyk	[cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	64	71	64				Smyk	[cm <sup>2</sup> /m] [cm <sup>2</sup>
			Dolní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	28	34	39	55	37	48	38				Dolní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	39	48	38				Dolní Y	
	TRÁM 3		Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	0	0	14		0	13	13		TRÁM 3		Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	14	13	13		TRÁM 3		Dolní X	
		ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	21	20	28	32	20	32	28			ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	28	32	28			ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]
		NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	28	28	25		26	29	26			NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	25	29	26			NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]
			smyk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	40	44	81	51	48	96	70				smyk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	81	96	70				smyk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]
			Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]	42	49	49	72	54	58	41				Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]	49	58	41				Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]
	TRÁM 2		Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	0	0	19		0	17	17	Ů	TRÁM 2		Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	19	17	17		TRÁM 2		Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]
VŠE		íztuž	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	20	19	30	46	21	35	28	TRÁM		ŕztuž	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	30	35	28	RÁMY		ŕztuž	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]
		NUTNÁ VÌ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	27	28	28		32	33	27	BEZ		NUTNÁ VÌ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	28	33	27	ST		NUTNÁ VÌ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]
			myk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	61	60	146	39	50	126	124				myk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	146	126	124				myk	cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]
			Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]	40	48	51	55	45	46	46				Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]	51	46	46				Dolní Y S	[cm <sup>2</sup> /m]
			Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	11	12	20		0	13	17				Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]	20	13	17				Dolní X	[cm <sup>2</sup> /m]
	RÁM 1	ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	28	21	35	35	21	34	28		RÁM 1	ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]	35	34	28		RÁM 1	ZTUŽ	Horní Y	[cm <sup>2</sup> /m]
		NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	23	22	27		22	27	22		L	NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]	27	27	22			NUTNÁ VÝ	Horní X	[cm <sup>2</sup> /m]
			MODEL		1 - Centrické trámy	2 - T-trámy	3 - Bez trámů	4 - Ruční výpočet	5 - Pod. stěna + T-trámy	6 - Pod. stěna + bez trám	7 - Bez trámů + zesílení				MODEL		3 - Bez trámů	6 - Pod. stěna + bez trám	7 - Bez trámů + zesílení				MODEL	

Tabulka 8 Shrnutí výsledků

28 38 31

28 33 37

000

20 20 20 21

28 28

40 51 48

54 2 49

0

2 4 13 20

27 28 32

61 50 33 60

45 55 48

11 21 0 0

21 35 28

2 0 2 3

1 - Centrické trámy

0

0

0

0

5 - Pod. stěna + T-trámy

2 - T-trámy 4 - Ruční výpočet



Obr. 97 Srovnání nutné výztuže trám 1 - všechny modely



Obr. 98 Srovnání nutné výztuže trám 1 - modely bez trámů



Obr. 99 Srovnání nutné výztuže trám 1 - modely s trámy



Obr. 100 Srovnání nutné výztuže trám 2 - všechny modely



Obr. 101 Srovnání nutné výztuže trám 2 - modely bez trámů



Obr. 102 Srovnání nutné výztuže trám 2 - modely s trámy



Obr. 103 Srovnání nutné výztuže trám 3 - všechny modely



Obr. 104 Srovnání nutné výztuže trám 3 - modely bez trámů



Obr. 105 Srovnání nutné výztuže trám 3 - modely s trámy



*Obr. 106 Srovnání normálových sil na integračních dílcích – všechny modely* 



Obr. 107 Srovnání sil na integračních dílcích – modely bez trámů



Obr. 108 Srovnání sil na integračních dílcích – modely s trámy

# 5 Delta beamy

V další části práce se budu zaměřovat na alternativní možnosti vyztužení železobetonové konstrukce pomocí plnostěnných ocelových prvků namísto klasické betonářské výztuže. Předtím bych ale rád věnoval samostatnou kapitolu Deltabeamům a ostatním prvkům z repertoáru společnosti Peikko, protože právě Deltabeamy byly hlavní inspirací pro další část práce.

Deltabeam je plnostěnný ocelový nosník, který se používá ve velkorozponových štíhlých stropech, tzv. slim floors. Často se používá v kombinaci s předpínanými dutinovými panely, jako jsou například spirolly, ale dá se použít i v kombinaci s monolitickým betonem, filigránovými deskami, ocelobetonovými stropy v trapézovém plechu nebo dřevobetonovými stropy (Obr. 110).



Obr. 109 Typický deltabeam

Deltabeam je svářený ocelový nosník tvořený širokou dolní pásnicí, dvěma sešikmenými stojinami s otvory a užší horní pásnicí. Nad dolní pásnici jsou navíc vloženy dodatečné pruty betonářské výztuže, které zajišťují únosnost nosníku v případě požáru. O chování nosníku za požáru, které patří k jedněm z jeho největších výhod viz dále. Stojiny a pásnice obsahují dále přidané otvory, které slouží buď pro provléknutí přidané výztuže nosníkem, pokud je vyžadována, nebo k odvzdušnění při betonáži nosníku.

Jak můžeme vidět (Obr. 110), deltabeamy jsou používány vždy v kombinaci s betonovou zálivkou. V montážním stádiu nosník působí pouze jako čistě ocelový, ale po betonáži funguje jako spřažený ocelobetonový nosník. Intuitivně se nabízí použít nosník v kombinaci s přepínanými dutinovými panely. Za použití toho řešení bychom asi nejčastěji realizovali prefabrikovaný skeletový systém, ve kterém bychom mohli použít další prvky systému Peikko, jako jsou ocelobetonové sloupy, připojovací detaily, nebo okrajové či fasádní deltabeamy.



Obr. 110 Možné použití deltabeamů

Zaměřme se ale na možnost využití deltabeamu jako skrytého průvlaku ve stropní monolitické desce (Obr. 110). Přestože použitím na místě bedněné a betonované monolitické desky odeberme všechny výhody deltabeaumu spojené s rychlostí práce nebo absencí velkého množství mokrého procesu při stavbě nosné části stropu, zůstane nám jeho velká únosnost ve smyku a ohybu.

Spodní pásnice o rozměru 400 x 10 mm má totiž stejnou plochu výztuže jako 8 prutů Ø25 po 57 mm. Delta beam navíc nepotřebuje bednění, protože jeho spodní pásnice bednění nahrazuje. Dále delta beam není třeba vázat do armokoše s třmínky, ale je možné ho jednoduše umístit a pouze doplnit případnou nutnou horní výztuž. V případě pevnější oceli S460 můžeme navíc v nutném případě kompenzovat nižší únosnost běžně používané oceli S355, která má nižší mez kluzu než klasická betonářská ocel B500.

Deltabeam tak poukazuje na možnost, jak nahradit klasickou výztuž v nadměrně namáhaných místech monolitické konstrukce plnostěnnými ocelovými prvky.

Aniž by se tato práce stala neplacenou propagací firmy Peikko se nyní pokusím shrnout výhody běžného použití deltabeamů.

Jak již bylo zmíněno výše, prefabrikace při použití systému deltabeamu umožňuje dosažení velké rychlosti výstavby. Deltabeamy jsou vyráběny v továrnách po celé Evropě. Výrobce deltabeamů se podílí na projektu obsahujícím deltabeamy od začátku. Katalog Peikko obsahuje nespočet možností styčníků spojujících deltabeamy mezi sebou nebo na navazující stěny nebo sloupy. Deltabeamy je možné realizovat jako prosté, spojité nebo Gerberovy nosníky (Obr. 114). Deltabeamy je možné dělat vyšší než stropní desku, pokud je to nutné z důvodu únosnosti. Strop je poté uložen na L profily navařené na dolní pásnici (Obr. 111). Deltabeamy je také možné udělat nadvýšené, aby se snížila konečná deformace. Deltabeamy můžou navíc tvoři složitě tvarované fasády (Obr. 115). Zakřivená část stropu je poté zhotovena jako monolitická deska vybetonovaná do ocelového bednění deltabeamu. Součástí detlabeamu poté mohou být integrovaná ocelová táhla vynášející konzolu, nebo je možné na místě doplnit horní výztuž desky.



