



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

**NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ PŘEDPJTÝCH
DUTINOVÝCH PANELŮ TYPU SPIROLL NA PRUŽNÉM
PODEPŘENÍ A VYHODNOCENÍ PRŮBĚHU NAPĚTÍ**

NUMERICAL MODELING OF THE PRESTRESS HOLLOW CORE SLABS SPIROLL TYPE ON THE
FLEXURAL SUPPORT AND THE EVALUATION OF THE STRESSES

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Jakub Kršík

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JARMILA KŘIVÁKOVÁ, CSc.

BRNO 2018

Abstrakt:

Disertační práce popisuje možnosti numerického modelování dutinových stropních předpjatých betonových panelů typu SPIROLL. K modelování je použit komerční konečně prvkový program ANSYS 13.0. Důraz je kladen na specifický způsob uložení panelu na pružně poddajné podpoře a rozložení napjatosti v žebrech panelu v uložení. Cílem je prověřit stávající způsob zmonolitnění čel panelů a jeho vliv na únosnost ve smyku pomocí čtyř numerických modelů. Numerické modely jsou porovnány a verifikovány dvěma experimenty. Prvním experimentem je vakuové zatěžování desky z dutinových panelů. Druhým experimentem je smykové zatížení příkládáním zatěžovacích bloků. Jsou ověřeny čtyři způsoby návrhu dutinových panelů. Jedná se o metodu hlavního napětí, návrh dle EN 1992 a EN 1168 a Yangovu metodu přenosů účinků předpětí. Na základě výsledků je navržen způsob uvažování poddajných podpor pro posuzování konstrukcí z dutinových předpjatých panelů.

Klíčová slova:

Beton, ANSYS, předpětí, vakuování, metoda konečných prvků, numerické modelování, smykové napětí

Abstract:

The doctoral thesis describes the possibilities of numerical modelling of hollow core concrete panels, SPIROLL type. The commercial finite element program ANSYS 13.0 is used for the modelling. The focus is on the specific flexural support of the panel and on the distribution of the shear stresses in the panel ribs near the support. The goal is to valid actually used method for homogenization of the panel's foreheads and its influence on the shear resistance by using four numerical models. The numerical models are compared and verified with two experiments. The first experiment is vacuum loading on the hollow core slab. Second experiment is about shear loading by applying the loading blocks. Four methods for design of hollow core panels are evaluated. It is the method based on main stresses, design according EN 1992 and EN 1168 and Yang's method of prestress effects transfer. Based on the results, a method of considering flexural support for the evaluation of hollow core panels is proposed.

Key words:

Concrete, ANSYS, prestress, vacuum loading, finite element method, numerical modelling, shear stress

Bibliografická citace VŠKP

Ing. Jakub Kršík, *Numerické modelování předpjatých dutinových panelů typu Spiroll na pružném podepření a vyhodnocení průběhu napětí*. Brno, 2018. 123 s., 10 s. příl. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Jarmila Křiváková , CSc.

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval samostatně, a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

Ing. Jakub Kršík

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkoval všem, kteří mi poskytli podporu během doktorského studia. Děkuji kolegům z Ústavu stavební mechaniky FAST VUT, jmenovitě mé vedoucí Ing. Jarmile Křivákové CSc. a vedoucímu ústavu prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc. za podporu projektu specifického výzkumu, Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí FAST VUT, jmenovitě prof. Ing. Jindřichu Melcherovi DrSc. a prof. Ing. Marcele Karmazínové CSc. za všestrannou podporu a přístup do sdružených laboratoří ústavu kovových a dřevěných konstrukcí. Dále děkuji Ing. Miroslavu Balouškovi a firmě GOLDBECK Prefabeton s.r.o. za darování panelů k provedení statických zatěžovacích zkoušek.

OBSAH

OBSAH.....	8
1. ÚVOD	11
2. CÍLE PRÁCE.....	12
3. SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY	13
3.1. DEFINICE ÚNOSNOSTI DUTINOVÝCH PANELŮ	13
3.2. ZPŮSOB NÁVRHU PRVKŮ DLE NORMY EN 1992 A EN 1168.....	15
3.3. YANGOVA METODA PŘENOSU ÚČINKŮ PŘEDPĚTÍ	16
4. TEORIE PŘEDPJATÉHO BETONU.....	18
4.1. ROZLOŽENÍ NAPĚTÍ	19
4.2. VÝROBA PŘEDPJATÉHO BETONU	20
4.2.1. <i>Postup výroby</i>	20
4.3. ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ.....	22
4.3.1. <i>Ztráta pokluzem v kotevním bloku</i>	23
4.3.2. <i>Ztráta pokluzem v při uvolnění napětí</i>	23
4.3.3. <i>Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při uvolnění napětí</i>	24
4.3.4. <i>Ztráta postupným předpínáním</i>	26
4.3.5. <i>Ztráta relaxací předpínacích lan</i>	26
4.3.6. <i>Ztráta přetvořením kotevního bloku</i>	27
4.3.7. <i>Ztráta z rozdílu teploty předpínací výztuže a opěrného zařízení</i>	28
4.3.8. <i>Ztráta z dotvarování betonu</i>	29
4.3.9. <i>Ztráta ze smršťování betonu</i>	33
5. TEORIE POUŽITÝCH KONEČNÝCH PRVKŮ.....	36
5.1. SURF154	36
5.2. CONTA173 – TARGE170.....	36
5.3. SHELL181	37
5.4. SOLID185.....	38
5.5. BEAM188.....	40
6. NUMERICKÉ MODELÝ.....	42
6.1. MODEL 1 – STROPNÍ DESKA Z PANELŮ SPA 2043	42
6.1.1. <i>Tvorba modelu jednoho panelu</i>	43
6.1.2. <i>Tvorba modelu pružně podepřené desky</i>	43

6.2.	MODEL 2 – STROPNÍ DESKA Z PANELŮ VÝŠKY 400 MM NA PODDAJNÉM PODEPŘENÍ S KONTAKTNÍMI PRVKY	45
6.2.1.	<i>Tvorba modelu jednoho panelu</i>	46
6.2.2.	<i>Tvorba modelu pružně podepřené desky</i>	46
6.2.3.	<i>Vložení zatížení do modelu</i>	47
6.2.4.	<i>Výsledky</i>	48
6.3.	MODEL 3 – DVOJICE PANELŮ NA PRUŽNÉM PODEPŘENÍ ODPOVÍDAJÍCÍ EXPERIMENTU 1	49
6.3.1.	<i>Tvorba modelu jednoho panelu</i>	50
6.3.2.	<i>Modelování dvojice panelů a vložení předpětí</i>	53
6.3.3.	<i>Modelování podepření a roznášecího betonu</i>	54
6.3.4.	<i>Definice kontaktu</i>	56
6.3.5.	<i>Nastavení výpočtu a popis metody řešení Newton-Rhapson</i>	57
6.3.6.	<i>Definice zatěžovacích kroků</i>	59
6.4.	MODEL 4 – DVOJICE PANELŮ NA PRUŽNÉM PODEPŘENÍ ODPOVÍDAJÍCÍ EXPERIMENTU 2	61
6.4.1.	<i>Ztráty předpětí v modelu 4</i>	61
6.4.2.	<i>Definice zatěžovacích kroků</i>	61
7.	EXPERIMENTÁLNÍ MODEL Y	63
7.1.	EXPERIMENT 1 – SPOJITÉ ZATÍŽENÍ	63
7.1.1.	<i>Popis metody vakuování</i>	63
7.1.2.	<i>Popis experimentu</i>	63
7.1.3.	<i>Průběh experimentu</i>	66
7.1.4.	<i>Vyhodnocení experimentu</i>	69
7.2.	EXPERIMENT 2 – ZATÍŽENÍ U PODPORY	75
7.2.1.	<i>Popis experimentu</i>	75
7.2.2.	<i>Průběh experimentu</i>	77
7.2.1.	<i>Vyhodnocení druhého experimentu.</i>	79
8.	POROVNÁNÍ ANALYTICKÝCH VÝPOČTŮ S NUMERICKÝMI MODEL Y	82
8.1.	VÝPOČET MAXIMÁLNÍHO HLAVNÍHO NAPĚTÍ V BETONU.....	83
8.1.1.	<i>Výpočet normálového a smykového napětí</i>	83
8.1.2.	<i>Hlavní napětí v elementu panelu – analyticky</i>	86
8.1.3.	<i>Hlavní napětí v elementu panelu – z napětí z modelů</i>	86
8.2.	VÝPOČET SMYKOVÉ SÍLY PODLE WALRAVEN A MERCX.....	92
8.3.	VÝPOČET SMYKOVÉ SÍLY PODLE EUROCODE	93
8.4.	VÝPOČET SMYKOVÉHO NAPĚTÍ PODLE YANGA.....	94
8.4.1.	<i>Model 1</i>	94

8.4.2.	<i>Model 2</i>	94
8.4.3.	<i>Model 3</i>	96
8.4.4.	<i>Model 4</i>	98
8.4.1.	<i>Souhrnné vyhodnocení</i>	100
ZÁVĚR		104
POUŽITÁ LITERATURA		106
PUBLIKOVANÉ PRÁCE AUTORA		109
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ		112
SEZNAM OBRÁZKŮ		118
SEZNAM TABULEK		121
SEZNAM PŘÍLOH		123

1. Úvod

Předpjaté dutinové panely typu Spiroll jsou plošné prefabrikované dílce zpravidla obdélníkového půdorysu, které jsou v podélném směru vylehčeny dutinami přibližně kruhového průřezu. Jsou určeny především pro nosné stropní a střešní konstrukce až do rozpětí 21 metrů podle typu dílce. Předpjaté panely jsou vyráběny ve výškách 150, 165, 200, 250, 265, 320, 400 a 500 mm, výrobní šířka dílců je v dolní části skladebně 1200 mm. Jednotlivé typy se liší rozmístěním předpínacích lan, předpínací silou a krytím výztuže. Předpínací lana vyztužují dutinové panely v podélném směru. Jejich počet a umístění je dán typem dílce [1].

Předpjaté dutinové panely se v současné době využívají k zastropení stavebních konstrukcí se středním a vyšším rozponem. Stále oblíbenější jsou tyto panely v kombinaci se skeletovými nosnými systémy, kde jsou ukládány na deformovatelné průvlaky. Dle informací od předního českého výrobce popisovaných panelů, firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. je okolo 80 % použitých panelů umístěno v souladu se statickými předpoklady na nepružné podepření, tj. na nosné stěnové konstrukce. Zbývajících 20 % panelů se ukládá na poddajné podepření, tj. na průvlaky a nosníky. V panelech uložených na pružném podepření dochází k přerozdělení napětí v žebrech panelu tak, že se koncentrují extrémní smyková a normálová napětí především v krajních žebrech panelu. Současný způsob vyrovnání se s tímto zvýšeným napětím je pomocí vyplnění dutin v panelech zálivkovým betonem do hloubky 50 mm. Tímto je dosaženo potřebné tuhosti panelu a není znám případ kolapsu budovy při porušení z důvodu příčných sil, avšak důvod, proč k tomuto fenoménu dochází a jak ho optimálně vyřešit není znám [2].

Disertační práce je rozdělena na několik částí. Úvodní část obsahuje popis současného stavu řešené problematiky. Další část popisuje teorii předpjatého betonu, včetně způsobu výpočtu ztrát předpětí v předem předpjatém betonu. Následující část teoreticky popisuje použité konečné prvky z komerčního výpočtového programu ANSYS. V další části následuje popis provedených numerických modelů a experimentů, včetně vyhodnocení výsledků. V závěrečné části jsou shrnuty výsledky práce.

2. Cíle práce

Disertační práce se zaměřuje na modelování předpjatých dutinových panelů uložených na poddajném uložení pomocí metody konečných prvků v komerčním programu ANSYS, a to jak jednotlivých panelů, tak spřažených desek z těchto panelů vytvořených včetně jejich podpurných konstrukcí.

Cílem je stanovit na vybraných typech stropních panelů Spiroll oblasti, v nichž dochází ke vzniku extrémů normálových a smykových napětí, v nichž by při eventuálním přetížení mohlo dojít k porušení konstrukce. Na základě teoretických výpočtů se stanoví kritéria použitelnosti zmíněných panelů. Použitelnost bude stanovena koeficientem zvýšení smykového napětí v žebrech na pružném podepření oproti pevnému podepření. Správnost teoretických výpočtů a předpokladů je ověřena na dvou experimentech.

V rámci teoretického výzkumu jsou vytvořeny konečně prvkové modely stropních panelů a spřažených desek v komerčním programu ANSYS. K verifikaci modelu 2 jsou použity výsledky zveřejněného technického experimentu [3]. K verifikaci modelů 3 a 4 jsou provedeny zatěžovací experimenty provedené ve zkušebních laboratořích ústavu kovových a dřevěných konstrukcí na VUT v Brně – plošné zatížení metodou vakuování – experiment chování panelů v ohybu a experiment postupného přikládání bloků v blízkosti podpory – chování panelů ve smyku. Na takto ověřené modely panelů jsou aplikovány odlišné podmínky pružného podepření a samotné spřažené stropní desky.

Očekává se porozumění způsobu přerozdělování výše zmiňovaných napětí a následně se očekává aplikace výsledků do praxe stanovením koeficientu bezpečnosti, který povede ke zvýšení ekonomické výhodnosti panelů. Očekává se stanovení koeficientu bezpečnosti nižšího než 3. Koeficient bezpečnosti 3 je nyní používán při návrhu dutinových panelů firmou GOLDBECK Prefabeton s.r.o. [1].

3. Současný stav řešené problematiky

Vliv poklesu únosnosti předpjatých dutinových panelů Spiroll na pružném podepření byl prvně popsán a objeven v Norsku roku 1991 [4] [5] a následně experimentálně studován ve Finském výzkumném institutu VTT, Finland. Před tímto datem nebyl vliv pružného podepření považován za významný. Na současném stavu poznání v tomto oboru mají největší podíl zkoušky provedené pod vedením Dr. Matti Pajariho. Od roku 1990 do roku 2005 bylo provedeno v Technickém výzkumném středisku VTT ve Finsku na celkem 20 zatěžovacích zkoušek desky sestavené z předpjatých dutinových panelů různého průřezu a tloušťek od 265 mm do 500 mm [6]. Tyto zkoušky nebyly doprovázeny numerickými modely. Menší množství zatěžovacích zkoušek bylo dále provedeno roku 2005 v Německu na RWTH Aachen [7] se závěrečným shrnutím v doktorské práci Thomase Roggendorfa [8]. Na toto téma byl dále publikován článek prof. Heggera [9] a článek hlavního statika firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. ing. Balouška na konferenci Betonářské dny 2011 [2].

Z publikovaných článků lze shrnout že hlavní centra výzkumu chování předpjatých panelů jsou ve Finském výzkumném institutu VTT a v na univerzitě v Cáchách.

V aktuálně platné technické normě EN 1168 Betonové prefabrikáty – Dutinové panely [10] je tato problematika řešena pouze jednou větou z odstavce 4.3.3.2.2.1: „Při poddajných podpěrách je nutné zvážit vliv příčných smykových napětí a redukci únosnosti ve smyku.“ Není zde uveden postup, jak zvážit příslušný vliv smykových napětí. Použitá metodika bude vycházet z Yangovy metody určení smykové únosnosti [11].

3.1. Definice únosnosti dutinových panelů

Protože dutinové panely neobsahují smykovou výztuž a v případě jejich kolapsu dochází ke křehkému lomu, tak je možno definovat jejich únosnost podle Roggendorfa [8] jako

$$\sigma_I \leq f_{ct} \quad (3.1)$$

kde: f_{ct} Výpočtová pevnost betonu v tahu
 σ_I Maximální hlavní napětí v betonu.

σ_I se vypočte ze vztahu pro kombinaci horizontálního normálového napětí σ_x a smykového napětí τ_{xz} jako

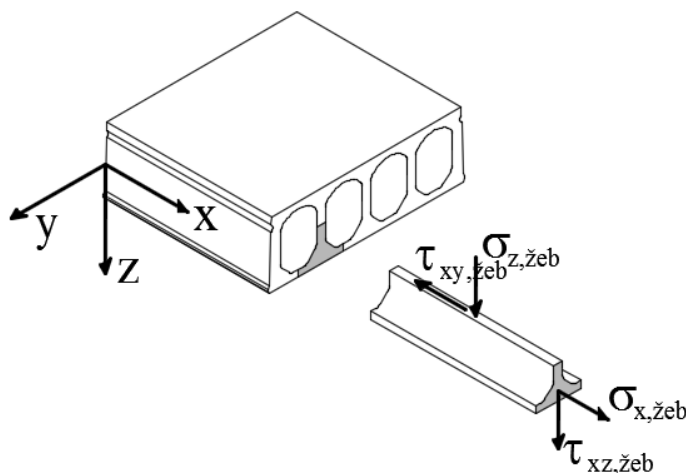
$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (3.2)$$

kde: σ_x Normálové napětí

τ_{xz} Smykové napětí

Tyto vztahy jsou ovšem značně obecné a nspecifikují co je přesně jednoosá tahová pevnost, jak ji určit a zda se nemění v závislosti na předpínací síle. Stejně tak, kde a jak se měří příslušná normálová a smyková napětí.

Pro zjednodušení je možné uvažovat s napjatostním stavem v jednom žebře.



Obr. 1 Schéma panelu s výřezem poloviny jednoho žebra [8]

Normálové napětí v elementu žebra $\sigma_{x,zheb}$ je možné určit z teorie pružnosti jako součet napětí od předpětí P_x a od působícího ohybového momentu M_y , jak je naznačeno na Obr. 1.

$$\sigma_{x,zheb} = -\frac{P_{x,zheb}}{A_{zheb}} + \frac{-P_{x,zheb} \cdot e_p + M_{y,zheb}}{I_{y,zheb}} \cdot z \quad (3.3)$$

- kde:
- $\sigma_{x,zheb}$ Normálové napětí v elementu žebra
 - $P_{x,zheb}$ Předpínací síla v elementu žebra, běžně v jednom laně
 - A_{zheb} Plocha elementu žebra
 - e_p Excentricita působení předpínací síly od těžišťové osy průřezu
 - $M_{y,zheb}$ Působící ohybový moment od zatížení přepočtený na element žebra
 - $I_{y,zheb}$ Kvadratický moment plochy elementu žebra
 - z Vzdálenost krajních vláken od těžiště průřezu

Smykové napětí v elementu žebra $\tau_{xz,zheb}$ od působící posouvající síly $V_{z,zheb}$ lze určit ze vztahu

$$\tau_{xz,zheb} = \frac{V_{z,zheb} \cdot S_{y,zheb}}{I_{y,zheb} \cdot b_{w,zheb}} \quad (3.4)$$

- kde:
- $\tau_{xz,zheb}$ Smykové napětí v elementu žebra
 - $V_{z,zheb}$ Působící smyková síla přepočtená na element žebra
 - $S_{y,zheb}$ Statický moment elementu žebra

$I_{y,\text{žeb}}$ Kvadratický moment elementu žebra

$b_{w,\text{žeb}}$ Šířka stojiny v žeburu panelu

3.2. Způsob návrhu prvků dle normy EN 1992 A EN 1168

Podle tradičního přístupu, který je uveden v Britské normě CP110 [12] lze smykovou únosnost stojiny žebra panelu určit jako

$$V_{c,\text{žeb}} = \frac{b_{w,\text{žeb}} \cdot I_{y,\text{žeb}}}{S_{y,\text{žeb}}} \cdot \sqrt{f_{ct}^2 - 0,8 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (3.5)$$

kde: $V_{c,\text{žeb}}$ Smyková únosnost stojiny žebra panelu

$b_{w,\text{žeb}}$ Šířka stojiny v žeburu panelu

$I_{y,\text{žeb}}$ Kvadratický moment elementu žebra panelu

$S_{y,\text{žeb}}$ Statický moment elementu žebra panelu

f_{ct} Výpočtová pevnost betonu v tahu

σ_{cp} Normálové napětí v betonu od předpětí, vypočtené ze vztahu (3.6)

$$\sigma_{cp} = \frac{-P}{A} \quad (3.6)$$

kde: σ_{cp} Normálové napětí v betonu od předpětí

P Předpínací síla

A Plocha panelu

Nevýhodou výše uvedeného vztahu (3.5) je nutnost nejprve určit velikost elementu žebra panelu, přičemž určení této oblasti je pouze přibližné. Proto byl vztah (3.5) upraven podle Walraven a Mercx [13] na vztah pro výpočet smykové únosnosti celého panelu (3.7) s kalibračním faktorem 0,75.

$$V_c = 0,75 \cdot \frac{b_w \cdot I_y}{S} \cdot \sqrt{f_{ct}^2 - \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (3.7)$$

kde: V_c Smyková únosnost celého panelu

b_w Šířka panelu efektivní na smyk – suma nejužších šířek žebur v panelu

I_y Kvadratický moment celého panelu

S Statický moment plochy celého panelu

f_{ct} Výpočtová pevnost betonu v tahu

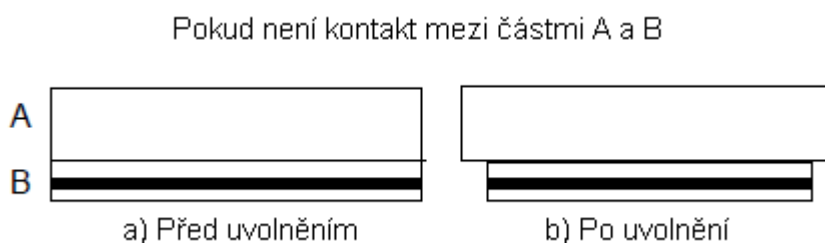
σ_{cp} Normálové napětí v betonu od předpětí, vypočtené ze vztahu (3.6)

Vztah (3.7) je použit v doporučení FIB bez kalibračního faktoru 0,75 [14]. EC vztah (3.7) přejímá bez kalibračního faktoru 0,75 s tím, že předpínací síla P ze vztahu (3.7) je uvažována

ve vzdálenosti $H/2$ od vnitřního kraje podpory, kde H je tloušťka desky. Důvodem je výskyt přidavných smykových sil od předpětí, které nejsou ve vztahu (3.7) zahrnuty.

3.3. Yangova metoda přenosu účinků předpětí

Vztah (3.7) dále nebere v potaz účinky přenosu předpětí na smykové napětí, avšak existence smykového napětí je evidentní z Obr. 2. Spodní část desky má po uvolnění napětí tendenci se stlačovat, a protože horní a spodní část jsou spojeny, tak musí vzniknout smykové napětí, které drží obě části u sebe.



Obr. 2 Schéma účinku uvolnění předpětí při neexistenci smykového napětí od předpětí [11]

Z výše uvedeného důvodu odvodil Yang [15] vztah pro výpočet smykového napětí τ_{xz} (3.8).

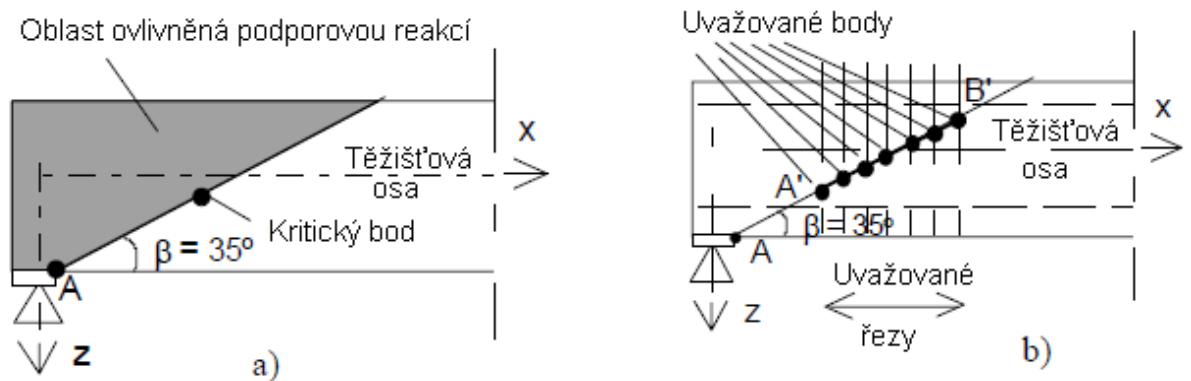
$$\tau_{xz} = \frac{1}{\sum b_{w,i}} \cdot \left[\left(\frac{A_{cp}}{A} - \frac{S_{cp,y} \cdot e_p}{I_y} \right) \frac{dP}{dx} + \frac{S_{cp,y}}{I_y} \cdot V_z \right] \quad (3.8)$$

- kde: τ_{xz} Smykové napětí
 $\sum b_{w,i}$ Suma šířek žebra efektivní na smyk v místě uvažované osy (viz. Obr. 4)
 A_{cp} Plocha průřezu nad uvažovanou osou
 A Plocha panelu
 $S_{cp,y}$ Statický moment plochy nad uvažovanou osou
 e_p Excentricita působení předpínací síly od těžišťové osy průřezu
 I_y Kvadratický moment celého panelu
 dP/dx Gradient předpínací síly
 V_z Působící smyková síla

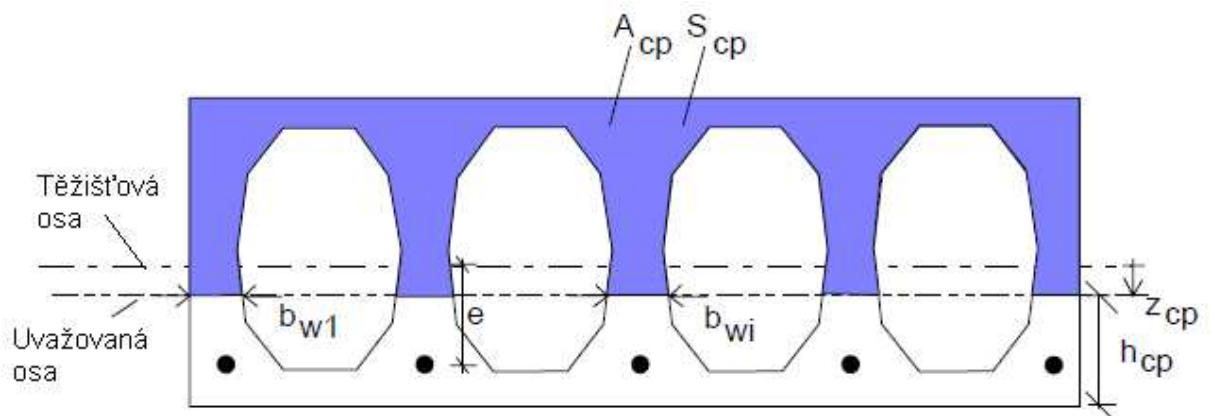
První člen vztahu (3.8) v hranaté závorce odpovídá vlivu předpínací síly. Pokud je roven nule, tak vztah (3.8) odpovídá vztahu (3.4) pro celou desku. V případě přítomnosti předpínacích sil ve více než jedné vrstvě by ve vztahu (3.8) byla na místě prvního členu suma vlivu gradientů předpínacích sil v jednotlivých vrstvách.

Pro výpočet normálového napětí používá Yang vztah (3.3) upravený pro celou desku, tj. místo sil a ploch elementů žebra uvažuje síly a plochy v celé desce. Hodnoty předpětí P a excentricity e jsou v případě více vrstev sumy jednotlivých vrstev.

Praktické řešení Yangovou metodou spočívá v postupném výpočtu ve více uvažovaných řezech (viz. Obr. 3) tak, že se hledá řez, který vyvodí nejvyšší normálové (3.3) a smykové (3.8) napětí a ve výsledku maximální tahové napětí σ_I podle vztahu (3.2)



Obr. 3 a) Možná pozice kritického bodu. b) Body a řezy uvažované ve výpočtech [11]



Obr. 4 Geometrické parametry v uvažovaném řezu [11]

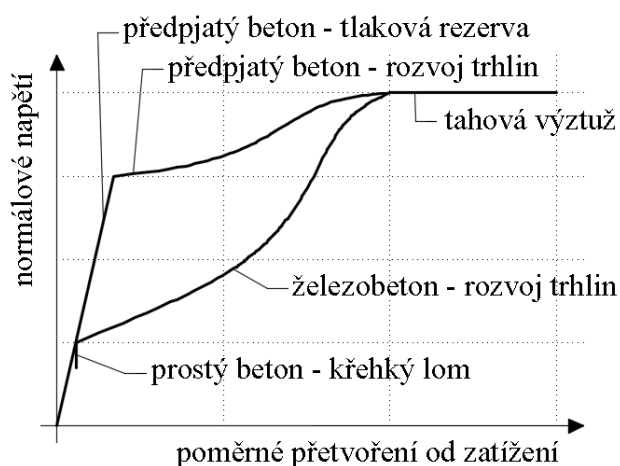
4. Teorie předpjatého betonu

Hlavní výhodou předpjatého betonu oproti železobetonu bez předpětí je ve způsobu práce s rozložením vnitřních sil v konstrukci a v rozložení napětí po betonovém průřezu. V železobetonu výztuže přenáší tahová napětí a beton přenáší tlaková napětí, která vznikají vnějším zatížením. Pro přenos tahových napětí je nutné, aby došlo k protažení výztuže, tím dojde k protažení betonu, a protože pevnost betonu v tahu je řádově nižší než v tlaku, tak dojde při jejím překročení ke vzniku trhlin v betonové konstrukci. Z toho vyplývá, že je výhodné využít tlakovou pevnost betonu a této skutečnosti právě využívá předpjatý beton. V předpjatém betonu výztuž také přenáší tahové napětí, ale navíc do betonu vnáší přídavné tlakové napětí, které se využije jako tlaková rezerva pro přenos zatížení. Předpjatý beton se stává pod zatížením lineárně pružným materiálem, až do vyčerpání tlakové rezervy. [16]

Po vyčerpání tlakové rezervy se předpjatý beton chová jako běžný beton, se stejnou hodnotou mezní pevnosti. Jediným rozdílem je velikost trhlin, které jsou na předpjatém prvku méně rozvinuty než na železobetonovém prvku pod stejným zatížením. [16]

Výše uvedený princip je schematicky zobrazen na Obr. 5. Pro zvýraznění principu je zobrazena odezva pro vyztužení železobetonu a předpjatého betonu výztuží o stejné pevnosti, to však v praxi nenastává. V praxi by křivka odezvy předpjatého betonu byla výrazně výše než křivka odezvy železobetonu z důvodu použití vysokopevnostní oceli pro předpínací výztuž.

Při překročení tahové pevnosti betonu dochází u prostého betonu ke křehkému lomu, u železobetonu se začínají rozvíjet trhliny a tahová napětí přenáší výztuž, u předpjatého betonu dochází k vyčerpávání vnesené tlakové rezervy. Ve chvíli, kdy je tlaková rezerva vyčerpána dochází v předpjatém betonu k rozvoji trhlin stejně, jako u železobetonu. Rozvoj trhlin je ukončen ve stejném okamžiku, od něž přebírá tahová napětí pouze výztuž a po vyčerpání její únosnosti dojde k přetržení výztuže. [16]



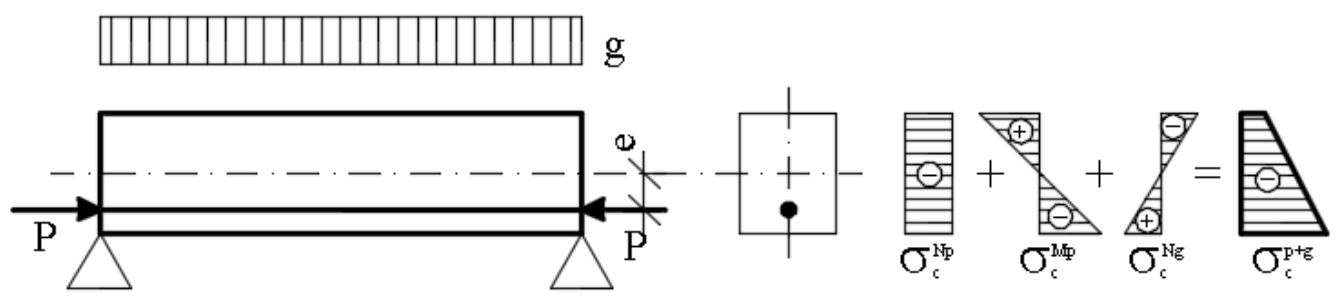
Obr. 5 Působení prostého betonu, železobetonu a předpjatého betonu v tahu [16]

Kromě schopnosti odolávat vyššímu zatížení před vznikem trhlin, jsou při stejném zatížení v předpjatém betonu trhliny méně rozvinuty než v železobetonu. Předpjatý beton je tudíž tužší (trhliny jsou méně rozvinuty) a důsledkem je, že výrobky z předpjatého betonu mají nižší protažení, resp. průhyby. Proto je možné navrhovat prvky z předpjatého betonu štíhlejší, užší a na větší rozpětí než prvky z železobetonu pro stejné požadavky na limitní průhyby. Předpjatý prvek je dále houževnatý a má vysokou tažnost, protože energie potřebná k porušení prvku (plocha vzniklá integrací křivky průběhu působení předpjatého betonu po poměrném přetvoření od zatížení) je relativně velká. Poslední výhodou předpjatého betonu je možnost aktivně měnit rozložení vnitřních sil v konstrukci. Změny jsou realizovány změnou dráhy předpínacího lana. Tím dojde ke změně působení předpínací síly a tím se změní rozložení vnitřních sil v konstrukci. [16]

4.1. Rozložení napětí

Ukázka principu předpjatého betonu je uvedena na Obr. 6, kde je schematicky zobrazen prostý nosník zatížený rovnoměrně spojitým zatížením g , předepnutý jedním lanem na excentricitě e s předpínací silou P v takové výši, že dojde k vyloučení tahů v betonu. Diagramy průběhu normálového napětí schematicky zobrazují průběh normálového napětí ve středu nosníku.

Na prvním diagramu normálového napětí, s označením σ_c^{Np} , je rovnoměrný průběh napětí od předpětí P . Na druhé diagramu, s označením σ_c^{Mp} , je průběh napětí od předpínací síly P na excentricitě e . Na třetím diagramu, s označením σ_c^{Ng} , je průběh normálového napětí od rovnoměrně spojitým zatížením g . Poslední diagram představuje součet jednotlivých normálových napětí s označením σ_c^{p+g} .



Obr. 6 Rozložení napětí na předpjatém betonovém prvku od předpětí a zatížení [16]

4.2. Výroba předpjatého betonu

V této práci je řešena problematika předem předpjatých dutinových panelů typu SPIROLL z výroby firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. ve Vrdech u Kutné Hory. V této kapitole je popsána podstata výroby předem předpjatých panelů. Dodatečně předpjaté konstrukce nejsou v této práci použity.

4.2.1. Postup výroby



Obr. 7 Výrobní linka pro dutinové panely, prefa Kuřim [17]

Nejprve je předpínací dráha délky až 200 m namazána odformovacím olejem.

Předpínací lana o průměrech 9,3 a 12,5 mm jsou v požadovaném množství natažena pomocí natahovacích vozíků na předpínací dráhu, očištěna od nečistot a dočasně zakotvena do kotevních bloků na konci dráhy. Lana jsou poté pomocí předpínací pistole napnuta na požadované napětí. Požadované napětí je v nich udržováno po dobu deseti minut. Tím je eliminován podstatný vliv ztráty předpětí relaxací předpínacích lan. Tato ztráta je nejvyšší v krátké době po vnesení napětí do lan a bude podrobně popsána v následujících kapitolách. Po napnutí jsou lana zakotvena do kotevních bloků.

Na čelo dráhy je umístěna čelní deska, která formuje čelo panelu. Za ní je umístěn vytlačecí šnekový stroj. Vytlačecí stroj formuje, hutní a hladí kontinuálně dodávanou betonovou směs do

výsledného tvaru panelu, který je dán tvarem výstupní formy. Betonová směs je tlačena šnekem do čelní desky a následným tlakem stroj samovolně pojíždí po dráze. Tímto je již dán kompletní tvar prefabrikovaného dílce. Šnekový stroj se sestává ze tří částí.

1. Formovací část – Obsahuje profil, který vytváří výsledný tvar prefabrikátu
2. Hutnicí část – Střední část, která se skládá z násypky betonové směsi ve tvaru trychtýře. Násypka přivádí betonovou směs ke šnekům, které tuto směs tlačí do formovací části.
3. Přípravná část – Část kontrolující pozici předpínacích lan a stabilizující jejich konečnou polohu v hotovém prefabrikátu.



Obr. 8 Vytlačecí stroj, prefa Kuřim [17]

Výsledný panel je ihned za vytlačecím strojem přikrýván netkanou textilií a zvlhčován, aby nedošlo ke ztrátě vlhkosti na povrchu a ke vzniku smršťovacích a vysychacích trhlin.

Podle požadavků zákazníka je možné v tuto chvíli do panelů vytvořit podélné otvory v místě budoucích prostupů.

Předpínací dráhu je možné prohřívát v závislosti na klimatických podmínkách až na 60 °C.

Po 24 hodinách beton již dosáhne pevnosti, která umožňuje bezpečnou manipulaci s prefabrikátem. Panel je v tuto chvíli rozřezán na délky požadované zákazníkem. Do vzdálenosti cca. 300 mm od čel panelů jsou předvrtány odvodňovací otvory o průměru cca. 5 mm. Tyto otvory musí zůstat funkční a průchozí i po montáži. Panely jsou poté vyvezeny do venkovního skladu k dotvrdnutí. Po 7 dnech od betonáže je možné hotové výrobky odvézt na staveniště zákazníka.



Obr. 9 Vyrobené panely ve skladu panelů

Vyrobené panely byly dodány do zkušebny ústavu kovových a dřevěných konstrukcí stavební fakulty VUT v Brně, kde byly uloženy při stálé vlhkosti prostředí 30 % až do provedení experimentů. První experiment proběhl po 152 dnech a druhý po 404 dnech od výroby panelů.

4.3. Ztráty předpětí

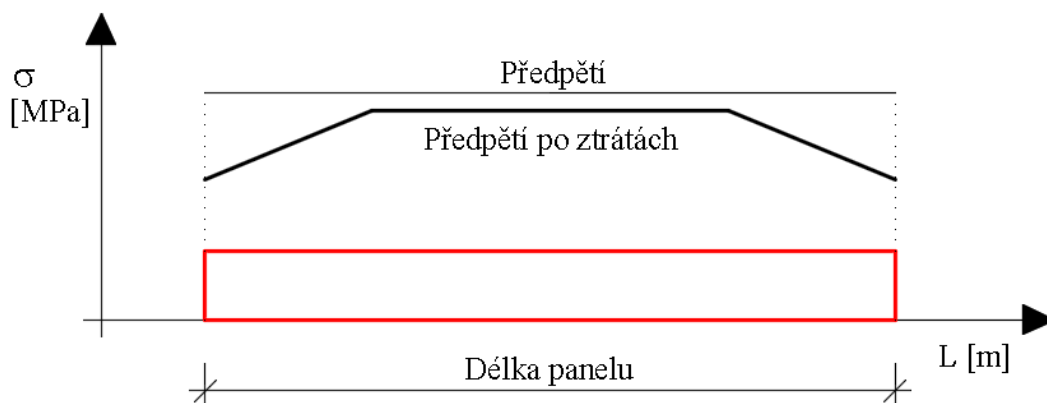
Průběh předpínací síly v laně se mění jak po délce lana, tak v čase během existence konstrukce. Tyto změny jsou nazývány ztrátami předpětí. Ztráty je možno rozdělit na okamžité, které se projevují během výroby a na dlouhodobé, které se projevují po celou dobu života konstrukce. Výsledný průběh předpětí na panelu je zobrazen na Obr. 10. [16]

Nejdůležitější okamžité ztráty projevující se při výrobě předem předpjatých panelů jsou:

- Ztráta pokluzem v kotevním bloku – $\Delta\sigma_{P,wb}$
- Ztráta pokluzem při uvolnění předpětí – $\Delta\sigma_{P,w}$
- Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při uvolnění předpětí – $\Delta\sigma_{P,v}$
- Ztráta postupným předpínáním – $\Delta\sigma_{P,p}$
- Ztráta relaxací předpínacích lan – $\Delta\sigma_{P,rel}$
- Ztráta přetvořením kotevního bloku – $\Delta\sigma_{P,A}$
- Ztráta z rozdílu teplot předpínací výztuže a kotevního bloku – $\Delta\sigma_{P,T}$

Dlouhodobé ztráty projevující se během životnosti předpjatých panelů

- Ztráta relaxací předpínacích lan – $\Delta\sigma_{P,rel}$
- Ztráta dotvarováním betonu – $\Delta\sigma_{P,d}$
- Ztráta smršťováním betonu – $\Delta\sigma_{P,s}$



Obr. 10 Průběh předpětí po ztrátách

4.3.1. Ztráta pokluzem v kotevním bloku

Ztráta pokluzem v kotevním bloku se projevuje při zakotvení předepnutého předpínacího lana do kotevního bloku.

$$\Delta\sigma_{P,wb} = -\frac{w_p \cdot E_p}{l} \quad (4.1)$$

kde: $\Delta\sigma_{P,wb}$ Ztráta pokluzem v kotevním bloku

w_p Hodnota pokluzu

E_p Modul pružnosti předpínací výztuže

l Délka předpínací dráhy

Po dosažení hodnot zjištěných z panelárny firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. v Vrdech u Kutné Hory do vztahu (4.1) byla vypočtena tato ztráta předpětí na 2,5 MPa.

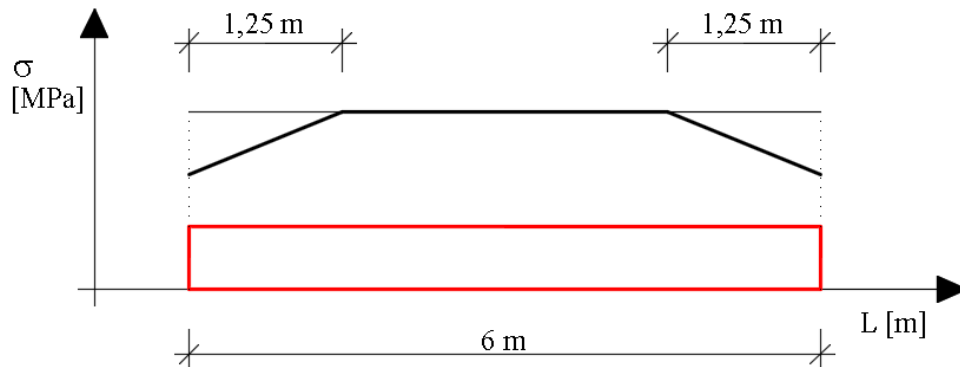
$$\Delta\sigma_{P,wb} = -\frac{0.002 \cdot 190 \cdot 10^9}{150} = 2.5 \text{ MPa}$$

4.3.2. Ztráta pokluzem při uvolnění napětí

Ztráta pokluzem při uvolnění napětí se realizuje ve chvíli, kdy jsou panely na výrobní lince rozřezány do délek požadovaných zákazníkem. Hodnota pokluzu je přímo změřena u všech lan v panelu a podle podnikové normy PN SP 01-2009 [1] je maximální dovolený pokluz lan 1,8 mm pro spodní lana o průměru 9,3 mm a 2,5 mm pro spodní lana o průměru 12,5 mm. Tyto maximální dovolené průměrné pokluzy jsou použity pro výpočet ztráty pokluzem při uvolnění napětí. Ztráta je vypočtena podle vztahu (4.1), kde je za délku l dosazena délka, na níž se realizuje pokluz. U modelovaných panelů se jedná o 1,2 metru od každého okraje panelu. Tato délka je pouze teoretický předpoklad, její hodnota nebyla zjišťována v experimentu. Výpočet je shrnut do Tab. 1.