Obr. 111 Deltabeam s výškovými profily

Další výhodou je snížená konečná tloušťka stropu, jelikož deltabeamy jsou skryté průvlaky. To přestavuje hned několik výhod. Strop bez trámů je estetický příjemnější. Instalace vzduchotechniky a dalších rozvodů TZB je výrazně jednodušší a levnější. Nižší strop znamená nižší celkovou výšku budovy (v případě vícepodlažního objektu), což snižuje vnější plochu budovy a snižuje tak náklady na vytápění a konstrukci obálky budovy. V krajním případě je možné do stejně vysoké budovy přidat jedno patro.

Dalším plusem je potom integrované řešení požární odolnosti nosníku. Jednou z největších slabin ocelových konstrukcí je jejich omezená výdrž při požáru. Ve většině případů se to řeší buď obetonováním nebo jinou formou obkladu či nátěru. Dalším faktorem může být, že není nutné, aby konstrukce požáru dlouho odolávala, což ale není případ většiny objektů. Deltabeamy řeší problém s požární odolností pomocí přidané výztuže (Obr. 109). V případě požáru je spodní pásnice deltabeamu vystavena ohni a její teplota rapidně stoupá. Se stoupající teplotou ocel rychle ztrácí pevnost a tuhost. K ochraně oceli stačí ale pouze relativně tenká vrstva betonu, většinou běžné krytí 20 – 30 mm, která dokáže působit jako bariéra, která ochrání ocel před vysokou teplotou. Teplota oceli poté zůstane po dostatečně dlouhou dobu v mezích přijatelných proto, abychom mohli počítat s její únosností.

I v případě požáru, kdy relativně rychle dojde ke ztrátě únosnosti spodní pásnice nosníku, máme ještě záložní betonem chráněnou výztuž, která převezme její funkci. Můžeme si ale povšimnout dvou případných problémů. Zaprvé je plocha přidané výztuže na první pohled menší než plocha spodní pásnice a zadruhé je blíže středu průřezu a tudíž působí na kratším rameni a nevytváří tak velký moment  $M_{Rd}$ . Únosnost by tedy měla být menší.



Obr. 112 Krajní deltabeam

Nicméně v případně návrhu pro požární odolnost R počítáme s jinými kombinačními součiniteli. Pro stálé zatížení používáme pouze charakteristickou kombinaci bez součinitele bezpečnosti  $\gamma$ =1,35 a pro hlavní užitné zatížení používáme častou kombinaci a pro vedlejší užitné zatížení dokonce kvazistálou kombinaci. Zatížení je tedy výrazně redukováno.

Další skutečností, která nás může uklidit, pokud se rozhodneme deltabeamy použít je, že jejich požární únosnost byla ověřena zkouškou, kde byly nosníky vystavené ohni zatěžovány hydraulickým lisem. Výsledky zkoušky potvrdily únosnost nosníků za požáru.



Obr. 113 napojení deltabeamu na sloup před krátkou ocelovou konzolu Peiko



Obr. 114 Průběžný deltabeam s gerberovým spojem



Obr. 115 Zakřivené fasádní deltabeamy

# 6 Alternativní výztuž

V této kapitole se budu věnovat návrhu alternativní možnosti vyztužení, kde budou místo tradiční betonářské výztuže z oceli B500B použity ocelové plechy a plné tyče z oceli S355, která se běžně používá pro ocelové konstrukce jako jsou haly nebo ocelové skelety.

V rámci zkoumání možností tohoto řešení budou navrženy výše zkoumané trámy. Vnitřní síly pro budou převzaty z výsledků získaných na modelu 2 – T-trámy, jelikož tento model považuji za nejvíce odpovídající realitě.

Návrh bude proveden pro konstrukci obsahující trámy, protože se jedná o typičtější konstrukci, než by byla možnost bez trámů. Vzhledem k tomu, že budu používat netypické metody vyztužování, jsem dal přednost tomu vyztužovat konstrukci s běžnějším tvarem.

Bude navržena a ověřena dolní výztuž z ocelových plechů, její spřažení s monolitickým betonem a také smykové prvky přenášející posouvající sílu v trámu navařené na plech dolní výztuže.

Posuzovaný bude tedy prvek průřezu 2000x600 mm, excentricky napojený na desku. Použitý beton bude C 30/37, ocel horní výztuže a příložek bude B500B a ocel dolní a smykové výztuže bude S355.

Jako alternativní vyztužení je navržen plech tloušťky 8 mm z oceli S355, který nahrazuje dolní taženou výztuž (celková plocha výztuže v původním návrhu byla 6872 mm<sup>2</sup>, plocha plechu je 8x2000 = 16000 mm<sup>2</sup>; větší plocha nahrazuje nižší pevnost materiálu). K plechu budou na krajích přivařeny bočnice výšky 275 mm, tak aby svařené plechy mohly tvořit ztracené bendění trámu. Výška 275 mm je dána faktem, že celková výška trámu má být 600 mm. Z toho 300 mm je tvořeno stropní deskou a 300 mm je vzdálenost mezi spodní hranou desky a spodní hranou trámu. Ocelových plech ale musí být chráněn před požárem. Protože není možné použít krycí vrstvu betonu (beton by na hladkém plechu nedržel), bude plech chráněn 25 mm SDK desky (Obr. 116).



*Obr. 116 Schéma krytí alternativního řešení (příčný řez trámem)* 

V ostatních částech konstrukce bude tradiční betonářská výztuž chráněna klasickým krytím z betonu. Ocelový plech bude proti požáru chráněn stejnou tloušťkou sádrokartonových desek.

Do "vany" tvořené plechy budou rozmístěny třmínky z oceli S355 průměru 16 mm v rastru zhruba 150 x 150 mm. (v příčném směru bude 6 2-střižných třmínků, tedy celkem 12 svislic) Třmínky budou tvořeny tyčemi ohnutými do tvaru U. Svislice třmínku budou přivařeny k ocelovému plechu koutovým svarem tloušťky 5 mm po celém obvodu. Je nutné použít ocel S355, abychom mohli zaručit bezpečnou svařitelnost.



Obr. 117 Schéma navrženého řešení

### 6.1 Vnitřní síly

Vnitřní síly budou převzaty z modelu 2 – T-trámy. Bude navržen trám 1.

Návrh bude posouzen na zatížení ohybovým momentem  $m_{yD}$  a smykovými silami  $v_x$  a  $v_y$ , které budou sečteny pomocí analogie popsané v kapitole 4.4 Model 3 - Bez trámů (Obr. 59). Posouzení je provedeno pro  $m_{yD}$ , protože alternativní vyztužení se týká pouze dolní výztuže a momenty ve směru y jsou násobně větší než ve směru x.

Posuzovaný bude tedy prvek průřezu 2000x600 mm, excentricky napojený na desku. Použitý beton bude C 30/37, ocel horní výztuže a příložek bude B500B a ocel dolní a smykové výztuže bude S355.

1								1		
	0	0	0	0	0	0	о	0	0	0
	0	0	0.	0	0	0	0	•0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
€	67	44	296	268	235	211	189	178	19	35
1	110	106	698	613	507	457	426	407	53	108
6	91	105	768	811	737	665	622	588	79	139
3	67	81	629	73	9 811	795	770	740	102	130 120
i	50	51	364	345		419	498	554	100	118 115
	28	18	43	0	0	0	0	113	47	37
	5	0	0	0	0	0	0	0	10	0
	0	0	0*	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	o

*Obr. 118 Ohybový moment m<sub>yD</sub>. na trámu 1 [kNm/m]* 

- 1			T 1			[	1	1		
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0 0		0	•0	0	0
	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-	36	0	0	0	0	0	0	0	0	6
	54	24	31	0	0	0	0	0	0	21
	59	55	157	65	0	0	0	0	0	52
	46	60	172	168	43	0	0	0	0	92
_	35	48	78	12	129 88		14	16	19	66 94
	34	27	0	0	Å	0	0	25	45	57 90
	31	11	0	0	0	0	0	0	47	63
	24	0	0	0	0	0	0	0	41	47
	15	0	0	0	0	0	0	0	31	33
	14	0	0	0	0	0	0	0	22	24
	17	0	o	0	0	0	0	0	14	18
-							-	-		