Průměr lana [mm]	Pokluz [mm]	Modul pružnosti [GPa]	Délka [m]	Ztráta $\Delta\sigma_{P,w}$ [MPa]
9,3	1,8	190	1,2	285
12,5	2,5	190	1,2	396

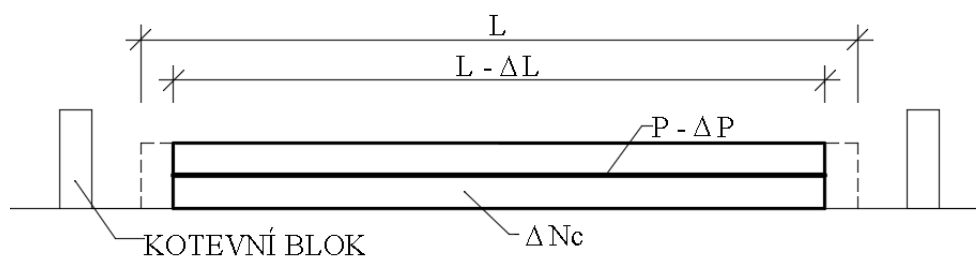
Tab. 1 Výpočet ztráty pokluzem při uvolnění napětí



Obr. 11 Realizace ztráty pokluzem při uvolnění napětí

4.3.3. Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při uvolnění napětí

Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu znamená, že v momentě, kdy se předpínací síla z lan přeneše na betonový panel, dojde k pružnému zkrácení panelu a tím k poklesu předpětí. Před rozřezáním panelu na délky dle požadavků zákazníka je předpětí pouze v lanech. Jejich přeřiznutím dojde ke vnesení předpětí do panelu. Panel se díky vnesenému předpětí „zkrátí“ a hodnota předpětí poklesne.



Obr. 12 Rozložení vnitřních sil po vnesení předpětí do panelu

$$\Delta N_c = P - \Delta P \quad (4.2)$$

kde: ΔN_c Tlaková síla v betonovém panelu po realizaci ztráty předpětí

P Předpínací síla

ΔP Ztráta předpínací síly okamžitým pružným přetvořením betonu

Protože se u předpjatého panelu předpokládá plné spolupůsobení předpínacích lan s betonem, tak se přetvoření betonu a předpínacích lan musí sobě rovnat.

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_p \quad (4.3)$$

kde: $\Delta\varepsilon_c$ Přetvoření betonu
 $\Delta\varepsilon_p$ Přetvoření předpínacích lan

Přetvoření betonu se určí přímo podle vztahu

$$\Delta\varepsilon_c = \frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c} \quad (4.4)$$

Přetvoření předpínací výztuže se určí podobně podle vztahu

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta P}{A_p \cdot E_p} = \frac{P - \Delta N_c}{A_p \cdot E_p} \quad (4.5)$$

Protože se sobě přetvoření rovnají, tak po dosazení do vztahu (4.3) vznikne

$$\frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c} = \frac{P - \Delta N_c}{A_p \cdot E_p} \quad (4.6)$$

pro zjednodušení se zavede součinitel ν_p

$$\nu_p = \frac{A_p \cdot E_p}{A_c \cdot E_c} \quad (4.7)$$

kde: ν_p Součinitel vyjadřující poměr plochy a modulu pružnosti předpínací výztuže k ploše a modulu pružnosti betonu

A_p Plocha lan předpínací výztuže

E_p Modul pružnosti předpínací výztuže

A_c Plocha betonu

E_c Modul pružnosti betonu

po dosazení součinitel ν do vztahu (4.6) a následných úpravách se získá vztah pro výpočet přírůstku normálové síly ΔN_c v betonu.

$$\Delta N_c = \frac{P}{1 + \nu} \quad (4.8)$$

Změna předpínací síly ΔP se poté určí dosazením vztahu (4.8) do vztahu (4.2) a po matematických úpravách se dostane

$$\Delta P = P \cdot \frac{\nu}{1 + \nu} \quad (4.9)$$

Vztah (4.9) se přímo převede na vztah pro výpočet ztráty napětí v předpínací výztuži

$$\Delta\sigma_{p,\nu} = \sigma_p \cdot \frac{\nu}{1 + \nu} \quad (4.10)$$

Po dosazení hodnot použitých v modelu do vztahu (4.7) a (4.10) je vypočtena ztráta předpětí pružným přetvořením betonu. Tato ztráta se projeví po celé délce předpínacího lana.

$$\nu = \frac{(3 \cdot 52 + 4 \cdot 93) \cdot 190 \cdot 10^9}{0,1178 \cdot 36,5 \cdot 10^9} = 0,0233$$

$$\Delta\sigma_{p,\nu} = 1100 \cdot \frac{0,0238}{1 + 0,0238} = \mathbf{25,1 \text{ MPa}}$$

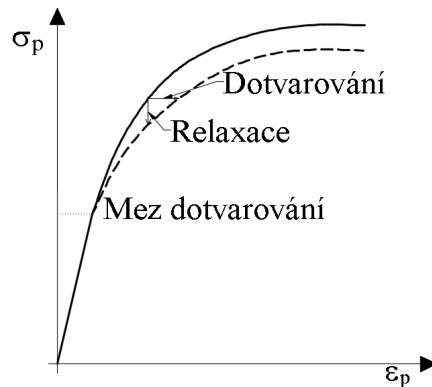
4.3.4. Ztráta postupným předpínáním

Ztráta postupným předpínáním se projevuje v důsledku okamžitého pružného přetvoření betonu společně s již zakotvenou předpínací výztuží při postupném předpínání následující předpínací výztuže. Z tohoto důvodu se ztráta projevuje pouze u dodatečně předpjatých konstrukcí, a proto nebude v této práci dále uvažována.

$$\Delta\sigma_{p,p} = 0 \text{ MPa}$$

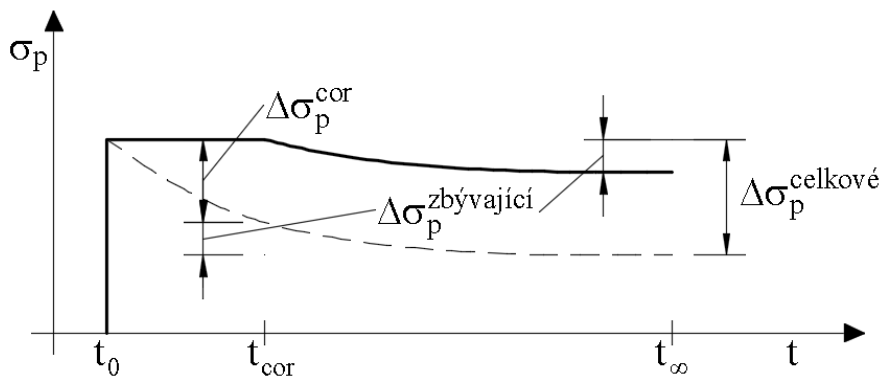
4.3.5. Ztráta relaxací předpínacích lan

Ztrátu relaxací předpínací výztuže je možné zařadit mezi okamžité i dlouhodobé ztráty. Principem ztráty relaxací je postupné ubývání napětí v předpínacích lanech bez změny přetvoření v čase. K relaxaci dochází, pokud jsou ocelová lana zatížena nad mez dotvarování. To se děje v praxi vždy při použití předpínacích lan a jejich předpínání.



Obr. 13 Změna napětí a přetvoření předpínací výztuže v čase [16]

Okamžité působení ztráty relaxací je zabráněno už ve výrobě, kde při předpínání jednotlivých lan je podrženo napětí po dobu $t_{cor} = 10$ minut. Provede se tzv. „korekce relaxace podržením napětí“. Tím je eliminován největší okamžitý účinek ztráty relaxací předpínacích lan.



Obr. 14 Korekce relaxace podržením napětí [16]

V modelovaných panelech jsou použity předpínací lana s nízkou relaxací typu Fe 1860 Relax 2 patřící do druhé relaxační třídy dle EN 1992-1-1. Ztráta relaxací je vypočtena podle vztahu (4.11) z normy EN 1992-1-1. Časový průběh experimentu a ztráta relaxací je shrnuta do Tab. 2. [18]

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \sigma_p \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (4.11)$$

kde: $\Delta\sigma_{p,rel}$ Ztráta relaxací předpínacích lan

σ_p Předpínací napětí

ρ_{1000} Ztráta relaxací v čase 1000 hodin = 2,5 %

μ Poměr předpínacího napětí a charakteristické hodnoty pevnosti v tahu předpínací výztuže = $1100 / 1860 = 0,591$

t Stáří panelu v hodinách při provedení experimentu

	datum	t [hod]	ztráta $\Delta\sigma_{p,rel}$ [MPa]
výroba a předepnutí panelů	8.11.2013	0	0
1. experiment – Vakuování	9.4.2014	3648	5,9
2. experiment – Postupné zatěžování na smyk	17.12.2014	9696	7,9

Tab. 2 Ztráta relaxací předpínací výztuže

4.3.6. Ztráta přetvořením kotevního bloku

Ztráta přetvořením kotevního bloku se projevuje u předem předjatého betonu v případě, že tuhost kotevních bloků je nedostatečná. Při postupném předpínání jednotlivých lan dochází poté k deformaci kotevních bloků.

Při předpínání n stejných lan na stejné napětí se na opěrné zařízení vyvodí celková síla P . Tato síla by zkrátila vzdálenost předpínacích bloků a lan z hodnoty l_p o hodnotu $\Delta l_{p,b}$. Poměrné přetvoření je poté

$$\varepsilon_p = -\frac{\Delta l_{p,b}}{l_p} \quad (4.12)$$

kde: ε_p Poměrné přetvoření kotevních bloků

$\Delta l_{p,b}$ Zkrácení vzdálenosti mezi předpínacími bloky

l_p Původní vzdálenost předpínacích bloků

Při zavedení předpokladu, že závislost zkrácení lan na působící síle je lineární, lze definovat poměrné přetvoření jednoho lana jako

$$\varepsilon_{pl} = \frac{\varepsilon_p}{n} \quad (4.13)$$

kde: ε_{p1} Poměrné přetvoření jednoho předpínacího lana
 ε_p Poměrné přetvoření kotevních bloků
 n Počet předpínacích lan

Po napnutí prvního lana se zdeformuje opěrné zařízení o ε_{p1} , v laně se ale tato ztráta neprojeví. Po napnutí dalšího lana dojde opět k deformaci opěrného zařízení o ε_p a ztráta se projeví na předchozím laně. Obecně se přetvoření po předpětí každého dalšího lana projeví ve všech předcházejících lanech.

$$\Delta\sigma_{pA1} = E_p \cdot \varepsilon_{p1} = -E_p \cdot \frac{\Delta l_{p,b}}{l_p \cdot n} \quad (4.14)$$

kde: $\Delta\sigma_{pA1}$ Ztráta napětí v prvním laně po napnutí druhého lana
 E_p Modul pružnosti předpínací výztuže
 ε_{p1} Poměrné přetvoření jednoho předpínacího lana

Celková ztráta v i-tém laně se rovná součtu ztrát jednotlivých lan

$$\Delta\sigma_{P,A} = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_{pA1} = \sum_{i=1}^n -E_p \cdot \frac{\Delta l_{p,b}}{l_p \cdot n} = -E_p \cdot \frac{n-i}{n} \cdot \frac{\Delta l_{p,b}}{l_p} \quad (4.15)$$

kde: $\Delta\sigma_{pA1}$ Ztráta napětí v prvním laně po napnutí druhého lana
 $\Delta\sigma_{P,A}$ Ztráta přetvořením kotevního bloku

U zkoumaných panelů, není výrobcem GOLDBECK Prefabeton s.r.o. deformace opěrného zařízení sledována, resp. opěrná zařízení jsou tak tuhá, že se měřitelně nedeformují. Tato ztráta je proto zanedbána.

$$\Delta\sigma_{P,A} = 0 \text{ MPa}$$

4.3.7. Ztráta z rozdílu teploty předpínací výztuže a opěrného zařízení

Ztráta z rozdílu teploty se u předem předpjatých panelů objevuje, když během výroby panelu dojde k rozdílu teplot v předpínací výztuži a v opěrném zařízení, zejména v důsledku proteplování panelu pro urychlení tvrdnutí. Při změně teploty dojde ke změně vzdálenosti mezi kotevními bloky o hodnotu Δl_A a ke změně délky předpínací výztuže o hodnotu Δl_p

$$\Delta l_A = \alpha_A \cdot l_A \cdot (T_A - T_0) \quad (4.16)$$

$$\Delta l_p = \alpha_p \cdot l_{p,t} \cdot (T_p - T_0) \quad (4.17)$$

kde: Δl_A Změna vzdálenosti mezi kotevními bloky
 Δl_p Změna délky předpínací výztuže
 α_A Součinitel teplotní roztažnosti opěrného zařízení
 l_A Vzdálenost mezi bloky opěrného zařízení před oteplením

T_A	Teplota opěrného zařízení v okamžiku vzniku soudržnosti betonu a předpínací výztuže, běžně při dosažení 25 % pevnosti betonu v tlaku
T_0	Teplota v okamžiku zahájení předpínání, shodná pro předpínací výztuž a pro opěrné zařízení
α_p	Součinitel teplotní roztažnosti předpínací výztuže
$l_{p,t}$	Délka předpínací výztuže před oteplením
T_p	Teplota předpínací výztuže v okamžiku vzniku soudržnosti betonu a předpínací výztuže, běžně při dosažení 25 % pevnosti betonu v tlaku

Při zvýšení vzdálenosti mezi kotevními bloky se zvýší napětí v předpínací výztuži a při zvýšení délky předpínací výztuže se napětí v předpínací výztuži sníží. Celková délka předpínací výztuže se získá z rozdílu změny vzdálenosti mezi opěrnými zařízeními a změny délky výztuže.

$$\Delta l = \Delta l_A - \Delta l_p \quad (4.18)$$

Ztráta z rozdílu teploty je poté

$$\Delta \sigma_{p,T} = \frac{E_p \cdot \Delta l}{l_{p,t}} = \frac{E_p}{l_{p,t}} \cdot [\alpha_A \cdot l_A \cdot (T_A - T_0) - \alpha_p \cdot l_{p,t} \cdot (T_p - T_0)] \quad (4.19)$$

kde: $\Delta \sigma_{p,T}$ Ztráta z rozdílu teploty předpínací výztuže a opěrného zařízení

E_p Modul pružnosti předpínací výztuže

Δl Celková délka změny předpínací výztuže

$l_{p,t}$ Délka předpínací výztuže před oteplením

Ze vztahu (4.19) vyplývá, že pokud je opěrné zařízení ohřáté na stejnou teplotu jako předpínací výztuž, tak je ztráta nulová. Pokud jsou opěrné bloky vybudovány na samostatných základech a jsou oddilátovány od dráhy s předepnutým prvkem, tak nedochází ke změně délky opěrného zařízení, a tudíž je první člen v závorce ve vztahu (4.19) nulový.

Opěrné zařízení, které je použito při výrobě zkoumaných panelů ve firmě GOLDBECK Prefabeton s.r.o. je ohřáto na stejnou teplotu jako betonový panel s výztuží, a tudíž je ztráta z rozdílu teplot nulová.

$$\Delta \sigma_{p,T} = 0 \text{ MPa}$$

4.3.8. Ztráta z dotvarování betonu

Pro určení ztráty z dotvarování betonu je zavedeno několik zjednodušujících předpokladů.

1. Jedná se o jednoduchou konstrukci – prostě podepřený volný panel, na který působí pouze vlastní tíha a předpětí.
2. Je zanedbána vzájemná interakce dotvarování a smršťování betonu a předpínací výztuže.

3. Předpokládá se dokonalá soudržnost mezi betonem a předpínací výztuží.
4. Rozdělení napětí od předpětí je po průřezu konstantní – nezáleží na poloze předpínací výztuže.
5. Vliv snížených nebo zvýšených teplot podle přílohy B.1(3) z normy EN 1992-1-1 není uvažován, protože panely jsou uloženy v neměnném prostředí laboratoře ve 20 °C při relativní vlhkosti prostředí 30 %. [18]
6. Není třeba uvažovat nelineární dotvarování betonu podle článku 3.1.4(4) normy EN 1992-1-1 protože tlakové napětí v betonu v čase t_0 nepřekročí 45 % pevnosti betonu v tlaku v čase t_0 . Pevnost betonu při zavádění předpětí je minimálně 38 MPa, dle podnikové normy firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. PN SP 01-2009. [1]

Ztráta z dotvarování betonu je určena přímo ze součinu modulu pružnosti předpínací výztuže a poměrného přetvoření betonu od dotvarování.

$$\Delta\sigma_{P,d} = E_p \cdot \varepsilon_{cc} \quad (4.20)$$

kde: $\Delta\sigma_{P,d}$ Ztráta předpětí z dotvarování betonu
 E_p Modul pružnosti předpínací výztuže
 ε_{cc} Poměrné přetvoření od dotvarování betonu

Hodnoty poměrných přetvoření jsou určeny přímo podle normy EN 1992-1-1 kap. 3.1.4 a přílohy B. [18]

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp}/E_c) \quad (4.21)$$

kde: ε_{cc} Poměrné přetvoření od dotvarování betonu
 $\varphi(t, t_0)$ Součinitel dotvarování určený podle kapitoly B
 σ_{cp} Normálové napětí v betonu od předpětí
 E_c Modul pružnosti betonu

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4.22)$$

kde: φ_0 Základní součinitel dotvarování určený ze vztahu

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (4.23)$$

φ_{RH} Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (4.24)$$

RH Relativní vlhkost okolního prostředí v %

h_0 Náhradní rozměr prvku v mm

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u_o} \quad (4.25)$$

A_c Plocha betonového průřezu panelu
 u_o Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí, včetně otvorů

$\beta(f_{cm})$ Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (4.26)$$

f_{cm} Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku v MPa ve stáří 28 dní

$\beta(t_0)$ Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,2})} \quad (4.27)$$

$\beta_c(t, t_0)$ Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (4.28)$$

t Stáří betonu v uvažovaném okamžiku ve dnech

t_0 Stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení ve dnech

β_H Součinitel závislý na relativní vlhkosti RH v % a na náhradním rozměru prvku h_0 v mm

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (4.29)$$

$\alpha_{1,2,3}$ Součinitele vlivu pevnosti betonu

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (4.30)$$

Z důvodu použití cementu třídy R s rychlým nárůstem pevnosti je nutné modifikovat pro výpočet dotvarování čas t_0 podle článku B.1(2) normy EN 1992-1-1. Při vnášení předpětí po 24 hodinách od vybetonování dosahuje beton pevnosti minimálně 38 MPa, což je přibližně 70 % výsledné normové pevnosti.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \quad (4.31)$$

kde: $t_{0,T}$ Výchozí stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení ve dnech, vliv teploty podle B.1(3) není uvažován, viz. výchozí předpoklad číslo 5.

α Součinitel podle typu cementu, třída R $\rightarrow \alpha = 1$

Dosazením do vztahů (4.20) až (4.30) se přímo získá ztráta předpětí dotvarováním betonu. Panely z betonu pevnostní třídy C45/55 ($f_{cm} = 53$ MPa) a cementu třídy R byly uloženy v prostředí zkušebny v relativní vlhkosti $RH = 30$ %. Uvažované časové úseky $t_0 = 1$ den

(vnesení předpětí), $t_1 = 152$ dní (stáří panelu při provedení prvního experimentu), $t_2 = 404$ dní (stáří panelu při provedení druhého experimentu). Plocha betonového průřezu panelu $A_c = 0,1158 \text{ m}^2$ a obvod prvku vystavenému okolnímu prostředí $u = 5,736 \text{ m}$ (obvod panelu včetně vnitřního povrchu podélných dutin).

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{53}\right]^{0,7} = 0,748 \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{53}\right]^{0,2} = 0,920 \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{53}\right]^{0,5} = 0,813$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 0,1158}{5,736} = 40,4 \text{ mm}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 30)^{18}] \cdot 40,4 + 250 \cdot 0,813 = 263,7$$

$$t_0 = 1 \cdot \left(\frac{9}{2+1^{1,2}} + 1\right)^1 = 4 \text{ dny}$$

$$\beta_c(t_1, t_0) = \left[\frac{(152 - 4)}{(263,7 + 152 - 4)}\right]^{0,3} = 0,736$$

$$\beta_c(t_2, t_0) = \left[\frac{(404 - 1)}{(263,7 + 404 - 1)}\right]^{0,3} = 0,859$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+4^{0,2})} = 0,704$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{53}} = 2,308$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-30/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{40,4}} \cdot 0,748\right] \cdot 0,920 = 2,325$$

$$\varphi_0 = 2,325 \cdot 2,308 \cdot 0,909 = 3,780$$

Ztráta předpětí vlivem dotvarování pro 1. experiment, v čase t_1 :

$$\varphi(t_1, t_0) = 3,780 \cdot 0,736 = 2,78$$

$$\sigma_{cp} = \frac{1100 \cdot (3 \cdot 52 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 93 \cdot 10^{-3})}{0,1158} = 5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = 2,78 \cdot \left(\frac{5 \cdot 10^6}{6,3 \cdot 10^9}\right) = 3,83 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{pd} = 190 \cdot 10^9 \cdot 3,83 \cdot 10^{-4} = \mathbf{72,7 \text{ MPa}}$$

Ztráta předpětí vlivem dotvarování pro 2. experiment, v čase t_2 :

$$\varphi(t_2, t_0) = 3,780 \cdot 0,859 = 3,25$$

$$\sigma_{cp} = \frac{1100 \cdot (3 \cdot 52 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 93 \cdot 10^{-3})}{0,1158} = 5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = 3,25 \cdot \left(\frac{5 \cdot 10^6}{6,3 \cdot 10^9}\right) = 4,47 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{pd} = 190 \cdot 10^9 \cdot 4,47 \cdot 10^{-4} = \mathbf{85,0 \text{ MPa}}$$

4.3.9. Ztráta ze smršťování betonu

Pro určení ztráty ze smršťování betonu jsou použity stejné zjednodušující předpoklady jako pro ztrátu dotvarování betonu. Ztráta smršťováním je obdobně určena přímo ze součinu modulu pružnosti předpínací výztuže a poměrného přetvoření betonu.

$$\Delta\sigma_{P,s} = E_p \cdot \varepsilon_{cs} \quad (4.32)$$

kde: $\Delta\sigma_{P,s}$ Ztráta předpětí ze smršťování betonu
 E_p Modul pružnosti předpínací výztuže
 ε_{cs} Poměrné přetvoření od smršťování betonu

Poměrné přetvoření od smršťování se skládá ze dvou částí, poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.33)$$

kde: ε_{cs} Poměrné přetvoření od smršťování betonu
 ε_{cd} Poměrné přetvoření od smršťování betonu vysycháním
 ε_{ca} Poměrné přetvoření od smršťování betonu autogenním smrštěním

Postup určení poměrného přetvoření je dán v kapitole 3.1.4 (6) a B.2 normy EN 1992-1-1. [18]

Poměrné smrštění od vysychání:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.34)$$

kde: $\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (4.35)$

t Stáří betonu v uvažovaném okamžiku ve dnech
 t_0 Stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení ve dnech
 h_0 Náhradní rozměr prvku v mm
 k_h Součinitel závisející na náhradním rozměru prvku h_0 , určeno podle vztahu (4.25), $k_h = 1$
 $\varepsilon_{cd,0}$ Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním
 $\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.36)$
 α_{ds1} Součinitel podle druhu cementu, třída R $\rightarrow \alpha_{ds1} = 6$
 α_{ds2} Součinitel podle druhu cementu, třída R $\rightarrow \alpha_{ds2} = 0,11$
 f_{cm} Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku v MPa
 f_{cm0} Základní hodnota pevnosti betonu v tlaku = 10 MPa
 β_{RH} Koeficient vlivu vlhkosti okolního prostředí

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (4.37)$$

RH Relativní vlhkost okolního prostředí v %

Poměrné autogenní smrštění

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.38)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \quad (4.39)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.40)$$

kde: t Stáří betonu v uvažovaném okamžiku ve dnech

f_{ck} Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku v MPa

Dosazením do vztahů (4.32) až (4.40) se přímo získá ztráta předpětí ze smršťování betonu. Charakteristiky použitých panelů jsou shodné jako u ztráty dotvarování.

$$h_0 = \frac{2 \cdot 0,1158}{5,736} = 40,4 \text{ mm}$$

$$k_h = 1$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{30}{100} \right)^3 \right] = 1,508$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 6) \cdot e^{(-0,11 \cdot \frac{53}{10})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,508 = 6,30 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (55 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,88 \cdot 10^{-4}$$

Ztráta předpětí vlivem smrštění pro 1. experiment, v čase t_1 :

$$\beta_{ds}(t_1, t_s) = \frac{(152-1)}{(152-1)+0,04 \cdot \sqrt{40,4^3}} = 0,936$$

$$\varepsilon_{cd}(t_1) = 0,936 \cdot 1 \cdot 6,30 \cdot 10^{-4} = 5,90 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t_1) = 1 - e^{(-0,2 \cdot 152^{0,5})} = 0,915$$

$$\varepsilon_{ca}(t_1) = 0,915 \cdot 0,88 \cdot 10^{-4} = 0,80 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = 5,90 \cdot 10^{-4} + 0,80 \cdot 10^{-4} = 6,70 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{ps} = 190 \cdot 10^9 \cdot 6,70 \cdot 10^{-4} = \mathbf{127,3 \text{ MPa}}$$

Ztráta předpětí vlivem smrštění pro 2. experiment, v čase t_2 :

$$\beta_{ds}(t_2, t_s) = \frac{(404-1)}{(404-1)+0,04 \cdot \sqrt{40,4^3}} = 0,975$$

$$\varepsilon_{cd}(t_2) = 0,975 \cdot 1 \cdot 6,30 \cdot 10^{-4} = 6,14 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{as}(t_2) = 1 - e^{(-0,2 \cdot 404^{0,5})} = 0,982$$

$$\varepsilon_{ca}(t_2) = 0,982 \cdot 0,88 \cdot 10^{-4} = 0,86 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = 6,14 \cdot 10^{-4} + 0,86 \cdot 10^{-4} = 7,00 \cdot 10^{-4}$$

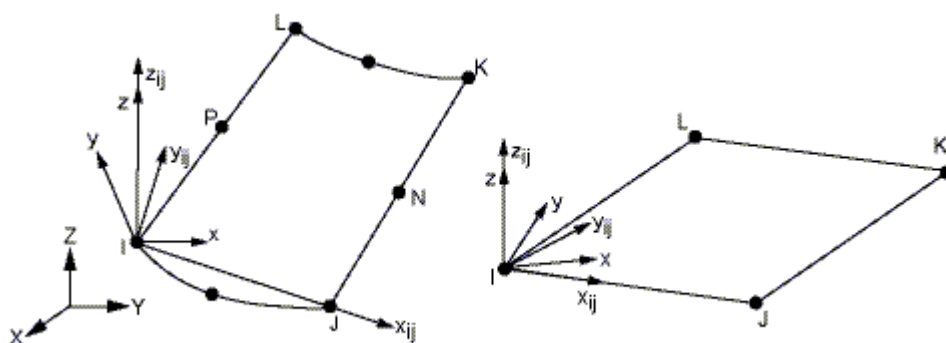
$$\Delta\sigma_{ps} = 190 \cdot 10^9 \cdot 7,00 \cdot 10^{-4} = \mathbf{133,0 \text{ MPa}}$$

5. Teorie použitých konečných prvků

V numerických modelech je použito velké množství různých konečných prvků s označením podle komerčního konečně-prvkového programu ANSYS, například SOLID185. V této kapitole je uveden jejich výčet a popis základních charakteristik. Popis a chování jednotlivých konečných prvků je převzato z manuálu programu ANSYS. [19] Pořadí popisovaných prvků odpovídá jejich indexovému číslu, ne jejich důležitosti v numerickém modelu.

5.1.SURF154

Plošný konečný prvek SURF154 je použit k roznosu zatížení na horním povrchu panelů a mezipanelové zálivky. Prvek je použit z toho důvodu, že srovná normály překrytých objemových prvků a umožňuje snadné zadání plošného zatížení po povrchu panelů. Prvek nemá přiřazeny žádné materiálové charakteristiky a slouží pouze k přenosu zatížení. Prvek je definován 4 nebo 8 uzly tak, že překrývá povrch objemových prvků. [19]

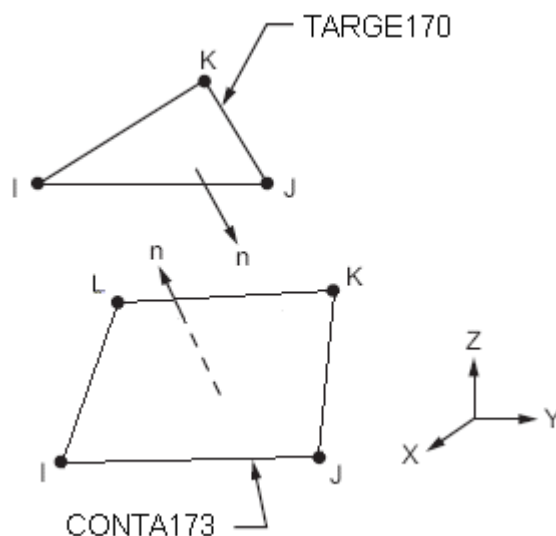


Obr. 15 Geometrie prvku SURF154 [19]

5.2.CONTA173 – TARGE170

Kontaktní problémy se vyznačují vysoce nelineárním chováním a vyžadují pochopení fyzikální podstaty problému již před samotným modelováním kontaktu a výpočtem. Cílem této práce není podat popis teorie kontaktů, proto zde není její popis uveden a je popsána pouze praktická aplikace použitých konečných prvků do numerického modelu. Specifické rozdíly nastavení prvků oproti výchozímu nastavení programu jsou popsány v následující kapitole u příslušných numerických modelů.

Prvky CONTA173 a TARGE170 jsou 3D kontaktní prvky, které jsou použity pro modelování kontaktního páru typu „povrch-povrch“. Kontakt je modelován na dotyku mezi deskou tvořenou z předpjatých panelů a roznášecí betonové vrstvy umístěné na podpůrných IPE nosnících (Model 3 a 4), nebo na podpůrném předpjatém betonovém prutu (Model 2).



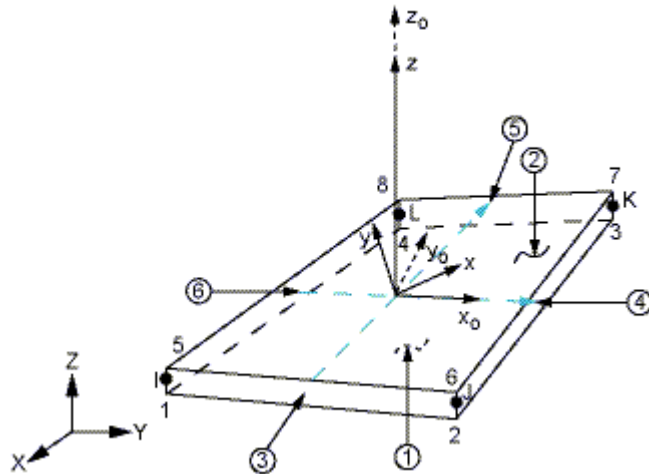
Obr. 16 Kontaktní pár typu „povrch-povrch“ TARGE170 a CONTA173 [19]

Prvky TARGE170 je pokryta horní plocha roznášecího betonu na podpůrných IPE nosnících pomocí příkazu ESURF. Prvky TARGE170 se nepohybují a jejich normála směřuje v kladném směru globální osy Z.

Prvky CONTA173 jsou pokryty spodní plochy předpjatých panelů v místě, kde budou uloženy na roznášecí beton na podpůrných IPE nosnících. Prvky CONTA173 se tudíž pohybují po zatížení o modelovanou mezeru 1 mm ve svislém směru proti prvkům TARGE170. Jejich normála směřuje v záporném směru globální osy Z. [19]

5.3.SHELL181

Plošný konečný prvek SHELL181 je použit pouze jako pomocný prvek k modelování sítě čel všech betonových prvků – předpjatých panelů, mezipanelové zálivky a zálivky v dutinách panelů. Konečně-prvková síť vytvořená z prvků SHELL181 je protažena podél přímky (příkaz VDRAG), čímž vzniknou objemové prvky SOLID185. Poté jsou plošné sítě čel odstraněny a dále nejsou v modelu používány. Prvky SHELL181 nevstupují do výpočtu. Z toho důvodu nejsou těmto prvkům nastaveny žádné materiálové charakteristiky a ani zde není uveden jejich matematický popis. [19]



Obr. 17 Geometrie prvku SHELL181 [19]

5.4.SOLID185

Objemový konečný prvek SOLID185 je použit k modelování betonových objemových částí předpjatých panelů v modelech 2 až 4. Dále je použit k modelování betonové zálivky mezi panely a v dutinách a k modelování podpurných ocelových profilů v modelech 2 až 4. Prvek je definován osmi uzly a třemi stupni volnosti (posuny ve směru os X, Y a Z – označeny u , v , w) v každém uzlu. Prvek podporuje plasticitu, hyperelasticitu, smykové zpevnění, dotvarování, velké deformace a tzv. „Narození a Smrt“ (příkazy EKILL a EALIVE).

„Narození a Smrt“ je velmi užitečná vlastnost, která určuje, zda namodelované prvky jsou nebo nejsou použity v příslušném zatěžovacím kroku výpočtu. V numerických modelech je tato vlastnost využita hned v prvním zatěžovacím kroku, kdy je spočten výchozí stav předpjatého panelu. Tj. stav, kdy model obsahuje pouze panely a jejich předpínací lana s předpětím. Z takto spočteného prvního výpočtového kroku se získá předpjatý panel včetně deformací a vnitřní napjatosti tak, jak byl vyroben a uskladněn před samotným provedením zatěžovacích experimentů. V následujících krocích jsou již zdeformované panely umísťovány na podpory a zatěžovány podle požadavků příslušného experimentu.

Výše uvedená skutečnost prakticky znamená, že v numerickém modelu v prvním výpočtovém kroku jsou prvky panelů a předpínacích lan „živé“ a ostatní prvky jsou „mrtvé“. V následujících krocích jsou „živé“ již všechny konečné prvky.

Prvek také umožňuje simulovat deformace v téměř nestlačitelných elastoplastických materiálech.

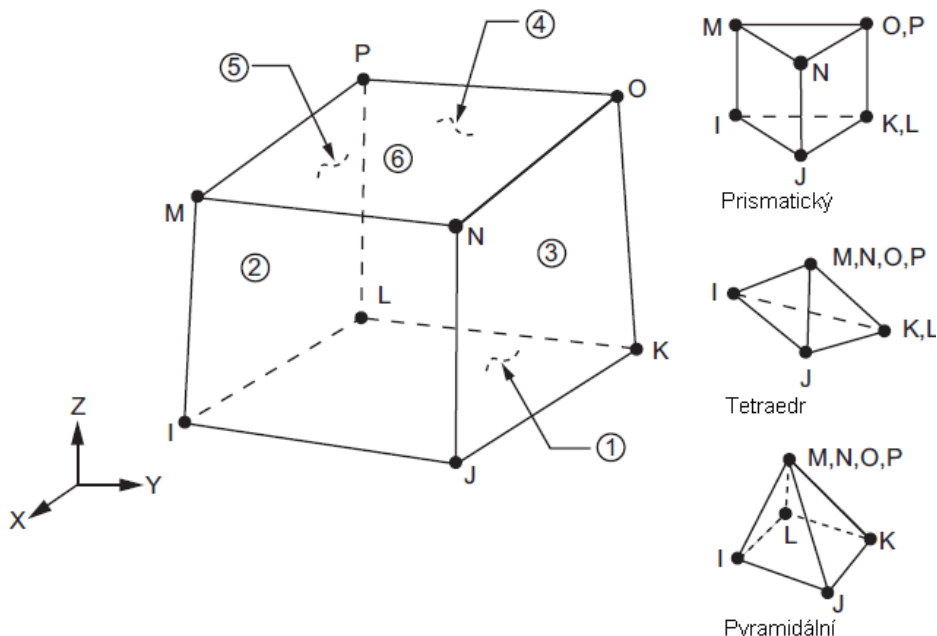
SOLID185 je dostupný ve dvou tvarech:

- Homogenní strukturní solid (nastavení KEYOPT(3) = 0)

- Vrstevnatý strukturální solid (nastavení KEYOPT(3) = 1)

V modelu je použit homogenní tvar konečného prvku.

3D prvky jsou generovány z šestistěhů. Zborcené tvary – prismatické, tetraedry a pyramidální nejsou v modelu použity.



Obr. 18 Geometrie prvku SOLID185 [19]

Tvarové funkce prvku SOLID185 jsou následující. Jedná se o jednoduché lineární tvarové funkce s hodnotou 1 nad příslušným uzlem a 0 nad ostatními uzly. Kde výsledná deformace v příslušném směru je suma lokálních posunů jednotlivých uzlů ve všech uzlech vydělená počtem uzlů. [19]

$$u = \frac{1}{8} [u_I(1-s)(1-t)(1-r) + u_J(1-s)(1-t)(1-r) + u_K(1-s)(1-t)(1-r) + u_L(1-s)(1-t)(1-r) + u_M(1-s)(1-t)(1-r) + u_N(1-s)(1-t)(1-r) + u_O(1-s)(1-t)(1-r) + u_P(1-s)(1-t)(1-r)]$$

$$v = \frac{1}{8} [v_I(1-s) \dots] \dots \text{dále analogicky s } u$$

$$w = \frac{1}{8} [w_I(1-s) \dots] \dots \text{dále analogicky s } u$$

kde:

u, v, w

Posuny ve směru os X, Y, Z

$u_I, u_J, u_K, u_L, u_M, u_N, u_O, u_P$

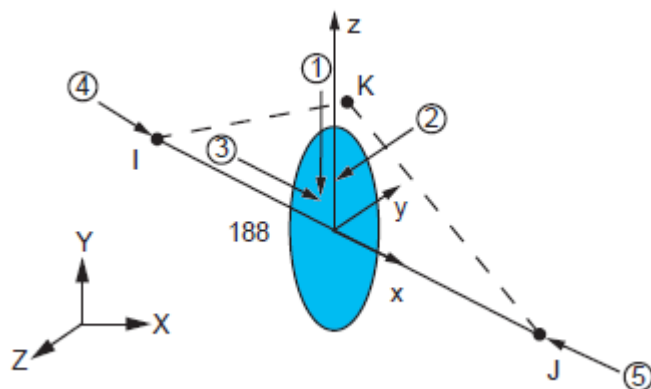
Lokální posuny jednotlivých uzlů prvku v lokálním souřadném systému prvku.

s, t, r

Transformační složky jednotkového vektoru pro transformaci lokálních posunů do globálních souřadnic.

5.5.BEAM188

Prvek je založen na Timošenkově prutové teorii. Timošenkova teorie je smyková deformace prvního řádu, smykové deformace nastávají po délce prvku, příčný smyk je konstantní, tj. průřezová rovina zůstává nezborčená i po deformaci. Prvek je definován dvěma koncovými uzly a podporuje šest nebo sedm stupňů volnosti v každém uzlu. Prvek BEAM188 je použit k modelování předpínacích lan v panelech. V modelech je použito šest stupňů volnosti – posuny ve směru os X, Y, Z (označeny u, v, w) a pootočení okolo os X, Y a Z (označeny $\theta_x, \theta_y, \theta_z$). Elasticita, plasticita, dotvarování, počáteční napětí a další nelinearity jsou podporovány. Modelovány jsou dva průřezy pomocí tzv. Section dat. První průřez o ploše 52 mm² – náhradní průřez pro lano o průměru 9,3 mm a druhý o ploše 92 mm² – náhradní průřez pro lano o průměru 12,5 mm. [19]



Obr. 19 Geometrie prvku BEAM188 [19]

Předpětí je do modelu zaneseno pomocí počátečního napětí (příkaz INISTATE), který je použit na prvky BEAM188 představující předpínací lana. Hodnoty použitého napětí jsou uvedeny u příslušných modelů.

V prvku jsou použity jednoduché lineární tvarové funkce.

$$u = \frac{1}{2} [u_I(1 - s) + u_J(1 - s)]$$

$$v = \frac{1}{2} [v_I(1 - s) + v_J(1 - s)]$$

$$w = \frac{1}{2} [w_I(1 - s) + w_J(1 - s)]$$

$$\theta_x = \frac{1}{2} [\theta_{xI}(1 - s) + \theta_{xJ}(1 - s)]$$

$$\theta_y = \frac{1}{2}[\theta_{yI}(1-s) + \theta_{yJ}(1-s)]$$

$$\theta_z = \frac{1}{2}[\theta_{zI}(1-s) + \theta_{zJ}(1-s)]$$

kde: u, v, w Posuny ve směru os X, Y, Z
 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ Rotace okolo os X, Y, Z
 s Transformační složka jednotkového vektoru pro transformaci lokálních posunů do globálních souřadnic.

Indexované hodnoty jsou lokální posuny a pootočení v jednotlivých uzlech prvku v lokálních souřadnicích.

6. Numerické modely

Modely předpjatých dutinových panelů jsou vytvořeny protažením vhodné plošné sítě konečných prvků čela panelu podél přímkou (normály) panelu ve vhodném dělení po délce. Vhodné dělení je 50 mm, nebo je zmíněno u příslušného modelu. Kritérium je dodržet vhodné geometrické požadavky na velikost poměru stran jednotlivých konečných prvků. Tento požadavek je 1:20. Po dokončení prostorového modelu jsou všechny původní plošné prvky smazány. Při protažení podél přímkou se ihned vytvářejí objemové konečné prvky.

Předpínací výztuže jsou modelovány přímým vložením liniových konečných prvků typu BEAM188 přímo mezi příslušné uzly prostorové sítě. Z tohoto důvodu je uvažováno dokonalé spolupůsobení předpínacích lan s betonem. Prvky BEAM188 jsou použity proto, že umožňují přímé nastavení předpínací síly jako vlastnost prvku – INISTATE. Tato vlastnost se ukázala jako velmi výhodná. Značně urychlila zadávání předpětí do modelu.

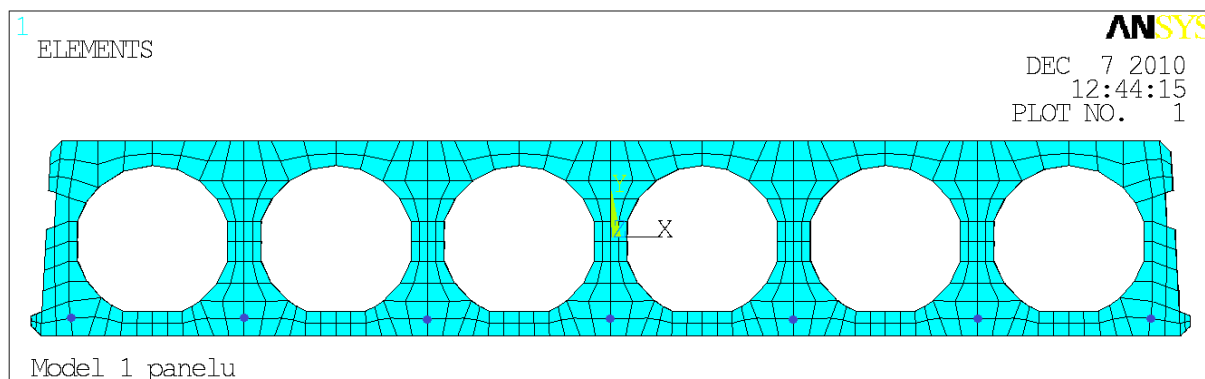
Předpětí se do modelů vkládá snížené o příslušné ztráty předpětí. Pro ztrátu pokluzem je délka kotevní oblasti definována výrobcem jako 1,25 m. V praxi se ukazuje, že tato délka je mnohem nižší.

6.1. Model 1 – stropní deska z panelů SPA 2043

Model 1 byl rozpracován a detailně popsán v mé diplomové práci „Vliv smykových napětí v předem předpjatých dutinových panelech typu SPIROLL“ (2011). V kapitole 6.1 je uveden pouze základní výčet charakteristik a zjištěných výsledků. Více detailů, lze nalézt ve výše uvedené diplomové práci. [21]

Modelovaná stropní deska je sestavena ze šesti předpjatých dutinových panelů typu Spiroll tloušťky 200 mm (typ SPA 20 43) a délky 6 metrů uložených na pružném podepření.

Na tomto modelu je testován vliv různé hloubky vyplnění otvorů v panelech zálivkovým betonem na hodnotu maximálního tahového napětí v žebrech panelů a na velikosti kritické tahové oblasti. Dále je testován vliv pevnostní třídy betonu mezipanelové zálivky na velikost kritické tahové oblasti. Kritická tahová oblast je oblast, ve které jsou tahové síly vyšší, než je pevnost betonu v tahu.



Obr. 20 Síť konečných prvků na čele panelu v modelu 1

6.1.1. Tvorba modelu jednoho panelu

Pro pokrytí čela panelu byly použity plošné konečné prvky typu PLANE 42. Síť konečných prvků je uvedena na Obr. 20.

Objemový model je vytvořen z objemových konečných prvků typu SOLID 45, které jsou použity pro všechny prostorové části modelu. Pro prvky těla panelu byl použit materiál beton pevnostní třídy C30/37. Do výpočtového programu je zadán bilineární diagram závislosti napětí na protažení podle normy ČSN EN 1992-1-1. [18]

Pro materiálový model předpínací výztuže byl použit rovněž bilineární diagram závislosti napětí na přetvoření pro materiál Fe 7S 1860 RELAX 2 s velmi nízkou relaxací.

Horní povrch panelu je pokryt plošnými konečnými prvky typu SURF 154, které slouží k přenosu zatížení na panel.

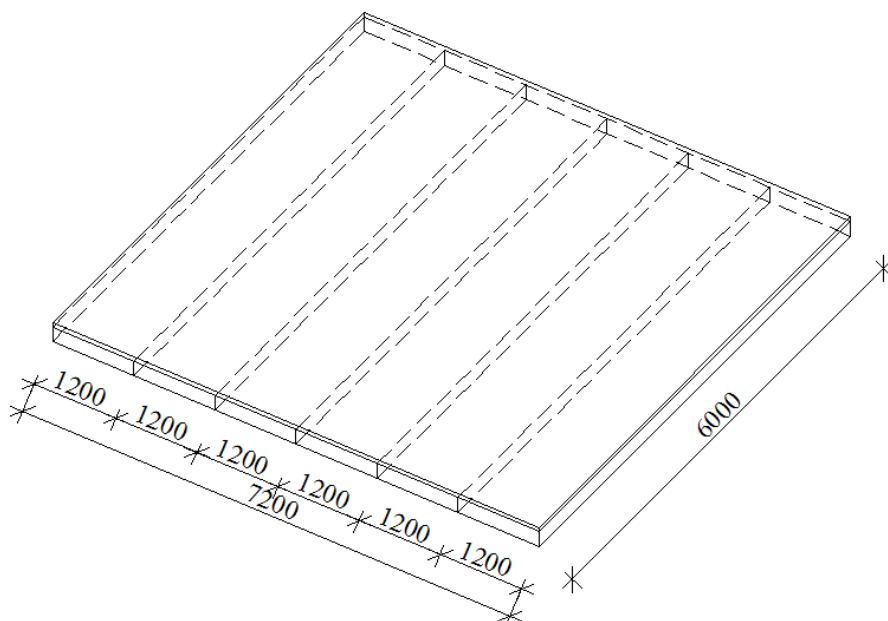
V jednom panelu je použito celkem 49200 prvků SOLID 45, 840 prvků BEAM 188, 5760 prvků SURF 154.

Chování jednoho panelu bylo ověřeno ručním lineárním výpočtem. Hodnoty deformací a napětí vypočtených jednoduchým ručním výpočtem se od modelu odlišovaly velmi málo (odchylka do 5 %). [21] Proto byl model panelu použit k tvorbě modelu pružně podepřené desky.

6.1.2. Tvorba modelu pružně podepřené desky

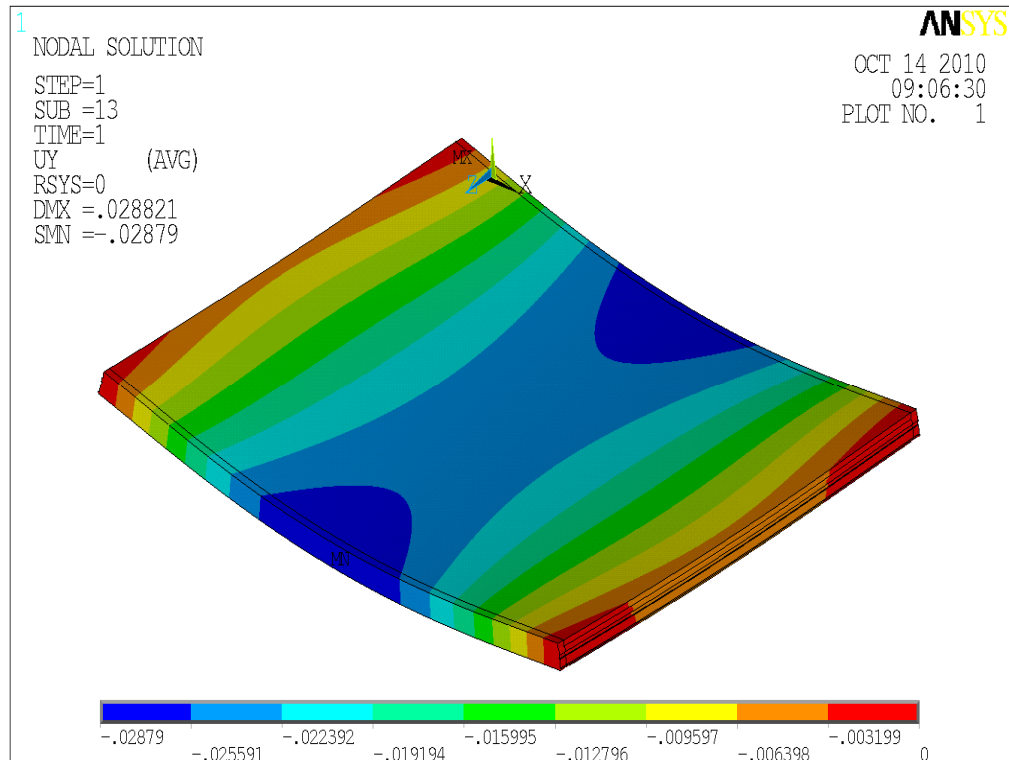
Deska se skládá z šesti panelů, které jsou položeny vedle sebe ve skladebné vzdálenosti 1,2 m. Rozložení je zřejmé z Obr. 21. Zmonolitnění je dosaženo vyplněním podélných spár mezi panely zálivkovým betonem o, v praxi používané, pevnostní třídě C16/20. Dále je do spár vložena betonářská výztuž pevnostní třídy B500B o průměru 10 mm a délce 2 m od čela panelu. Výztuž je ukotvena v čele desky do betonového věnce. Na panelech je dále provedena zmonolitňující betonová deska o tloušťce 60 mm. Do této desky je vložena kari síť typ Q131

(průměr drátů 5 mm, oka 150/150 mm, materiál B500B). Mezi všemi částmi dutinové desky je uvažována dokonalá soudržnost.



Obr. 21 Schéma skladby panelů v modelu 1

Deska je zatížena na horním povrchu plným plošným zatížením $10,43 \text{ kN/m}^2$. Tuto hodnotu definuje výrobce panelů GOLDBECK Prefabeton s.r.o. jako limitní hodnotu zatížení pro tento typ panelu při délce 6 m. [1]



Obr. 22 Deformace desky na fiktivních nosnících po zatížení v modelu 1

Celá deska je bodově podepřena v rozích a čela panelů jsou uložena 100 mm na teoretické průvlaky šířky 200 mm, které se pružně deformují dle rovnice ohybové čáry (6.1) tak, aby uprostřed rozpětí teoretického průvlaku o tuhosti $EI = 53,74 \text{ MPa} \cdot \text{m}^4$ byl pokles 28,8 mm. Tato hodnota je definovaná normou EC2 v kapitole 7.4.1 (4) pro stropní desky jako $L/250$.

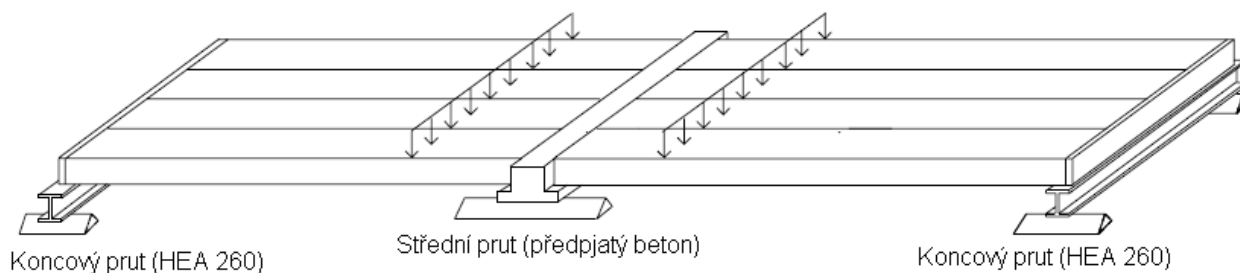
$$w_x = \frac{g}{24 \cdot E \cdot I} \cdot x \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3) \quad (6.1)$$

- kde: w_x Hodnota poklesu ve vzdálenosti x
 x Vzdálenost místa výpočtu od teoretické podpory
 E Modul pružnosti
 I Kvadratický moment průřezu
 L Volná délka prvku mezi teoretickými podporami

6.2. Model 2 – stropní deska z panelů výšky 400 mm na poddajném podepření s kontaktními prvky

Tento model je sestaven ze čtyř kusů dutinových stropních panelů typu Spiroll. Modelovaná deska byla v roce 2006 vyrobena a podrobena zatěžovacím zkouškám smykové pevnosti ve Finském výzkumném institutu VTT, zpráva o průběhu smykové zkoušky je dostupná pod číslem VTT-S-07331-06. [3] Porovnání výsledků numerického modelu a převzatých hodnot

ze zatěžovací zkoušky slouží k verifikaci konečně prvkového modelu. Uspořádání skutečného testu je uvedeno na Obr. 23.



Obr. 23 Přehled uspořádání zatěžovacího testu v modelu 2

Modelovaná stropní deska má tloušťku 0,4 m, délku 9 m a šířku 4,8 m. Deska je sestavena ze 2x4 panelů o šířce 1,2 m. Na vnějších okrajích je deska podepřena ocelovým nosníkem typu HE260A a uprostřed je deska podepřena předpjatým betonovým prutem. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou desky a je rovnoměrně rozloženo na obě podpory. Proměnné zatížení, které je vyvozeno přes složitou zatěžovací soustavu, narůstá, až do porušení desky smykem.

6.2.1. Tvorba modelu jednoho panelu

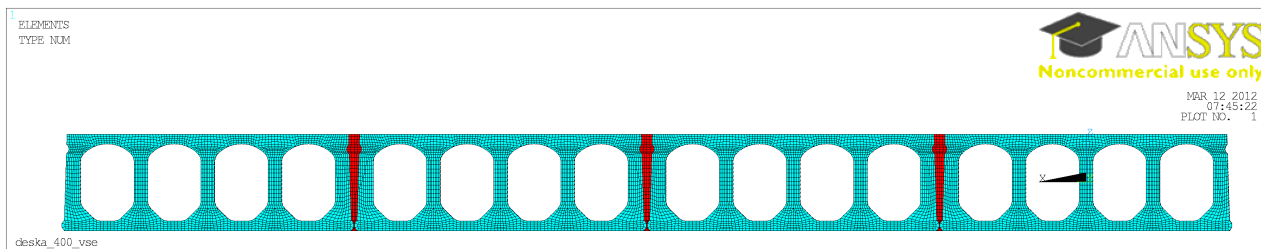
Pro pokrytí čela panelu byly použity plošné konečné prvky typu SHELL181.

Objemový model je vytvořen z objemových konečných prvků typu SOLID185, které jsou použity pro všechny prostorové části modelu. Pro prvky panelu byl použit materiál beton pevnostní třídy C40/45 s multi-lineárním elastickým diagramem závislosti napětí na protažení podle normy EC EN 1992-1-1.

Pro předpínací výztuže byl použit bilineární diagram závislosti napětí na přetvoření pro materiál Fe 7S 1860 RELAX 2 s velmi nízkou relaxací. Každý panel obsahuje celkem 13 předpínacích lan.

6.2.2. Tvorba modelu pružně podepřené desky

Spřažená stropní deska je vytvořena ze čtyř panelů zmonolitněných mezipanelovou zálivkou. Mezipanelová zálivka je provedena z betonu C30/37. V místech uložení jsou dutiny panelů zality do hloubky 50 mm stejným zálivkovým betonem. Dále je do každé spáry vložena tzv. zálivková výztuž z oceli A500HW o průměru 16 mm a délky 1150 mm. Síť konečných prvků desky je zobrazena na Obr. 24.

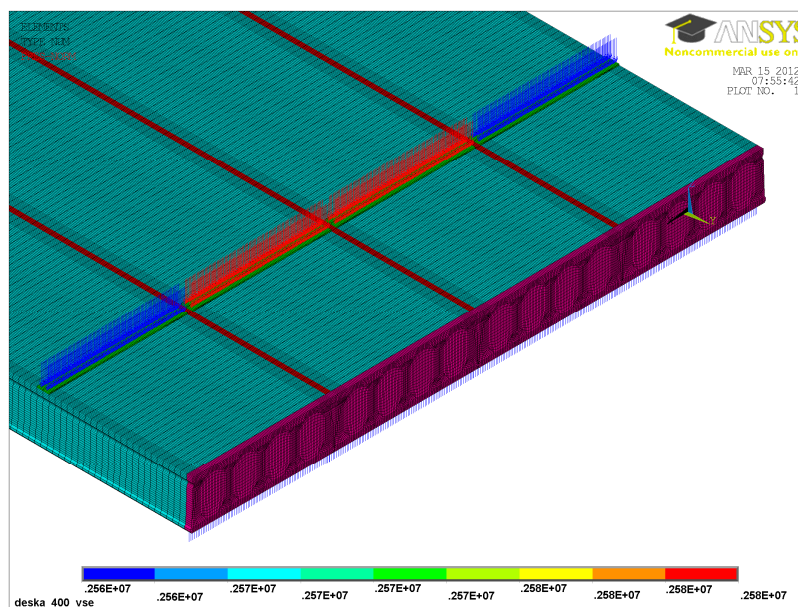


Obr. 24 Přední pohled na desku, včetně mezipanelové zálivky v modelu 2

Proměnné zatížení na desce je umístěno ve vzdálenosti 1,2 m od čela desky. Při takto umístěném zatížení dojde k porušení desky smykem dříve než ohybem. V zatěžovacím testu je zatížení přenášeno přes složitou zatěžovací soustavu. Tato soustava je do modelu zjednodušena svou hmotností $F_{z1} = 0,66$ kN a $F_{z2} = 6,22$ kN. Zatížení je rozdílné pro krajní panely – index 1 a pro střední panely – index 2. Hodnota zatížení, při níž došlo k porušení smykem je v zatěžovacím testu $F_1 = 295,1$ kN a $F_2 = 292,2$ kN. Toto zatížení je přepočteno na roznášecí podložky o rozměrech 0,1 x 1,155 m jako tlak o hodnotě $P_1 = 2,561$ MPa a $P_2 = 2,584$ MPa. Hodnota a směr působení zatížení je zobrazena na Obr. 25.

Podpření je modelováno na vnitřním okraji přímo betonovým předpjatým prutem o průřezu obrácené T, který je vyztužen a předepnut podle experimentu. Vzdálenější okraj je modelován z ocelového nosníku HE260A.

Kontakt mezi panelovou deskou a podpůrnými konstrukcemi je uskutečněn pomocí kontaktních párů z konečných prvků CONTA173 a TARGE170.



Obr. 25 Zatížení na desce v modelu 2

6.2.3. Vložení zatížení do modelu

Zatížení je aplikováno ve třech časových krocích.

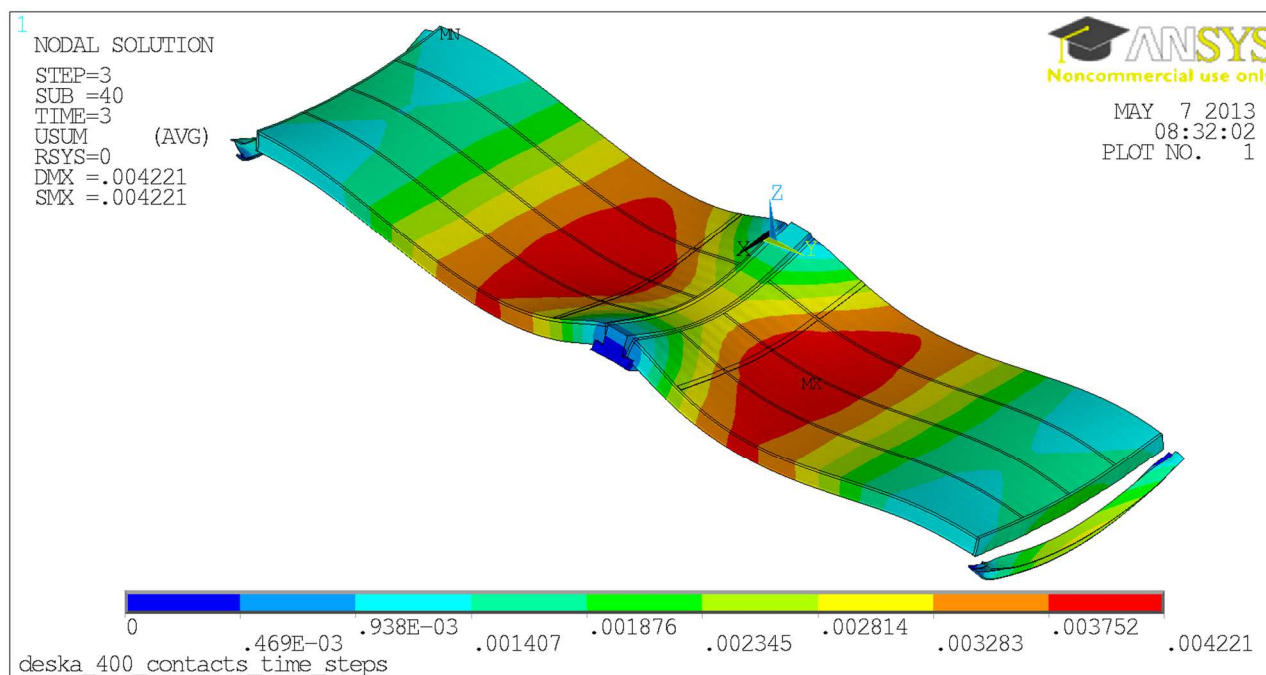
V prvním kroku jsou aktivní pouze dutinové panely a jejich předpínací výztuž. Ostatní části modelu nejsou aktivní (příkaz EKILL). Na panel s předpínací výztuží působí předpětí v lanech $\sigma_p = 1000$ MPa snížené o ztráty předpětí. Panely jsou dále zatíženy pouze vlastní tíhou (gravitačním zrychlením $g = 9,81$ m/s²). Panely jsou podepřeny jako prosté nosníky. Cílem tohoto kroku je určit výchozí deformaci panelů před proběhnutím experimentu, která je dále zohledněna v modelu.

V druhém kroku jsou zaktivovány všechny části modelu (příkaz EALIVE), včetně kontaktních párů a jsou odebrány liniové podpory pod panely. Podepření je vloženo až pod jednotlivé části podpůrné konstrukce tak, jako při skutečném experimentu. Celý model je opět zatížen pouze vlastní tíhou. Cílem tohoto kroku je propojit všechny části modelu a získat jeho výchozí deformační stav pro zadávání zatížení.

Ve třetím kroku je na roznášecí podložky aplikováno limitní zatížení získané ze zatěžovacího testu. $P_{a1} = 295,1$ kN na vnější podložky, resp. $P_{a2} = 292,2$ kN na vnitřní podložky. Zatížení je zadáno přepočtením na tlak na povrch prvku. Cílem tohoto kroku je simulovat zatěžování modelu, až do doby, kdy došlo ke kolapsu. V tomto okamžiku plného zatížení jsou vyhodnoceny deformace a normálová a smyková napětí na vybraném žeburu panelu.

6.2.4. Výsledky

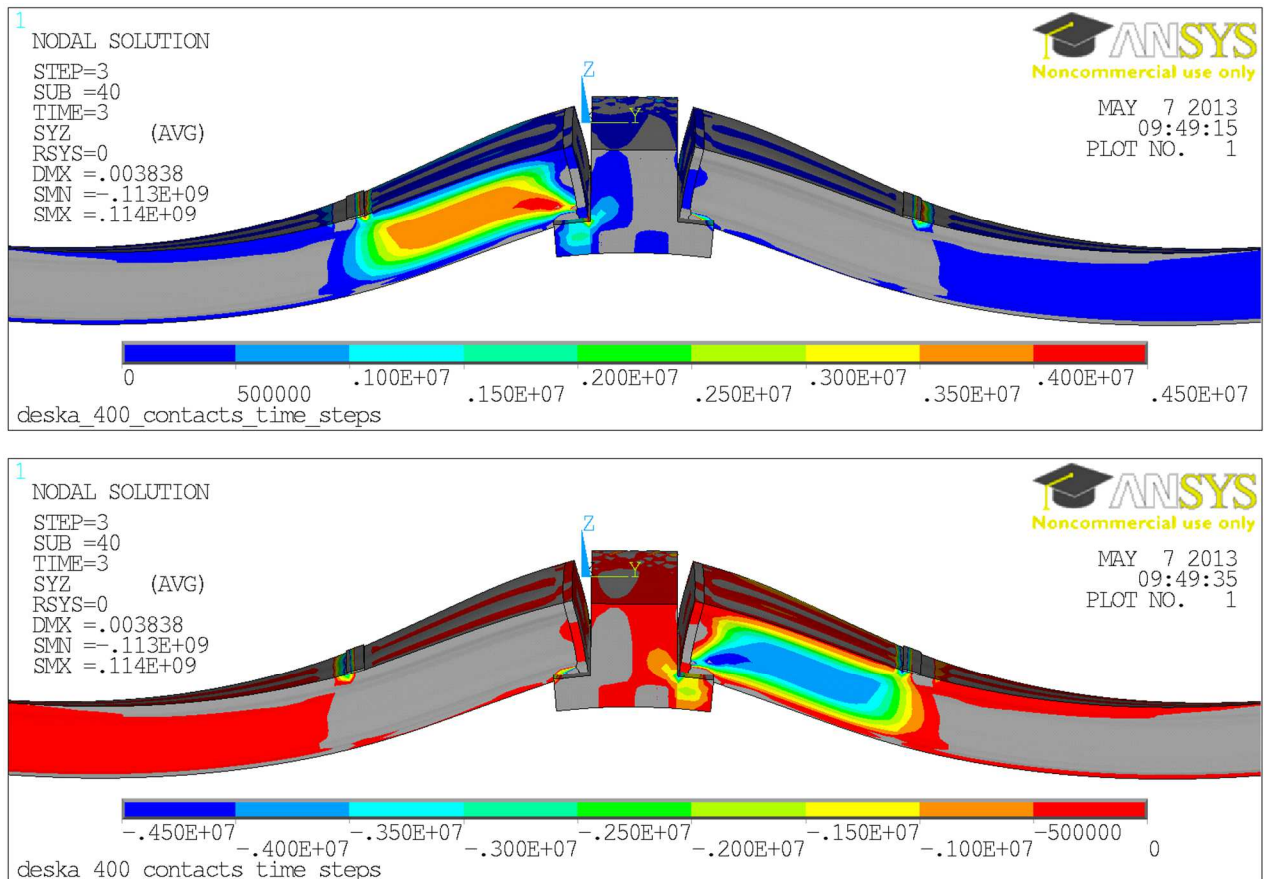
Deformace jsou zobrazeny na Obr. 26. Maximální deformace v modelu 2 je 4,2 mm



Obr. 26 Deformace desky s plným zatížením v modelu 2

Smykové napětí správně probíhá od roznášecí podložky se zatížením do podpory. Vypočtené napětí dosahuje v extrému hodnoty okolo 4,5 MPa. To je více než pevnost betonu v tahu, a proto došlo v zatěžovacím testu při použitém zatížení ke kolapsu desky. Detail pole smykových napětí u podpory je zobrazen na Obr. 27.

Průběhy smykových napětí vykazují správné chování s koncentrací u podpory.



Obr. 27 Smyková napětí v řezu druhým žebrem v detailu u střední podpory v modelu 2

6.3. Model 3 – Dvojice panelů na pružném podepření odpovídající Experimentu 1

Model obsahuje dvojici předpjatých dutinových panelů tloušťky 200 mm a délky 6 m typu SPG20043 uložených na pružném podepření. Podepření je tvořeno ocelovými nosníky IPE200. Geometrická konfigurace modelu odpovídá experimentu 1.

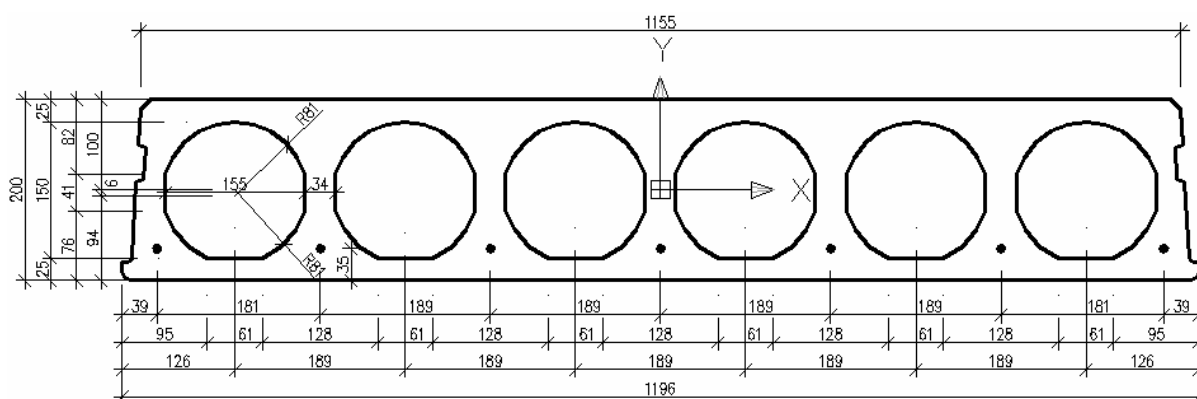
Je modelováno uložení panelů na roznášecí betonovou vrstvu na IPE nosnících. Není modelována spolupůsobící zálivka mezi panely a v čelech otvorů. Důvodem je nedokonalost ručně vytvořené zálivky v experimentů. Spojení mezi zálivkou a panelem je v experimentu nedokonalé, v čelech otvorů je dokonce mezera až 1 mm u horního okraje otvorů mezi zálivkou a panelem. Tyto nedokonalosti způsobují, že se experiment chová tak, jako by na něm zálivky

nebyly vůbec vytvořeny. V numerickém modelu je možné modelovat zálivku buď dokonale spojenou (hraniční uzly konečně-prvkové sítě zálivky odpovídají uzlům z panelu), nebo vůbec. Obě dvě varianty byly otestovány a experimentu více odpovídá numerický model bez zálivek.

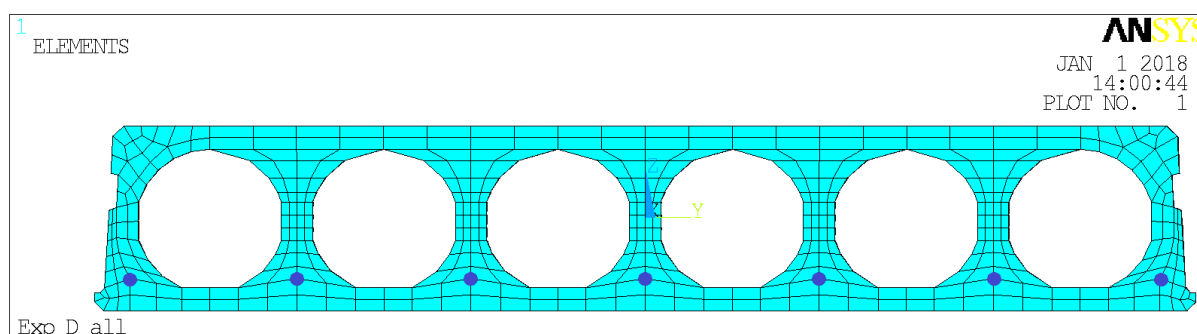
Postup tvorby modelu a jeho konfigurace je popsán v následujících podkapitolách. Vstupní příkazové soubory pro program ANSYS jsou součástí digitální přílohy disertační práce. Vyhodnocení modelu je uvedeno až v následující kapitole u vyhodnocení experimentu 1.

6.3.1. Tvorba modelu jednoho panelu

Geometrický model čela panelu z Obr. 28 byl pokryt sítí konečných prvků typu SHELL181. Sítí konečných prvků je uvedena na Obr. 29. Sítí je vytvořena s ohledem na přiměřenou velikost konečného prvků a s ohledem na dodržení vhodných geometrických charakteristik jednotlivých konečných prvků.



Obr. 28 Geometrie panelu SPG20043



Obr. 29 Sítí konečných prvků na čele panelu v modelu 3

Geometrické charakteristiky konečných prvků jsou automaticky testovány při spuštění výpočtu. Jsou použity následující testy, včetně uvedení hranice. Detailní popis testů je uveden v mé diplomové práci. [21]

- test poměru stran, maximální poměr 1:20
- test odchylky od rovnoběžnosti, maximální odchylka 90°

- test maximálního vnitřního úhlu, maximální vnitřní úhel 170°
- test na faktor zkroucení, maximální faktor zkroucení 0,2 (přibližně 22,5°)

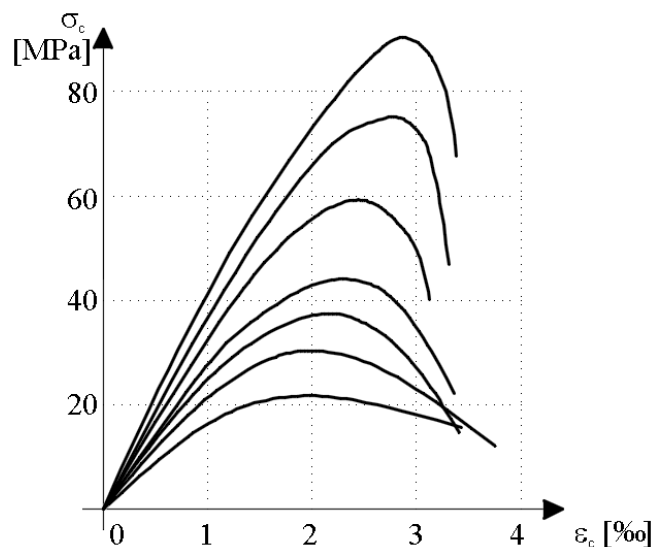
Vytvořená síť byla protažena podél linie do třetího rozměru. Linie měla již připravené dělení po 50 mm na prvních a posledních 40 cm délky panelu a po 100 mm od 0,4 do 5,6 metru délky panelu. Dělení bylo zvoleno s ohledem na dodržení geometrických charakteristik konečných prvků a s ohledem na umístění tenzometrů v experimentech. Protaháním vznikl objemový model. Celkem se vytvoří 27 676 konečných prvků typu SOLID185 na jednom panelu.

Do liniím, které odpovídají pozicím předpínacích lan, jsou vloženy konečné prvky typu BEAM188 s nastaveným průřezem, který odpovídá předpínací výztuži o průměru 9,3 mm a ploše 52 mm² a o průměru 12,5 mm a ploše 93 mm².

6.3.1.1. Modelované materiály

Materiálové charakteristiky, které jsou použity pro modelování betonu předpjatých panelů, odpovídají betonu pevnostní třídy C45/55 dle normy ČSN EN 1992-1-1 s parabolickým pracovním diagramem.

Nejdůležitější charakteristika betonu je pracovní diagram vyjadřující závislost deformace na napjatosti v betonu. Skutečný pracovní diagram (Obr. 30) je v numerickém modelu nahrazen idealizovaným parabolickým pracovním diagramem, kde parabola je idealizována čtyřmi přímkami. Maximální pevnost $f_{ck} = 45$ MPa je při deformaci $\varepsilon_{c2} = 2,0$ ‰ a maximální povolená deformace je $\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰. Použitý pracovní diagram je uveden na Obr. 31.



Obr. 30 Ukázky skutečných pracovních diagramů betonu v tlaku [16]

Objemová hmotnost (hustota)

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

Poissonův součinitel

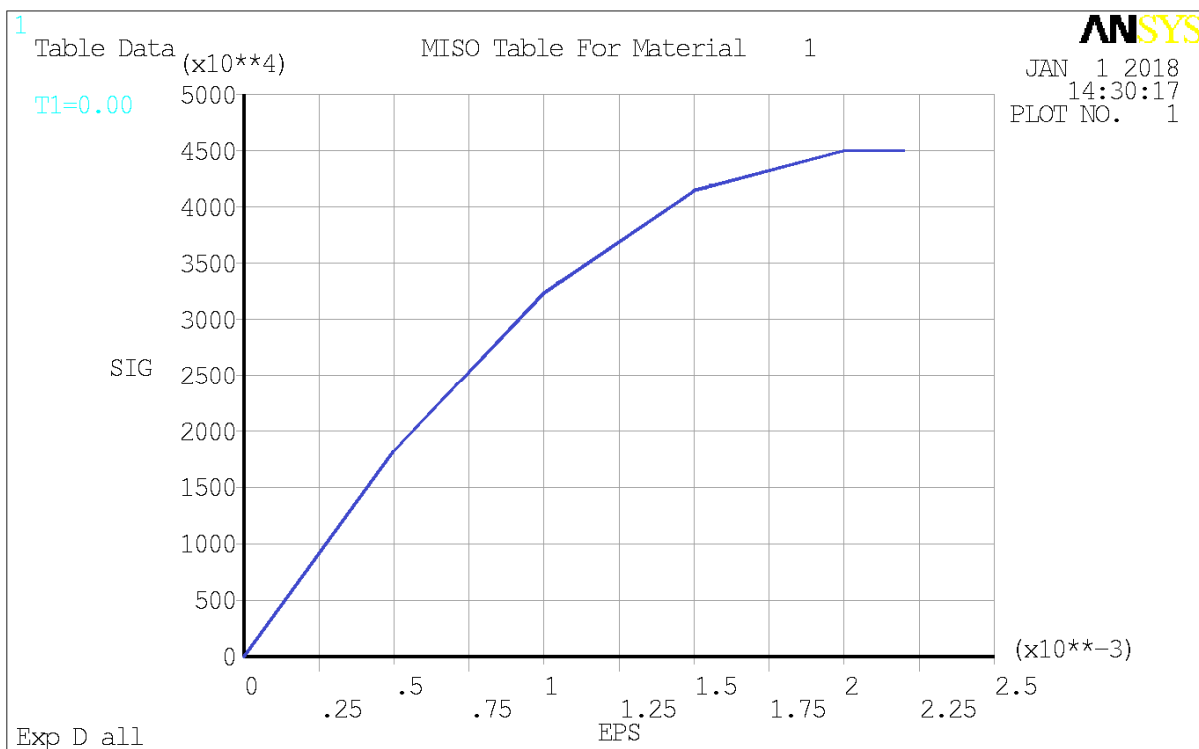
$$\nu = 0,2$$

Modul pružnosti

$$E_c = 36,5 \text{ GPa}$$

bod	Poměrné přetvoření ε_c [‰]	Napětí σ_c [MPa]
0	0,0	0,0
1	0,5	18,3
2	1,0	32,4
3	1,5	41,4
4	2,0	45,0

Tab. 3 Body pracovního diagramu betonu pevnostní třídy C45/55



Obr. 31 Multilineární pracovní diagram betonu panelů v modelu 3

Materiálové charakteristiky, které jsou použity pro model předpínací výztuže odpovídají materiálu Fe 1860 RELAX2 s velmi nízkou relaxací, s charakteristickou smluvní mezí kluzu. Je použit pracovní diagram se zpevněním dle normy ČSN EN 1992-1-1. Pracovní diagram je uveden na Obr. 32.

Objemová hmotnost (hustota)

$$\gamma_p = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Poissonův součinitel

$$\nu = 0,15$$

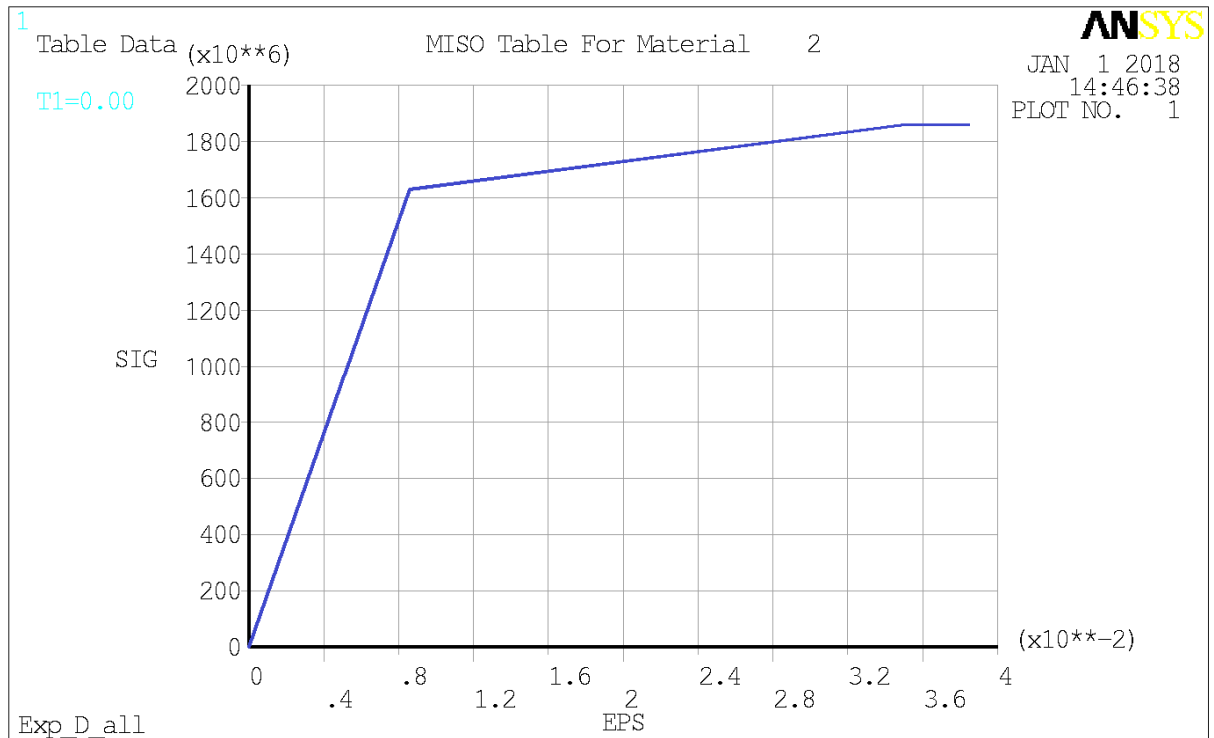
Modul pružnosti

$$E_p = 190 \text{ GPa}$$

bod	Poměrné přetvoření ε_p [‰]	Napětí σ_p [MPa]
0	0,0	0

1	8,6	1630
2	35,0	1860

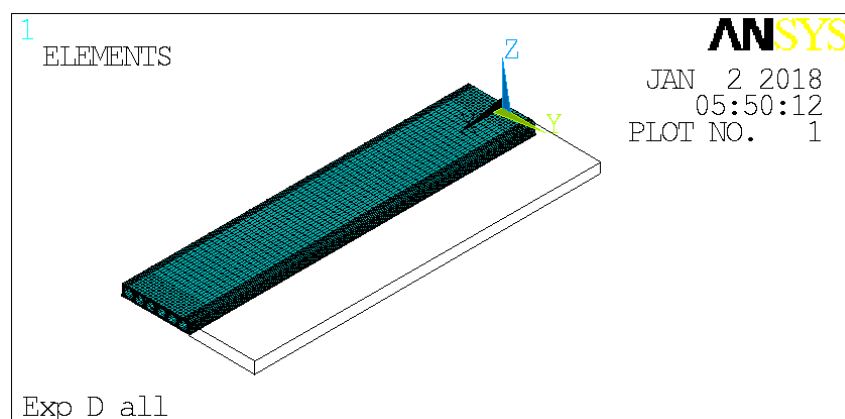
Tab. 4 Body pracovního diagramu předpínacích lan Fe 1860 RELAX2



Obr. 32 Pracovní diagram předpínací výztuže v modelu 3

6.3.2. Modelování dvojice panelů a vložení předpětí

Dvojice panelů byla vytvořena zkopírováním jednoho panelu o 1,2 m ve směru globální osy y.