*Obr. 119 Ohybový moment m<sub>vD</sub>. na trámu 1 [kNm/m]* 



Obr. 120 Posouvající síla v<sub>x</sub> na trámu 1 [kN/m]

		<b>r</b> 1			r	1	1 1		
-41	38	223	192	226		193	163	15	-34
-50	-18	149	.332	419	420	331	71	-37	-33
-66	-110	-196	80	178	187	119	-256	-121	-46
-94	-194	-757	-657 -1010	-721 -1049	-687 -993	-591	-452	-193	-77
-124	-281	-896	-961	-906	-793	-713	-760	-252	-121
-145	-314	-1099	-1082	-648	-590	-566	-652	-208	-209
35	147	426	58	-315	-405	-434	-524	-163	64
46	197	489	77	-138	-230	-331	-384	-171	-39 -25
59	183	958	145	7 475	1626	1463	1238	379	116 246
58	214	708	933	1199	1187	1000	957	293	119
45		294	40	-52	-68	54	474	178	65
24	38	- 32	-260	-377	-380	-241	87	83	34
11	-12	-98	-144	-179		-139	-28	29	25
-5	-49	-88	-88	-94	-93	-89	-52	4	16
					-	-	1		++

*Obr. 121 Posouvající síla v<sub>y</sub> na trámu 1 [kN/m]* 



Obr. 122 Zprůměrovaná posouvající síla vyna trámu 1 [kN/m]

Výztuž bude navržena na ohybový moment  $M_{ED} = 800$  kNm/m a posouvající sílu  $V_{ED} = v_x + v_y = 119 + 1331 = 1450$  kN/m.

Smyková výztuž bude navržena s dostatečnou rezervou na zprůměrovanou hodnotu tak, aby bylo využití i pro nezprůměrované výsledky nižší než 100 %. Tím získáme dostatečné záruky bezpečnosti a konstrukce navíc nebude zbytečně předimenzovaná, jak by byla, kdybychom ji navrhli s dostatečnou rezervou na maximální nezprůměrovanou hodnotu, tedy 119 + 1626 = 1745 kN/m.

Vzhledem k šířce průřezu 2000 mm je průřez při výpočtu uvažován jako metr běžný desky šířky 1000 mm. Není tedy uvažováno s efektivní šířkou, která se běžně používá při výpočtu T-průřezů. Domnívám se, že by její použití v současném případě nebylo vhodné, jelikož posuzovaný trám je spíš lokálně zesílenou deskou než typickým trámem. Stanovení spolupůsobící šířky tradiční způsobem na základě vzdálenosti nulových momentů by tedy nemuselo odpovídat realitě, a proto jsem se rozhodl spolupůsobící šířku při výpočtu zanedbat.

#### 6.2 Statický výpočet

K výpočtu alternativně vyztuženého trámu bylo přistoupeno pomocí výpočtů běžných pro návrh a ověření výztuže železobetonových trámů. Nejprve bude popsán postoj k výpočtu a poté budou v jednotlivých kapitolách uvedeny podrobné výpočty.

Pro ověření ohybové výztuže je použit výpočetní postup stanovení výšky tlačené oblasti betonu (Obr. 123) na základě rovnováhy sil  $F_c$  a  $F_s$  (Rovnice 2) při zplastizování výztuže) Jediným rozdílem oproti běžně ověřované konstrukci je mez kluzu použité oceli. Plocha výztuže byla navíc uvažována redukovaná, jelikož je uvažováno s částečným spřažením. Ve výpočtu bylo pro ověření MSÚ za ohybu uvažováno s působením 80% plochy výztuže.

Rovnice 2 Rovnováha sil na ŽB průřezu za ohybu

$$F_c = F_s$$
$$x \cdot b \cdot f_{cd} = a_{s, prov} \cdot f_{yd}$$



Obr. 123 Výpočet výšky tlačené oblasti

Při ověření ohybové výztuže se A<sub>s,prov</sub> počítalo jako šířka průřezu x výška ocelového plechu. Ověření třmínků bylo provedeno zcela klasickým způsobem (Rovnice 3), kde byla jediným rozdílem mez kluzu použité oceli. Mez kluzu byla dále redukované kvůli smykovému napětí, které ve třmíncích vzniká, protože fungují jako spřahovací prvek (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**).

Jedná se o běžný výpočet pro návrh třmínků na ŽB trámů, kde se je únosnost závislá na počtu smykových třmínků procházejících smykovou trhlinou (Obr. 124).

Rovnice 3 Výpočet únosnosti třmínků pro ŽB trám

$$V_{\mathrm{Rd},\mathrm{s1}} = \frac{A_{\mathrm{sw}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \ge V_{\mathrm{Ed},1}$$



Obr. 124 Schéma působení třmínků

Poté bylo posouzeno spřažení na spoji ocel x beton, kde byly třmínky uvažovány jako spřahovací prvky. Únosnost třmínků byla ověřena jak pro zatížení posouvající silou v trámu, která v třmíncích způsobuje tah, tak i vodorovnou silou od spřažení, která v třmíncích způsobuje smyk. Vliv podélného smyku v třmíncích způsobený tím, že fungují zároveň jako spřahovací prvky, byl zohledněn při posouzení třmínků na zatížení příčnou posouvající silou.

V případě, že je využití ocelového průřezu ve smyku (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**) nižší než 5 0%, umožňuje norma ČSN EN 1993-1-1 považovat smyk za tzv. "malý" a průřez není nutné posuzovat na kombinaci zatížení normálovým i smykovým napětím (normálovou silou nebo ohybovým momentem a posouvající silou). V případě, že by využití ve smyku bylo větší než 50 %, jednalo by se o tzv. "velký" smyk a museli bychom redukovat mez kluzu oceli ve výpočtu ověření únosnosti při přenesení zatížení od ohybu nebo normálové síly. Mez kluzu je potom redukována součinitelem (1- $\rho$ ), tedy f<sub>y</sub> = f<sub>y</sub> \* (1- $\rho$ ). Redukční součinitel se je závislý na využití konstrukce ve smyku (**Chyba! Nenalezen zdroj o dkazů.**)



$$V_{pl,Rd,y}=rac{A_{V,y}rac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Rovnice 5 Součinitel redukce pro velký smyk

$$ho = \left(2rac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}}-1
ight)^2$$

Stránka 107 z 135



Obr. 125 Schéma působení sil ve třmínku v místě navaření na dolní plech

Při posuzování třmínků na smyk způsobený spřažením přesahovalo využití průřezu ve smyku limitní hodnotu 50 %. Pro využití ve smyku 69 % (6.2.2) byl vypočten redukční součinitel  $\rho = 0,15$ . Mez kluzu oceli při výpočtu únosnosti smykových třmínků tedy byla redukována přenásobením součinitelem (1- $\rho$ ) = (1-0,15) = 0,85.

Jako bylo zmíněno výše, bylo při výpočtu uvažováno s redukovanou plochou ohybové výztuže.  $A_{s,prov}$  bylo redukováno o 80%, aby byla snížena síla, kterou musí přenést spřahovací prvky. Bylo tak výrazně sníženo využití třmínků ve smyku a díky tomu zůstal součinitel  $\rho$  dostatečně nízký na to, aby konstrukce vyhověla při namáhání posouvající silou.

Vyvstává otázka, proč tedy rovnou nepoužít tenčí plech nahrazující spodní výztuž, když spřahovací výztuž stejně nedokáže přenést plnou kapacitu plechu. Důvodem je, že jako spřahovací prvky byly uvažovány pouze rovnoměrně rozmístěné třmínky navařené na dolní plech. Nebylo ale počítáno s bočnicemi, které vlastně tvoří smykovou zarážku a tak také působí jako spřahovací prvek. Z toho důvodu konstrukce dokáže využit plnou kapacitu dolního výztužného plechu.