Obr. 33 Kopie jednoho panelu o 1,2 m ve směru globální osy y v modelu 3

Předpětí je vkládáno do modelu přímo na konečné prvky BEAM188 pomocí příkazu INISTATE. Počáteční nastavení napjatosti je přímo vlastnost použitých konečných prvků

BEAM188. Předpětí je před vložením sníženo o ztráty, které jsou detailně popsány v kapitole 4.3 a průběh předpětí je schematicky zobrazen na Obr. 10.

Zkrácený přehled aplikovaných ztrát a výsledná hodnota předpětí je uveden v následující Tab. 5. Stáří panelů v době experimentu 1 je 152 dní.

Popis	Napětí [MPa]
Počáteční napětí – σ_P	1100
Ztráta pokluzem v kotevním bloku – $\Delta\sigma_{P,wb}$	-2,5
Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu – $\Delta\sigma_{P,v}$	-25,1
Ztráta relaxací předpínací výztuže – $\Delta\sigma_{P,rel}$	-5,9
Ztráta z dotvarování betonu – $\Delta\sigma_{P,d}$	-72,7
Ztráta ze smršťování betonu – $\Delta\sigma_{P,s}$	-127,3
Předpínací napětí v $x = 1,25$ až $4,75$ m	864,5
Ztráta pokluzem při uvolnění napětí – $\Delta\sigma_{P,w}$	-285 nebo -396
Předpínací napětí v $x = 0$ a v $x = 6$ m	579,5 nebo 468,5

Tab. 5 Výpis aplikovaných ztrát napětí v předpínacích lanech pro první experiment

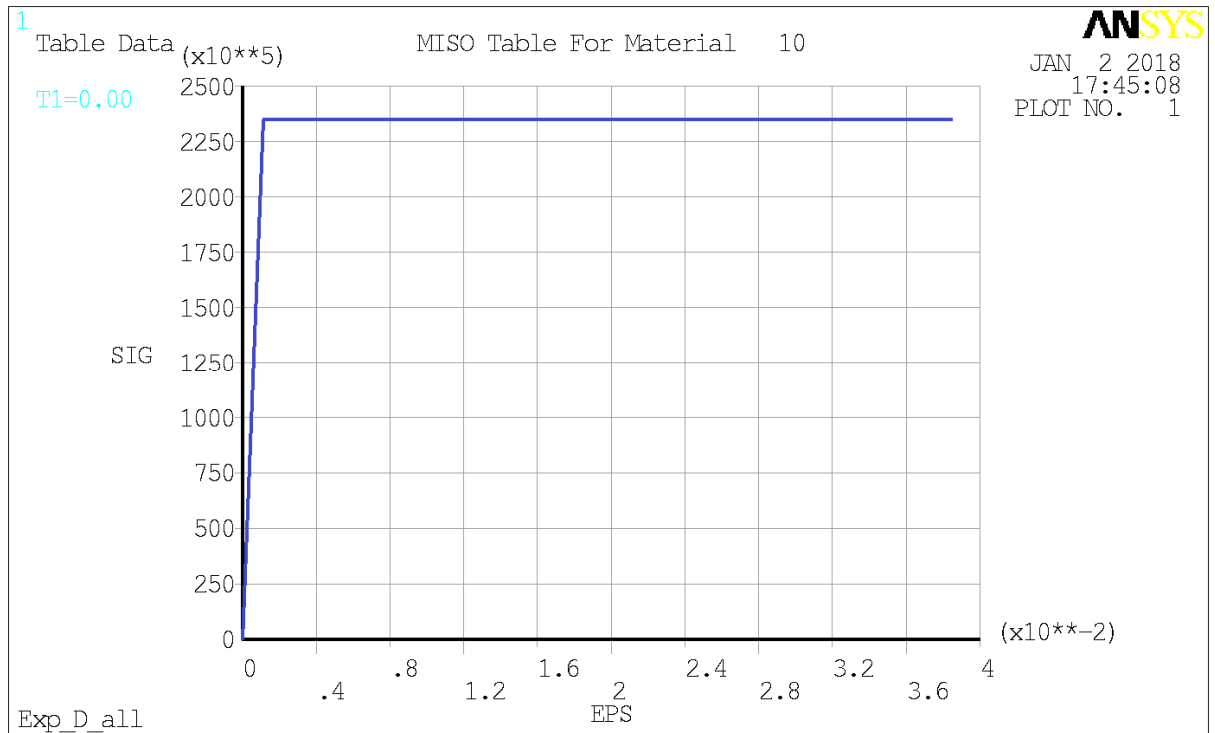
6.3.3. Modelování podepření a roznášecího betonu

Pod vytvořenou dvojici panelů je vytvořen model podpůrného nosníku průřezu IPE200. o výšce 200 mm a šířce pásnice pro uložení panelů 100 mm. Nosníky jsou modelovány přímo z objemových bloků, které jsou přímo vyplněny objemovými prvky typu SOLID185. Mezi nosníkem a panely je modelována mezera 11 mm. Materiálové charakteristiky oceli odpovídají pevnostní třídě S235 s bilineárním pracovním diagramem bez zpevnění dle ČSN EN 1993-1-1. Pracovní diagram je uveden na Obr. 34.

Objemová hmotnost (hustota)	$\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
Poissonův součinitel	$\nu = 0,3$
Modul pružnosti	$E_s = 210 \text{ GPa}$

bod	Poměrné přetvoření ε_s [‰]	Napětí σ_s [MPa]
0	0,0	0
1	1,1	235
2	35,0	235

Tab. 6 Body pracovního diagramu podpůrných ocelových konstrukcí S235



Obr. 34 Pracovní diagram oceli podpůrného IPE profilu

Do mezery mezi nosníkem a panely je namodelována 10 mm tlustá roznášecí vrstva s vlastnostmi betonu pevnostní třídy C16/20 dle normy ČSN EN 1992-1-1 s parabolickým pracovním diagramem, kde je parabola nahrazena dvojicí přímeček. Pracovní diagram je uveden na Obr. 35. Roznášecí zálivka je dokonale připojena k podpůrnému IPE nosníku. Uzly odpovídajících objemových konečných prvků jsou shodné. Zbývající mezera 1 mm mezi roznášecí vrstvou a panely slouží k modelování kontaktu.

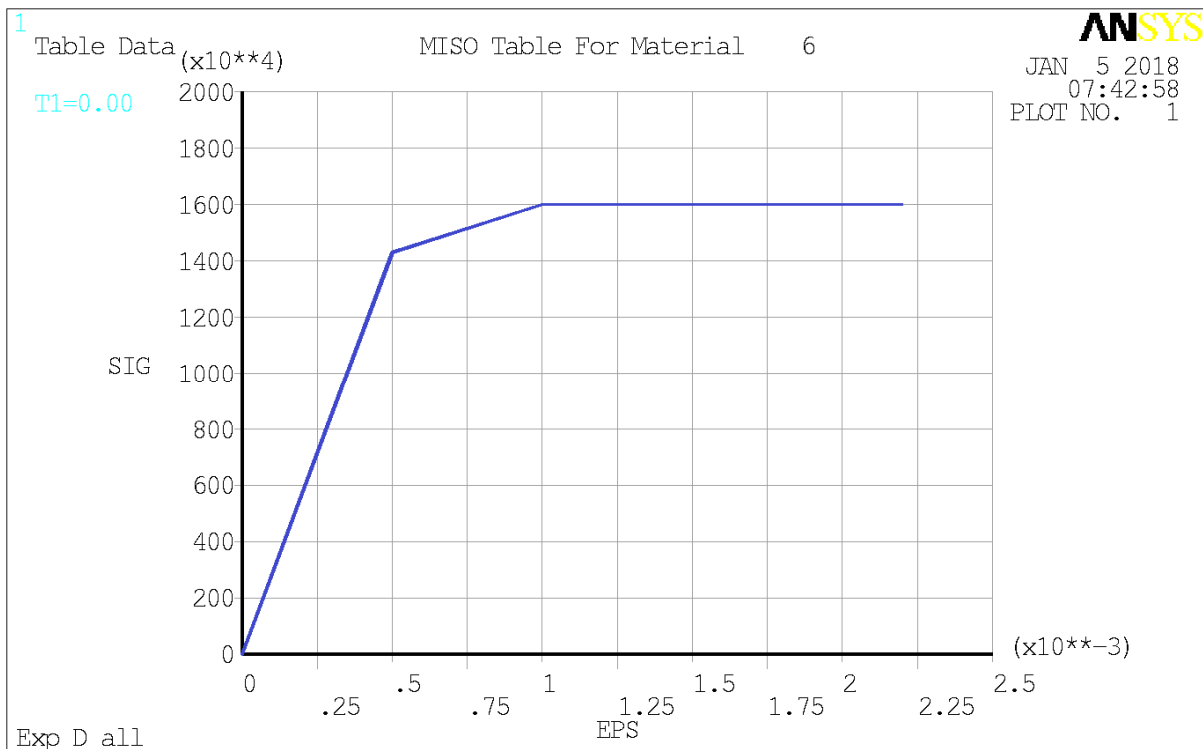
Objemová hmotnost (hustota) $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$

Poissonův součinitel $\nu = 0,2$

Modul pružnosti $E_c = 28,6 \text{ GPa}$

bod	Poměrné přetvoření ϵ_c [%]	Napětí σ_c [MPa]
0	0,0	0,0
1	0,5	14,3
2	1,0	16,0

Tab. 7 Body pracovního diagramu betonu pevnostní třídy C16/20



Obr. 35 Pracovní diagram betonu C16/20 roznášecí vrstvy

6.3.4. Definice kontaktu

Kontakt je definován mezi betonem panelů a betonem roznášecí vrstvy, která je na podpurných IPE nosnících v šířce 100 mm (šířka pásnice IPE profilu). Počáteční volná mezera mezi prvky CONTA173 a TARGE170 je 1 mm. První kontakt je definován mezi $x = 0$ a $x = 0,1$ v globálním směru osy X. Druhý kontakt je definován mezi $x = 5,9$ a $x = 6,0$ v globálním směru osy X.

Kontaktní prvky přebírají materiálový model z přilehlých objemových prvků. Konkrétně prvky TARGE170 převezmou materiálové vlastnosti z roznášecího betonu a prvky CONTA173 převezmou materiálové vlastnosti z betonu panelů.

Kontaktní prvky zavádějí další materiálovou charakteristiku – tření. Koeficient tření je v modelu zaveden hodnotou 0,01. Byla provedena studie, která prokázala, že čím je součinitel tření vyšší, tím mezi sebou prvky více spolupůsobí. V extrémním případě, při součiniteli 1,0, se model chová jakoby kontakt „neexistoval“ a prvky byly tuze spojeny. Důvodem pro definici co nejnižšího koeficientu tření je požadavek pro co nejnižší vzájemné ovlivnění panelů a podpor.

Pro ostatní nastavení kontaktů jsou použity výchozí hodnoty programu ANSYS.

Tímto krokem je dokončena tvorba fyzikálního modelu. Následující podkapitoly obsahují nastavení řešiče a definici okrajových podmínek a zatížení.

6.3.5. Nastavení výpočtu a popis metody řešení Newton-Rhapson

Jako typ výpočtu je použita základní statická analýza, která řeší obecnou rovnici rovnováhy dle rovnice (6.2). [29]

$$[K] \cdot \{u\} = \{F^a\} + \{F^r\} \quad (6.2)$$

kde: $[K]$ Celková matice tuhosti konstrukce

$\{u\}$ Vektor uzlových přetvoření

$\{F^a\}$ Vektor zadaného zatížení, který je součtem vektoru uzlových zatížení, vektoru zatížení od gravitačního zrychlení a vektoru zatížení od zatížení tlakem na prvcích

$\{F^r\}$ Vektor reakcí

Pro řešení statické analýzy je použita metoda Newton-Rhapson spočívající v přírůstkovém iteračním řešení soustavy rovnic 6.3, která odpovídá rovnici (6.2) bez vektoru reakcí.

$$[K] \cdot \{u\} = \{F^a\} \quad (6.3)$$

kde: $[K]$ Celková matice tuhosti konstrukce

$\{u\}$ Vektor uzlových přetvoření

$\{F^a\}$ Vektor zadaného zatížení

Protože matice tuhosti $[K]$ je funkcí neznámých uzlových přetvoření, a protože jsou použity nelineární pracovní diagramy materiálů, tj. od určité úrovně přetvoření je použit jiný modul pružnosti, tak je samotné řešení rovnice (6.3) nelineární. Samotný iterační proces nelineárního řešení rovnice (6.3) lze zapsat jako

$$[K_i^T] \cdot \{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (6.4)$$

kde: $[K_i^T]$ Jacobiho matice tuhosti v i -tém iteračním kroku

i Index iteračního kroku

$\{\Delta u_i\}$ Změna vektoru uzlových přetvoření v i -tém iteračním kroku

$\{F_i^{nr}\}$ Vektor zbytkových zatížení odpovídající vnitřním silám v prvku v i -tém iteračním kroku

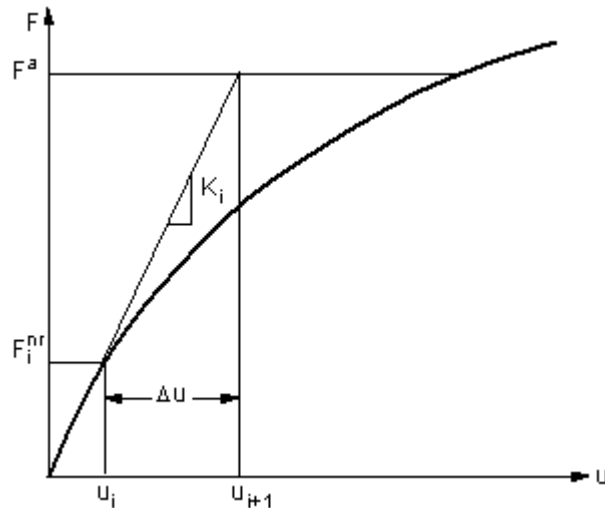
$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (6.5)$$

kde: $\{u_{i+1}\}$ Vektor uzlových přetvoření v následujícím iteračním kroku

$\{u_i\}$ Vektor uzlových přetvoření v i -tém iteračním kroku

$\{\Delta u_i\}$ Změna vektoru uzlových přetvoření v i -tém iteračním kroku

Jak Jacobiho matice $[K_i^T]$, tak vektor zbytkových zatížení $\{F_i^{nr}\}$ jsou vyhodnoceny v každém kroku podle vektoru uzlových přetvoření $\{u_i\}$. Pravá strana rovnice (6.4) je zbytkový nevyvážený vektor zatížení, tj. ta část systému, která není v rovnováze. Jeden iterační krok metody je uveden na Obr. 36.

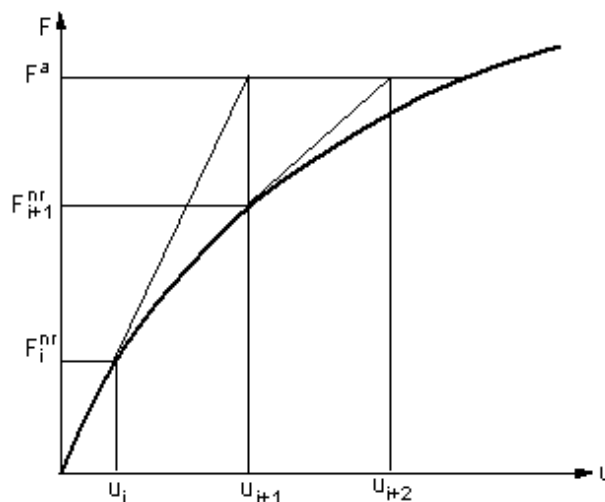


Obr. 36 Jeden iterační krok metody řešení Newton-Rhapson [23]

Obecný algoritmus řešení metody Newton-Rhapson:

1. V prvním kroku se předpokládá hodnota vektoru uzlových přetvoření $\{u_0\} = \{0\}$
2. Spočte se Jacobiho matice $[K_i^T]$ a vektor zbytkových zatížení $\{F_i^{nr}\}$ z vektoru uzlových přetvoření $\{u_i\}$
3. Spočte se $\{\Delta u_i\}$ z rovnice (6.4)
4. Přičte se $\{\Delta u_i\}$ k $\{u_i\}$ podle rovnice (6.5) tak, aby se získal vektor $\{u_{i+1}\}$ pro následující iterační krok
5. Opakují se kroky 2 až 4 dokud není dosaženo konvergence. Tj. dokud není pravá strana rovnice (6.4) nulový vektor, resp. dokud se $\{F^a\}$ nerovná $\{F_i^{nr}\}$ s příslušnou tolerancí.

Algoritmus je schematicky zobrazen na Obr. 37, který zobrazuje další iterační krok metody Newton-Rhapson.



Obr. 37 Následující iterační krok metody řešení Newton-Rhapson [23]

Konvergence je ověřována v každé iteraci podle rovnice (6.6).

$$\|\{R\}\| < \varepsilon_R \cdot R_{ref} \quad (6.6)$$

kde: $\|\{R\}\|$ Skalární součin Reziduálního vektoru, tj. vektor pravé strany rovnice (6.4)

ε_R Tolerance, $\varepsilon_R = 0,1 \%$

R_{ref} Referenční reziduální vektor, tj. vektor zadaného zatížení $\{F^a\}$

Ve výpočtu jsou dále povoleny velké deformace (příkaz NLGEOM). Toto nastavení je vyžadováno, když je modelováno předpětí pomocí počátečního napětí na prvcích (příkaz INISTATE). Dále jsou aktivovány účinky předpětí (příkaz PSTRES).

Automatické snižování velikosti časového kroku (příkaz AUTOTS) je vypnuto. Důvodem je potřeba mít průběh výpočtu kontrolovatelný a stabilní, neboť pro každý zatěžovací krok je nastaveno vhodné dělení na podkroky a jejich automatická změna není vhodná, hlavně z důvodu zajištění konvergence a stability výpočtu.

Maximální počet iteračních kroků metody Newton-Rhapson v jednom zatěžovacím podkroku je 100. Pokud by nebyla rovnováha nalezena do 100 iterací, tak se výpočet ukončí.

Zatížení je na jednotlivé podkroky lineárně interpolováno (příkaz KBC,0), nedochází ke skokům v zatížení. [23]

6.3.6. Definice zatěžovacích kroků

Zatěžovací kroky v statické nelineární analýze odpovídají času. Například čas 1 znamená zatěžovací krok 1, čas 5 znamená zatěžovací krok 5. V modelu 3 je použito celkem 10 zatěžovacích kroků. Z toho jsou tři stabilizační a sedm je zatěžovacích. Každý krok je rozdělen na vhodné množství podkroků tak, aby proběhla správně iterační metoda Newton-Rhapson a byla nalezena konvergence splňující podmínku z rovnice (6.6).

6.3.6.1. Zatěžovací krok 1

V prvním zatěžovacím kroku se spočte volně ležící panel zatížený pouze vlastní tíhou. Aktivní jsou pouze konečné prvky panelů a předpínacích lan. Ostatní konečné prvky jsou „mrtvé“ (příkaz EKILL). Panely jsou prostě podepřeny na jednom konci pevnou liniovou kloubovou podporou a na druhém konci posuvnou liniovou kloubovou podporou.

Na všechny prvky panelů je aplikováno zatížení gravitačním zrychlením $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ v záporném směru globální osy Z. Zatěžovací krok je rozdělen na 4 podkroky po 0,25.

6.3.6.2. Zatěžovací krok 2

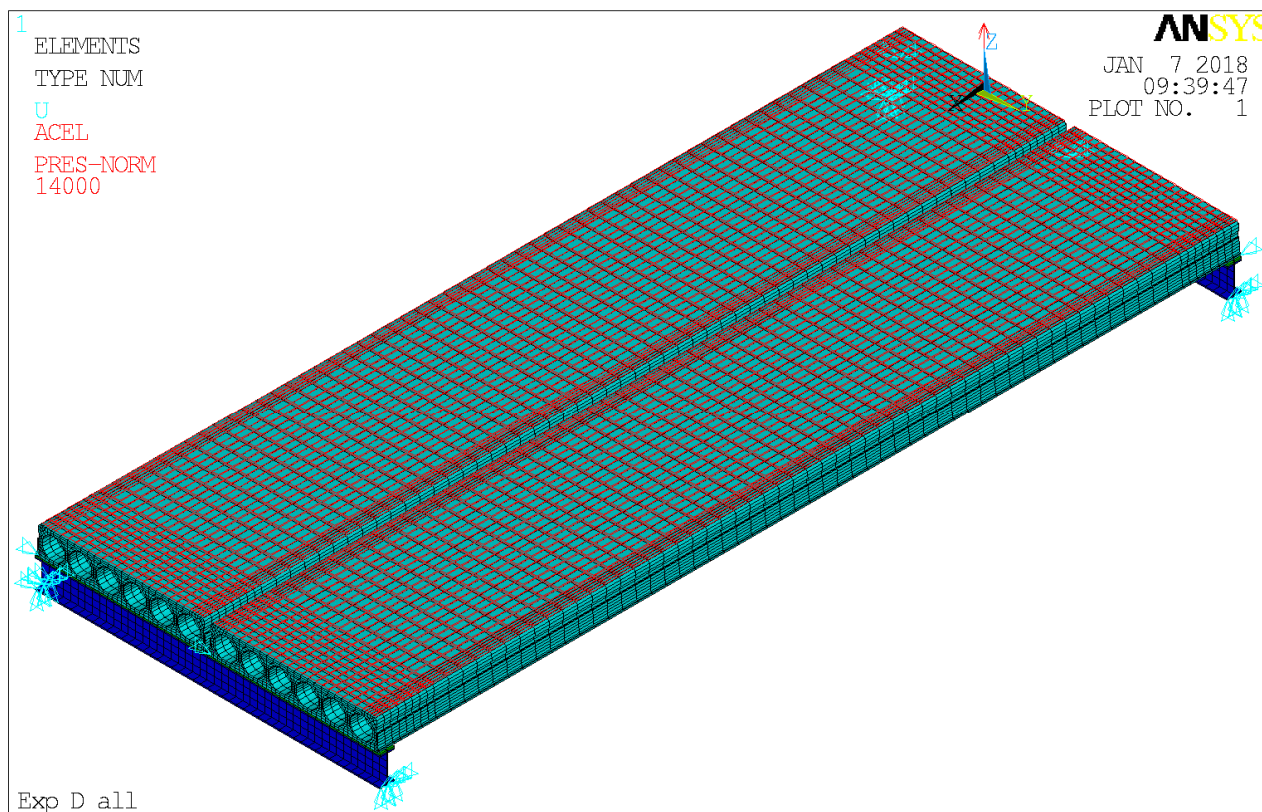
Ve druhém zatěžovacím kroku se spočte uložení panelů na podpůrné IPE nosníky. Všechny konečné prvky jsou „živé“ (příkaz EALIVE). Všechny podpory zpod panelů jsou odstraněny. Panely jsou pouze v rozích uchyceny pomocnými podporami, které zabraňují rotaci panelů a posunu ve vodorovném směru. Panelům je dále v jednom uzlu u kontaktu definován posun ve svislém směru o 1 mm, tj. překonání kontaktní mezery. Tímto dojde k aktivaci kontaktů a uchycení panelů přes kontakty do podpůrných IPE nosníků. IPE nosníky jsou podepřeny pevnými nebo posuvnými klouby tak, aby se modelovalo prosté uložení.

V tomto kroku není přidáváno žádné zatížení, cílem je pouze aktivovat kontakty a uložit přes ně panely na IPE nosníky. Zatěžovací krok je rozdělen na 25 podkroků po 0,04.

6.3.6.3. Zatěžovací krok 3

Ve třetím zatěžovacím kroku jsou odebrány pomocné podpory zpod panelů předepisující pokles 1 mm a veškerý přenos vertikálního zatížení je realizován pouze přes kontakty do IPE nosníků a jejich podpor.

Opět není přidáno žádné zatížení a krok slouží k úplné stabilizaci podepření a výsledky z tohoto kroku budou výchozím „nulovým“ stavem pro vyhodnocení účinků zatížení. Zatěžovací krok je rozdělen na 25 podkroků po 0,04.



Obr. 38 Model 3 včetně zatížení z kroku 10 a podepření

6.3.6.4. Zatěžovací kroky 4 až 10

V následujících sedmi zatěžovacích krocích je postupně přidáváno spojitě rovnoměrné zatížení tlakem po celé horní ploše panelů. V každém kroku je zvýšeno zatížení o 2000 Pa (200 kg/m²), tj. od 2000 Pa v kroku 4 do 14000 Pa v kroku 10. Každý zatěžovací krok je rozdělen na 4 podkroky po 0,25.

Schéma modelu 3 včetně zatížení z kroku 10 a zadaného podepření je na Obr. 38.

6.4. Model 4 – Dvojice panelů na pružném podepření odpovídající Experimentu 2

Model 4 je velmi podobný modelu 3 a postup jeho tvorby a nastavení je shodný s modelem 3. Rozdíly jsou pouze v hodnotě ztrát předpětí, protože experiment probíhal později a panely jsou starší a ve způsobu zatěžování, protože experiment 1 se liší od experimentu 2.

6.4.1. Ztráty předpětí v modelu 4

Ztráty předpětí jsou rozdílné oproti modelu 3, protože panely byly v době experimentu 2 staré 404 dní. Zkrácený přehled ztrát a výsledná hodnota je uvedena v Tab. 8.

Popis	Napětí [MPa]
Počáteční napětí – σ_P	1100
Ztráta pokluzem v kotevním bloku – $\Delta\sigma_{P,wb}$	-2,5
Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu – $\Delta\sigma_{P,v}$	-25,1
Ztráta relaxací předpínací výztuže – $\Delta\sigma_{P,rel}$	-7,9
Ztráta z dotvarování betonu – $\Delta\sigma_{P,d}$	-85,0
Ztráta ze smršťování betonu – $\Delta\sigma_{P,s}$	-133,0
Předpínací napětí v $x = 1,25$ až $4,75$ m	846,5
Ztráta pokluzem při uvolnění napětí – $\Delta\sigma_{P,w}$	-285 nebo -396
Předpínací napětí v $x = 0$ a v $x = 6$ m	561,5 nebo 450,5

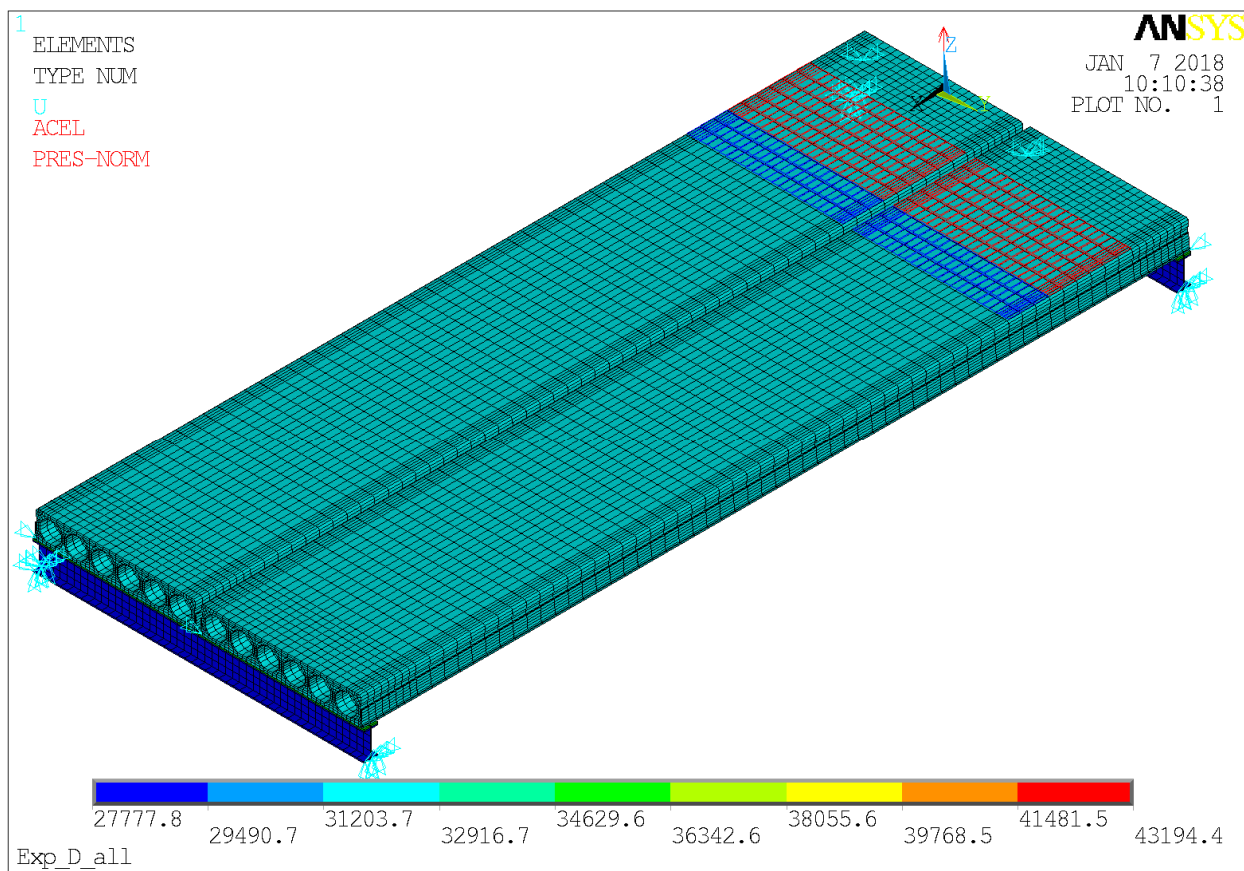
Tab. 8 Výpis aplikovaných ztrát napětí v předpínacích lanech pro druhý experiment

6.4.2. Definice zatěžovacích kroků

Zatěžovací kroky 1 až 3 jsou shodné s modelem 3 a jsou popsány v předchozích kapitolách.

Pro modelování zatížení z experimentu 2 je postupné přidávání zatěžovacích betonových bloků zjednodušeno do devíti zatěžovacích kroků (krok 4 až krok 12) s nárůstem po 1000 kg hmotnosti bloků. V každém kroku je hmotnost bloků přepočtena na tlak, který vyvodí na ploše dvou nebo tří řad. Tlak poté přímo působí na zatěžovanou plochu.

Schéma modelu 4 včetně zatížení z kroku 12 a zadaného podepření je na Obr. 39, kde na ploše dvou řad jsou uloženy bloky o hmotnosti 6220 kg (tlak 43194 Pa) a na ploše třetí řady bloky o hmotnosti 2000 kg (tlak 27778 Pa).



Obr. 39 Model 4 včetně zatížení z kroku 12 a podepření

7. Experimentální modely

Pro ověření správného chování numerických modelů 3 a 4 při zatížení byly provedeny dva zatěžovací experimenty. Náplní prvního experimentu je zatěžovat spojitým rovnoměrným zatížením desku vytvořenou ze dvou předpjatých panelů, uloženou na pružném podepření, až do porušení panelů. Je použita zatěžovací metoda „Vakuování“. [24] [25] [26] [27]

Náplní druhého experimentu je zatěžovat desku vytvořenou ze dvou předpjatých panelů, uloženou na pružném podepření betonovými bloky v blízkosti krajní podpory. Cílem je experimentálně simulovat smykové zatížení.

7.1. Experiment 1 – spojité zatížení

7.1.1. Popis metody vakuování

Klasické metody aplikace rovnoměrného plošného zatížení pomocí ručního přidávání závaží na konstrukci jsou zdoluhavé, fyzicky náročné a nedokáží přesně postihnout plošné působení, protože toto zatížení bude už se své podstaty vždy ne úplně přesně rovnoměrné. Jako náhrada těmto „klasickým“ metodám byla prof. Melcherem vyvinuta metoda vakuového zatěžování deskových konstrukcí. Metoda je využitelná na různé typy stavebních konstrukcí, zejména zatěžování skleněných plošných dílců [24], sklovláknitých desek [25], ocelových konstrukcí [26] a ocelobetonových desek [27].

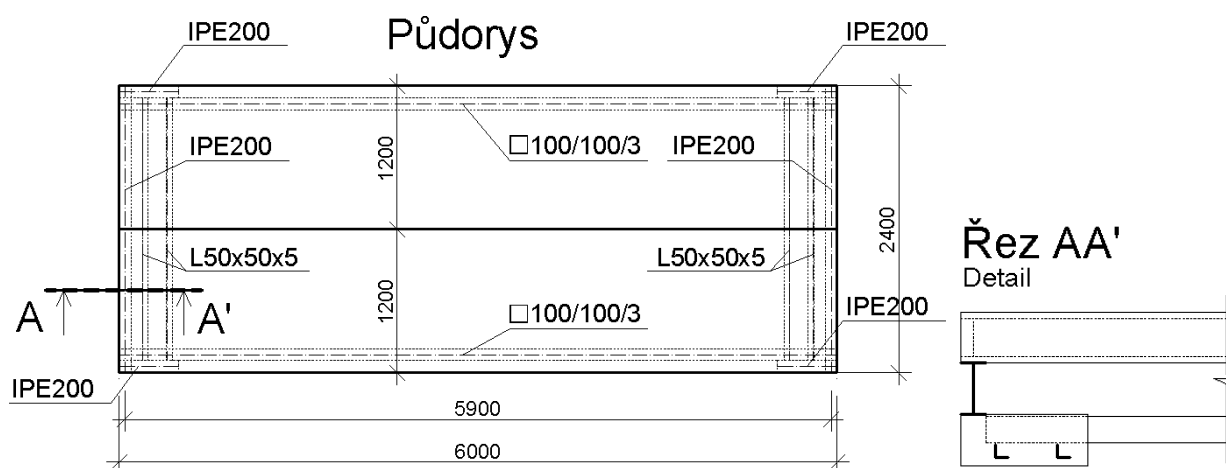
Principem metody je vytvoření pod testovanou konstrukcí podtlak. Následně z rozdílu atmosférického tlaku a tlaku pod konstrukcí vzniká rovnoměrné zatížení po celé horní ploše testované konstrukce. Pro zabránění působení tlaku v jiném než svislém směru, je celá testovaná konstrukce uvnitř dřevěného bednění, které převezme tlaky působící z ostatních směrů. Celá testovaná konstrukce včetně bednění je poté překryta PVC folií a přilepena k hladké podlaze tak, aby se zabránilo přísávání vzduchu pod konstrukci.

7.1.2. Popis experimentu

Testovaná konstrukce se skládá z dvojice předpjatých panelů typu Spiroll SPG20043. Na obou koncích jsou panely uloženy na podpůrné ocelové nosníky typu IPE200. Pro zajištění průhybu čel panelů jsou tyto nosníky dále uloženy na celkem čtyři kratší nosníky IPE200, které jsou na podlaze zkušební haly. Pro zajištění stability podpůrné konstrukce jsou krátké podpůrné nosníky propojeny podélně čtvercovým uzavřeným profilem 100x100x3 mm a příčně dvojicí profilů L50x50x5.

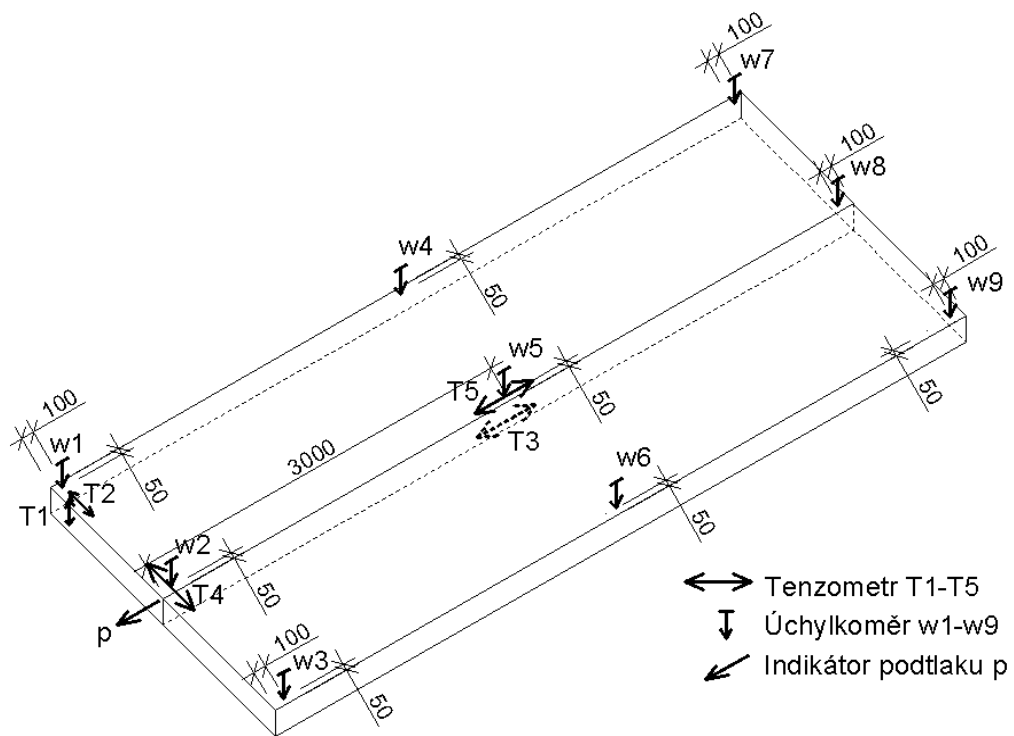
Panely jsou vzájemně zmonolitněny v podélné styčné spáře betonem pevnostní třídy C16/20. Stejný beton je použit i pro zmonolitnění čel výplní dutin v panelech do hloubky 50 mm. Hloubka je zajištěna vloženou plastovou chráničkou. Toto zmonolitnění se při vyhodnocení experimentu a porovnání s numerickým modelem ukázalo jako nesprávné a s minimálním vlivem na chování panelů. Důvodem bylo nesprávné provedení zmonolitnění.

Schéma rozmístění panelů a podpůrné konstrukce je na Obr. 40.



Obr. 40 Schematický půdorys a řez sestavou experimentu 1

Pro měření výchylek je testovaná konstrukce osazena šesti digitálními úchylkoměry ID-C1050B Mitutoyo Japan (označeny $w1$, $w2$, $w3$, $w7$, $w8$, $w9$) o maximální měřitelné výchylce 100 mm a třemi digitálními snímači posunutí WA200 HMB (označeny $w4$, $w5$, $w6$) o maximální měřitelné výchylce 200 mm. Poměrná deformace je měřena pomocí pěti odporových tenzometrů. Tenzometry označené $T1$ a $T2$ jsou typu 50/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,06$. Tenzometry označené $T3$, $T4$, $T5$ jsou typu 100/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,10$. Podtlak je snímán digitálním indikátorem typu DM9200 MRU. Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů je na Obr. 41.



Obr. 41 Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů pro první experiment



Obr. 42 Fotografie sestavy prvního experimentu

Data z tenzometrů $T1 - T5$ a z úchylkoměrů $w4 - w6$ byla zaznamenávána na měřicí ústředně MGCplus HBM s krokem záznamu 2 sekundy. Data ze zbývajících úchylkoměrů $w1 - w3$ a $w7 - w9$ byla zaznamenávána na měřicí ústředně DMX-16 Mitutoyo a na počítači se softwarem QTREE-DC/DMX-16 s krokem záznamu 5 sekund.

7.1.3. Průběh experimentu

Experiment probíhal ve dvou zatěžovacích fázích. V první fázi se dosáhlo podtlaku odpovídajícímu rovnoměrnému zatížení 20 kN/m^2 . Při dosažení této hodnoty zatížení došlo k perforaci těsnící PVC folie zajišťující podtlak a experiment musel být přerušen. V druhé fázi s novou pevnější PVC folií se dosáhlo podtlaku odpovídajícímu rovnoměrnému zatížení 36 kN/m^2 , kdy došlo k perforaci těsnící PVC folie.

Kompletní záznamy všech měření, tzv. „hrubá data“ jsou součástí datové přílohy disertační práce.

7.1.3.1. První fáze

První fáze experimentu probíhala ve dvou krocích. V prvním kroku se zvyšoval podtlak až do hodnoty odpovídající zatížení 6 kN/m^2 . Poté se provedlo odtížení na hodnotu odpovídající zatížení 2 kN/m^2 . Důvodem pro první krok byla stabilizace experimentu a vyrovnání případných počátečních nerovnoměrností. Poté probíhala hlavní zatěžovací fáze, kde se vždy při dosažení násobku zatížení 2 kN/m^2 po dvě minuty tlak podržel, aby došlo k ustálení výchylek. První fáze experimentu trvala 57 minut.

Naměřené hodnoty výchylek (průhybů) byla pro příslušná zatížení zprůměrována ze všech hodnot naměřených v rámci dvou minut, po které byl tlak držen na jedné úrovni zatížení. Hodnoty jsou zobrazeny v Tab. 9 (horní řádek) včetně směrodatných odchylek (spodní řádek). Nevratná deformace, která zůstala po odtížení, je uvedena na posledním řádku v Tab. 9.

Zat. [kN/m ²]	w1 [mm]	w2 [mm]	w3 [mm]	w4 [mm]	w5 [mm]	w6 [mm]	w7 [mm]	w8 [mm]	w9 [mm]
2	0,285	0,365	0,300	1,688	1,921	1,770	0,205	0,365	0,201
	0,035	0,064	0,042	0,132	0,334	0,141	0,035	0,049	0,035
4	0,545	0,650	0,570	3,107	3,411	3,173	0,395	0,605	0,387
	0,007	0,000	0,000	0,095	0,097	0,092	0,007	0,007	0,007
6	0,820	0,975	0,850	4,640	5,078	4,709	0,600	0,868	0,588
	0,014	0,019	0,014	0,079	0,086	0,079	0,014	0,021	0,013
8	1,095	1,370	1,115	6,229	6,858	6,289	0,800	1,200	0,784
	0,007	0,014	0,007	0,085	0,087	0,084	0,000	0,014	0,000
10	1,455	2,085	1,450	8,107	9,203	8,175	1,065	1,890	1,044
	0,021	0,035	0,028	0,318	0,366	0,318	0,021	0,028	0,021
12	1,770	2,670	1,750	9,678	11,073	9,760	1,310	2,445	1,284
	0,014	0,042	0,028	0,073	0,078	0,074	0,014	0,021	0,014
14	2,090	3,260	2,075	11,481	13,174	11,615	1,550	2,955	1,519
	0,014	0,028	0,021	0,051	0,056	0,053	0,014	0,021	0,014
16	2,710	4,215	2,650	17,507	19,826	17,838	1,970	3,785	1,931
	0,170	0,177	0,156	0,322	0,327	0,318	0,127	0,163	0,125

18	4,325	6,085	4,160	32,343	35,310	32,821	3,095	5,545	3,075
	0,106	0,106	0,099	0,316	0,326	0,317	0,064	0,078	0,064
20	6,295	8,425	6,060	50,516	54,003	50,785	4,350	7,295	4,295
	0,247	0,262	0,240	0,956	0,949	0,951	0,184	0,233	0,163
0	0,470	0,480	0,420	4,100	4,580	4,260	0,320	0,540	0,360

Tab. 9 Naměřené hodnoty na výchylkoměrech $w_1 - w_9$ v první fázi

Naměřené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů jsou také zprůměrovány ze všech hodnot naměřených v rámci dvou minut, po které byl tlak podržen na jedné úrovni zatížení a zobrazeny v Tab. 10. Hodnota NaN pro tenzometr T_3 , která je zapsána při tlaku odpovídajícímu zatížení 16 kN/m^2 a vyššímu, je použita z důvodu vzniku ohybové trhliny při tomto zatížení a destrukci tenzometru (přetržení). Nevratná přetvoření tenzometrů, která zůstala po odtížení, jsou uvedena na posledním řádku v Tab. 10.

Zatížení [kN/m ²]	T_1 [μm/m]	T_2 [μm/m]	T_3 [μm/m]	T_4 [μm/m]	T_5 [μm/m]
2	-36,754	1,429	44,083	-6,429	-41,892
	7,466	0,854	6,458	1,491	3,158
4	-61,960	-1,540	77,263	-13,071	-76,540
	1,325	0,383	2,607	0,562	2,311
6	-84,228	-10,859	121,195	-19,035	-113,048
	1,279	0,690	2,833	0,718	2,165
8	-105,091	-21,399	176,045	-33,226	-154,421
	1,009	0,323	2,691	0,504	2,196
10	-132,259	-24,290	219,192	-40,472	-197,878
	3,641	1,768	8,779	1,068	7,761
12	-151,647	-37,038	260,130	-44,323	-237,287
	0,781	0,659	2,476	0,481	1,959
14	-168,480	-48,323	320,528	-43,471	-279,271
	0,472	0,304	2,399	0,765	1,109
16	-179,337	-60,613	NaN	-58,513	-496,296
	0,925	0,563	NaN	0,643	9,358
18	-171,881	-74,361	NaN	-88,021	-685,397
	0,695	0,701	NaN	0,871	5,200
20	-160,175	-75,750	NaN	-137,078	-843,930
	1,572	1,105	NaN	1,783	8,406
0	-5,340	-6,730	NaN	-40,730	-40,960

Tab. 10 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T_1 - T_5$ v první fázi

7.1.3.2. Druhá fáze

Druhá fáze probíhala po 7 dnech v jednom kroku. Důvodem týdenního prostoje mezi fázemi byla nutnost získání nové pevnější těsnící PVC folie. V průběhu druhé fáze se postupně

zvyšoval podtlak bez podržení na násobku zatížení až do perforace těsnící PVC folie. Důvod pro tento „rychlý“ průběh je ten, že v panelech po první fázi již byla ohybová trhлина a veškeré zatížení ve druhé fázi přenášela předpínací výztuž. Změna výchylek a poměrných deformací v tenzometrech se při ustálení zatížení neměnila. Druhá fáze experimentu trvala 33 minut.

Naměřené hodnoty výchylek (průhybů) jsou zobrazena v Tab. 11. Nevratná deformace, která zůstala po odtížení, je uvedena na posledním řádku v Tab. 11. Výchylkoměry byly před druhou fází vynulovány. Pro získání absolutních průhybů je potřeba k naměřeným hodnotám přičíst nevratnou deformaci z první fáze.

Hodnoty NaN ve výchylkách indikují překročení maximální výchylky výchylkoměru 200 mm. Tj. skutečná výchylka byla vyšší a mimo rozsah měření daného výchylkoměru a nebylo možné ji změřit.

Zat. [kN/m ²]	w1 [mm]	w2 [mm]	w3 [mm]	w4 [mm]	w5 [mm]	w6 [mm]	w7 [mm]	w8 [mm]	w9 [mm]
0	0,00	0,00	0,07	0,00	-0,02	-0,02	0,01	0,01	0,02
5	0,59	1,49	0,71	3,87	4,78	3,98	0,42	1,34	0,49
8	0,86	2,12	0,97	5,94	7,24	6,13	0,58	1,92	0,74
10	1,18	2,78	1,27	9,03	10,72	9,30	0,75	2,52	1,01
12	1,59	3,45	1,62	14,33	16,42	14,65	0,94	3,09	1,30
14	2,15	4,24	2,09	21,55	23,88	21,97	1,16	3,71	1,67
16	2,74	5,05	2,55	29,73	32,39	30,15	1,40	4,28	2,03
18	3,23	5,76	2,90	36,83	39,74	37,09	1,61	4,75	2,33
20	3,70	6,48	3,28	43,66	46,85	43,76	1,80	5,23	2,62
22	4,20	7,31	3,68	50,66	54,13	50,50	2,02	5,80	2,92
24	4,91	8,43	4,34	60,90	64,71	60,55	2,30	6,57	3,30
26	5,71	9,74	5,08	72,24	76,48	71,48	2,64	7,52	3,72
28	6,90	11,40	6,09	86,81	91,43	85,53	3,08	8,60	4,26
30	8,40	13,46	7,40	106,53	111,62	104,71	3,75	10,09	5,15
32	9,95	15,73	8,76	127,83	133,37	125,43	4,38	11,56	6,06
33	11,39	17,68	10,14	147,31	154,92	144,09	4,87	12,73	6,74
34	13,59	20,56	11,93	172,03	190,22	174,85	5,68	14,22	7,66
35	16,88	24,53	14,52	NaN	NaN	NaN	6,89	16,39	9,44
36	17,45	25,51	14,90	NaN	NaN	NaN	7,12	17,08	9,77
36,4	17,76	26,63	15,10	NaN	NaN	NaN	7,31	17,97	9,95
10	9,77	14,88	8,81	136,35	143,32	137,50	3,80	10,19	5,65
5	7,27	11,26	6,49	105,09	110,12	105,24	2,87	7,66	4,25
0	4,49	7,72	3,68	75,06	79,47	76,10	1,38	5,14	2,49

Tab. 11 Naměřené hodnoty na výchylkoměrech w1 – w9 ve druhé fázi

Naměřené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů $T1 - T5$ jsou uvedeny v Tab. 12. Hodnota NaN ve sloupci pro $T3$ znamená, že tenzometr neměří. Tenzometr $T3$ byl zničen, když ve fázi 1 došlo ke vzniku tahové trhliny.

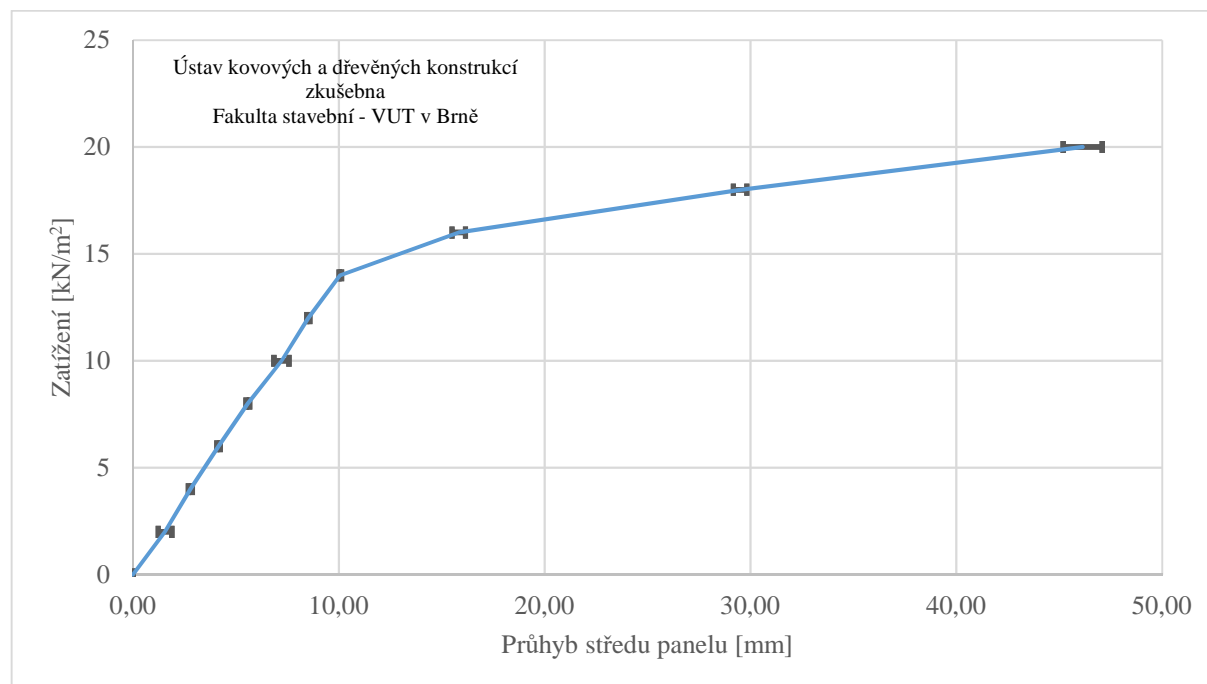
Zat. [kN/m ²]	$T1$ [μm/m]	$T2$ [μm/m]	$T3$ [μm/m]	$T4$ [μm/m]	$T5$ [μm/m]
0	-36,18	-10,96	NaN	-41,04	-54,85
5	-101,25	-3,00	NaN	-37,48	-151,58
8	-129,58	-12,72	NaN	-35,87	-205,75
10	-154,07	-28,16	NaN	-36,91	-282,48
12	-169,21	-43,91	NaN	-39,78	-394,29
14	-173,62	-56,34	NaN	-46,25	-514,84
16	-176,78	-65,67	NaN	-57,41	-632,24
18	-183,93	-74,43	NaN	-74,80	-729,35
20	-189,31	-78,47	NaN	-95,92	-820,45
22	-193,51	-81,22	NaN	-117,78	-894,16
24	-196,77	-79,53	NaN	-147,94	-978,43
26	-205,08	-76,21	NaN	-184,62	-1053,63
28	-215,74	-74,05	NaN	-215,07	-1151,72
30	-236,53	-73,62	NaN	-249,53	-1301,13
32	-253,26	-73,04	NaN	-292,63	-1485,28
33	-257,40	-70,67	NaN	-321,18	-1699,65
34	-269,67	-67,13	NaN	-384,76	-2058,68
35	-278,93	-62,43	NaN	-485,13	-2395,67
36	-298,73	-58,34	NaN	-530,23	-2442,96
36,4	-305,08	-53,29	NaN	-631,99	-2409,18
10	-192,38	20,63	NaN	-124,90	-1474,97
5	-130,91	23,43	NaN	-84,87	-1133,27
0	-50,77	2,57	NaN	-52,90	-736,43

Tab. 12 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T1 - T5$ ve druhé fázi

7.1.4. Vyhodnocení experimentu

Pro získání čistého průhybu ve středu panelu je nutné odečíst poklesy okrajů panelu podle rovnice (7.1). Čisté hodnoty průhybu středu panelů jsou zobrazeny na Obr. 43. Při tlaku, který odpovídá zatížení 14 kN/m² se objevila ohybová trhlina uprostřed rozpětí panelu.

$$w_{exp} = w_5 - \frac{(w_2 + w_8)}{2} \quad (7.1)$$



Obr. 43 Průhyb w_{exp} a směrodatná odchylka průhybu středu panelu

Pro přepočet poměrných přetvoření z tenzometrů na napětí pomocí rovnice (7.2) a (7.3) je potřeba znát hodnoty modulu pružnosti betonu E .

$$\varepsilon = \varepsilon_m \cdot \frac{2}{\kappa} \quad (7.2)$$

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon \quad (7.3)$$

Kde: ε Skutečná poměrná deformace
 σ Napětí
 ε_m Poměrná deformace naměřená v tenzometru
 κ Konstanta tenzometru, závislá na typu tenzometru
 E_c Modul pružnosti betonu

Hodnoty modulu pružnosti betonu E_c byly získány iteračně porovnáním napětí přepočteným pomocí rovnice (7.2) a (7.3) na tenzometru $T3$ a $T5$ s napětím získaném ve stejném místě na numerickém modelu 3. Numerický model byl opakovaně přepočítáván s různými hodnotami modulu pružnosti, dokud nebyl rozdíl napětí do 5 % od hodnoty naměřené při experimentu.

Při modulu pružnosti 35 GPa je dosaženo shody napětí na tenzometru $T3$ s numerickým modulem. Průběhy napětí jsou zobrazeny v příloze P2. Při modulu pružnosti 38 GPa je dosaženo shody napětí na tenzometru $T5$ s numerickým modelem. Průběhy napětí jsou zobrazeny v příloze P3. Pro výsledné vyhodnocení a přepočet poměrných deformací na napětí

je použita střední hodnota modulu pružnosti 36,5 GPa, která je kompromisem mezi shodou napětí na tenzometru *T3* a *T5* s numerickým modelem. Průběhy napětí jsou zobrazeny v příloze P1. Plnou čarou jsou zobrazeny hodnoty z experimentu, čárkovaně hodnoty z numerického modelu.

7.1.4.1. První fáze

Hodnoty napětí v místech tenzometrů jsou získány z rovnic (7.2) a (7.3), kde je použit modul pružnosti $E = 36,5 \text{ GPa}$.

Zatížení [kN/m ²]	<i>T1</i> [MPa]	<i>T2</i> [MPa]	<i>T3</i> [MPa]	<i>T4</i> [MPa]	<i>T5</i> [MPa]
2	-1,30	0,05	1,56	-0,23	-1,48
4	-2,20	-0,05	2,74	-0,46	-2,71
6	-2,98	-0,38	4,23	-0,67	-4,01
8	-3,72	-0,76	6,24	-1,18	-5,47
10	-4,69	-0,86	7,77	-1,43	-7,01
12	-5,37	-1,31	9,22	-1,57	-8,41
14	-5,97	-1,71	11,36	-1,54	-9,90
16	-6,36	-2,15	NaN	-2,07	-17,59
18	-6,09	-2,64	NaN	-3,12	-24,29
20	-5,68	-2,68	NaN	-4,86	-29,91
0	-0,19	-0,24	NaN	-1,44	-1,45

Tab. 13 Přepočtené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů *T1* – *T5* na napětí v první fázi

Zatížení [kN/m ²]	<i>T1</i> [MPa]		<i>T2</i> [MPa]		<i>T3</i> [MPa]		<i>T4</i> [MPa]		<i>T5</i> [MPa]	
	Abs.	Norm.	Abs.	Norm.	Abs.	Norm.	Abs.	Norm.	Abs.	Norm.
0	-1,58	0,00	-0,35	0,00	-6,15	0,00	-0,30	0,00	-1,29	0,00
2	-2,19	-0,61	-0,60	-0,25	-4,71	1,44	-0,59	-0,29	-2,76	-1,47
4	-2,77	-1,19	-0,84	-0,49	-3,27	2,88	-0,88	-0,58	-4,23	-2,94
6	-3,35	-1,77	-1,08	-0,73	-1,83	4,32	-1,17	-0,87	-5,71	-4,42
8	-3,94	-2,36	-1,31	-0,96	-0,39	5,76	-1,46	-1,16	-7,18	-5,89
10	-4,54	-2,96	-1,55	-1,20	1,06	7,21	-1,73	-1,43	-8,65	-7,36
12	-5,18	-3,60	-1,79	-1,44	2,50	8,65	-1,98	-1,68	-10,12	-8,83
14	-5,84	-4,26	-2,02	-1,67	3,94	10,09	-2,20	-1,90	-11,59	-10,30

Tab. 14 Hodnoty napětí z numerického modelu z pozic odpovídající tenzometrům *T1* – *T5*

Hodnoty napětí získané z numerického modelu odpovídají absolutní napjatosti v betonovém prvku. Aby je bylo možné srovnat s hodnotami naměřenými na tenzometrech, tak je nutné je normalizovat k nule. Protože již při nulovém zatížení jsou v numerickém modelu přítomna

napětí vzniklá od předpětí, která je nutno zredukovat. Při tlaku odpovídajícímu zatížení 14 kN/m^2 dosahuje napětí v pozici $T3$ hodnoty $3,93 \text{ MPa}$, což je více než normová pevnost betonu v tahu f_{cm} pro použitou třídu betonu C45/55, kde $f_{cm} = 3,8 \text{ MPa}$. Tomu odpovídá, že přibližně při tlaku odpovídajícímu zatížení 14 kN/m^2 se v experimentu objevila tahová trhlina v místě $T3$ a není již dále možné z tenzometru $T3$ odečítat hodnoty. Tato skutečnost způsobuje, že hodnoty zjištěné na numerickém modelu pro vyšší zatížení neodpovídají experimentu a není možné je dále použít ve vyhodnocování. Důvodem je, že v numerickém modelu není modelována limitní pevnost betonu v tahu a nedojde k přerušení prvků. Model se v tomto smyslu chová lineárně. Proto nejsou v tabulkách a grafech uvedeny hodnoty napětí a deformací pro tlak odpovídající zatížení vyšší než 14 kN/m^2 . Ze stejného důvodu není možné použít stejný numerický model pro vyhodnocení druhé zatěžovací fáze. Ale současně je tato úroveň zjednodušení v numerickém modelu přípustná, neboť dutinové panely, které jsou porušeny ohybem již dále neplní svoji funkci a není dovoleno je používat. Získaná experimentální data jsou i přes to přínosná, neboť vypovídají o maximální kapacitě únosnosti panelu porušeného ohybovou trhlinou uprostřed rozpětí.

Tlak odpovídající zatížení 14 kN/m^2 je vyšší než hodnota povolená výrobcem v podnikové normě [1], kde je uvedena horní hranice plošného zatížení pro modelovaný panel o hodnotě $10,43 \text{ kN/m}^2$.

Numerický model je detailně popsán v předcházející kapitole.

Z vyhodnocení první fáze prvního experimentu, jehož graf je v příloze P1, vyplývá, že chování numerického modelu je v rámci 5% odchylek napětí v pozicích odpovídajících tenzometrům $T3$ a $T5$ shodné s chováním skutečné dvojice panelů až do vzniku první trhliny při tlaku, který odpovídá zatížení 14 kN/m^2 . Protože se pohybujeme v lineární oblasti před vznikem trhlin a trhliny nejsou na panelech v praxi přípustné, tak shodný numerický model, zejména modul pružnosti $E = 36,5 \text{ GPa}$, může být dále použit ve druhém experimentu.

Napětí přepočtená v pozicích odpovídajících tenzometrům $T1$, $T2$ a $T4$ jsou odlišná od napětí z numerického modelu. Rozdíl je způsoben v modelu uložením, zmonolitňující zálivky a zalitím čel otvorů. V experimentu sice byla zmonolitňující zálivka přítomna a otvory čel byly zality, ale provedení nebylo dokonalé. Mezi betonem panelů a zálivkou vznikaly ještě před zatížením trhliny a zálivka tudíž nepřenášela napětí tak, jak bylo modelováno v numerických modelech. V případě, že byla v numerickém modelu použita zálivka a zalití otvorů, tak byly hodnoty napětí výrazně více odchýleny od experimentálně zjištěných hodnot. Z výše uvedených důvodů byla zálivka z numerického modelu pro výsledné hodnocení odstraněna. Možným řešením

rozdílů by byl komplexní model zálivky včetně kontaktů, ale ten nebyl proveden, protože z experimentu nebylo získáno dostatek dat pro definování kontaktu mezi zálivkou a panelem.

Pro vyhodnocení naměřených deformací (průhybů) z fáze 1 (Tab. 9) je použit graf, který je uveden v příloze P4. Z grafu vyplývá, že deformace z experimentu na střední linii na okrajích panelů – úchytkoměry w_4 a w_6 odpovídají deformacím odečteným z numerického modelu. Deformace ve středu panelu (úchytkoměr w_5) jsou v numerickém modelu větší než v experimentu. Rozdíl je způsoben nemodelováním mezipanelové zálivky, která výsledné deformace ovlivňuje. Byl ověřen i model obsahující zálivku a při něm byla deformace středu panelů nižší než na okrajích. V tomto modelu se panel se choval jako dokonale spojená deska a vykazoval vyšší deformace okrajů než středu. Tato skutečnost je v kontrastu s experimentem, kde je deformace středu větší než deformace okrajů. Z toho důvodu nebyla zmonolitňující zálivka modelována.

Deformace nad podporami jsou v numerickém modelu značně rozdílné od experimentu. Na okrajích jsou nižší a nad středem podpůrného IPE nosníku jsou vyšší než v experimentu. To je způsobeno, kromě nemodelování zalití otvorů v čelech panelů, zejména modelem podepření podpůrného IPE nosníku. Podepření je modelováno jako dokonalé kloubové podepření prostého nosníku. V experimentu byl ale podpůrný IPE nosník celou šířkou pásnice svařen s dalším IPE nosníkem, který tvoří stabilní podpůrnou konstrukci, viz. Obr. 39. Byl ověřen i model na kterém nebyl podpůrný IPE nosník podepřen kloubově, ale ve všech bodech, kde byl v experimentu přivařen k podpůrné konstrukci. Chování modelu s vetknutím bylo výrazně tužší a odpovídalo experimentu ještě méně. Správné by bylo modelovat vhodným způsobem polotuhé připojení, nebo dodělat celou podpůrnou konstrukci. Další možností je použít v experimentu správné kloubové uložení, tj. uložit podpůrné IPE na ocelovou kulatou tyč, která umožňuje natočení v podepření.

7.1.4.2. Druhá fáze

Naměřené hodnoty poměrných deformací v tenzometrech jsou přepočteny na napětí pomocí rovnic (7.2) a (7.3), kde je použit modul pružnosti $E = 36,5$ GPa. Přepočtená napětí jsou shrnuta v Tab. 15.

Zatížení [kN/m ²]	$T1$ [MPa]	$T2$ [MPa]	$T3$ [MPa]	$T4$ [MPa]	$T5$ [MPa]
0	-1,28	-0,39	NaN	-1,43	-1,91
5	-3,59	-0,11	NaN	-1,30	-5,27
8	-4,59	-0,45	NaN	-1,25	-7,15

10	-5,46	-1,00	NaN	-1,28	-9,82
12	-6,00	-1,56	NaN	-1,38	-13,71
14	-6,15	-2,00	NaN	-1,61	-17,19
16	-6,26	-2,33	NaN	-2,00	-21,98
18	-6,52	-2,64	NaN	-2,60	-25,35
20	-6,71	-2,78	NaN	-3,33	-28,52
22	-6,86	-2,88	NaN	-4,09	-31,08
24	-6,97	-2,82	NaN	-5,14	-34,01
26	-7,27	-2,70	NaN	-6,42	-36,63
28	-7,65	-2,62	NaN	-7,48	-40,04
30	-8,38	-2,61	NaN	-8,67	-45,23
32	-8,97	-2,59	NaN	-10,17	-51,63
33	-9,12	-2,50	NaN	-11,16	-59,08
34	-9,56	-2,38	NaN	-13,37	-71,56
35	-9,88	-2,21	NaN	-16,86	-83,28
36	-10,59	-2,07	NaN	-18,43	-84,92
36,4	-10,81	-1,89	NaN	-21,97	-83,75
10	-6,82	0,73	NaN	-4,34	-51,27
5	-4,64	0,83	NaN	-2,95	-39,39
0	-1,80	0,09	NaN	-1,84	-25,60

Tab. 15 Přepočtené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů T1 – T5 na napětí ve druhé fázi

Hodnoty z numerického modelu není možné srovnat s fází dva, protože ve fázi dva se rozvíjí ohybová trhlinka u spodního povrchu panelu uprostřed rozpětí. Veškeré tahové napětí od ohybu přenáší vysokopevnostní předpínací výztuž. Během zvyšování napětí dochází ke ztrátě soudržnosti mezi předpínací výztuží a betonem a tím se upravuje volná délka výztuže, která se může protahovat tak, aby nebyla překročena její pevnost v tahu. Předpínací výztuž tudíž odolala zvýšenému zatížení a v průběhu experimentu nedošlo k úplnému zborcení panelů.

Od tlaku, který odpovídá zatížení 34 kN/m² docházelo k prudkému nárůstu napětí a deformací (průhybu), až do dosažení maxima při tlaku odpovídajícímu zatížení 36 kN/m².

Maximální dosažené napětí v tlaku na horním povrchu 84,92 MPa je výrazně vyšší než charakteristická válcová pevnost betonu třídy C35/45 v tlaku $f_{ck} = 35$ MPa. Tohoto napětí nebylo v betonu panelů dosaženo, neboť současně docházelo k drcení horního povrchu panelů v tlaku, ale tenzometr t5 nebyl zničen a dále odcítal poměrnou změnu délky.

Graf průběhu napětí z fáze dva je uveden v příloze P5.

Deformace (průhyby) panelů jsou shrnuty v Tab. 11. Maximální deformace (průhyby) ve středu rozpětí panelů přesáhli maximální rozsah úchylkoměrů, který je 200 mm, proto je v tabulce místo čísla zapsáno NaN.

Graf průběhu deformací z fáze dva je uveden v příloze P6.

Vlivem prudkého nárůstu deformací docházelo i k postupné perforaci těsnící folie, tudíž během experimentu nedošlo k úplnému prolomení panelů a experiment musel být ukončen ve chvíli, kdy čerpadlo zajišťující podtlak již nezvládalo vyčerpávat vzduch zpod konstrukce.

7.2. Experiment 2 – Zatížení u podpory

Náplní druhého experimentu bylo postupné zatěžování desky vytvořené ze dvou předpjatých panelů, která je uložena na pružném podepření, Obr. 45, tj. ve stejné konfiguraci jako v prvním experimentu. Zatěžování probíhalo přikládáním betonových bloků o hmotnosti 200 nebo 55 kg na desku v blízkosti podpory. Cílem experimentu bylo ověření vzniku smykových napětí nad podporou při nerovnoměrném zatížení.

7.2.1. Popis experimentu

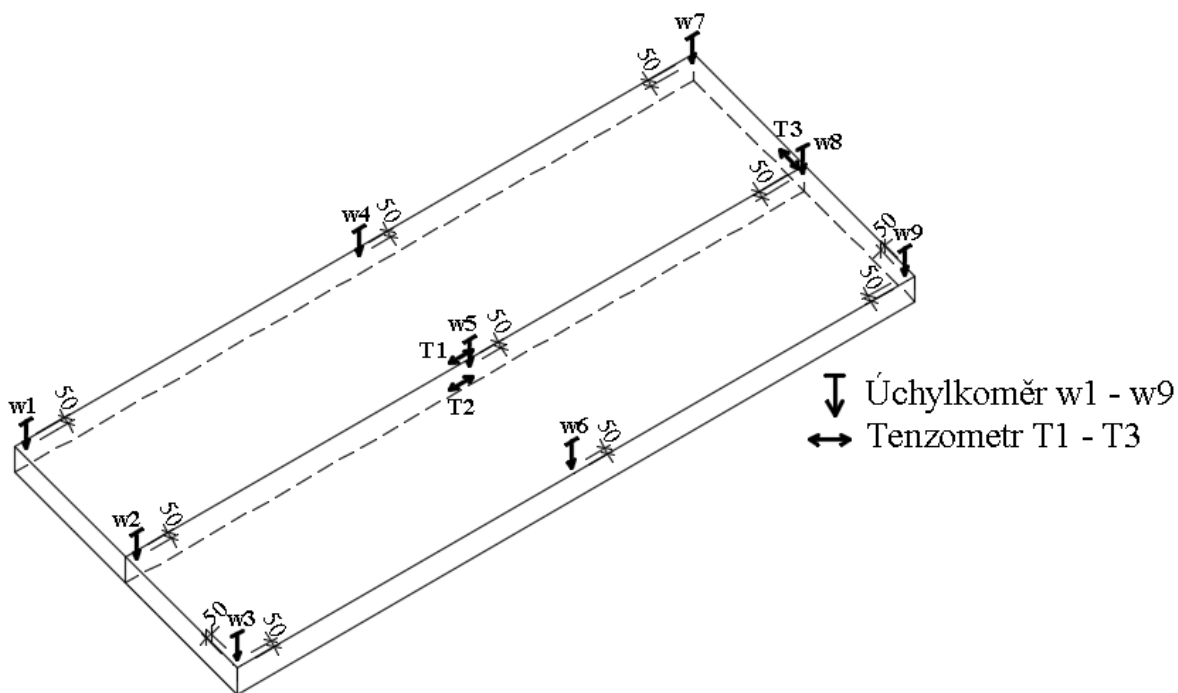
Na desku vytvořenou z dvojice předpjatých panelů uloženou na pružném podepření, tj. stejná konfigurace jako v prvním experimentu, jsou postupně ukládány betonové bloky z Obr. 46 do dvou řad a čtyř vrstev podle Obr. 47. Po naskládání bloků do dvou řad podle Obr. 47 bude celková hmotnost bloků na panelu 6220 kg. To lze přímo převést na náhradní liniové zatížení podle rovnice (7.4) $q_n = 24,6 \text{ kN/m}$ působící v linii ve vzdálenosti 0,6 m od pružné podpory.

$$q_m = \frac{m \cdot a}{l_{p,q}} = \frac{6020 \cdot 9,81}{2,4} = 24,6 \text{ kN/m} \quad (7.4)$$

kde:	q_n	Náhradní liniové zatížení
	m	Hmotnost bloků naskládaných na panelu ($m = 6020 \text{ kg}$)
	a	Tíhové zrychlení ($a = 9,81 \text{ m/s}^2$)
	$l_{p,q}$	Působící délka = šířka dvojice panelů ($l_p = 2,4 \text{ m}$)

Zatížení 24,6 kN/m se v průběhu experimentu ukázalo jako nedostatečné a přistoupilo se k přidání třetí řady betonových bloků směrem ke středu panelu, protože po přidání dvou řad bloků nedocházelo k viditelným deformacím nebo trhlinám. Cílem bylo získat ještě vyšší zatížení tak, aby se vyvodila smyková trhlina. Po přeskládání do tří řad bude celková hmotnost bloků 8220 kg, což vyvede podle rovnice (7.4) výsledné maximální liniové zatížení $q = 33,6 \text{ kN/m}$ působící v linii ve vzdálenosti 0,75 m od podpory. Více betonových bloků nebylo možno umístit na panel z důvodu prostorového omezení zkušebny, hlavně zdvihu jeřábu.

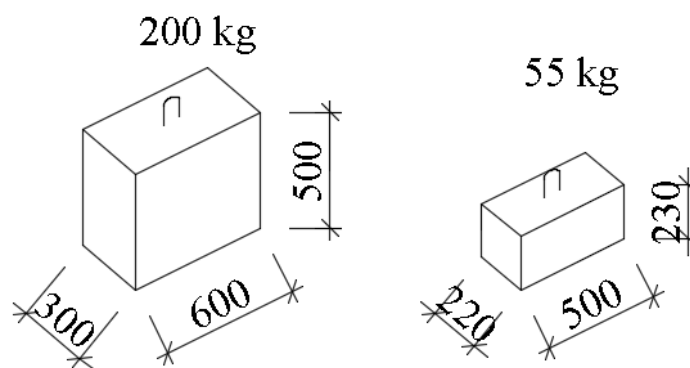
Pro měření výchylek je testovaná konstrukce osazena devíti digitálními úchylkoměry ID-C1050B Mitutoyo Japan (označeny $w1 - w9$) o maximální měřitelné výchylce 100 mm. Výchylky byly zaznamenány v intervalu 10 sekund. Poměrná deformace je měřena pomocí tří odporových tenzometrů. Tenzometry označené $T1$, $T2$ jsou typu 100/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,10$. Tenzometr označený $T3$ je typu 50/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,06$. Interval záznamu 2 sekundy. Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů je na Obr. 44.



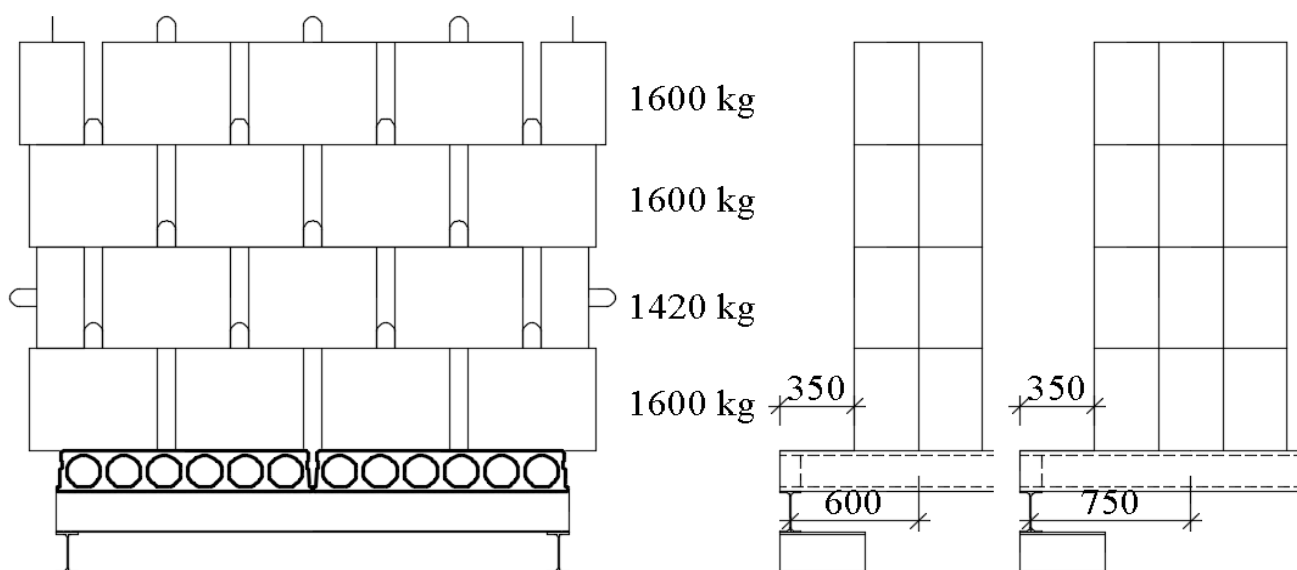
Obr. 44 Rozmístění úchylkoměrů druhého experimentu



Obr. 45 Fotografie sestavy druhého experimentu



Obr. 46 Zatěžovací bloky v druhém experimentu



Obr. 47 Zatěžovací bloky na desce

7.2.2. Průběh experimentu

Experiment proběhl 17.12.2014 od 9:15 do 11:15 ve zkušebně Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební VUT v Brně. V průběhu 1 hodiny a 13 minut byly na panely naskládány bloky do dvou řad o celkové hmotnosti 6220 kg. Poté proběhlo přeskládání do třetí řady a dorovnání na celkem 40 kusů 200 kg betonových bloků a 4 kusů 55 kg bloků o celkové hmotnosti 8220 kg. Celková doba experimentu byla 2 hodiny a 5 minut.

Naměřené poměrné deformace na tenzometrech a průhyby v úchylkoměrech byly očištěny o systematickou chybu označenou jako „ráz bloku“, která se projevila v měření následujícím ihned po uložení bloku na konstrukci. Náhodné chyby byly eliminovány dobou mezi ukládáním jednotlivých bloků, cca 2 minuty. Během této doby došlo k cca 12 měřením průhybů z nichž byla do dalšího vyhodnocení použita ustálená střední hodnota. Dále byla data očištěna o systematickou chybu, při které pracovník laboratoří vstupoval na konstrukci pro zajištění

správné pozice bloku při jeho ukládání na konstrukci. Data obsahující zmíněné chyby jsou ze souboru dat vyřazena.

Data v časovém rozmezí 1:26:28 a 1:31:39 jsou vyřazena z vyhodnocování, protože dochází k přesunu bloků z řady 2 do řady 3 při současném pohybu pracovníka laboratoří po desce a nelze spolehlivě určit zatížení působící na desku.

Po přidání každého zatěžovacího bloku byl v naměřených datech určen interval, kdy se nacházel na panelech zatěžovací blok bez vlivu pohybu pracovníka laboratoří po panelu a bez vlivu dynamického rázu po přiložení zatěžovacího bloku. Z každého intervalu byla určena reprezentativní hodnota průhybu. Po ustálení se v rámci intervalu hodnoty průhybů neměnily. Protože některé úchylkoměry nebyly před začátkem měření absolutně vynulovány, taky byly naměřené hodnoty průhybů očištěny k nule při zatížení 0 kg.

V Tab. 16 jsou uvedeny očištěné a přepočtené hodnoty průhybů pro zatížení s krokem 1000 kg. Hodnota NaN u úchylkoměru w_8 pro zatížení 1000 kg je způsobena chybou měření úchylkoměru. Úchylkoměr byl „zaseknutý“ a neodečítal žádné hodnoty. Tabulka průhybů pro každý zatěžovací krok, včetně časových intervalů je uvedena v příloze P7.

Zat. [kg]	w_1 [mm]	w_2 [mm]	w_3 [mm]	w_4 [mm]	w_5 [mm]	w_6 [mm]	w_7 [mm]	w_8 [mm]	w_9 [mm]
0	0,00	0,00	0,07	0,00	-0,02	-0,02	0,01	0,01	0,02
1000	0,01	0,06	0,02	0,24	0,29	0,25	0,09	NaN	0,20
2000	0,02	0,03	0,03	0,55	0,66	0,59	0,14	0,13	0,40
3000	0,02	0,07	0,06	0,87	1,14	1,00	0,21	0,33	0,72
4000	0,03	0,08	0,07	1,16	1,51	1,33	0,26	0,49	0,95
5000	0,03	0,07	0,08	1,41	1,80	1,67	0,32	0,62	1,11
6000	0,05	0,09	0,10	1,93	2,39	2,24	0,36	0,78	1,36
7000	0,05	0,11	0,11	2,30	2,91	2,69	0,40	0,94	1,60
8000	0,06	0,13	0,13	2,60	3,26	3,05	0,48	1,12	1,81
8220	0,06	0,13	0,13	2,65	3,33	3,11	0,49	1,17	1,85

Tab. 16 Naměřené hodnoty na úchylkoměrech $w_1 - w_9$ ve druhém experimentu

Naměřené hodnoty poměrných deformací tenzometrů jsou určeny na stejných intervalech, jako byly určeny hodnoty průhybů. Znalost časových intervalů pro přidávání jednotlivých zatěžovacích bloků z vyhodnocení průhybů se ukázala velmi důležitá, protože hodnoty poměrných deformací značně kolísaly a bez předem zjištěných časových intervalů by nebylo možné získat hodnoty ze správného časového intervalu. Důvodem pro značné kolísání je relativně malý přírůstek zatížení v každém kroku a občasný pohyb pracovníka laboratoří po panelech při usazování zatěžovacích bloků. Pro každý interval bylo zpracováno statistické vyhodnocení a průměrné hodnoty, včetně směrodatných odchylek jsou uvedeny v Tab. 17. Byl

proveden test na odlehle hodnoty a odlehle hodnoty byly ze statistického vyhodnocení vyloučeny.

Kompletní záznamy všech měření, tzv. „hrubá data“ jsou součástí datové přílohy disertační práce.

Zatížení [kg]	$T1$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$T1$ σ [-]	$T2$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$T2$ σ [-]	$T3$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$t3$ σ [-]
0	0,00	0,59	0,00	0,63	0,00	0,59
1000	-5,96	0,47	4,58	0,32	-1,63	0,41
2000	-11,73	0,64	11,65	0,45	-2,39	0,49
3000	-19,58	0,38	18,69	0,36	-3,01	0,40
4000	-26,40	0,93	24,54	0,65	-4,85	0,45
5000	-32,15	1,28	29,68	0,62	-6,60	0,74
6000	-42,00	0,36	42,99	0,31	-5,88	0,34
7000	-50,83	0,97	51,61	0,44	-8,23	3,19
8000	-56,54	0,63	56,25	0,46	-10,01	0,69
8220	-57,92	0,83	57,13	0,52	-11,32	0,56

Tab. 17 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T1 - T3$ včetně směrodatné odchytky σ ve druhém experimentu

7.2.1. Vyhodnocení druhého experimentu.

Poměrné deformace na tenzometrech jsou přepočteny podle rovnice (7.2) a (7.3) s modulem pružnosti $E = 36,5$ GPa na napětí v místech tenzometrů.

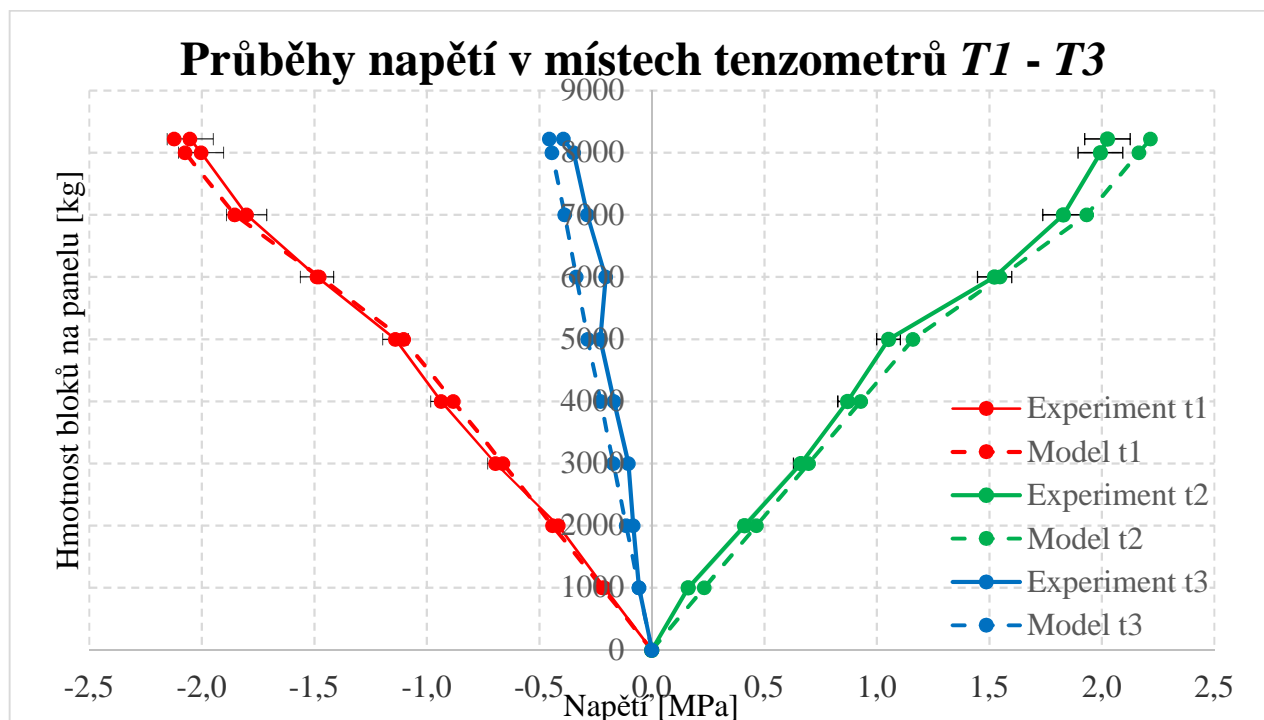
Hodnoty napětí získané z numerického modelu odpovídají absolutní napjatosti v betonovém prvku. Aby je bylo možné srovnat s hodnotami naměřenými na tenzometrech, tak je nutné je normalizovat k nule z důvodu existence počátečního stavu napjatosti na panelech bez zatížení.