V případě použití bočnice z plechu tloušťky 8 mm a přivaření svarem na plnou únosnost, získáme dle (Rovnice 4)  $V_{RD} = 1434$  kN, což je 59% síly N<sub>C</sub>, kterou přenášejí spřahovací prvky při využití dolního výztužného plechu na 80% (6.2.2).
V případě započítání vlivu bočnice na spřažení bychom tedy mohli uvažovat plnou kapacitu dolního výztužného plechu a dostali bych se na využití v MSÚ za ohybu na 58,2% namísto 70,7 % v případě využití pouze 80ti procent plochy výztuže (6.2.1).

Díky tomu má konstrukce dostatečnou rezervu v únosnosti, což je dle mého soudu v případě zkoumaných trámů zcela na místě, jelikož se jedná o hlavní nosné prvky objektu. Pro správné fungování bočnice ji navrhuji doplnit o dodatečná táhla (Obr. 126), abych vlivem průhybu bočnice nedocházelo ke snížení tuhosti "podpory" kterou bočnice tvoří.



Obr. 126 Schéma zesílení bočnice

Nakonec byla ověřena únosnost koutových svarů spojujících třmínky s ocelovým plechem. Při výpočtu napětí ve svarech se započítaly současně smykové síly v třmíncích od spřažení (podélné posouvající síly) i normálové síly v třmíncích od příčné posouvající síly (Obr. 125). Vlivem toho je nutné použít koutové svary tloušťky 5 mm.

# 6.2.1 Ohybová a smyková výztuž:

## <u>MATERIÁLY:</u>

BETON	C 30/37		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ck}$	30	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	$\gamma_{c}$	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$\mathbf{f}_{cd}$	20,00	[MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	$\mathbf{f}_{ctm}$	2,9	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E <sub>cm</sub>	32	[GPa]
OCEL	S 355		
Mez kluzu oceli charakteristická	f <sub>yk</sub>	355	[MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	f <sub>yd</sub>	355	[MPa]
Modul pružnosti oceli	Es	200	[GPa]
<u>PRŮŘEZ</u>			
Šířka	b	1000	[mm]
Výška	h	600	[mm]
Krytí Účinná výška průřezu	c d	25 555	[mm] [mm]
Maximální velikost zrna kameniva	D <sub>MAX</sub>	16	[mm]
<u>OHYBOVÁ VÝZTUŽ</u>			
Plech tloušťky	t <sub>f</sub>	8	[mm]
Redukce plochy výztuže uvažované ve výpočtu		80%	[%]
Navržená ohybová výztuž	A <sub>s,prov</sub>	6400,0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>SMYKOVÁ VÝZTUŽ</u>			
Smyková výztuž - průměr	Ø	16	[mm]
Střižné (počet svislic na metr)	n	6	[ks]
Osová vzdálenost třmínků	S	150	[mm]
Navržená smyková výztuž	A <sub>sw</sub>	1206,34	[mm²]

## <u>VNITŘNÍ SÍLY</u>

Ohybový moment	$M_{ED}$	800	[kNm]
Posouvající síla	$V_{\text{ED}}$	1450	[kN]

NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE		<u>PRŮŘEZ</u> 1000 x 600	[mm]
Plech tloušťky 8 mm		Krytí c = 25	[mm]
Návrhový moment	M <sub>RD</sub>	1131,9	[kNm]
Návrhový moment od zatížení	M <sub>ED</sub>	800	[kNm]
	M <sub>ED</sub>	<	$M_{RD}$
	800	<	1131,9

VYHOVUJE



<u>Výška tlačené oblasti</u> x 142,00 [mm] Do výpočtu vstupuje součinitel 0,8, který slouží k převedení pracovního diagramu betonu na konstantní průběh

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Navržená výztuž	A <sub>s,prov</sub>	6400,00	[mm²]
Mez kluzu oceli	f <sub>yd</sub>	355	[MPa]
Šířka	b	1000	[mm]
Pevnost v tlaku návrh	$\mathbf{f}_{d}$	20,00	[MPa]
Rameno vnitřních sil z = d - 0.4x	Z	498,20	[mm]
2 4 0, 14			
Účinná výška průřezu	d	555	[mm]

ρ

$$m_{\rm Rd} = a_{\rm s, prov} \cdot f_{\rm yd} \cdot z$$

## Vyztuženost

0,0107 [-]

## OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE

$\varepsilon_{cu}$	$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_{bal,1}}$ $-x_{bal,1}) = \varepsilon_{yd} x_{bal,1}$ $\frac{x_{bal,1}}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$		
mezní poměrné přetvoření betonu	εcu	0.0035	

mezní poměrné přetvoření betonu	εcu	0,0035	[-]
Poměrné přetvoření oceli	εs	0,0102	[-]
Poměrné přetvoření oceli při plastizaci	$\mathcal{E}$ s,y	0,0018	[-]
	εs	>	€s,y
	0,0102	>	0,0018
		VYHOVUJE	
Poměrná výška tlačené části = x/d	$\xi$ ,bal	0,256	[-]
Doporučené hodnoty x/d			
Desky		0,15	[-]
Trámy		0,4	[-]

### NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

NÁVRH: ø16 3 x 2-střižné á 150 mm na metr běžný, A,sw = 1206,3 mm2			
Návrhová posouvající síla	V <sub>RD</sub>	1803,81	[kN]
Návrhová posouvající síla od zatížení	V <sub>ED</sub>	1450	[kNm]
	V <sub>ED</sub>	<	V <sub>RD</sub>
	1450	<	1803,81

#### VYHOVUJE

0,15 [-]

<u>2428,15 [kN]</u>

V,rd,max 2428,15

[%]

<

<

VYHOVUJE

59,72%

Sklon smyková trhlina Sklon smykové trhliny Třmínky ve vzdálenosti s L = cotg <b>9</b> x Z	$V_{\mathrm{Rd},\mathrm{s1}} = \frac{A_{\mathrm{sw}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{s_1} \cdot z \cdot$	$\cot \theta \ge V_{\text{Ed},1}$	[%]
Únosnost se smykovou výztuží	V <sub>RD</sub>	1803,81 [kN	1]
Redukce meze kluzu vlivem smykového na	oětí v třmíncích od spřaž	iení	

#### Redukce meze kluzu vlivem smykového napětí v třmíncích od spřažení Viz kapitola 6.2.2. ověření spřažení

Redukovaná mez kluzu f <sub>y,red</sub> = f <sub>y</sub> *(1- $\rho$ )	$f_{y,red}$	300 [MPa]

ρ

Součinitel redukce

$$ho = \left(2rac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}}-1
ight)^2$$

Využití při spřažení z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1, viz 6.2.2. V<sub>SD</sub>/V<sub>pl,RD</sub> 69,66%

Navržená smyková výztuž	A <sub>sw</sub>	1206,34	[mm2]
Mez kluzu oceli návrhová	f <sub>yd</sub>	355	[MPa]
Osová vzdálenost třmínků	s=s <sub>1</sub>	150	[mm]
Rameno vnitřních sil	z	498,20	[mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	cotgΘ	1,5	[-]

<u>Únosnost tlačené diagonály</u>	<u>V,rd,max</u>
$V_{\rm Rd,max} = v \cdot f_{\rm cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$	V,ed 1450

Využití konstrukce

Stránka 113 z 135

Součinitel přídavných namáhání	$\upsilon$	0,528	[-]
$\nu = 0, 6 \left( 1 - \frac{f_{\rm ck}}{250} \right)$			
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f <sub>ck</sub>	30	[MPa]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$f_{cd}$	20,00	[MPa]
Rameno vnitřních sil	Z	498,20	[mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	cotg⊖	1,5	[-]
<u>Únosnost ve smyku bez smykové výztuže</u>	<u>V,rd,c</u>	<u>338,37</u>	<u>[kN]</u>
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}.k.(100\rho_l.f_{ck})^{1/3}].b_w.d$			
	V,ed	<	V,rd,max
	1450	<	338,37
		NEVYHOVUJE	
	Je potřeba	a smyková výztu	JŽ
Součinitel C <sub>RD,c</sub> = 0,18/ $\gamma_{c}$	C <sub>RD,c</sub>	0,12	[-]
Součinitel	$\gamma$ c	1,5	[-]
Vliv výšky průřezu	k	1,60	[-]
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \le 2,0$			
Účinná výška průřezu	d	555	[mm]
Nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti Uvažována šířka průřezu	b	1000	[mm]
Stupeň podélného vyztužení	$\rho_1$	0,010667	[-]
$\rho_l = A_{sl} / (b_w.d) \le 0.02$			
Navržená ohybová výztuž	A <sub>sl</sub>	6400,00	[mm <sup>2</sup> ]
KONSTRUKČNÍ ZÁSADY			
Maximální vzdálenost smykových třmínků	S <sub>max</sub>	400,00	[mm]
$s \le \min(0,75.d; 400 \text{ mm})$			
Účinná výška průřezu	d	555	[mm]
	S <sub>max</sub>		S