Přepočtené hodnoty z tenzometrů a hodnoty z numerického modelu jsou shrnuty v Tab. 18 a graficky zobrazeny na Obr. 48. Plná čára reprezentuje hodnotu z experimentu, čárkovaná čára reprezentuje hodnotu z numerického modelu.

Zatížení [kg]	$T1$ exp. [MPa]	$T1$ model [MPa]	$T2$ exp. [MPa]	$T2$ model [MPa]	$T3$ exp. [MPa]	$T3$ model [MPa]
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1000	-0,21	-0,22	0,16	0,23	-0,06	-0,06
2000	-0,42	-0,44	0,41	0,46	-0,08	-0,11
3000	-0,69	-0,66	0,66	0,70	-0,10	-0,17
4000	-0,94	-0,88	0,87	0,93	-0,17	-0,23
5000	-1,14	-1,10	1,05	1,16	-0,23	-0,28
6000	-1,49	-1,48	1,52	1,55	-0,20	-0,34
7000	-1,80	-1,85	1,83	1,93	-0,29	-0,39
8000	-2,00	-2,07	1,99	2,17	-0,35	-0,44

8220 -2,05 -2,12 2,02 2,22 -0,39 -0,46

Tab. 18 Přepočtené hodnoty poměrných deformací v místech tenzometrů $T1 - T3$ na napětí včetně směrodatné odchylky ve druhém experimentu



Obr. 48 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných přetvoření z tenzometrů $T1 - T3$ z druhého experimentu a z numerického modelu 4

Z grafu průběhů napětí vyplývá dobrá shoda mezi experimentem a numerickým modelem, hlavně na tenzometrech $T1$ a $T2$. Je zjištělná i změna směrnice průběhu pro zatížení 6000 – 8000 kg, kde se přidávaly bloky do třetí řady a docházelo k posunu výslednice zatížení dále od podpory. Rozdíl na tenzometru $T3$ je způsoben nemodelováním mezipanelové zálivky a uložením podpůrného IPE nosníku. Stejný důvod jako u prvního experimentu.

V Tab. 19 jsou uvedeny hodnoty průhybu z numerického modelu v místech, která odpovídají umístění úchylkoměrů. Graficky jsou průběhy průhybů z Tab. 16 a Tab. 19 zobrazeny na grafu v příloze P8.

Zat. [kg]	$w1$ [mm]	$w2$ [mm]	$w3$ [mm]	$w4$ [mm]	$w5$ [mm]	$w6$ [mm]	$w7$ [mm]	$w8$ [mm]	$w9$ [mm]
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1000	0,02	0,11	0,02	0,31	0,46	0,31	0,06	0,00	0,07
2000	0,04	0,23	0,05	0,62	0,92	0,63	0,12	0,27	0,14
3000	0,06	0,34	0,07	0,93	1,38	0,94	0,18	0,54	0,21
4000	0,08	0,45	0,09	1,23	1,84	1,26	0,24	0,81	0,28
5000	0,09	0,57	0,11	1,54	2,30	1,57	0,30	1,08	0,35

6000	0,12	0,70	0,14	2,03	2,94	2,06	0,36	1,34	0,42
7000	0,15	0,84	0,18	2,51	3,58	2,55	0,43	1,60	0,49
8000	0,17	0,95	0,20	2,82	4,04	2,87	0,49	1,88	0,57
8220	0,17	0,98	0,20	2,89	4,15	2,94	0,51	1,94	0,58

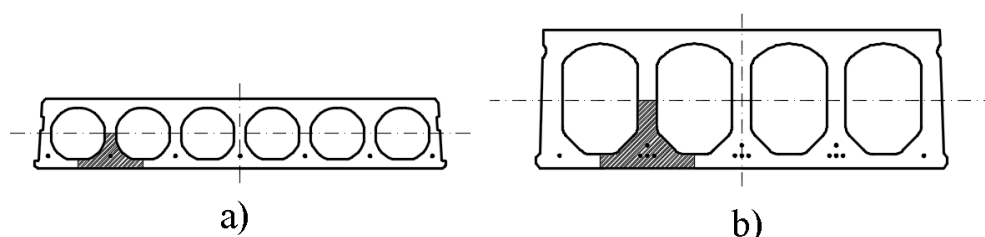
Tab. 19 Hodnoty průhybů na místech odpovídajících úchylkoměrům $w1 - w9$
z numerického modelu druhého experimentu

Z grafu v příloze P8 vyplývá, že deformace z numerického modelu neodpovídají deformacím z experimentu. Už deformace z experimentu pro úchylkoměr $w4$ a $w6$ jsou rozdílné, i když bylo očekáváno, že budou téměř shodné, tak jako v deformacích experimentu 1 pro úchylkoměry $w4$ a $w6$. Deformace nad vzdálenější podporou (úchylkoměry $w1$, $w2$ a $w3$) jsou v experimentu řádově poloviční ($w2$) až čtvrtinové ($w1$ a $w3$). Nejvíce proměnlivé jsou deformace nad vzdálenější podporou. Deformace na úchylkoměru $w7$ se v experimentu téměř shodují s numerickým modelem, ale deformace na úchylkoměru $w8$ jsou v experimentu řádově poloviční a na úchylkoměru $w9$ řádově trojnásobné oproti numerickému modelu. Toto chování naznačuje, že při experimentu došlo k „ujetí“ panelu v místě úchylkoměru $w9$ a podepření neodpovídalo podepření z numerického modelu. Jedním z důvodů je chybějící stabilizační fáze pro usazení panelů tak, jako v experimentu 1.

8. Porovnání analytických výpočtů s numerickými modely

Pro každý numerický model jsou provedeny celkem 4 výpočty napětí, nebo únosností podle vztahů definovaných v kapitole 3. Analyticky spočtené únosnosti jsou porovnány s hodnotami z numerických modelů.

První výpočet je podle kapitoly 3.1, vztahy (3.2) až (3.4). Analyticky je spočtena hodnota maximálního hlavního napětí v betonu v nejužším žebru na panelu na hraně podpory. Z numerického modelu jsou ze stejného žebra a ve stejném místě odečtena hodnoty normálového a smykového napětí a podle vztahu (3.2) jsou přepočtena na hlavní tahové napětí. Obě hlavní napětí jsou vzájemně porovnána. Výsek elementu žebra je na Obr. 49.

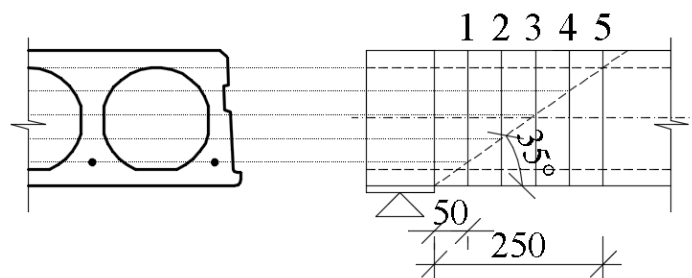


Obr. 49 Element žebra pro a) panel výšky 200 mm, b) panel výšky 400 mm

Druhý výpočet je proveden podle Walraven a Merx [13] (kapitola 3.2 a vztah (3.7)). Kde vypočtená smyková únosnost V_c je porovnávána se smykovou silou V_{Ed} na hraně krajní podpory.

Třetí výpočet je proveden podle EuroCode. Kapitola 3.2 a vztahu (3.7), ale bez kalibračního faktoru 0,75 a předpínací síla P je uvažována ve vzdálenosti $H/2$ od vnitřního kraje podpory.

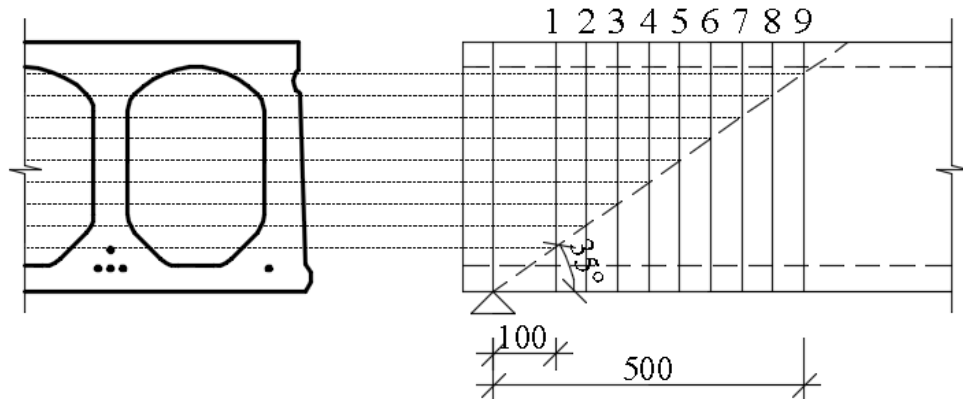
Čtvrtý výpočet je proveden podle Yangovy metody [15] (kapitola 3.3) v 5 uvažovaných řezech na modelech 1, 3 a 4. První řez začíná 50 mm od hrany podpory, následující řezy jsou rozděleny v kroku po 50 mm až do posledního řezu ve vzdálenosti 250 mm. Pozice řezů v podélném směru je zobrazena na Obr. 50.



Obr. 50 Uvažované řezy v panelu výšky 200 mm – model 1, 3 a 4

V modelu 2 je výpočet proveden v 9 uvažovaných řezech. První řez začíná 100 mm od teoretické podpory, následující řezy jsou rozděleny v kroku po 50 mm až do posledního řezu

ve vzdálenosti 500 mm. Krok 50 mm je použit z důvodu nutnosti shody řezů s uzly konečně-prvkové sítě v numerickém modelu. Pozice řezů v podélném směru je zobrazena na Obr. 51.



Obr. 51 Uvažované řezy v panelu výšky 400 mm – model 2 a 3

V poslední páté podkapitole je uvedeno shrnutí výsledků předchozích výpočtů.

8.1. Výpočet maximálního hlavního napětí v betonu

8.1.1. Výpočet normálového a smykového napětí

Dle vztahu (3.3) je spočteno normálové napětí v elementu žebra. V analytickém výpočtu je proveden výpočet všech parametrů, které vstupují do vztahu (3.3) přímo z geometrických charakteristik elementu žebra panelu a zatížení.

Předpínací síla P_x v elementu žebra je spočtena podle vztahu (8.1). Dosazení a výsledné předpínací síly pro jednotlivé modely jsou ověřeny v Tab. 20

$$P_x = \sigma_m \cdot A_p \quad (8.1)$$

kde: P_x Předpínací síla v elementu žebra
 σ_m Napětí od předpětí v lanech působících v elementu žebra
 A_p Plocha lan předpínací výztuže

Model	σ_m [MPa]	A_p [mm ²]	P_x [kN]
1	756,7	93	70,37
2	567,7	372	211,18
3	532,4	93	49,51
4	512,5	93	47,66

Tab. 20 Vypočtené hodnoty předpínací síly působící v elementu žebra

Ohybový moment působící na celý element je součet momentu od vlastní tíhy panelu a momentu od působícího zatížení podle vztahu (8.2) pro modely 1 a 3 – spojitě rovnoměrné

zatížení na celém horním povrchu panelů. Momenty samotné jsou určeny podle rovnice ohybové čáry (8.3) ve vzdálenosti 0,1 m od počátku panelu, tj. na hraně uvažované podpory (model 1 a 3), nebo přímým výpočtem (8.4), který vychází z jednoduchého staticky určitého modelu panelu pro osamělé zatížení (zatěžovací lavice ve vzdálenosti 1,2 m od čela panelu – model 2, betonové bloky s výslednicí 0,75 m od teoretické podpory – model 4).

$$M_y = M_{y,g} + M_{y,q(Q)} \quad (8.2)$$

kde: M_y Ohybový moment působící na element žebra

$M_{y,g}$ Ohybový moment od poměrné části vlastní tíhy panelu

$M_{y,q(Q)}$ Ohybový moment od poměrné části spojitěho, nebo osamělého zatížení na panelu

$$M_{y,g(q)} = \frac{g(q)}{2} \cdot (L \cdot x - x^2) \quad (8.3)$$

kde: $M_{y,g(q)}$ Ohybový moment ve vzdálenosti x od teoretické podpory od rovnoměrného spojitěho zatížení

g Poměrná vlastní tíha na element panelu

q Poměrné spojitě zatížení na element panelu

L Volná délka panelu mezi teoretickými podporami

x Vzdálenost místa výpočtu od teoretické podpory

$$M_{y,Q} = \frac{Q \cdot p \cdot x}{L} \quad (8.4)$$

kde: $M_{y,Q}$ Ohybový moment ve vzdálenosti x od teoretické podpory od osamělého zatížení

Q Poměrné osamělé zatížení na element panelu

p Vzdálenost působiště osamělé síly od protilehlé teoretické podpory

x Vzdálenost místa výpočtu od teoretické podpory

L Volná délka panelu mezi teoretickými podporami

Poměrné zatížení na elementu panelu je určeno z předpokladu lineárního rovnoměrného rozložení působícího zatížení v poměru mezi šířkou celého panelu a elementu. Poměr šířky panelu 1,2 m a šířky elementu 0,189 m je 0,158 (modely 1, 3 a 4) a poměr šířky panelu 1,2 m a šířky elementu 0,275 m je 0,229 (model 2). Výpočet momentu podle vztahu (8.2), (8.3) a (8.4) je shrnut v Tab. 21.

Model	g [kN/m]	$q(Q)$ [kN/m] ([kN])	L [m]	x [m]	p [m]	$M_{y,g}$ [kNm]	$M_{y,q(Q)}$ [kNm]	M_y [kNm]
1	0,75	1,98	6	0,1	-	0,22	0,58	0,80
2	1,25	67,58	8,9	0,1	7,75	0,55	5,88	6,43

3	0,47	2,65	5,9	0,1	-	0,13	0,77	0,90
4	0,47	6,49	5,9	0,1	5,05	0,13	0,56	0,69

Tab. 21 Vypočtené hodnoty ohybového momentu působícího v elementu žebra

Výpočet normálového napětí podle vztahu (3.3) je shrnut do Tab. 22.

Model	P_x [kN]	A [m ²]	e_p [m]	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	z [m]	σ_x [MPa]
1	70,37	0,00899	0,066	0,80	9,751E-05	0,103	-11,9
2	211,18	0,02401	0,154	6,43	1,029E-03	0,197	-13,8
3	49,51	0,00899	0,066	0,90	9,751E-05	0,103	-8,0
4	47,66	0,00899	0,066	0,69	9,751E-05	0,103	-7,9

Tab. 22 Vypočtené hodnoty normálového napětí působícího v elementu žebra

Smykové napětí τ_{xz} je spočteno podle vztahu (3.4). Působící smyková síla přepočtená na element žebra je určena podle vztahu (8.2), kde se místo ohybového momentu dosadí smyková síla. Od spojitě působícího zatížení je smyková síla určena podle vztahu (8.5) a pro osaměle působící zatížení je určena podle vztahu (8.6).

$$V_z = g(q) \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) \quad (8.5)$$

- kde: V_z Působící smyková síla přepočtená na element žebra
 g Poměrná vlastní tíha na element panelu
 q Poměrné spojitě zatížení na element panelu
 L Volná délka panelu mezi teoretickými podporami
 x Vzdálenost místa výpočtu smykové síly od teoretické podpory

$$V_z = \frac{Q \cdot p}{L} \quad (8.6)$$

- kde: V_z Působící smyková síla přepočtená na element žebra
 Q Poměrné osamělé zatížení na element panelu
 L Volná délka panelu mezi teoretickými podporami
 p Vzdálenost působiště osamělé síly od teoretické podpory

Výpočet smykové síly je shrnut do Tab. 23.

Model	g [kN/m]	$q(Q)$ [kN/m]([kN])	L [m]	x [m]	p [m]	$V_{z,g}$ [kN]	$V_{z,q(Q)}$ [kNm]	V_z [kNm]
1	0,75	1,98	6	0,1	-	2,17	1,94	4,12
2	1,25	67,58	8,9	0,1	7,75	5,43	58,85	64,27
3	0,47	2,65	5,9	0,1	-	1,33	2,61	3,94
4	0,47	6,49	5,9	0,1	5,05	1,33	5,56	6,88

Tab. 23 Vypočtené hodnoty smykové síly působící v elementu žebra

Výpočet výsledného smykového napětí působící v elementu žebra je shrnut do Tab. 24.

Model	V_z [kNm]	S_y [m ³]	I_y [m ⁴]	b_w [m]	τ_{xz} [MPa]
1	4,12	9,549E-04	9,751E-05	0,034	1,2
2	64,27	5,111E-03	1,029E-03	0,055	5,8
3	3,94	9,549E-04	9,751E-05	0,034	1,1
4	6,88	9,549E-04	9,751E-05	0,034	2,0

Tab. 24 Vypočtené hodnoty smykového napětí působícího v elementu žebra

8.1.2. Hlavní napětí v elementu panelu – analyticky

Hlavní napětí v elementu panelu je spočteno podle vztahu (3.2), kde jsou za normálové a smykové napětí dosazeny hodnoty spočtené analyticky v předchozí kapitole. Výpočet je shrnut do Tab. 25.

Model	σ_x [MPa]	τ_{xz} [MPa]	σ_I [MPa]
1	-11.9	1.2	12.0
2	-13.8	5.8	15.9
3	-8.0	1.1	8.2
4	-7.9	2.0	8.4

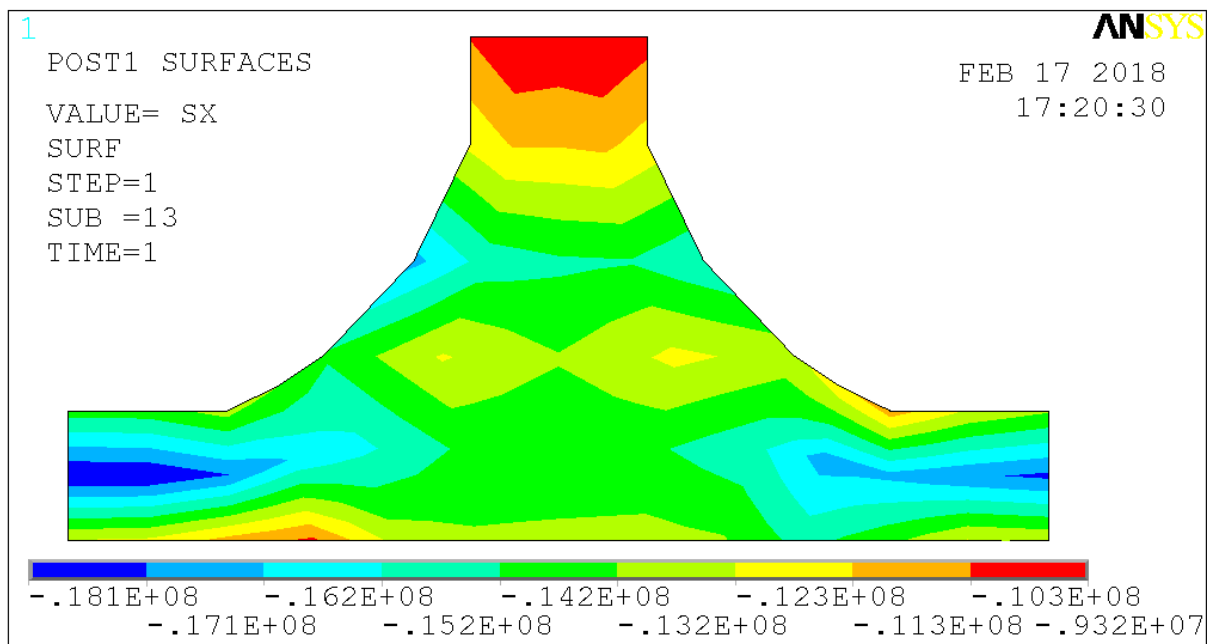
Tab. 25 Analyticky vypočtené hodnoty hlavního napětí působícího v elementu žebra

8.1.3. Hlavní napětí v elementu panelu – z napětí z modelů

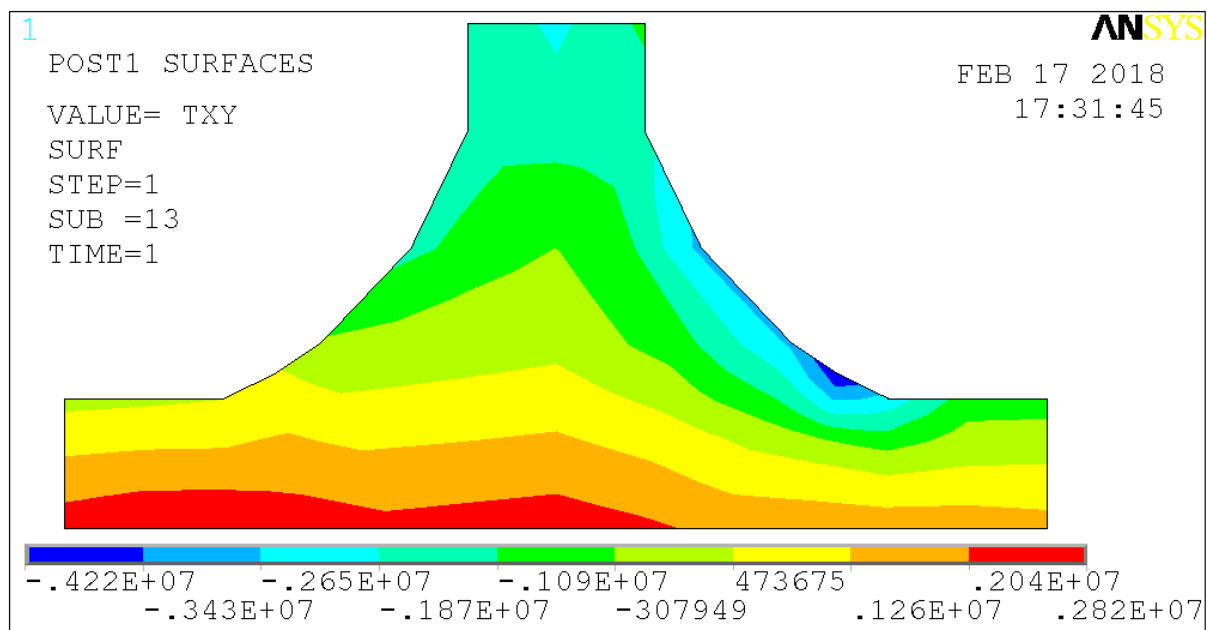
Hlavní napětí v elementu panelu je spočteno podle vztahu (3.2), kde jsou za normálové a smykové napětí dosazeny hodnoty zjištěné z numerickém modelu jako vážený průměr hodnot z napětíového pole na elementu žebra podle plochy. Napětíová pole pro model 1 jsou zobrazena na Obr. 52 a Obr. 53 a napětíová pole pro model 2 jsou zobrazena na Obr. 54 a Obr. 55. Napětíová pole pro model 3 jsou zobrazena na Obr. 56 a Obr. 57 a napětíová pole pro model 4 jsou zobrazena na Obr. 58 a Obr. 59. Výpočet je shrnut do Tab. 26.

Model	σ_x [MPa]	τ_{xz} [MPa]	σ_I [MPa]
1	-13.7	2.8	14.2
2	-9.1	-0.9	9.2
3	-4.2	-0.4	4.3
4	-4.1	-0.4	4.2

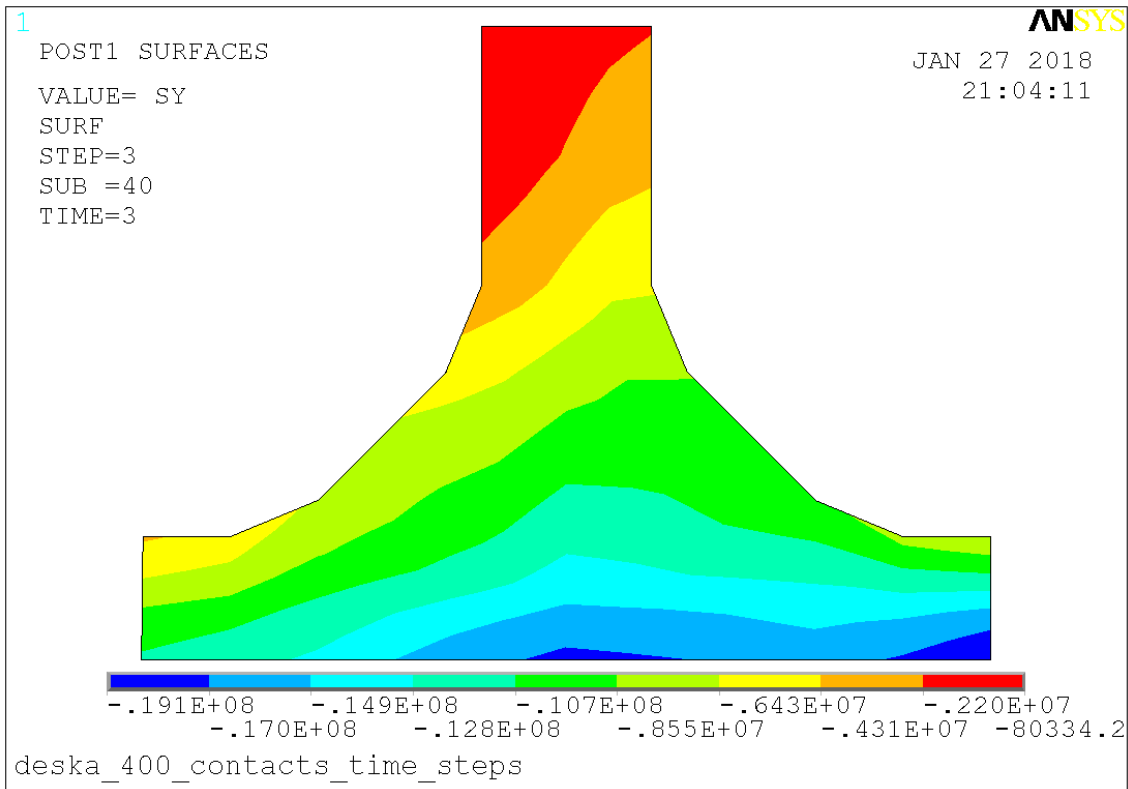
Tab. 26 Hodnoty hlavního napětí z numerického modelu působící v elementu žebra



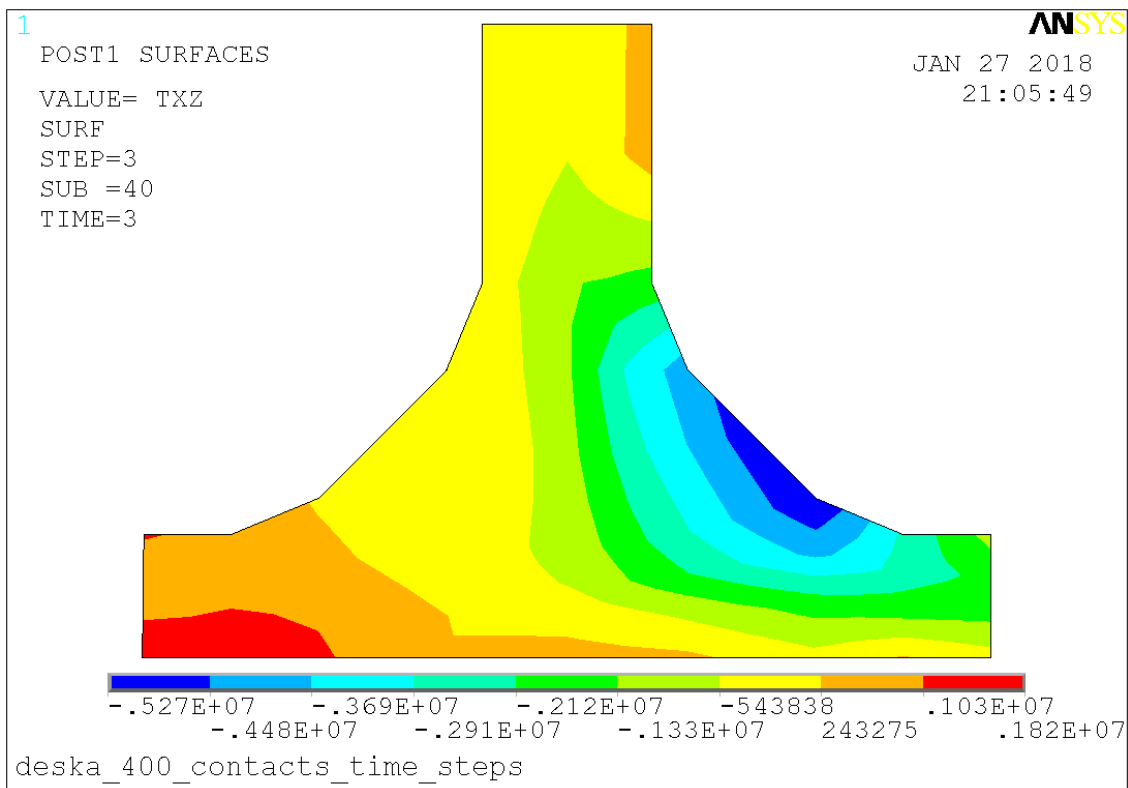
Obr. 52 Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 1



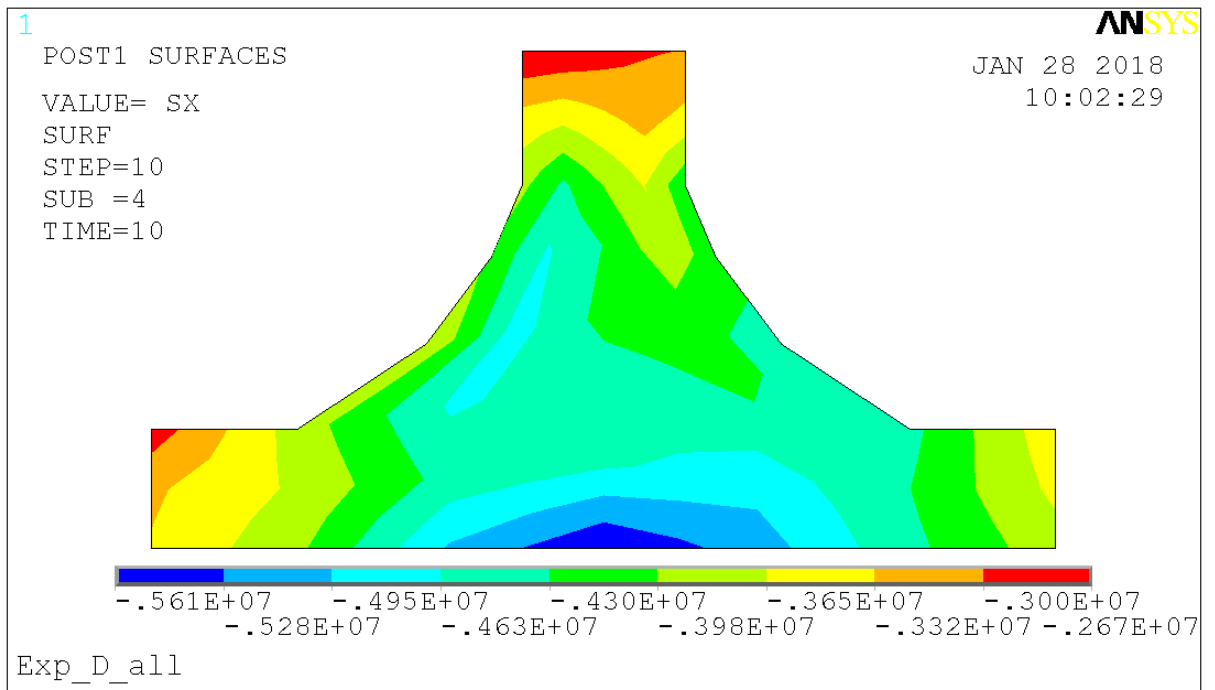
Obr. 53 Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 1



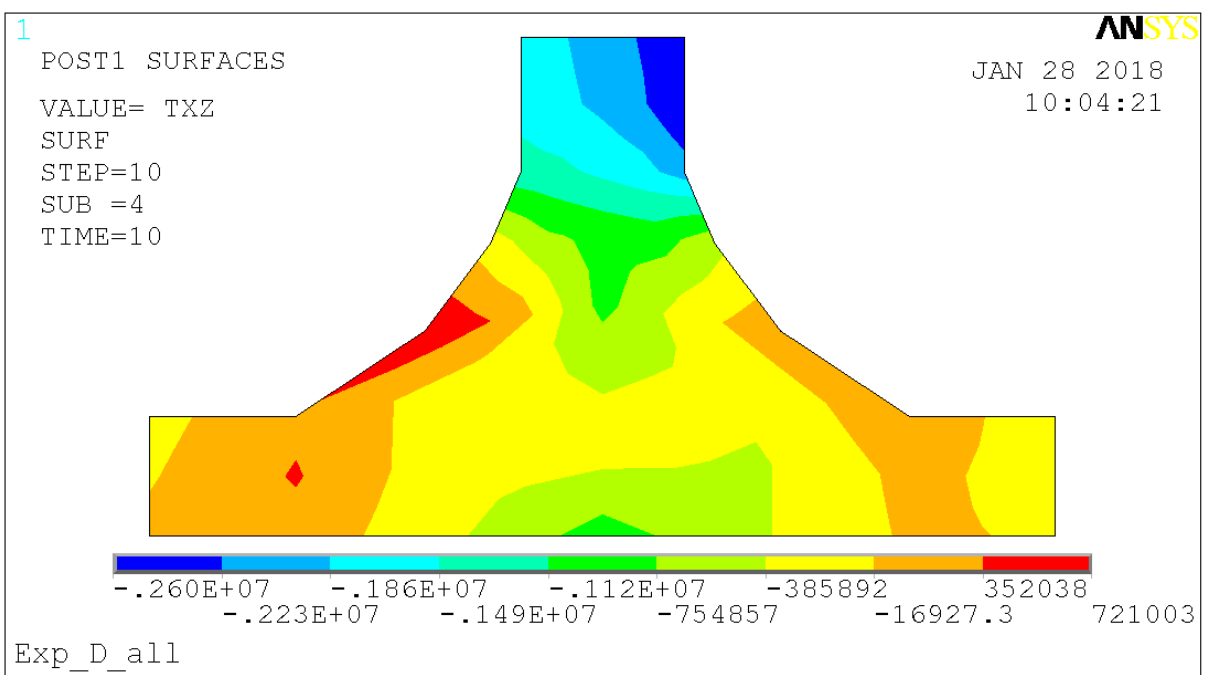
Obr. 54 Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 2



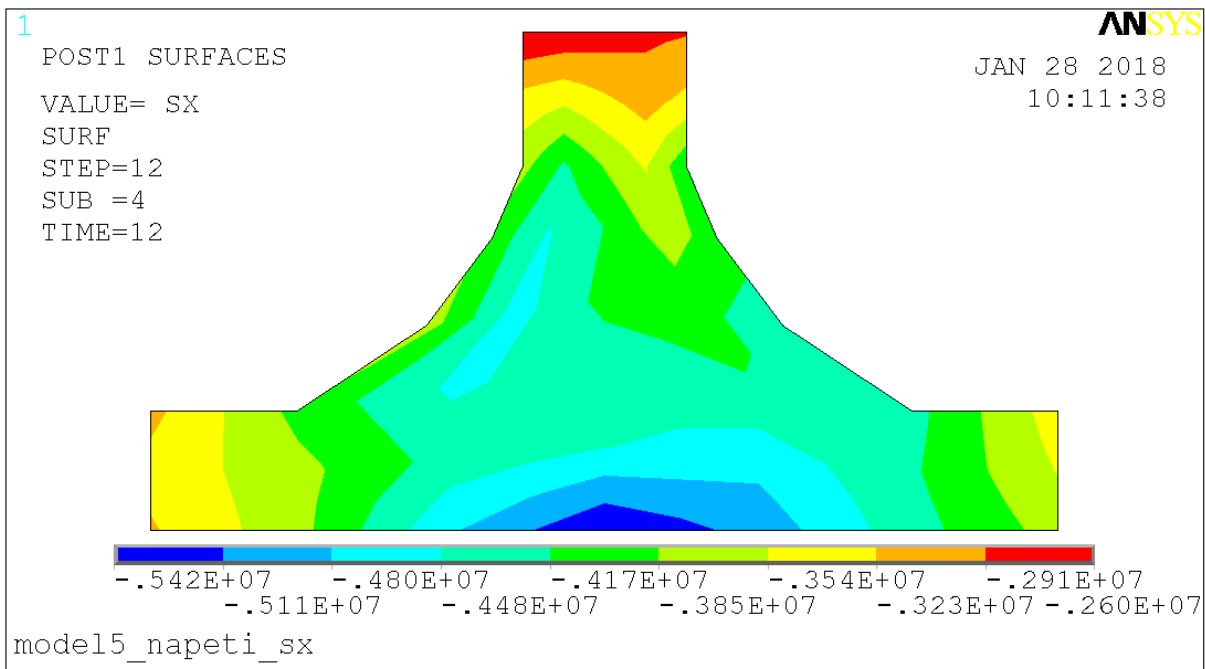
Obr. 55 Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 2



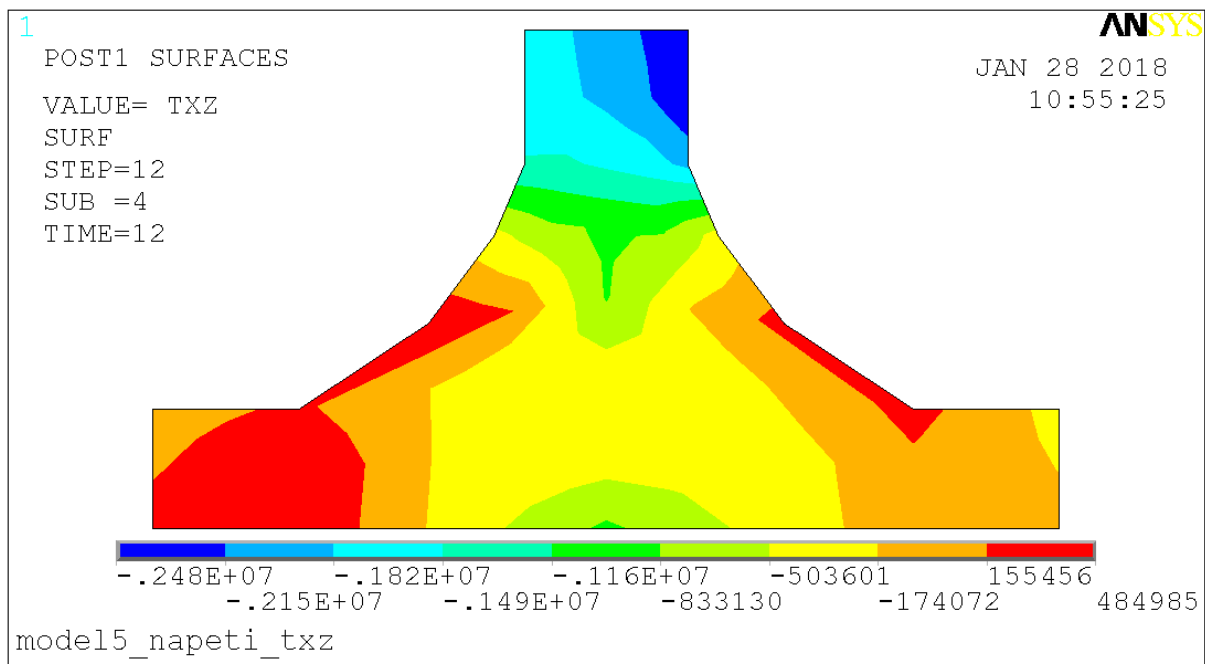
Obr. 56 Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 3



Obr. 57 Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 3



Obr. 58 Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 4

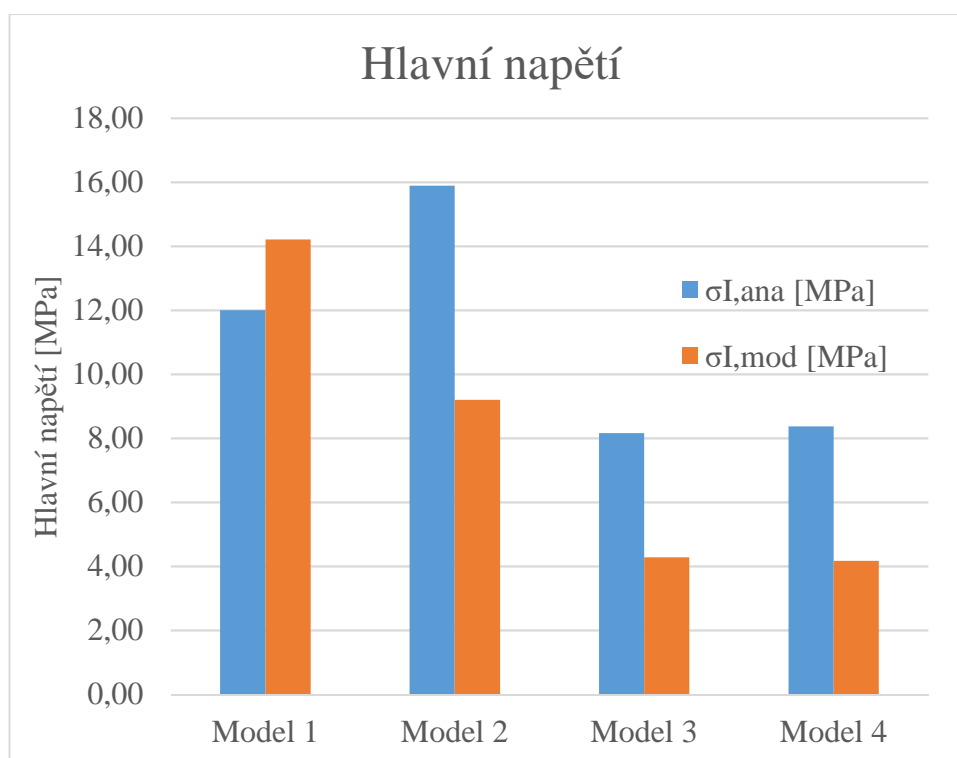


Obr. 59 Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 4

Srovnání analytických a modelových hlavních napětí je provedeno do Tab. 27 a v Obr. 60.

	Model	$\sigma_{I,ana}$ [MPa]	$\sigma_{I,mod}$ [MPa]	mod/ana [%]
Model 1	1	12,0	14,2	118 %
Model 2	2	15,9	9,2	58 %
Model 3	3	8,2	4,3	52 %
Model 4	4	8,4	4,2	50 %

Tab. 27 Analyticky vypočtené hodnoty hlavního napětí působícího v elementu žebra



Obr. 60 Porovnání hodnoty hlavního napětí na žeburu

Hodnoty hlavního napětí v betonu, které jsou vypočteny pomocí analytických rovnic jsou značně rozdílné od napětí, které jsou získány přímo z numerických modelů. Hlavním důvodem může být nezapočtení vlivu pružného podepření do analytických rovnic. Zatímco v numerickém modelu vliv pružného podepření je. V modelu 1 je modelováno 6 panelů vedle sebe, které jsou uloženy na pružný podpůrný ocelový IPE profil, což způsobuje vysokou koncentraci hlavního napětí do krajních žebor panelů, které jsou přímo nad podporami. V čelech panelů vzniká fiktivní nosník. Oproti tomu v modelu 2 jsou modelovány pouze 4 panely s pružným podepřením na betonovém nosníku. V čelech panelů nevzniká tak výrazný fiktivní nosník a hlavní napětí je nižší. A nakonec, v modelech 3 a 4, kde jsou pouze 2 panely, je hlavní napětí je nejnižší.