	555	> VYHOVUJE	150,00
<u>Smykové vyztužení</u>	$\rho_{\rm sw}$	0,0080	[-]
$\rho_{\rm sw} = \frac{A_{\rm sw}}{b \cdot s_1}$			
Navržená smyková výztuž Šířka Osová vzdálenost třmínků	A <sub>sw</sub> b s	1206,34 1000 150	[mm2] [mm] [mm]
Maximální hodnota smykového vyztužení	$ ho_{\sf sw,max}$	0,0149	[-]
$ \rho_{\rm sw} \le \rho_{\rm sw,max} = \frac{0.5 \cdot \nu \cdot f_{\rm cd}}{f_{\rm ywd}} $	₽ sw,max 0,0149	> VYHOVUJE	$ ho_{\rm sw}$ 0,0080
Součinitel přídavných namáhání Pevnost v tlaku návrhová hodnota Mez kluzu oceli třmínků	arthetaf <sub>cd</sub> f <sub>ywd</sub>	0,53 20,00 355	[-] [MPa] [MPa]
Minimální hodnota smykového vyztužení	ho sw,min	0,0009	[-]
$ \rho_{\rm sw} \ge \rho_{\rm sw,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\rm ck}}}{f_{\rm yk}} $	₽ <sub>sw</sub> 0,0080	> VYHOVUJE	$ ho_{\rm sw,min}$ 0,0009
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota Mez kluzu oceli charakteristická	f <sub>ctk</sub> f <sub>yk</sub>	30 355	[MPa] [MPa]
<u>Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků</u>	S <sub>t,max</sub>	416,25	[mm]
$s_{\rm t} \le s_{\rm t,max} = \min(0,75.d; 600 \text{ mm})$			
Osová vzdálenost větví třmínků	St	190	[mm]
	s <sub>t,max</sub> 416,25	> VYHOVUJE	s <sub>t</sub> 190,00

## 6.2.2 Spřahovací výztuž

Na využití spřahovacích trnů v příčném smyku vidíme, že využití přesahuje 50 %. Jedná se tedy o tzv. velký smyk a je třeba posuzovat průřez na kombinaci namáhání smykem i ohybem (normálovou silou).

Výpočet nutného počtu spřahovaích prvků:

Nejprve se stanový normálová síla v tlačeném betonu (stejná síla bude v tažené oceli), která musí být pomocí spřahovacích prvků přenesena mezi betonem a ocelovým plechem. Síla v tlačeném betonu je spočtena z výšky tlačené oblasti x.

Poté je stanovena únosnost jednoho spřahovacího prostředku (jedné svislice třmínku) jako menší z hodnot pevnosti prostředku ve smyku nebo otlačení betonu prostředkem.

Vzhledem k tomu, že výše zmíněná síla působí v místě maximálního momentu na nosníku z obou stran, musí být při výpočtu nutného počtu spřahovacích prostředků pro celý nosník zohledněna 2x.

Předpokládá se plastické rozdělení síly do spřahovacích prostředků. Výhledem k tomu, že jsou ocelové třmínky tažné, je tento postup dle ČSN EN 1994-1-1 možný.

Dále je nutné vzít v úvahu fakt polohy maximálního momentu na trámu, jelikož přesně od tohoto místa potřebuje směrem na konec trámu stejné množství trnů. V případě rovnoměrné zatíženého prostého nosníku bychom dostali maximální moment uprostřed a síly N<sub>c</sub> by působily vždy na polovině nosníku. Bohužel pokud je maximální moment mimo střed nosníku, působí jedna ze sil N<sub>c</sub> na menší polovině a na této polovině je třeba umístit stejné množství spřahovacích prostředků jako na druhé (ale logicky s menšími roztečemi).



Obr. 127 Síly od spřažení na rovnoměrně zatíženém nosníku



Obr. 128 Nerovnoměrně zatížené nosníky, stejný počet trnů na každou stranu od Mmax



Obr. 129 Poloha maximálního momentu na zkoumaném trámu

V našem případě vidíme, že maximální moment se nenachází v polovině rozpětí trámu. Pokud budeme klást třmínky s podélnou roztečí po 150 mm, je maximální počet třmínků na kratší části nosníku kde bude působit síla N<sub>c</sub> roven  $n_f = 2195/150 = 14,6 - > 14$  ks. Při ověření spřahovací výztuže bude tedy počítáno, že trám obsahuje v jedné řadě celkem 28 spřahováních třmínků. Ve skutečnosti jich v jedné řadě obsahuje 30, ale do výpočtu vstupuje pouze 28, protože na část trámu o délce 2195 mm se jich vejde pouze 14 a je nutné dodržet symetrii.

Příčná rozteč třmínků bude také 150 mm. Pokud má trám šířku 2000 mm, bude počet svislic třmínků rovný n = 2000/150 = 13,333 - > 12 ks. Počet svislic třmínků musí být sudé číslo, protože každý třmínek obsahuje 2 svislice.

Na metr průřezu trámu bude tedy ve výpočtu uvažováno s 28 spřahováními prostředky v 6ti řadách, tedy celkem 168 ks. Skutečný počet třmínků bude ale vyšší

### **MATERIÁLY:**

BETON	C 30/37		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	$\mathbf{f}_{ck}$	30	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	$\gamma_{c}$	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	$f_{cd}$	20,00	[MPa]
Pevnost v tahu 5% kvantil	fctk,0.05	2	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E <sub>cm</sub>	32	[GPa]
OCEL	S355		
Mez kluzu oceli	f <sub>y</sub>	355	[MPa]
Mez pevnosti oceli	f <sub>u</sub>	490	[MPa]
Modul pružnosti oceli	Es	210	[GPa]
<u>PRŮŘEZ</u>			
Šířka	b	1000	[mm]
Výška tlačené oblasti betonu	x	142,00	[mm]
Uvažovaný koeficient tlačené oblasti	а	0,85	[-]
Tloušťka ocelového prvku	t <sub>f</sub>	8	[mm]
<u>SPŘAHOVACÍ VÝZTUŽ</u>			
Tloušťka prvků	d	16	[mm]
Výška prvků	h	500	[mm]
Dílčí součinitel bezpečnosti pro přípoje	$\gamma_{v}$	1.25	[-]
Dílčí součinitel spolehlivosti	γM	_,	[-]
Navržený počet smykových troů v řadě	n	20 00	[kc]
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	11	20,00	נגאן
Počet řad smykových trnů	n,řad	6,00	[ks]

#### <u>NÁVRH SMYKOVÝCH TRNŮ</u>

NÁVRH: 28 trnů d = 16 mm, 6 řad

#### <u>Ověření počtu trnů</u>

Celkový navržený počet trnů	n <sub>d</sub>	168,0	[ks]
Nutný počet trnů $n_{\rm f} = rac{2 \cdot N_{\rm c}}{P_{\rm c}}$	n <sub>f</sub>	82,97	[kNm]
· Rd	n <sub>f</sub>	<	$n_{d}$
	82,97	<	168,0
		VYHOVUJE	
Využití konstrukce celkové		49,38%	[%]
Využití z hlediska otlačení betonu		49,38%	[%]
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1994-1-1		45,58%	[%]
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1		69,66%	[%]

 $\underbrace{\text{NUTNÝ POČET TRNŮ}}_{n_{f}} \underbrace{\frac{2 \cdot N_{c}}{P'_{Rd}}}_{n_{f}} \underbrace{\frac{N_{c}}{N_{a}}}_{L/2} \underbrace{\frac{N_{c}}{N_{a}}}_{L/2}$ 