Hlavní napětí na modelu 1 dosahuje hodnoty 118 % napětí z analytického výpočtu. Kromě vlivu pružného podepření může být také důvodem, že v modelu 1 je modelováno plné spolupůsobení mezi panely přes mezipanelovou zálivku a přes zmonolitňující desku tloušťky 80 mm na povrchu panelů, která je vyztužena KARI sítí o průměru drátu 8 mm a s oky 200 mm.

Hlavní napětí na modelu 2 dosahuje pouze hodnoty 58 % napětí z analytického výpočtu. V tomto modelu je modelováno plné spolupůsobení panelů mezipanelovou zálivkou, ale modely neobsahují zmonolitňující desku na povrchu panelů.

Hlavní napětí pro modely 3 a 4 dosahuje hodnoty 52 % resp. 50 % napětí z analytického výpočtu. V těchto modelech není přítomna ani mezipanelová zálivka.

Z výše uvedeného je možné soudit, že největší vliv na hlavní napětí má samotné pružné podepření, jehož vliv není v analytických rovnicích vůbec zahrnut. Z toho důvodu se použití analytické metody pro výpočet hlavního napětí podle Roggendorfa [8] jeví problematické a pro konstrukce s pružným podepřením ho nedoporučuji.

8.2. Výpočet smykové síly podle Walraven a Mercx

Výpočet smykové únosnosti V_c je proveden podle vztahu (3.7) a shrnut do Tab. 28. Je uvažováno předpětí beze ztrát. Sloupec $V_{c,mod}$ obsahuje hodnoty smykové síly, které skutečně působily v numerickém modelu nad podporou.

Model	b_w [m]	I_y [m ⁴]	S_y [m ³]	f_{ct} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	V_c [kN]	$V_{c,mod}$ [kN]	$V_c/V_{c,mod}$ [%]
1	0,23	6,09E-04	6,04E-03	2,90	-4,48	81,91	37,55	46
2	0,29	4,48E-03	2,21E-02	3,50	-5,97	251,80	255,85	102
3	0,23	6,09E-04	6,04E-03	3,80	-4,93	101,96	50,40	49
4	0,23	6,09E-04	6,04E-03	3,80	-4,93	101,96	35,80	35

Tab. 28 Výpočet smykové únosnosti na modelech 1 – 4 podle Walraven a Mercx

Z hodnoty ve sloupci $V_c / V_{c,mod}$ vyplývá následující.

V modelu 1, který je zatížen rovnoměrným spojitým zatížením v hodnotě dovolené výrobcem panelů jako maximální dovolená, je dosaženo 46 % smykové únosnosti panelu a ke kolapsu panelu by došlo vyčerpáním ohybové únosnosti. Z hlediska smyku je model 1 vyhovující.

Model 2 je připraveny v konfiguraci, kde dojde k porušení panelů smykem, a protože smyková únosnost je zatížením vyčerpána ze 102 %, tak ke kolapsu panelů smykem opravdu dochází.

Model 3 je zatížen rovnoměrně spojitým zatížením a při využití 49 % smykové únosnosti se v experimentu objevila ohybová trhлина uprostřed rozpětí. Smyková únosnost nebyla vyčerpána a panel zkolaboval na ohyb při podobném využití smykové únosnosti jako model 1. Z porovnání $V_{c,mod}$ mezi modelem 1 a 3 vyplývá, že v hodnotě dovolené výrobcem je bezpečnostní rezerva.

Model 4 je zatížen zatížením v blízkosti podpory tak, aby došlo ke kolapsu panelu smykem, ale z prostorových důvodů zkušebny se nepodařilo zatížit panel natolik, aby se vyčerpala smyková odolnost. Při experimentu se dosáhlo pouze 35 % smykové únosnosti.

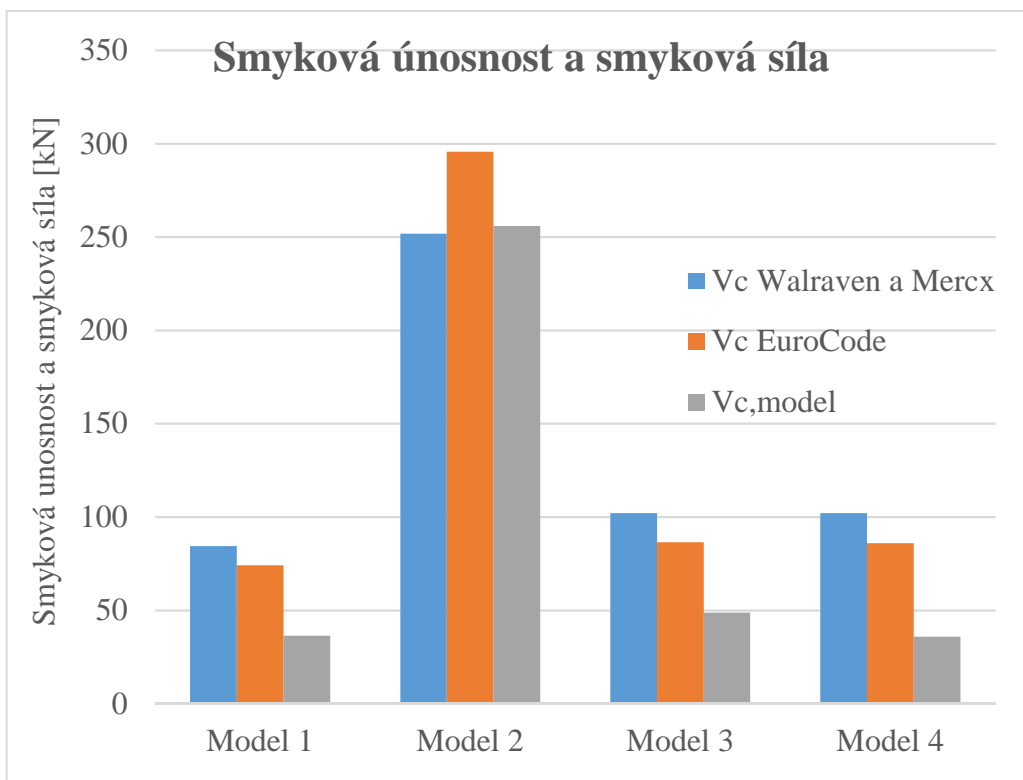
8.3. Výpočet smykové síly podle EuroCode

Pro výpočet podle EuroCode je použit vztah (3.7) bez kalibračního faktoru 0,75 a napětí pro určení předpínací síly je uvažováno ve vzdálenosti $H/2$ od vnitřního kraje podpory včetně ztrát předpětí. Výpočet je shrnut do Tab. 29.

Model	b_w [m]	I_y [m ⁴]	S_y [m ³]	f_{ct} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	V_c [kN]	$V_{c,mod}$ [kN]	$V_c/V_{c,mod}$ [%]
1	0,23	6,09E-04	6,04E-03	2,90	-3,14	74,08	36,30	49
2	0,29	4,48E-03	2,21E-02	3,50	-3,84	295,63	255,85	87
3	0,23	6,09E-04	6,04E-03	3,80	-2,48	86,49	48,72	56
4	0,23	6,09E-04	6,04E-03	3,80	-2,39	85,87	35,80	42

Tab. 29 Výpočet smykové únosnosti na modelech 1 – 4 podle EuroCode

Smyková únosnost spočtená podle EuroCode je vyšší pro panely výšky 400 mm než ve výpočtu dle Walraven a Mercx. Naproti tomu smyková únosnost panelů výšky 200 mm je nižší.



Obr. 61 Porovnání smykové únosnosti a smykové síly na modelech

Z porovnání smykové únosnosti určené podle Walraven a Mercx a podle EuroCode vyplývá, že nejlepší shody s experimentálními výsledky dosahuje výpočet podle Walraven a Mercx. Pro model 2 je shoda prakticky úplná a výpočet správně určil hodnotu smykové síly při níž dojde k porušení panelů smykem uložených na pružném podepření. Pro zbývající modely 1, 3 a 4 je vypočtená smyková únosnost řádově dvojnásobná než smyková síla, modely 1 a 3 se porušily ohybovým namáháním. To odpovídá informacím od výrobce panelů, podle nějž je pro panely

ohybové namáhání při rovnoměrném zatížení dominantním. Extrémní případ, kde rozhoduje smykové namáhání byl ověřen v modelu 2, kde došlo ke smykovému porušení ve shodě s výsledky výpočtu podle Walraven a Mercx. Z výše uvedeného doporučuji výpočet dle Walraven a Mercx pro určení smykové únosnosti panelů výšky 400 mm. Pro výšku panelu 200 mm nelze vybrat vhodnější metodu, protože nedošlo k smykovému porušení. Výpočet podle EuroCode je na straně bezpečné.

8.4. Výpočet smykového napětí podle Yanga

Výpočet smykového napětí τ_{xz} podle Yanga je proveden v řezech uvedených na Obr. 50 a na Obr. 51.

Působící smykové síly potřebné ve vztahu (3.8) jsou určeny pro model 3 ze vztahu (8.5) a pro model 2 a 4 ze vztahu (8.6) v příslušném řezu o příslušné x-ové souřadnici. V extrémním řezu je porovnáno analyticky vypočtené smykové napětí se smykovým napětím z numerických modelů z panelů na pevném a pružném podepření. Pro pevné podepření je očekávána shoda s výpočtem podle Yanga, pro pružné podepření jsou očekávány rozdílné výsledky. Právě z rozdílu v průběhu smykového napětí v extrémním řezu mezi modelem na pružném a pevném podepření je získán přímo vliv pružného podepření na rozložení smykového napětí.

8.4.1. Model 1

Výpočet není proveden pro model 1, protože model 1 byl vytvářen klasickým způsobem v grafickém prostředí programu ANSYS bez použití příkazových souborů. Nyní není možné provést úpravu modelu a vložit dalšího zatěžovacího stavu pro modelování plného zatížení na pevných podporách. Proto není smykové napětí podle Yanga pro model 1 spočteno.

8.4.2. Model 2

Smykové napětí v modelu 2 je spočteno pro řezy od 0,1 m do 0,5 m po 0,05 m. Nejvyšší hodnoty napětí τ_{xz} je dosaženo v řezu 2 ve vzdálenosti 0,15 m od čela panelu. Konkrétně $\tau_{xz} = 2,10$ MPa.

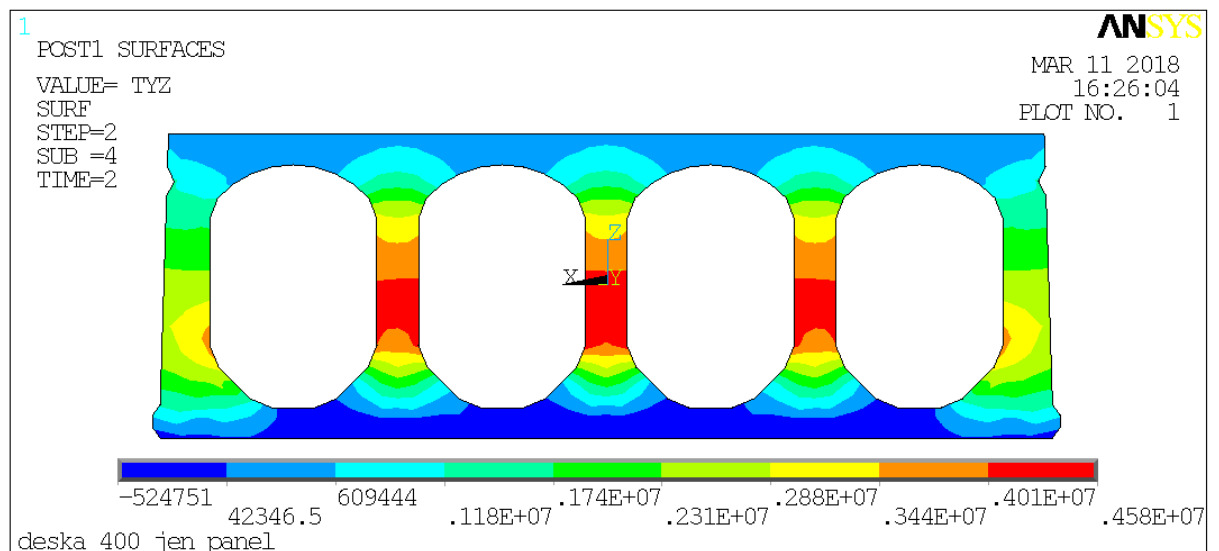
Řez	g [kN/m]	Q [kN]	L [m]	x [m]	p [m]	$V_{z,g}$ [kN]	$V_{z,Q}$ [kNm]	V_z [kNm]
1	5,45	295,10	8,9	0,1	7,75	23,71	256,97	280,68
2	5,45	295,10	8,9	0,15	7,75	23,43	256,97	280,40
3	5,45	295,10	8,9	0,2	7,75	23,16	256,97	280,13
4	5,45	295,10	8,9	0,25	7,75	22,89	256,97	279,86
5	5,45	295,10	8,9	0,3	7,75	22,62	256,97	279,59
6	5,45	295,10	8,9	0,35	7,75	22,34	256,97	279,31

7	5,45	295,10	8,9	0,4	7,75	22,07	256,97	279,04
8	5,45	295,10	8,9	0,45	7,75	21,80	256,97	278,77
9	5,45	295,10	8,9	0,5	7,75	21,53	256,97	278,50

Tab. 30 Výpočet smykové síly V_z pro model 2

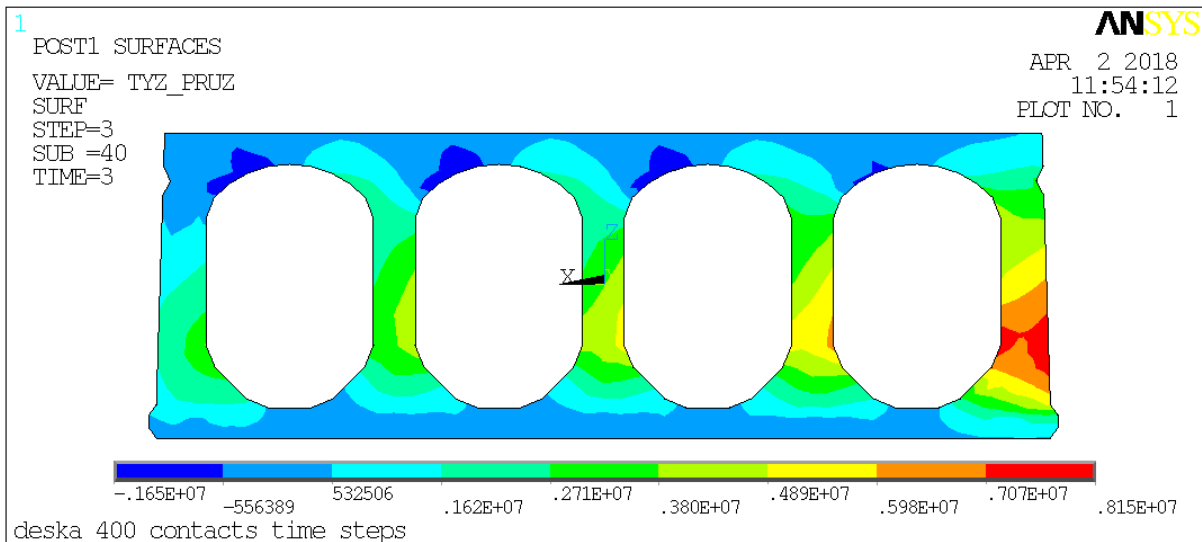
Řez	$\sum b_{w,i}$ [m]	A_{cp} [m ²]	A [m]	$S_{cp,y}$ [m ³]	e [m]	I_y [m ⁴]	dP/dx [kN]	V_z [kN]	τ_{xz} [MPa]
1	0,575	0,1492	0,2180	8,22E-03	0,161	4,48E-03	759	280,68	1,41
2	0,320	0,1339	0,2180	5,63E-03	0,161	4,48E-03	779	280,40	2,10
3	0,291	0,1235	0,2180	4,33E-03	0,161	4,48E-03	798	280,13	2,06
4	0,287	0,1134	0,2180	3,23E-03	0,161	4,48E-03	819	279,86	1,86
5	0,285	0,1033	0,2180	2,30E-03	0,161	4,48E-03	838	279,59	1,66
6	0,283	0,0934	0,2180	1,56E-03	0,161	4,48E-03	859	279,31	1,47
7	0,281	0,0835	0,2180	1,02E-03	0,161	4,48E-03	878	279,04	1,31
8	0,356	0,0730	0,2180	7,02E-04	0,161	4,48E-03	897	278,77	0,90
9	0,740	0,0551	0,2180	4,14E-04	0,161	4,48E-03	918	278,50	0,33

Tab. 31 Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 2



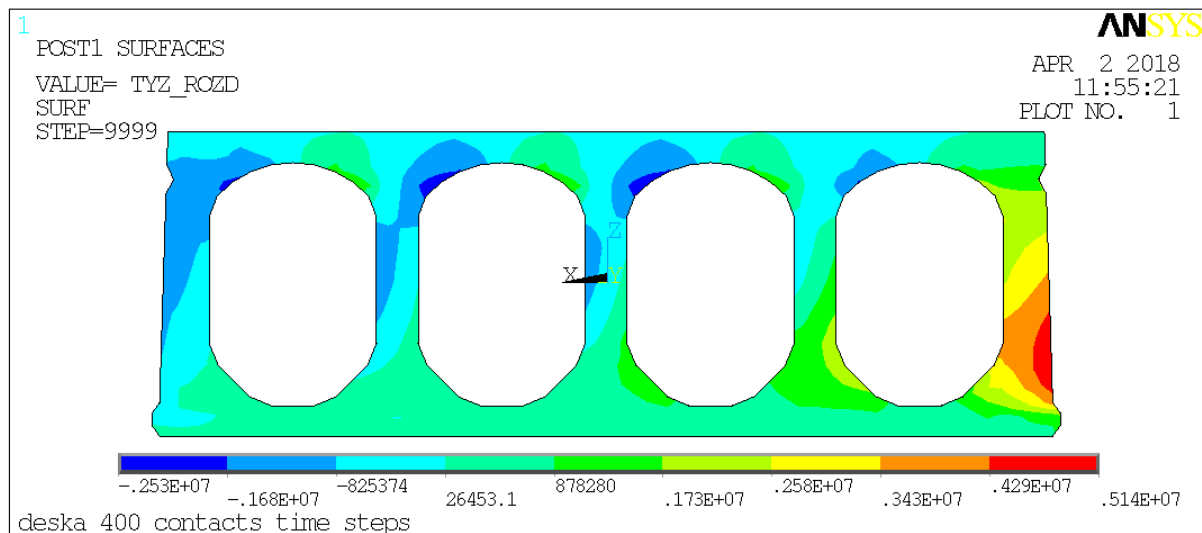
Obr. 62 Smykové napětí v modelu 2 na pevném podepření

Extrémní hodnota smykového napětí v modelu 2 na pevném podepření je 4,58 MPa, které se dle předpokladů koncentruje v vnitřních žebrech panelu. Průměrná hodnota smykového napětí na celé ploše panelu je 2,37 MPa, tj. 113 % hodnoty napětí podle Yanga. Rozložení smykových napětí je zobrazeno na Obr. 62 a Obr. 63.



Obr. 63 Smykové napětí v modelu 2 na pružném podepření

Pro pružné podepření (Obr. 64) je extrémní hodnota smykového napětí 8,15 MPa a napětí je koncentrováno v krajním žeburu. Průměrná hodnota smykového napětí je ale pouze 1,66 MPa.



Obr. 64 Rozdíl smykového napětí v modelu 2 mezi pevným a pružným podepřením

Z Obr. 64, kde je zobrazen pouze vliv pružného podepření, vyplývá, že pružné podepření v modelu 2, kde jsou modelovány čtyři panely vedle sebe, se projevuje koncentrací smykového napětí v krajním žeburu a snížením napětí ve vnitřních žebrech. Důvodem je vznik fiktivního nosníku v čelech panelů.

8.4.3. Model 3

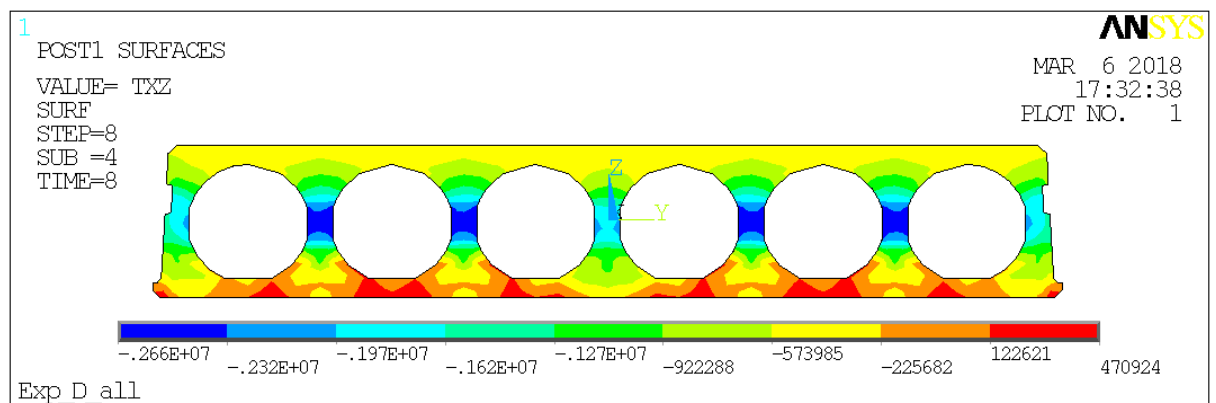
Řez	g [kN/m]	q [kN/m]	L [m]	x [m]	$V_{z,g}$ [kN]	$V_{z,q}$ [kNm]	V_z [kNm]
1	2,95	16,80	5,9	0,1	8,39	16,52	24,91

2	2,95	16,80	5,9	0,15	8,25	16,37	24,62
3	2,95	16,80	5,9	0,2	8,10	16,23	24,33
4	2,95	16,80	5,9	0,25	7,95	16,09	24,04
5	2,95	16,80	5,9	0,3	7,80	15,95	23,75

Tab. 32 Výpočet smykové síly V_z pro model 3

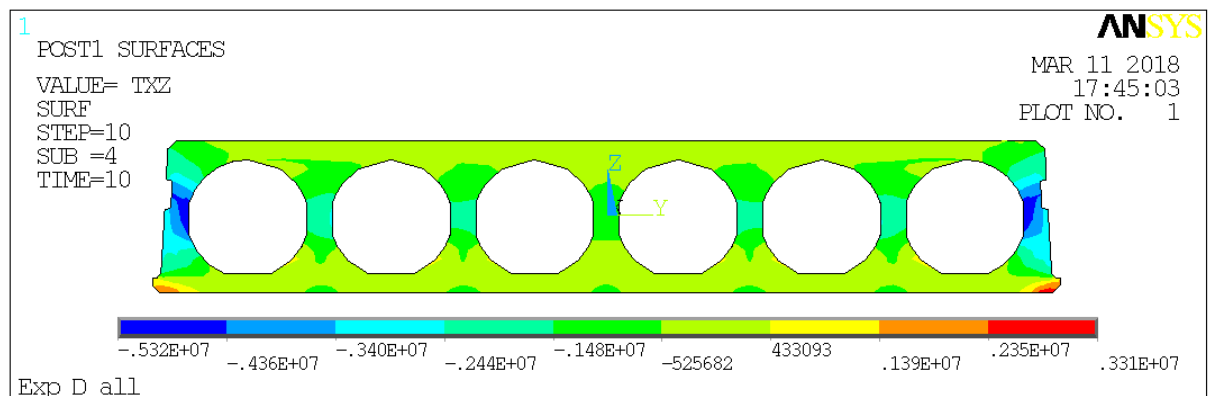
Řez	$\sum b_{w,i}$ [m]	A_{cp} [m ²]	A [m]	$S_{cp,y}$ [m ³]	e [m]	I_y [m ⁴]	dP/dx [kN]	V_z [kN]	τ_{xz} [MPa]
1	0,590	0,0811	0,1178	9,55E-04	0,066	6,09E-04	300	24,91	0,36
2	0,267	0,0671	0,1178	9,39E-04	0,066	6,09E-04	308	24,62	0,68
3	0,234	0,0587	0,1178	5,40E-04	0,066	6,09E-04	315	24,33	0,68
4	0,346	0,0497	0,1178	3,40E-04	0,066	6,09E-04	322	24,04	0,40
5	1,157	0,0288	0,1178	1,19E-04	0,066	6,09E-04	330	23,75	0,07

Tab. 33 Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 3



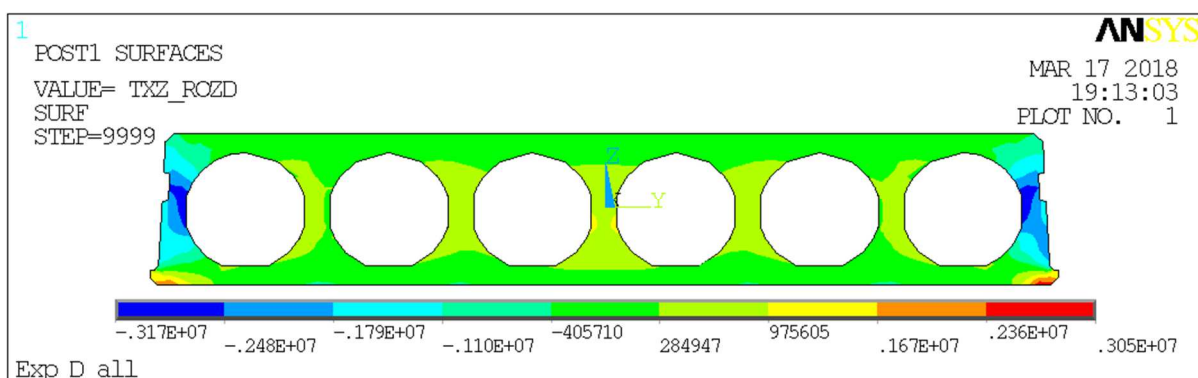
Obr. 65 Smykové napětí v modelu 3 na pevném podepření

Pro model 3 byl proveden stejný výpočet, jako pro model 2. Extrémní napětí se projevilo v řezu ve vzdálenosti 0,15 m od čela panelu $\tau_{xz} = 0,56$ MPa. Na numerickém modelu na pevném podepření (Obr. 65) se dosáhlo průměrného smykového napětí 0,57 MPa a extrémního smykového napětí 2,66 MPa, které je koncentrováno ve vnitřních žebrech.

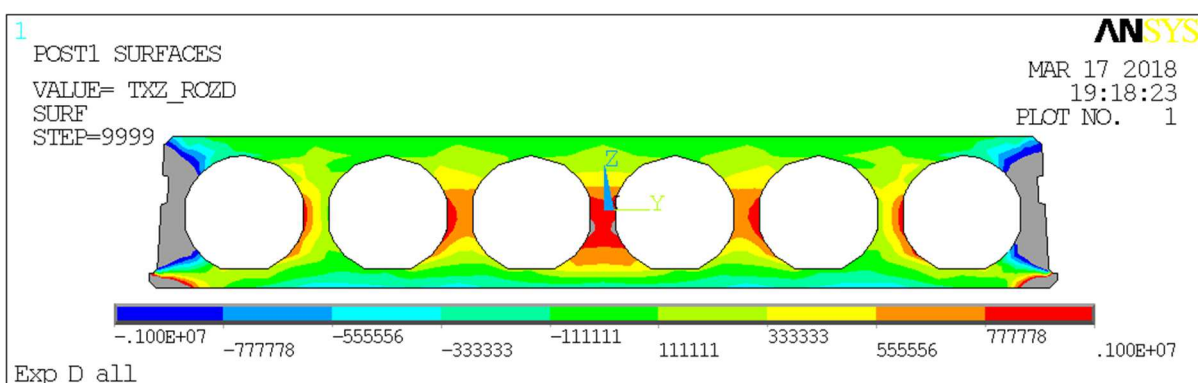


Obr. 66 Smykové napětí v modelu 3 na pružném podepření

Při pružném podepření se napětí přerozdělí do krajních žebek (Obr. 66). důvodem je že v místě krajních žebek je panel uložen na podpurném nosníku. Tím vzniknou kontaktní body, do kterých se koncentruje smykové napětí.



Obr. 67 Rozdíl smykového napětí v modelu 3 mezi pevným a pružným podepřením



Obr. 68 Rozdíl smykového napětí v modelu 3 mezi pevným a pružným podepřením s omezením extrémů ± 1 MPa

Při odečtení obrazců rozložení napětí na pevném a pružném podepření je vidět, že ve středních žebrech došlo k poklesu napětí a v krajních ke zvýšení. Průběh z Obr. 68 plně vystihuje vliv pružného podepření.

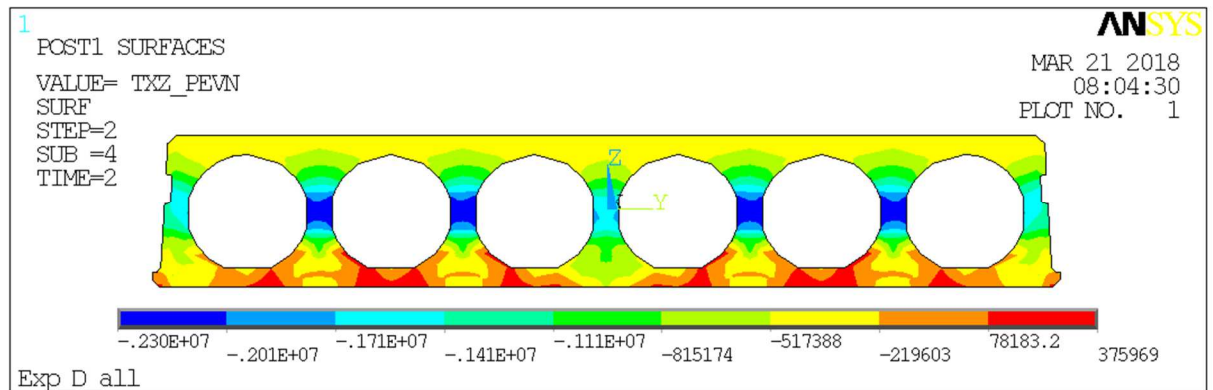
8.4.4. Model 4

Řez	g [kN/m]	Q [kN]	L [m]	x [m]	p [m]	$V_{z,g}$ [kN]	$V_{z,Q}$ [kNm]	V_z [kNm]
1	2,95	41,10	5,9	0,1	5,05	8,39	35,18	43,57
2	2,95	41,10	5,9	0,15	5,05	8,25	35,18	43,42
3	2,95	41,10	5,9	0,2	5,05	8,10	35,18	43,28
4	2,95	41,10	5,9	0,25	5,05	7,95	35,18	43,13
5	2,95	41,10	5,9	0,3	5,05	7,80	35,18	42,98

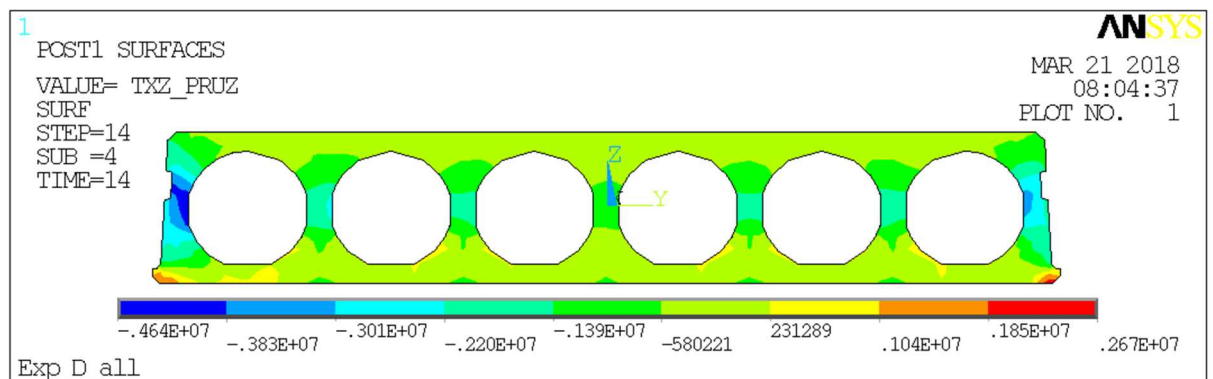
Tab. 34 Výpočet smykové síly V_z pro model 4

Řez	$\sum b_{w,i}$ [m]	A_{cp} [m ²]	A [m]	$S_{cp,y}$ [m ³]	e [m]	I_y [m ⁴]	dP/dx [kN]	V_z [kN]	τ_{xz} [MPa]
1	0,590	0,0811	0,1178	9,55E-04	0,066	6,09E-04	290	43,57	0,40
2	0,267	0,0671	0,1178	9,39E-04	0,066	6,09E-04	297	43,42	0,77
3	0,234	0,0587	0,1178	5,40E-04	0,066	6,09E-04	304	43,28	0,74
4	0,346	0,0497	0,1178	3,40E-04	0,066	6,09E-04	312	43,13	0,42
5	1,157	0,0288	0,1178	1,19E-04	0,066	6,09E-04	319	42,98	0,07

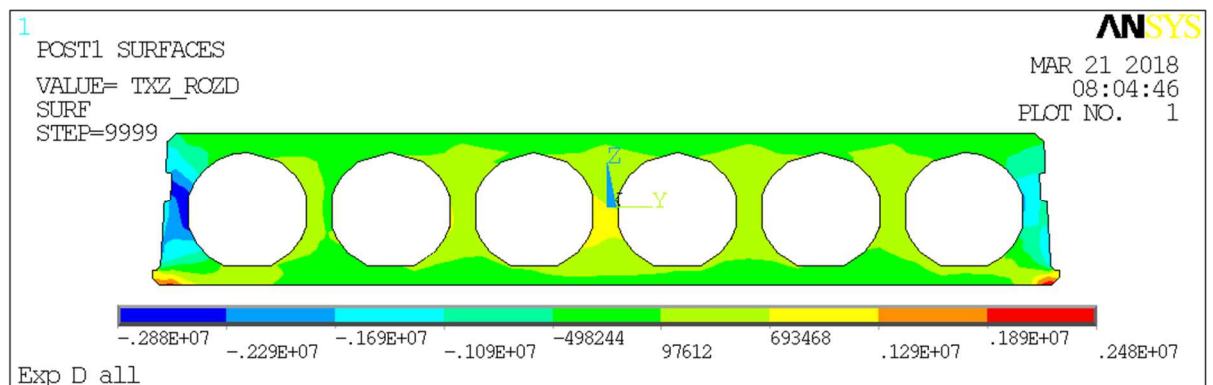
Tab. 35 Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 4



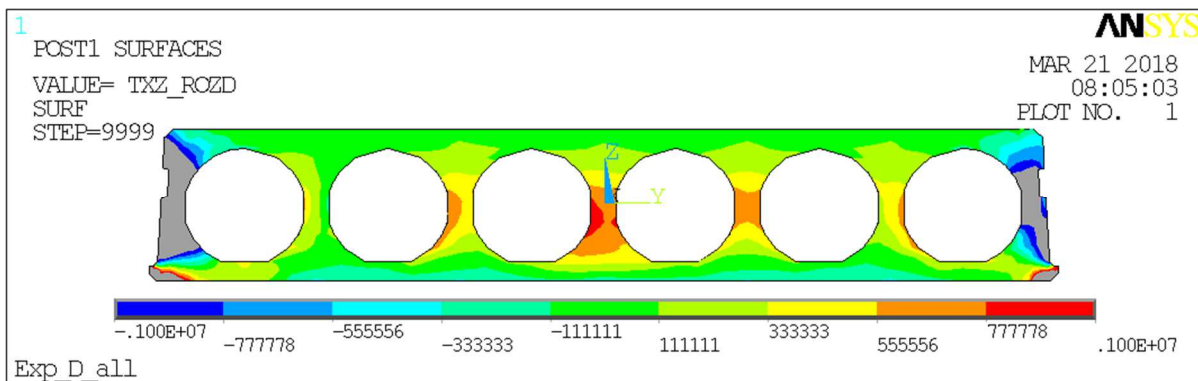
Obr. 69 Smykové napětí v modelu 4 na pevném podepření



Obr. 70 Smykové napětí v modelu 4 na pružném podepření



Obr. 71 Rozdíl smykového napětí v modelu 4 mezi pevným a pružným podepřením



Obr. 72 Rozdíl smykového napětí v modelu 4 mezi pevným a pružným podepřením s omezením extrémů ± 1 MPa

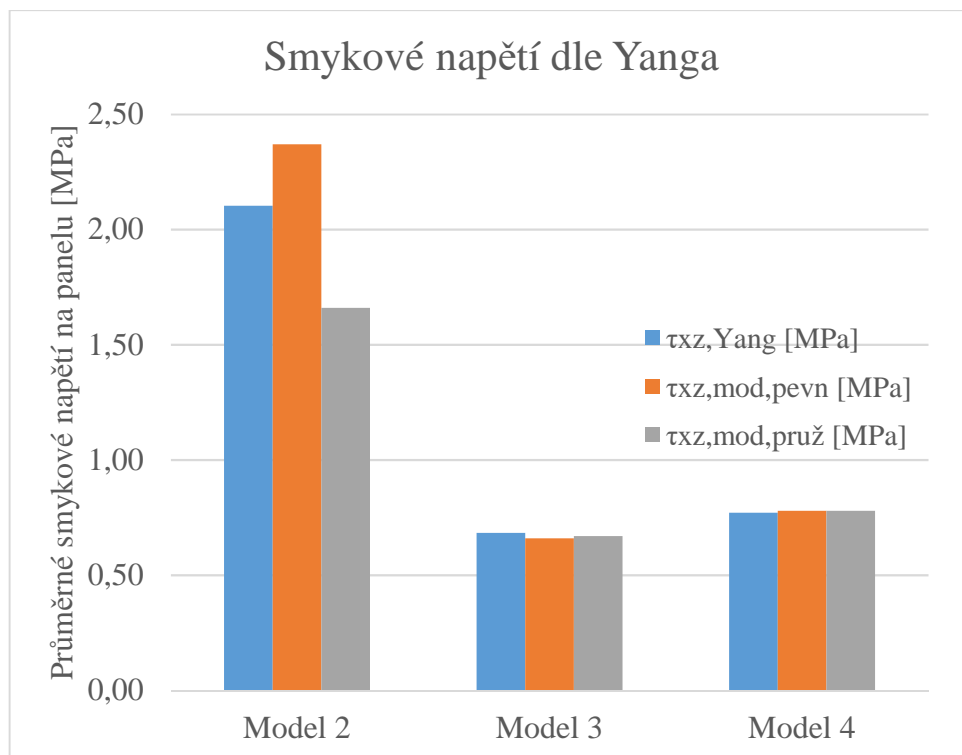
Rozložení smykových napětí pro model 4 jsou prakticky srovnatelná s výsledky na modelu 3. Rozdílu je dosaženo pouze v samotné hodnotě smykového napětí. Yangovou metodou bylo spočteno smykové napětí 0,77 MPa a z numerického modelu bylo odečteno smykové napětí 0,78 MPa. Na pružném podepření je smykové napětí opět koncentrováno do krajních žebor.

8.4.1. Souhrnné vyhodnocení

Smykové napětí spočteného podle Yanga je prakticky ve shodě se smykovým napětím získaným z numerických modelů při pevném podepření. Smykové napětí se na pevném podepření koncentruje podle očekávání do žebor panelů, ale na pružném podepření je rozložení smykového napětí silně ovlivněno způsobem podepření. Ke koncentraci napětí dochází v krajních žebrech panelů, které jsou přímo nad podpůrnými body. Rozdílem mezi průběhy smykového napětí na pevném a pružném podepření je možné získat přímo vliv pružného podepření na rozložení smykového napětí. Průměrné hodnoty smykového napětí jsou pro modely 3 a 4 prakticky shodné.

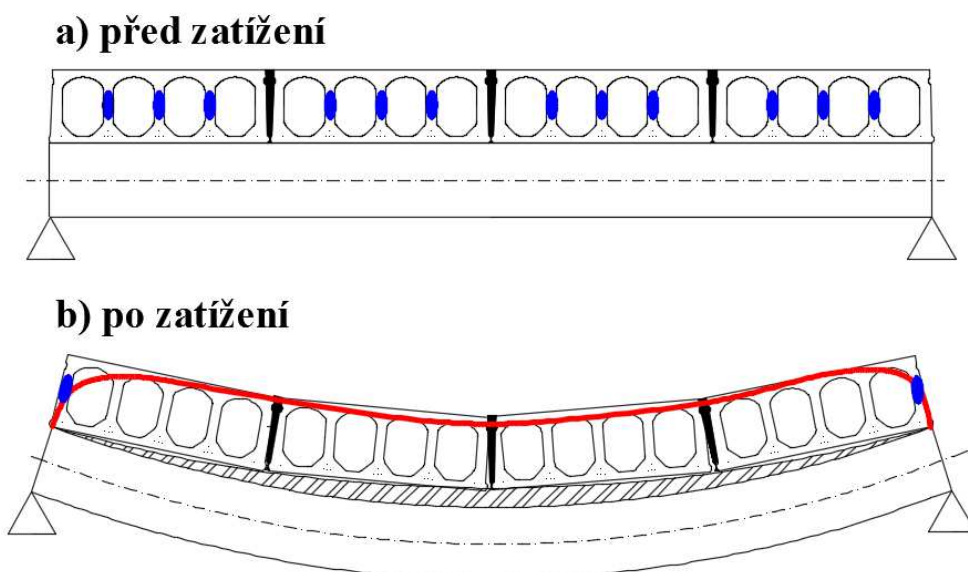
	Řez	$\tau_{xz, Yang}$ [MPa]	$\tau_{xz, mod}$ [MPa]	$\tau_{xz, mod, pruž}$ [MPa]
Model 2	2	2,10	2,37	1,66
Model 3	2	0,68	0,66	0,67
Model 4	2	0,77	0,78	0,78

Tab. 36 Shrnutí spočtených a naměřených průměrných napětí na modelech v extrémních řezech

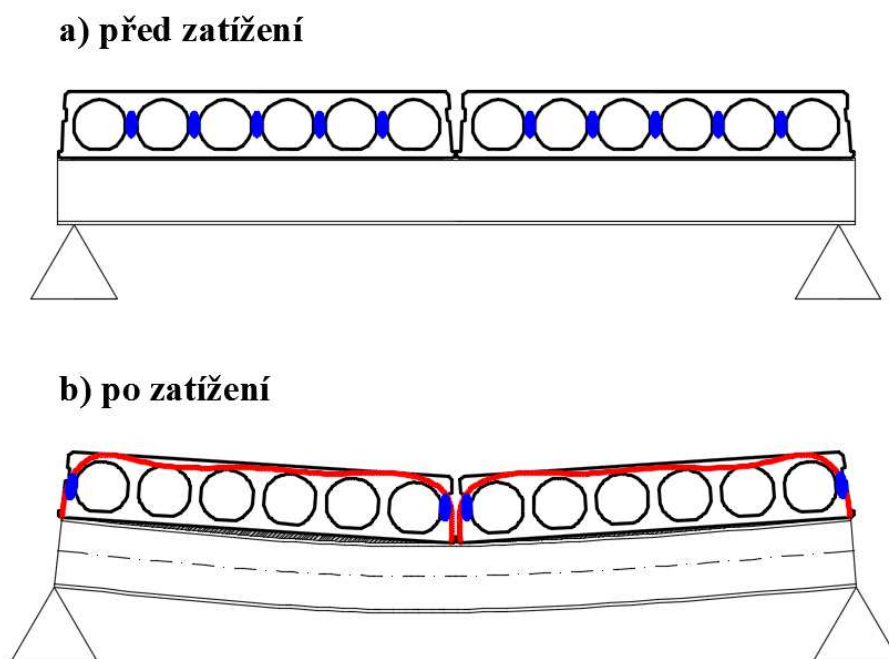


Obr. 73 Porovnání průměrného smykového napětí na modelech

Vliv příčné smykové síly tak, jak je popsán v [2] se neprokázal být významným. Na Obr. 74 je schematicky zobrazena změna místa koncentrace smykových napětí ze středních žebér panelů do krajních žebér celé stropní desky z předpjatých panelů. Místa koncentrace jsou označena modrou elipsou. Příčná síla popsaná v [2] sice vzniká, ale dutinový panel je sám o sobě natolik tuhý, že se příčně nijak výrazně nedeformuje. Střední část panelů se při správně provedené mezipanelové zálivce a případné nadbetonávce snaží oddělit do méně tuhé podpůrné konstrukce. Tím dochází k velmi výrazné koncentraci smykových napětí v krajním žebře celé spřažené desky. Popsané chování lze vidět na Obr. 62 a 63, kde je zobrazen krajní panel na pevném a pružném podepření.