Velikost tlakové síly v betonu	N <sub>c</sub>	2414,00	[kN]
ÚNOSNOST SMYKOVÉHO TRNU VE SMYKU	P <sub>RD</sub>	58,19	[kN]

$$N_{\rm c} = h_{\rm d} \cdot b_{\rm eff} \cdot 0.85 f_{\rm ck} / \gamma_{\rm c}$$
 N<sub>c</sub> 2414,00 [kN]

Šířka	b	1000	[mm]
Výška tlačené oblasti betonu	х	142	[mm]
Uvažovaný koeficient tlačené oblasti	а	0,85	[-]

#### Pevnost v tlaku návrhová hodnota

 $f_{cd}$ 

20,00 [MPa]

ÚNOSNOST SMYKOVÉHO TRNU VE SMYKU

P<sub>RD</sub>

58,19 [kN]

$$P_{\rm Rd} = \min \left\{ \begin{array}{c} 0.8 \ {\rm f}_{\rm u} \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_{\rm v}} \\ \\ 0.29 \ \alpha \ d^2 \sqrt{f_{\rm ck} E_{\rm cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_{\rm v}} \end{array} \right\}$$

<u>í</u>	$0.8 \text{ f}_{\text{u}} \frac{\pi \cdot d^2}{2}$	<u>u dle ČSN EN 1994-1-1</u>	P <sub>RD,střih</sub>	<u>63,05 [kN]</u>
	$4 \cdot \gamma_v$			

Mez pevnosti oceli	f <sub>u</sub>	490	[MPa]
Tloušťka prvků	d	16	[mm]
Dílčí součinitel bezpečnosti pro přípoje	γv	1,25	[-]

<sup>1</sup>0,29 
$$\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_{v}}$$
 P<sub>RD,otlak</sub> 58,19 [kN]

Tloušťka prvků	d	16	[mm]
Pevnost v tlaku charakteristická hodnot	ta f <sub>ck</sub>	30	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodno	ta E <sub>cm</sub>	32	[GPa]
Dílčí součinitel bezpečnosti pro přípoje	$\gamma \mathbf{v}$	1,25	[-]
Korekční součinitel alfa	α	1	[-]
Výška prvků	h	500	[mm]
Tloušťka prvků	d	16	[mm]
Poměr výšky ku tloušťce	h/d	31,25	[-]
1	pro <i>h/d</i> > 4		
α = 0,2 [( <i>h/d</i> )+1]	pro 3 ≤ <i>h/d</i> ≤ 4		

|--|

<u>41,26</u>

[kN]

$$V_{pl,Rd,z} = rac{A_{V,z}rac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}},$$

Plocha trnu Avz = $\pi^* d^2/4$	A <sub>vz</sub>	201,06	[mm2]
Mez kluzu oceli	f <sub>y</sub>	355	[MPa]
Dílčí součinitel spolehlivosti	$\gamma$ M	1	[-]

#### Redukce meze kluzu normálově namáhaného trnu vlivem smyku

Součinitel redukce

ρ 0,15 [-]

$$ho = \left(2rac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}}-1
ight)^2$$

Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1

V<sub>SD</sub>/V<sub>pl,RD</sub> 69,66%

#### 6.2.3 Ověření svarů

Vzhledem k tomu, že se jedná o kruhový koutový svar, rozhodl jsem se použít alternativní přístup k výpočtu napětí ve svaru. Vzhledem k tomu, že běžně používané vzorce pro výpočet napětí v rovině svaru (normálové napětí kolmé na rovinu smyku, smykové napětí kolmé na rovinu smyku a smykové napětí rovnoběžné s rovinou smyku) jsou platné pro rovný svar délky Lw a námi posuzovaný svar je kruhového tvaru, nahradil jsem kruhový tvar svaru osmiúhelníkem o stejném obvodu. Osmiúhelník obsahuje celkem 8 stejně dlouhých rovných částí, z nichž jsou 2 části rovnoběžné s působící smykovou silou od spřažení, 2 části kolmé a na 4 části síla od spřažení působí pod úhlem 45°.

Pomocí této analogie jsem převedl kruhový svar na několik rovných svarů, které se dají posoudit pomocí běžně používaného vzorce:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^{2}+3\left(\tau_{\perp}^{2}+\tau_{\prime\prime}^{2}\right)} \leq \frac{f_{u}}{\beta_{w} \gamma_{M2}}$$





Rovnice 7 Výpočet napětí v koutovém svaru pro typické případy zatížení



Obr. 130 Schéma převodu kruhu na osmiúhelník

Dále je třeba si uvědomit všechny druhy a směry zatížení, které na svar působí. Třmínek a tedy i koutový svar, kterým je spojen s dolním plechem, je zatížen svislou normálovou silou a vodorovnou smykovou silou. Normálová síla ve třmínku je způsobena příčnou posouvající silou na trámu. Vodorovná smyková síla na třmínku je způsobena tím, že třmínek funguje zároveň jako spřahovací prvek.

Normálová síla způsobuje ve svaru rovnoměrné napětí  $\sigma \perp a \tau \perp$ , zatímco smyková síla od spřažení způsobuje napětí  $\sigma \perp$ ,  $\tau \perp a \tau_{\parallel}$  podle toho, pod jakým úhlem síla svar namáhá.



Obr. 131 Schéma sil namáhajících svar

Postup ověření svaru byl tedy následující. Nejprve byl kruhový svar rozdělen na osmiúhelník s 8 stejně dlouhými rovnými svary. Smyková síla od spřažení byla rovnoměrně rozdělena mezi 8 svarů. 2 svary byly zatíženy pod úhlem 90°, 2 svary pod úhlem 0° a 4 svary pod úhlem 45°. Tyto síly v jednotlivých svarech způsobily napětí  $\sigma \perp$ ,  $\tau \perp$  a  $\tau_{\parallel}$ . Napětí se lišila podle sklonu síly působící na svar. K těmto napětím bylo následně pro každý posuzovaný svar připočteno konstantní napětí  $\sigma \perp$  a  $\tau \perp$ , způsobené normálovou silou v třmínku. Následně byl každý svar ověřen podle (Rovnice 6 Ověření únosnosti koutového svaru).

Svary byly navrženy tak, aby využití každého svaru bylo pod 100 %. Pravděpodobně se dá předpokládat plastické rozdělení sil na svarech a celkové využití svarů by se mohlo počítat jako vážený průměr z 8 svarů. Rozhodl jsem se ale být na straně bezpečné a všechny svary navrhnout s využitím pod 100 %.

Celkové využití svaru při použití váženého průměru využití jednotlivých částí svaru je 91,7 %.

#### MATERIÁLY:

OCEL	S355		
Mez kluzu	f <sub>y</sub>	355	[MPa]
Mez pevnosti	f <sub>u</sub>	490	[MPa]
Korelační součinitel	β	0,9	[-]
0,8 pro ocel S235			
0,9 pro ocel \$355			
Dílčí součinitele únosnosti			
Pro dílec oslabený otvory nebo spoje	$\gamma_{\rm m2}$	1,25	[-]
GEOMETRIE SVARU			
Průměr trnu	d	16	[mm]
Obvod svaru	u	50,3	[mm]
Tloušťka svaru	a <sub>w</sub>	5	[mm]
Převod na osmiúhelník			
Délka vodorovných stran	L <sub>H</sub>	12,6	[mm]
Délka svislých stran	Lv	12,6	[mm]
Délka šikmých stran	Ls	25,1	[mm]

#### VLIV TAHOVÉ SÍLY V TŘMÍNKU

Tahová síla v třmínku	Ν	48,5	1 [kN]
Spočteno jako využití smykové výztuže * f <sub>y</sub> Využití viz 6.2.1.	* A <sub>s,provt</sub> řmínku		
Redukovaná mez kluzu f <sub>y,red</sub> = f <sub>y</sub> *(1-r)	fy,red	300,1	[MPa]
Plocha jedné větve třmínku	Ø	16 201 1	[mm] [mm <sup>2</sup> ]
Využití třmínků	rsw,prov	80,39%	[%]

Normálové a smykové napětí kolmé na rovinu svaru musí být zvýšeno vlivem přidané tahové síly od třmínku



Stránka 125 z 135

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	auII	0,00	[MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	136,48	[MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	136,48	[MPa]
Levá strana rovnice		273,0	[MPa]
Pravá strana rovnice		435,6	[MPa]
	Levá		Pravá
	273,0	<	435,6
		VYHOVUJE	
		62,67%	

<u>SMYKOVÁ SÍLA OD SPŘAŽENÍ</u>	F <sub>spřaž</sub>	28,74 [kN]
Spočtena jako využití třmínku v podélném smyl	ku * využití	
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1		70% [%]
Únosnost v klasickém smyku dle ČSN EN 1993-1-1	P <sub>RD,smyk</sub>	41,26 [kN]

#### Svislé části osmiúhelníku:



### Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínku

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$ au \bot$	136,48	[MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	136,48	[MPa]
Působící síla 2 osminy síly od spřažení	F	7,18	[kN]
KOUTOVÝ SVAR		1	
Kolmá síla	F <sub>kolm</sub>	7,18	[kN]
Podélná síla	$F_{podel}$	0,00	[kN]
Jednostranný svar			
Tloušťka svaru	a <sub>w</sub>	5	[mm]
Délka svaru	l <sub>w</sub>	12,6	[mm]



	VYHOVUJE	
434,7	<	435,6
Levá		Pravá
	435,6	[MPa]
	434,7	[MPa]
$\sigma \bot$	217,34	[MPa]
$ au \bot$	217,34	[MPa]
auII	0,00	[MPa]
$\sigma \bot$	80,86	[MPa]
$ au m \perp$	80,86	[MPa]
auII	0,00	[MPa]
<u>přažení</u>		
	rili $\tau \bot$ $\sigma \bot$ $\tau$ II $\tau \bot$ $\sigma \bot$ Levá 434,7	$v \check{r} a \check{z} en í$ $0,00$ $\tau \bot$ $80,86$ $\sigma \bot$ $80,86$ $\tau \blacksquare$ $0,00$ $\tau \bot$ $217,34$ $\sigma \bot$ $217,34$ $\sigma \bot$ $434,7$ $435,6$ Levá $434,7$ $434,7$ $<$ VYHOVUJE

99,80%

#### Vodorovné části osmiúhelníku:



#### Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínku

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	136,48 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	136,48 [MPa]
Působící síla 2 osminy síly od spřažení	F	7,18 [kN]



		VTHOVUJE	
	337,2	<	435,6
	Levá		Pravá
Prava strana rovnice		435,6	[IVIPa]
		337,2	
Levá strana rovnice		337.2	[MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	136,48	[MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	136,48	[MPa]
Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	auII	114,35	[MPa]
<u>Napětí zvýšená o vliv tahové síly v třmínku:</u>			
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	0,00	[MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	0,00	[MPa]
Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	auII	114,35	[MPa]
Napětí vyvolaná pouze vodorovnou silou od spřa	<u>ižení</u>		

#### Šikmé části osmiúhelníku:



Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínl	<u>ku</u>		
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$ au \bot$	136,48	[MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	136,48	[MPa]
Působící síla 4 osminy síly od spřažení	F	14,37	[kN]
KOUTOVÝ SVAR	1		
<u>Síly rozděleny dle sinu a cosinu 45°</u>			
Kolmá síla	F <sub>kolm</sub>	10,20	[kN]
Podélná síla	F <sub>podel</sub>	10,20	[kN]
Jednostranný svar			
Tloušťka svaru	a <sub>w</sub>	5	[mm]
Délka svaru	l <sub>w</sub>	25,1	[mm]
Počet svarů	n	1	[ks]
F	F	o <sub>1</sub> T <sub>1</sub>	σ
zatížení rovnoběžné s osou svaru zatížení kolmé k ose	svaru		
$\tau_{\prime\prime} = \frac{r}{a_w L_w} \qquad \qquad$			
$\begin{split} \sigma_{\perp} &= 0 & \qquad \qquad \sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_{w} L_{w}} \\ \tau_{\perp} &= 0 & \qquad \qquad \tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_{w} L_{w}} \end{split}$	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2+3}$	$\left(\tau_{\perp}^{2}+\tau_{\prime\prime}^{2}\right) \leq -\frac{1}{2}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$

#### Napětí vyvolaná pouze vodorovnou silou od spřažení

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	auII	81,19 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	57,41 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	57,41 [MPa]

#### Napětí zvýšená o vliv tahové síly v třmínku:

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	auII	81,19 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	$\tau \bot$	193,89 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	$\sigma \bot$	193,89 [MPa]

Levá strana rovnice		412,5	[MPa]
Pravá strana rovnice		435,6	[MPa]
	Levá		Pravá
	412,5	<	435,6
		VYHOVUJE	
		94,70%	
VÁŽENÝ PRŮMĚR VYUŽITÍ VŠECH SVARŮ		91,66%	
Poměry:			

Svislé strany 25 %

Vodorovné strany 25 %

Šikmé strany 50 %

# 7 Srovnání možností vyztužení

Bude porovnán alternativní návrh trámu 1 se skutečným návrhem trámu 1 (Obr. 6). Porovnána bude pouze dolní a smyková výztuž, jelikož horní výztuž bude v alternativním návrhu provedena stejně jako v původním. Je porovnávána cena výztuže v Kč za kg. Srovnání vychází z cen platných v prosinci 2023. Ceny jsou uvedeny vždy včetně DPH. Cena oceli B500B je 36 Kč/kg (platí pro pruty průměru více jak 10 mm). Cena oceli S 355 je 37 Kč/kg.

V původním návrhu bylo v rámci dolní výztuže navrženo 14 prutů Ø25 délky 6300 mm a 14 prutů Ø25 mm délky 4600 mm s celkovou plochou výztuže  $A_{s,prov} = 13744 \text{ mm}^2$ . To je v součtu 588 kg výztuže. K hlavní ohybové výztuži je navíc připočítána hmotnost lemovací výztuže a závlačí, jelikož tu v alternativním návrhu nahrazují bočnice. Hmotnost lemovací výztuže se závlačemi je 143 kg. Celkem se tedy jedná o 818 kg.

Alternativní návrh obsahuje plech tloušťky 8 mm. S šířkou trámu 2000 mm je plocha výztuže  $A_{s,rpov} = 16\ 000\ mm^2$ . Při délce trámu 4720 mm a výšce bočnic 275 mm je celková hmotnost použitých plechů. 825 kg.

Můžeme tedy vidět, že průřezové plochy výztuže se liší o 16,4 %, kde alternativní návrh obsahuje mírně větší A<sub>s,prov</sub>. Celková hmotnost použité výztuže je v případě alternativního návrhu o 0,6 % větší, tedy zcela zanedbatelně.

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m³]	[kg/m³]	[ks]	[kg]
25	6300	0,003092	7850	14	339,9
25	4600	0,002258	7850	14	248,1
					588,0

Tabulka 9 Výpočet hmotnosti hlavní ohybové výztuže skutečného návrhu

Tabulka 10 Výpočet hmotnosti lemovací výztuže skutečného návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m³]	[kg/m³]	[ks]	[kg]
10	2300	0,000181	7850	10	14,2
10	3950	0,00031	7850	10	24,4
14	2300	0,000354	7850	14	38,9
14	3900	0,0006	7850	14	66,0
32	1950	0,001568	7850	7	86,2
					229,6

	Rozměry plechu			Objem	Objemová	
	а	b	tl	V	hmotnost oceli	Hmotnost
	[m]	[m]	[m]	[m³]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg]
Dolní výztužný plech	2	4,72	0,008	0,076	7850	593
Příčná bočnice	2	0,275	0,008	0,004	7850	35
Příčná bočnice	2	0,275	0,008	0,004	7850	35
Podélná bočnice	4,72	0,275	0,008	0,010	7850	82
Podélná bočnice	4,72	0,275	0,008	0,010	7850	82
						825

Tabulka 11 Hlavní ohybová a lemovací výztuž alternativního řešení

V původním návrhu bylo navrženo celkem 70 třmínku Ø14 mm délky 1500 mm a 50 třmínků Ø10 mm délky 1450 mm. Dále byly použity smykové ohyby umístěné pod vynášenou stěnu (Obr. 6). Předpokládám, že smykové ohyby by v alternativním návrhu nebyly použity. V původním návrhu byly v poli trámu pod stěnou použity pouze Ø10 mm třmínky, takže bylo pod stěnu nutné doplnit dodatečnou smykovou výztuž. V alternativním návrhu, jsou ale všude navrženy třmínky Ø16 mm a místo uložení stěny tedy nepotřebuje dodatečnou smykovou výztuž. Bylo použito 8 ohybů Ø20 mm délky 2550 mm a 2 ohyby Ø20 mm délky 3300 mm. To je v součtu celkem 238 kg výztuže.

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m³]	[kg/m³]	[ks]	[kg]
10	1450	0,000114	7850	50	44,7
14	1500	0,000231	7850	70	126,9
20	2550	0,000801	7850	8	50,3
20	3300	0,001037	7850	2	16,3
					238,2

Tabulka 12 Výpočet hmotnosti třmínků skutečného návrhu

V alternativním návrhu jsou navržené třmínky Ø16 mm na trámu 2 x 4,7 metrů. Na trámu je celkem 6 řad 2-střižných třmínků s 31 třmínky v řadě. Celkem se tedy jedná o 186 třmínků délky 1200 mm. To je v součtu celkem 396 kg výztuže.

Tabulka 13 Výpočet hmotnosti třmínků alternativního návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m³]	[kg/m³]	[ks]	[kg]
16	1200	0,000241	7850	186	352,3
					352,3

V alternativním návrhu vyztužení je tedy nutné použít o 48 % více výztuže na třmínky. K tomu je nutné započítat i fakt, že v alternativním návrhu musejí být všechny třmínky navařeny na plech dolní výztuže. Což je celkem 9,4 metrů koutového svaru tloušťky 5 mm.

Celkem alternativní návrh obsahuje o 12 % více výztuže než původní návrh. Spotřeba betonu je stejná.

Návrh	KG výztuže
Skutečný návrh:	1055,8
Alternativní návrh:	1177,2

Tabulka 14 Celkové srovnání nutné výztuže

Do srovnání je ovšem nutné zahrnout i nutnost velkého množství svarů v případě alternativního vyztužení. Je třeba navařit všechny třmínky, svařit plechovou "vanu" a navařit konstrukční táhla. Nicméně cenu svarů je nutné srovnat s cenou přípravy výztuže v armovně a vázání výztuže na stavbě, které stavbu stojí peníze, ale navíc i čas, jelikož je to práce, kterou neleze provádět dopředu.

V případě alternativního vyztužení je tedy spotřeba materiálu mírně vyšší. Nicméně se jedná pouze o nárust množství nutné oceli. Spotřeba betonu zůstává stejná.

Ocelový svařenec je také stále nutné podstojkovat. Výhodou je ovšem to, že na rozdíl od kompletního bednění trámu stačí pouze stojky, se kterými je práce jednodušší.

Výraznou výhodou alternativního řešení je ovšem rychlost provedení na stavbě. V případě tradičního řešení je nutné nejprve provádět složité bednění trámu a poté složitě vázat výztuž trámu. To samozřejmě vyžaduje čas a stavbu to prodlužuje. Oproti tomu v případě alternativního vyztužení by na stavbu dorazil již hotový kus, který by byl pouze usazen do otvoru v bednění. Nebylo by třeba vázat většinu výztuže. Do trámu by byla doplněna pouze horní výztuž a startovací výztuž.

Další drobnou nevýhodou je, že ocelový plech je nutné z vnější strany zakrýt požárně odolnou sádrokartonovou deskou. A ocel je nutné opatřit ochranným nátěrem. Tyto faktory ale neovlivňují rychlost stavby.

Otázkou je také zda alternativní řešení není také jednoduší variantou z hlediska dopravy a logistiky, jelikož dopravujeme pouze jeden ocelový svařenec namísto 18 různých druhů výztužných vložek.

Faktory, které ovlivňují výhodnost alternativního řešení, jsou spotřeba oceli, cena sváření, cena práce s tvorbou bednění a vázání dolní výztuže, cena dopravy svařence na stavbu, cena trvání stavby (alternativní řešení je rychlejší varianta). Výhodou alternativního řešení je tedy úspora času na přípravě bednění a vázání výztuže. Nevýhodou je spotřeba materiálu a pracnost spojená se svařováním.

# 8 Závěr

V rámci práce byl zkoumán stávající bytový objekt Kolben Park C. Předmětem zkoumání byly stropní trámy přechodového podlaží (strop nad 1.PP). Cílem práce bylo stanovit, zda nebylo možné za použití jiného výpočetního přístupu docílit jiných výsledků, které by vedly na úspornější návrh výztuže.

Výsledky žádného z výpočetních modelů se významně nelišily od ostatních. Nebyly získány výsledky, které by vedly k výrazné úspoře výztuže. Naopak dle geometricky přesnějšího modelu by bylo nutné množství výztuže zvýšit.

V dalších modelech bylo ověřeno, jak by musel být strop navržen v případě, že by byly trámy odstraněny a strop by byl tvořen pouze rovnou deskou tloušťky 300 mm. Kvůli únosnosti tlačené diagonály a vysokým napětím v betonu při MSP omezení napětí by bylo nutné použít vysokopevnostní beton C 60/75. V případě zachování běžného betonu C30/37 by musela být deska tlustá 500 mm.

V rámci práce byl zpracován alternativní návrh vyztužení jednoho ze zkoumaných trámů inspirovaný ocelovými Delta beamy od společnosti Peikko. Namísto klasické výztuže u dolního povrchu byl navržen ocelových plech s navařenými smykovými třmínky. Plech má zároveň navařené bočnice a funguje tedy jak jako dolní výztuž, tak jako ztracené bednění trámu. Jedná se o jakousi ocelovou vanu s třmínky. Třmínky navařené na plech plní jak funkci spřahovací, tak funkci smykové výztuže. Na tento svařenec by byla doplněna horní výztuž pokračující do desky v okolí trámu a případná startovací výztuž stěn.

Alternativní návrh byl porovnán se skutečným návrhem. Exaktně byla srovnána hlavně spotřeba oceli. Alternativní návrh vyžaduje zhruba o 12 % více kilogramů oceli. Spotřeba betonu zůstává stejná. Alternativní řešení také vyžaduje velké množství svarů, ale nevyžaduje žádnou práci v armovně a přímo na stavbě.

Výhodou alternativního řešení je rychlost výstavby. Na stavbě není třeba zhotovovat bednění trámu a složitě vyvazovat spodní a smykovou výztuž, jelikož je vše součástí jednoho ocelového svařence, který je pouze usazen na stojky do bednění.

Hlavní výhodou alternativního řešení je tedy zrychlení stavby.

# 9 Seznam literatury

- [1] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1:Obecná zatížení Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla
   pro pozemní stavby
- [4] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [5] ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [6] ČSN EN 206-2 Beton Část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [7] Návrh rámu pomocí programu SCIA Engineer, Ing. Radek Štefan, Ph.D., a kolektiv ČVUT v
   Praze, Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí Thákurova 7, Praha 6 –
   Dejvice
- [8] Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer, doc. Ing. Petr Bily, Ph.D.
- [9] Analýza 3D konstrukce v programu SCIA Engineer, doc. Ing. Petr Bily, Ph.D.
- [10] Dokumentace pro provádění stavby: KOLBEN PARK 1. ETAPA OBJEKT C, Konstrukční řešení, Ing. Josef Beneš a kolektiv, Obermeyer Helika a.s.
- [11] DELTABEAM® spřažený nosník pro tenké stropní konstrukce vhodný pro budovy s otevřeným prostorem – Přehledeltabeam Peikko [online], [cit. 2023-12-15], dostupné z: https://www.peikko.cz/vyrobky/deltabeam-nosnik-pro-tenke-stropni-konstrukce/prehled/
- [12] Scia Engineer, SCIA ENGINEER 21.1. [software], dostupné z: https://www.scia.net/cs