Obr. 74 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 2



Obr. 75 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 3 a 4

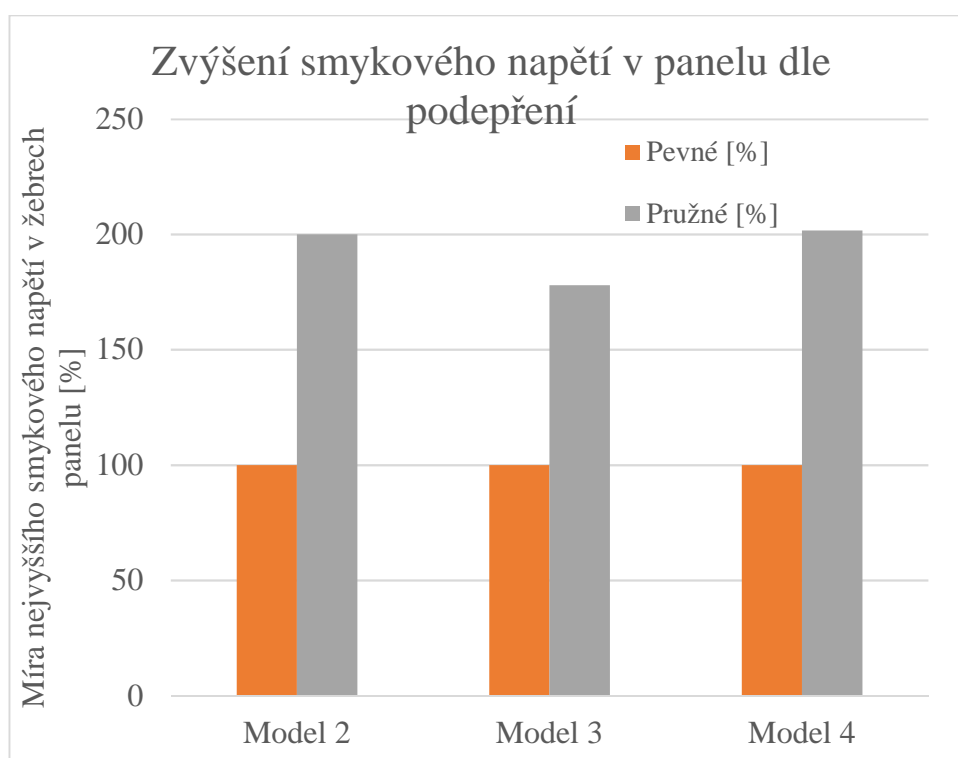
V případě modelu 3 a 4, kde není modelována mezipanelová zálivka, dochází k přerozdělení smykového napětí do krajních žebér jednotlivých panelů (Obr. 75). Pro model 3 lze přerozdělení pozorovat na Obr. 65 a Obr. 66 a pro model 4 na Obr. 69 a Obr. 70. Panel samotný je tužší než podpurná konstrukce a příčně se výrazně neprohýbá. Dochází k „odlepení“ od podpurného ocelového nosníku.

Porovnání vlivu přerozdělení smykového napětí z vnitřních žebér do krajních je zobrazeno v Tab. 37 a na Obr. 76. Je vidět že samotné pružné podepření zvýší smykové napětí řádově

dvojnásobně oproti pevnému podepření. Z toho vyplývá, že shodná konstrukce se poruší na smyk na pružném podepření už při polovičním zatížení, resp. při polovičním smykovém napětí. Z toho důvodu doporučuji při výpočtech smykové únosnosti na pružném podepření použít bezpečnostní koeficient alespoň o hodnotě 2.

	Pevné [MPa]	Pevné [%]	Pružné [MPa]	Pružné [%]
Model 2	2,66	100	5,32	200
Model 3	4,58	100	8,15	178
Model 4	2,30	100	4,64	202

Tab. 37 Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření



Obr. 76 Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření

Závěr

V disertační práci bylo provedeno vyhodnocení metod pro řešení problému se šířením smykových napětí v žebrech dutinového panelu uloženého na pružném podepření. První metodou je postup založený na porovnání hlavních napětí na žebrech. Druhou metodou je modifikace podle Walraven a Mercx. Třetí použitou metodou je postup dle normy EN 1992 a EN 1168. Poslední metodou je Yangova metoda přenosu účinků předpětí na smykovou sílu. Popis jednotlivých metod je uveden v kapitole 3.

Protože dutinové stropní panely jsou předem předpjaté, tak je v kapitole 4 proveden rozbor účinků předpětí a ztrát předpětí v průběhu výroby a životnosti panelů. Kapitola obsahuje také konkrétní výpočet ztrát předpětí v čase, který odpovídá stáří panelů v provedených experimentech.

Pro ověření výše zmíněných metod jsou vytvořeny numerické modely v komerčním konečně-prvkovém programu ANSYS verze 13.0. Popis použitých konečných prvků je uveden v kapitole 5.

Kapitola 6 obsahuje detailní popis samotných numerických modelů. Jsou vytvořeny celkem 4 modely. Prvním je jednoduchá deska sestavená ze šesti panelů tloušťky 0,2 m a délky 6 m, typ SPG20043. Tento model byl zatěžován limitním spojitým rovnoměrným zatížením dle výrobce panelů firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. Druhým modelem je skupina čtyř panelů tloušťky 0,4 m a délky 9 m. Model je proveden podle experimentálního výzkumu VTT-S-07331-06 a je zatěžován až do porušení panelů smykem. Třetí model je dvojice panelů výšky 0,2 m a délky 6 m, který modeluje experiment provedeny ve zkušebně Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí VUT v Brně roku 2014. Model byl zatěžován rovnoměrným spojitým zatížením po celém horním povrchu metodou vakuování až do porušení panelů ohybem. Poslední čtvrtý model je ve stejné konfiguraci jako třetí model, ale byl zatěžován postupným přírůstkem zatížení v blízkosti podpory. Zatěžování probíhalo do dosažení přibližně 50 % smykové únosnosti.

V rámci ověření numerických modelů jsou provedeny dva experimenty popsané v 7. kapitole. V prvním je popsáno provedení a vyhodnocení chování dvojice panelů při rovnoměrně spojitým zatížením. Zatížení je vyvozeno metodou vakuování. Ve druhém experimentu je sledována odezva dvojice panelů na postupně zvyšované zatížení v blízkosti podpory, které simuluje experimentálně smykové zatížení.

V poslední 8. kapitole jsou všechny metody vyhodnoceny a vzájemně porovnány na všech čtyřech numerických modelech. Nejlepší shody je pro panely výšky 200 mm dosaženo metodou dle Yanga a pro panely výšky 400 mm metodou Walraven a Mercx.

Při porovnávání rozložení smykového napětí na numerických modelech s pevným a pružným podepřením bylo zjištěno, že nejvýraznější vliv má existence, resp. správné provedení, mezipanelové zálivky, případně přítomnost nosné nadbetonávky. Při pružném podepření vzniká v čelech panelů náhradní nosník, který je tužší než podpurná konstrukce a smykové napětí z vnitřních žebor se přerozdělí do krajních žebor, kde dosahuje až dvojnásobné hodnoty a hrozí překročení pevnosti betonu. Vliv vzniku příčné síly na smykové napětí je zanedbatelný a hlavní vliv je na náhradním „tuhém“ nosníku v čele panelů, který umožňuje přerozdělení smykového napětí do krajních žebor.

Pokud by se zabránilo vzniku tuhého nosníku v čelech panelů, tak se sníží i míra přerozdělení napětí a tím i snížení únosnosti vlivem pružného podepření.

Vznik tuhého nosníku lze omezit provedením kvalitní mezipanelové zálivky. Tím se špičková hodnota smykového napětí v krajních žebrech sníží o přibližně 30 % oproti stavu bez mezipanelové zálivky. Přerozdělení je možné snížit také provedením nosné nadbetonávky.

Protože pro výše popsané jevy nebylo provedeno dostatek kvalitních experimentů, tak doporučuji používat při návrhu předpjatých dutinových panelů na pružném podepření bezpečnostní součinitel o hodnotě 2, kterým se zvýší účinky běžně vypočteného smykového napětí na pevném podepření podle dříve uvedených analytických metod. Dvojnásobným zvýšením účinků smyku získáme dostatečnou a bezpečnou rezervu únosnosti.

Použitá literatura

- [1] BALOUŠEK, M., PN SP 01/2009 Předpjaté dílce Spiroll SPE a SPC výšky 165, 200, 250 a 320 mm. Vrdu, Středočeský: GOLDBECK Prefabeton s.r.o., 2009, s. 39.
- [2] BALOUŠEK, M., Předpjaté dutinové dílce v interakci s poddajnou podporou. In: 18. Betonářské dny 2011: sborník ke konferenci [s mezinárodní účastí]. Praha, ČBS Servis, 2011, s. 130 – 135. ISBN 978-80-87158-30-2.
- [3] PAJARI, M., Load test on hollow core slab floor with prestressed concrete beam, research report NO: VTT-S-07331-06, Espoo, Finland, 2006, 46 p. + app. 28 p.
- [4] LESKELÄ, M.V., Strength Reduction in Hollow-Core Slabs when Supported by Beams and Girders. In: *Norsk Betongforening, Nordic Concrete Research, Public No. 10*, Oslo, Norway, 1991, 16 p.
- [5] LESKELÄ, M.V., The Shear Failure Condition in Hollow-Core Slab Units Loaded by Vertical and Transverse Shear Force Components. In: *Journal of Structural Mechanics*. 1991, Vol. 24, No. 2, Espoo, Finland, pp. 22 – 29
- [6] PAJARI, M., Prestressed hollow core slabs supported on beams, Finnish shear tests on floors in 1990–2006, Espoo, Finland, 2010, 674 p. ISBN 978-951-38-7495-7
- [7] SCHNELL, J., ACKERMANN, F. a NITSCH, A., Tragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Auflagern. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. 2007, Vol. 102, No. 7, pp. 456 – 461, DOI: 10.1002/best.200700558 (in German)
- [8] ROGGENDORF, T., Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung, Doctoral thesis, 2010, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 201 p. + app. 227 p. (in German)
- [9] HEGGER, J., Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken in Hochbau, In: *Der Prüflingenieur*. 2003, Vol. 23, No.10, pp. 19 – 29, ISSN 1430-9084 (in German)
- [10] Česká technická norma ČSN EN 1168+A3 (72 3060) Betonové prefabrikáty – Dutinové panely, 2012, 68 s.

- [11] PAJARI, M., Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure. Espoo: Technical research centre of Finland, 2005. Research Notes 2292. 47 p. + app. 15 p.
- [12] Britská technická norma CP100: Part 1: November 1972. Code of practice for the structural use of concrete. London: British Standards Institution, November 1972. ISBN: 0-580-07488-9.
- [13] WALRAVEN, J. C. a MERCX, W. P. M., The bearing capacity of prestressed hollow core slabs, In: *Heron*, 1983, Vol. 28, No. 3, Netherlands, 46 p.
- [14] FIP Recommendations „Precast prestressed hollow core floors“. London, 1988, 31 p., ISBN 0-7277-1375-2
- [15] YANG, L., Design of Prestressed Hollow core Slabs with Reference to Web Shear Failure. In: *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, No. 9, pp. 2675 – 2696
- [16] NAVRÁTIL, J., Předpjaté betonové konstrukce, Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2004, 160 s., ISBN 80-214-2649-7
- [17] Fotografie z exkurze v Prefa Kuřim, [online], <https://www.stredni-skola.cz/Gallery?id=2030>, 23.5.2018, Ing. Halatová
- [18] ČSN EN 1992-1-1:2006 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, 210 s.
- [19] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Element Reference - Release 13,“ Listopad 2013.
- [20] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Command Reference - Release 13,“ Listopad 2013.
- [21] KRŠÍK, J., Diplomová práce: Vliv smykových napětí v předem předpjatých dutinových panelech typu SPIROLL, Brno, 2011, 106 s.
- [22] EN 1168:2005 Betonové prefabrikáty - Dutinové panely
- [23] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Structural Analysis Guide - Release 13,“ Listopad 2013.

- [24] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., The experiential verification of actual behaviour of the glass roofing structure under uniform loading, V: *Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures "EUROSTEEL 2005" held in Maastrich*, Maastrich, 2005
- [25] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., KNĚŽEK, J., Experimentální ověření sklovlákno-betonových fasádních kazetových dílců při zatížení větrem, V: *Sborník ze VI. konference "Nové stavební hmoty a výrobky"*, Brno, 2002
- [26] MELCHER, J., Full-Scale Testing of Steel and Timber Structures: Examples and Experience, V: *Structural Assesment - The Role of Large and Full Scale Testing*, K. e. al., Editor, London, E&FN SPON, 1997, pp. 301-308.
- [27] KARÁSEK, R., HOLOMEK, J. Spřažené ocelobetonové desky pod různými typy zatížení, V: *KONSTRUKCE - Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství*, 2011.
- [28] NILSON, A. H., WINTER, G., Design of Concrete Structures, 11. vydání editor, New York: McGraw-Hill, 1991
- [29] BATHE, K. J., Finite Element Procedures, Prentice-Hall. Englewood Cliffs. 1996.

Publikované práce autora

MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. Experiment of vacuum loading on slab from hollow core pannels. In: *International journal of Interdisciplinarity in Theory and Practice*, Vol. 10 (2016), pp. 223–227, © (2016) ITPB, Editura Adoram, Romania, <http://www.itpb.eu/index.php/ct-menu-item-3/14-engineering/336-10-cislo-42-clanok>, ISSN 2344-2409

MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. 2016. Verification of experiment of vacuum loading on slab. In: *Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies II*, pp. 201 – 206, CRC Press, ISBN 978-1-138-03224-8, <http://dx.doi.org/10.1201/9781315393827-36>,

MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. 2016. Numerical model of the slab from hollow core panels. In: *2nd International Conference on Engineering Sciences and Technologies – EsaT 2016*, Tatranské Matliare, 29. June – 1. July 2016., conference proceeding (4 p.), ISBN 978-80-553-2564-4.

KRŠÍK, J. 2015. PŘÍPRAVA EXPERIMENTU ZATĚŽOVÁNÍ DVOJICE PANELŮ SPIROL SMYKEM. In: Sborník anotací doktorské konference JUNIORSTAV 2015: 17. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, Brno, 29. leden 2015. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2015, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-5091-2.

KRŠÍK, J. 2014. Experiment Vakuového zatěžování desky z panelů Spirol na poddajném uložení. In: Sborník anotací doktorské konference JUNIORSTAV 2014: 16. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, Brno, 30. leden 2014. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2014, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-4851-3.

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Numerical Model of Plate from Hollow Core Panels with Contact – Target Pairs. *Key Engineering Materials*, Vols. 592–593 (2014), pp. 213–216, © (2014) Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.592-593.213.

KRŠÍK, J. 2013. Numerický model dutinové předpjaté desky v programu Ansys. In: Sborník anotací doktorské konference JUNIORSTAV 2013: 15. odborná konference doktorského studia

s mezinárodní účastí, Brno, 7. únor 2013. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2013, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-4670-0.

KRŠÍK, J. 2013. Numerický model dutinové desky na pružném podepření s kontaktními prvky. In: Sborník mezinárodní vědecké konference *Modelování v mechanice 2013*, Ostrava, 22.–23. květen 2013. VŠB–TU Ostrava, Katedra stavební mechaniky, rozšířený abstrakt (2 s.) plné znění na CD-ROM (8 s.). ISBN 978-80-248-2985-2.

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. 2013. Numerical Model of Plate from Hollow Core Panels with Contact – Target Pairs. In: Abstract Booklet *7th International Conference on Materials Structure & Micromechanics of Fracture*, Brno, 1.–3. July 2013., P. Šandera, VUTUM Brno, extended abstract (1 p.), ISBN 978-80-214-4739-4.

KRŠÍK, J. Modelování dutinového panelu Spiroll v programu ANSYS. *Sborník anotací JuniorStav 2012*. 14. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí JuniorStav 2012., sborník, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, pp. 274, ISBN 978-80-214-4393-8

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Modelling of the ceiling slab from the hollow core panels in ANSYS program. In: Book of Extended Abstracts of *18th International Conference of Engineering Mechanics 2012*, Svratka, ČR, May 14-17, 2012. Jiří Náprstek, Cyril Fischer (Eds.). pp. 186-187, ISBN 978-80-86246-39-0 (CD – full text, pp. 755-761, ISBN 978-80-86246-40-6).

KRŠÍK, J. Vliv úpravy čel předpjatých panelů pružně podepřené desky na velikost kritické tahové oblasti. *Víceúrovňový design pokrokových materiálů 2011*. Doktorská konference pro doktorandy materiálových věd a příbuzných oborů., sborník, Ústav fyziky materiálů, Akademie věd České republiky, Brno, ISBN 978-80-87434-04-8

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Modelování stropní desky z panelů Spiroll na pružném podepření. *Výpočty konstrukcí metodou konečných prvků 2011*, Katedra mechaniky, Fakulta aplikovaných věd, Západočeská univerzita v Plzni, Česká republika, ISBN 978-80-261-0059-

Curriculum Vitae

Ing. Jakub Kršík

Narozen 4. 4. 1986, Pardubice

Vzdělání

- VUT Brno, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, státní doktorská zkouška, 2014
- VUT Brno, Fakulta stavební, obor Konstrukce a dopravní stavby, titul Ing., 2011
- VUT Brno, Fakulta stavební, obor Konstrukce a dopravní stavby, titul Bc., 2009
- SPŠ Stavební Hradec Králové, obor Pozemní stavby, maturita, 2005

Pracovní zkušenosti

2013 – dosud	SCIA CZ, s. r. o. – Analytik (Product Development Engineer) Vývoj částí programového balíku Scia Engineer pro stavební pevnostní výpočty, zejména aplikace evropských norem na návrh a posouzení betonových konstrukcí
2006 – dosud	OSVČ, Projektování pozemních staveb
2011 – 2014	VUT v Brně, Fakulta stavební, Člen ústavu Ústavu stavební mechaniky s pedagogickým úvazkem
2009 – 2013	OSVČ, Testování a vývoj software pro stavebně-mechanické výpočty a navrhování

Účast na projektech

2011	Člen řešitelského týmu projektu Grantové agentury České republiky GAČR 106/09/H035 Víceúrovňový design pokrokových materiálů řešeného na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně
2012	Člen řešitelského týmu projektu specifického výzkumu FAST/FCH/FSI-S-11-1 Chování trhlin/mikrotrhlin v kompozitech s křehkou maticí řešeného na Fakultě stavební, chemické a strojní Vysokého učení technického v Brně
2013 – 2016	Řešitel juniorského projektu specifického výzkumu FAST-J-13-1890 Vliv pružného podepření stropní desky vytvořené z předem předpjatých panelů Spiroll

Seznam použitých zkratek a symbolů

A	Plocha panelu
A_c	Plocha betonu
A_{cp}	Plocha průřezu nad uvažovanou osou
A_p	Plocha lan předpínací výztuže
$A_{žeb}$	Plocha elementu žebra
E	Modul pružnosti
E_c	Modul pružnosti betonu
E_p	Modul pružnosti předpínací výztuže
$\{F^a\}$	Vektor zadaného zatížení
$\{F_i^{nr}\}$	Vektor zbytkových zatížení odpovídající vnitřním silám v prvku v i-tém iteračním kroku
$\{F^r\}$	Vektor reakcí
I	Kvadratický moment průřezu
I_y	Kvadratický moment celého panelu
I_w	Kvadratický moment elementu žebra panelu
$I_{y,žeb}$	Kvadratický moment elementu žebra
[K]	Celková matice tuhosti konstrukce
$[K_i^T]$	Jacobiho matice tuhosti v i-tém iteračním kroku
L	Volná délka prvku mezi teoretickými podporami
M_y	Působící ohybový moment od zatížení přepočtený na element žebra
$M_{y,g}$	Ohybový moment od poměrné části vlastní tíhy panelu
$M_{y,q(Q)}$	Ohybový moment od poměrné části spojitého, nebo osamělého zatížení na panelu
$M_{y,Q}$	Ohybový moment ve vzdálenosti x od teoretické podpory od osamělého zatížení
$M_{y,žeb}$	Působící ohybový moment od zatížení přepočtený na element žebra
P	Předpínací síla
P_x	Předpínací síla v elementu žebra
$P_{x,žeb}$	Předpínací síla v elementu žebra, běžně v jednom laně
Q	Poměrné osamělé zatížení na element panelu
$\ \{R\}\ $	Skalární součin Reziduálního vektoru
R_{ref}	Referenční reziduální vektor
RH	Relativní vlhkost okolního prostředí v %
S	Statický moment plochy celého panelu

$S_{cp,y}$	Statický moment plochy nad uvažovanou osou
S_w	Statický moment plochy průřezu elementu žebra panelu
$S_{y,žeb}$	Statický moment plochy elementu žebra
T_A	Teplota opěrného zařízení v okamžiku vzniku soudržnosti betonu a předpínací výztuže, běžně při dosažení 25 % pevnosti v tlaku betonu
T_p	Teplota předpínací výztuže v okamžiku vzniku soudržnosti betonu a předpínací výztuže, běžně při dosažení 25 % pevnosti v tlaku betonu
T_0	Teplota v okamžiku zahájení předpínání, shodná pro předpínací výztuž a pro opěrné zařízení
V_c	Smyková únosnost celého panelu
$V_{c,mod}$	Smyková síla působící v modelu nad podporou
$V_{c,žeb}$	Smyková únosnost stojiny žebra panelu
V_z	Působící smyková síla
$V_{z,žeb}$	Působící smyková síla přepočtená na element žebra
X	Globální osa X
Y	Globální osa Y
Z	Globální osa Z
a	Tíhové zrychlení
b_w	Šířka panelu efektivní na smyk – suma nejužších šířek žebor v panelu
$b_{w,žeb}$	Šířka stojiny v žeboru panelu
dP/dx	Gradient předpínací síly
e_p	Excentricita působení předpínací síly od těžiště průřezu panelu
f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku v MPa
f_{cm}	Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku v MPa ve stáří 28 dní
f_{cm0}	Základní hodnota pevnosti betonu v tlaku = 10 MPa
f_{ct}	Výpočtová pevnost betonu v tahu
g	Poměrná vlastní tíha na element panelu
h_0	Náhradní rozměr prvku
i	Index iteračního kroku
k_h	Součinitel závisející na náhradním rozměru prvku h_0
l	Délka předpínací dráhy

l_A	Délka mezi bloky opěrného zařízení před oteplením
l_p	Původní vzdálenost předpínacích bloků
$l_{p,t}$	Délka předpínací výztuže před oteplením
$l_{p,q}$	Působící délka
m	Hmotnost bloků naskládaných na panelu
n	Počet předpínacích lan
p	Vzdálenost působíště osamělé síly od protilehlé teoretické podpory
q	Poměrné spojité zatížení na element panelu
q_n	Náhradní liniové zatížení
t	Stáří betonu v uvažovaném okamžiku ve dnech;
t_i	Poměrná přetvoření tenzometrů
t_0	Stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení ve dnech
$t_{0,T}$	Výchozí stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení ve dnech
u_o	Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí, včetně otvorů
$\{u\}$	Vektor uzlových přetvoření
$\{u_i\}$	Vektor uzlových přetvoření v i-tém iteračním kroku
$\{u_{i+1}\}$	Vektor uzlových přetvoření v následujícím iteračním kroku
u_i	Lokální posuny jednotlivých uzlů prvku v lokálním souřadném systému prvku
w_{exp}	Průhyb středu panelu v experimentu 1
w_i	Úchyly na úchytkoměrech
w_p	Hodnota pokluzu
w_x	Hodnota poklesu
x	Vzdálenost místa výpočtu od teoretické podpory
z	Vzdálenost krajních vláken od těžiště průřezu
α	Součinitel podle typu cementu
α_A	Součinitel teplotní roztažnosti opěrného zařízení
α_{ds1}	Součinitel podle druhu cementu
α_{ds2}	Součinitel podle druhu cementu
α_p	Součinitel teplotní roztažnosti předpínací výztuže
$\alpha_{1,2,3}$	Součinitele vlivu pevnosti betonu

$\beta(f_{cm})$	Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování
$\beta(t_0)$	Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování
$\beta_c(t, t_0)$	Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení
β_H	Součinitel závislý na relativní vlhkosti RH v % a na náhradním rozměru prvku h_0 v mm
β_{RH}	Koeficient vlivu vlhkosti okolního prostředí
γ_c	Objemová hmotnost (hustota)
Δl	Celková délka změny předpínací výztuže
Δl_A	Změna vzdálenosti mezi kotevními bloky
Δl_p	Změna délky předpínací výztuže
$\Delta l_{p,b}$	Zkrácení vzdálenosti mezi předpínacími bloky
ΔN_c	Tlaková síla v betonovém panelu po realizaci ztráty předpětí
ΔP	Ztráta předpínací síly okamžitým pružným přetvořením betonu
$\{\Delta u_i\}$	Změna vektoru uzlových přetvoření v i-tém iteračním kroku
$\Delta \varepsilon_c$	Přetvoření betonu
$\Delta \varepsilon_p$	Přetvoření předpínacích lan
$\Delta \sigma_{pA1}$	Ztráta napětí v prvním laně po napnutí druhého lana
$\Delta \sigma_{P,A}$	Ztráta přetvořením kotevního bloku
$\Delta \sigma_{P,d}$	Ztráta předpětí z dotvarování betonu
$\Delta \sigma_{P,p}$	Ztráta postupným předpínáním
$\Delta \sigma_{P,rel}$	Ztráta relaxací předpínacích lan
$\Delta \sigma_{P,T}$	Ztráta z rozdílu teplot předpínací výztuže a kotevního bloku
$\Delta \sigma_{P,s}$	Ztráta předpětí ze smršťování betonu
$\Delta \sigma_{P,w}$	Ztráta pokluzem při uvolnění předpětí
$\Delta \sigma_{P,wb}$	Ztráta pokluzem v kotevním bloku
$\Delta \sigma_{P,v}$	Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při uvolnění předpětí
ε	Skutečná poměrná deformace
ε_{ca}	Poměrné přetvoření od smršťování betonu autogenním smrštěním
ε_{cc}	Poměrné přetvoření od dotvarování betonu
ε_{cd}	Poměrné přetvoření od smršťování betonu vysycháním
$\varepsilon_{cd,0}$	Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním
ε_{cs}	Poměrné přetvoření od smršťování betonu
ε_m	Poměrná deformace naměřená v tenzometru

ε_p	Poměrné přetvoření kotevních bloků
ε_{pI}	Poměrné přetvoření jednoho předpínacího lana
ε_R	Tolerance v metodě Newton-Rhapson
θ	Lokální natočení prvku ve vlastním souřadném systému
$\theta_{x,I}$	Lokální natočení prutu okolo osy x v uzlu I
φ_0	Základní součinitel dotvarování určený ze vztahu
φ_{RH}	Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování
$\varphi(t, t_0)$	Součinitel dotvarování určený podle kapitoly B
κ	Konstanta tenzometru
ν	Poissonův součinitel
ν_p	Součinitel vyjadřující poměr plochy a modulu pružnosti předpínací výztuže k ploše a modulu pružnosti betonu
μ	Poměr předpínacího napětí a charakteristické hodnoty pevnosti v tahu předpínací výztuže
ρ_{1000}	Ztráta relaxací v čase 1000 hodin = 2,5 %
σ	Napětí
σ_{cp}	Normálové napětí v betonu od předpětí
σ_c^{Mp}	Průběh napětí od excentricity předpínací síly e
σ_c^{Ng}	Průběh normálového napětí od zatížení g
σ_c^{Np}	Rovnoměrný průběh napětí od předpětí P
σ_c^{p+g}	Součet jednotlivých normálových napětí
σ_I	Maximální hlavní napětí v betonu
$\sigma_{I,ana}$	Hlavní napětí v betonu vypočtené podle analytických vztahů
$\sigma_{I,mod}$	Hlavní napětí v betonu odečtené z numerického modelu
σ_m	Napětí od předpětí v lanech působících v elementu žebra
σ_p	Předpínací napětí
σ_x	Normálové napětí
$\sigma_{x,\text{žeb}}$	Normálové napětí v elementu žebra
$\sum b_{w,i}$	Suma šířek žebor efektivní na smyk v místě uvažované osy
τ_{xz}	Smykové napětí
$\tau_{xz,Yang}$	Smykové napětí spočtené analyticky metodou podle Yanga
$\tau_{xz,mod}$	Smykové napětí odečtené z numerického modelu

$\tau_{xz,mod,pruž}$ Smykové napětí odečtené z numerického modelu s pevným podepřením

$\tau_{xz,žeb}$ Smykové napětí v elementu žebra

Seznam obrázků

Obr. 1 Schéma panelu s výřezem poloviny jednoho žebra [8]	14
Obr. 2 Schéma účinku uvolnění předpětí při neexistenci smykového napětí od předpětí [11]	16
Obr. 3 a) Možná pozice kritického bodu. b) Body a řezy uvažované ve výpočtech [11] ...	17
Obr. 4 Geometrické parametry v uvažovaném řezu [11].....	17
Obr. 5 Působení prostého betonu, železobetonu a předpjatého betonu v tahu [16].....	18
Obr. 6 Rozložení napětí na předpjatém betonovém prvku od předpětí a zatížení [16].....	19
Obr. 7 Výrobní linka pro dutinové panely, prefa Kuřim [17].....	20
Obr. 8 Vytlačovací stroj, prefa Kuřim [17].....	21
Obr. 9 Vyrobené panely ve skladu panelů	22
Obr. 10 Průběh předpětí po ztrátách	23
Obr. 11 Realizace ztráty pokluzem při uvolnění napětí.....	24
Obr. 12 Rozložení vnitřních sil po vnesení předpětí do panelu	24
Obr. 13 Změna napětí a přetvoření předpínací výztuže v čase [16].....	26
Obr. 14 Korekce relaxace podržením napětí [16]	26
Obr. 15 Geometrie prvku SURF154 [19].....	36
Obr. 16 Kontaktní pár typu „povrch-povrch“ TARGE170 a CONTA173 [19].....	37
Obr. 17 Geometrie prvku SHELL181 [19]	38
Obr. 18 Geometrie prvku SOLID185 [19].....	39
Obr. 19 Geometrie prvku BEAM188 [19]	40
Obr. 20 Síť konečných prvků na čele panelu v modelu 1	43
Obr. 21 Schéma skladby panelů v modelu 1	44
Obr. 22 Deformace desky na fiktivních nosnících po zatížení v modelu 1	45
Obr. 23 Přehled uspořádání zatěžovacího testu v modelu 2	46
Obr. 24 Přední pohled na desku, včetně mezipanelové zálivky v modelu 2.....	47
Obr. 25 Zatížení na desce v modelu 2.....	47
Obr. 26 Deformace desky s plným zatížením v modelu 2	48
Obr. 27 Smyková napětí v řezu druhým žebrem v detailu u střední podpory v modelu 2 .	49
Obr. 28 Geometrie panelu SPG20043.....	50
Obr. 29 Síť konečných prvků na čele panelu v modelu 3.....	50
Obr. 30 Ukázky skutečných pracovních diagramů betonu v tlaku [16].....	51
Obr. 31 Multilineární pracovní diagram betonu panelů v modelu 3.....	52

Obr. 32	Pracovní diagram předpínací výztuže v modelu 3	53
Obr. 33	Kopie jednoho panelu o 1,2 m ve směru globální osy y v modelu 3	53
Obr. 34	Pracovní diagram oceli podpůrného IPE profilu.....	55
Obr. 35	Pracovní diagram betonu C16/20 roznášecí vrstvy.....	56
Obr. 36	Jeden iterační krok metody řešení Newton-Rhapson [23].....	58
Obr. 37	Následující iterační krok metody řešení Newton-Rhapson [23].....	58
Obr. 38	Model 3 včetně zatížení z kroku 10 a podepření	60
Obr. 39	Model 4 včetně zatížení z kroku 12 a podepření	62
Obr. 40	Schematický půdorys a řez sestavou experimentu 1.....	64
Obr. 41	Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů pro první experiment.....	65
Obr. 42	Fotografie sestavy prvního experimentu.....	65
Obr. 43	Průhyb w_{exp} a směrodatná odchylka průhybu středu panelu.....	70
Obr. 44	Rozmístění úchylkoměrů druhého experimentu	76
Obr. 45	Fotografie sestavy druhého experimentu	76
Obr. 46	Zatěžovací bloky v druhém experimentu.....	77
Obr. 47	Zatěžovací bloky na desce	77
Obr. 48	Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných přetvoření z tenzometrů $T1 - T3$ z druhého experimentu a z numerického modelu 4	80
Obr. 49	Element žebra pro a) panel výšky 200 mm, b) panel výšky 400 mm.....	82
Obr. 50	Uvažované řezy v panelu výšky 200 mm – model 1, 3 a 4.....	82
Obr. 51	Uvažované řezy v panelu výšky 400 mm – model 2 a 3.....	83
Obr. 52	Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 1.....	87
Obr. 53	Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 1	87
Obr. 54	Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 2.....	88
Obr. 55	Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 2	88
Obr. 56	Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 3.....	89
Obr. 57	Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 3	89
Obr. 58	Pole normálového napětí na elementu žebra v modelu 4.....	90
Obr. 59	Pole smykového napětí na elementu žebra v modelu 4	90
Obr. 60	Porovnání hodnoty hlavního napětí na žebře.....	91
Obr. 61	Porovnání smykové únosnosti a smykové síly na modelech	93
Obr. 62	Smykové napětí v modelu 2 na pevném podepření	95
Obr. 63	Smykové napětí v modelu 2 na pružném podepření	96
Obr. 64	Rozdíl smykového napětí v modelu 2 mezi pevným a pružným podepřením	96

Obr. 65 Smykové napětí v modelu 3 na pevném podepření	97
Obr. 66 Smykové napětí v modelu 3 na pružném podepření.....	97
Obr. 67 Rozdíl smykového napětí v modelu 3 mezi pevným a pružným podepřením.....	98
Obr. 68 Rozdíl smykového napětí v modelu 3 mezi pevným a pružným podepřením s omezením extrémů ± 1 MPa	98
Obr. 69 Smykové napětí v modelu 4 na pevném podepření	99
Obr. 70 Smykové napětí v modelu 4 na pružném podepření.....	99
Obr. 71 Rozdíl smykového napětí v modelu 4 mezi pevným a pružným podepřením.....	99
Obr. 72 Rozdíl smykového napětí v modelu 4 mezi pevným a pružným podepřením s omezením extrémů ± 1 MPa	100
Obr. 73 Porovnání průměrného smykového napětí na modelech	101
Obr. 74 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 2.....	102
Obr. 75 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 3 a 4.	102
Obr. 76 Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření	103

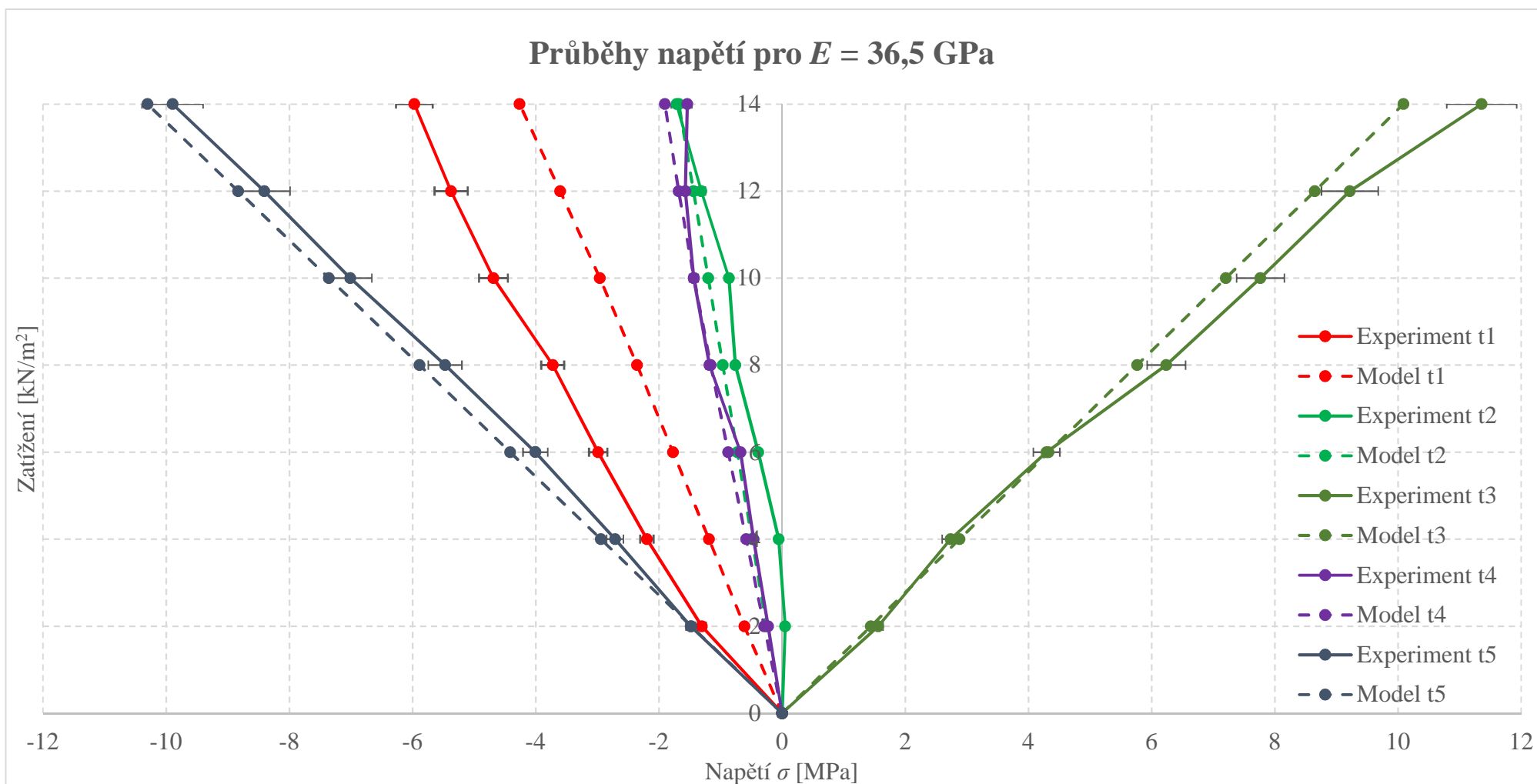
Seznam tabulek

Tab. 1 Výpočet ztráty pokluzem při uvolnění napětí	24
Tab. 2 Ztráta relaxací předpínací výztuže	27
Tab. 3 Body pracovního diagramu betonu pevnostní třídy C45/55	52
Tab. 4 Body pracovního diagramu předpínacích lan Fe 1860 RELAX2	53
Tab. 5 Výpis aplikovaných ztrát napětí v předpínacích lanech pro první experiment	54
Tab. 6 Body pracovního diagramu podpůrných ocelových konstrukcí S235	54
Tab. 7 Body pracovního diagramu betonu pevnostní třídy C16/20	55
Tab. 8 Výpis aplikovaných ztrát napětí v předpínacích lanech pro druhý experiment	61
Tab. 9 Naměřené hodnoty na výchylkoměrech $w_1 - w_9$ v první fázi	67
Tab. 10 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T1 - T5$ v první fázi	67
Tab. 11 Naměřené hodnoty na výchylkoměrech $w_1 - w_9$ ve druhé fázi	68
Tab. 12 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T1 - T5$ ve druhé fázi	69
Tab. 13 Přepočtené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů $T1 - T5$ na napětí v první fázi	71
Tab. 14 Hodnoty napětí z numerického modelu z pozic odpovídající tenzometrům $T1 - T5$	71
Tab. 15 Přepočtené hodnoty poměrných deformací z tenzometrů $T1 - T5$ na napětí ve druhé fázi	74
Tab. 16 Naměřené hodnoty na úchylkoměrech $w_1 - w_9$ ve druhém experimentu	78
Tab. 17 Naměřené hodnoty poměrných deformací na tenzometrech $T1 - T3$ včetně směrodatné odchylky σ ve druhém experimentu	79
Tab. 18 Přepočtené hodnoty poměrných deformací v místech tenzometrů $T1 - T3$ na napětí včetně směrodatné odchylky ve druhém experimentu	80
Tab. 19 Hodnoty průhybů na místech odpovídajících úchylkoměrům $w_1 - w_9$ z numerického modelu druhého experimentu	81
Tab. 20 Vypočtené hodnoty předpínací síly působící v elementu žebra	83
Tab. 21 Vypočtené hodnoty ohybového momentu působícího v elementu žebra	85
Tab. 22 Vypočtené hodnoty normálového napětí působícího v elementu žebra	85
Tab. 23 Vypočtené hodnoty smykové síly působící v elementu žebra	85
Tab. 24 Vypočtené hodnoty smykového napětí působícího v elementu žebra	86
Tab. 25 Analyticky vypočtené hodnoty hlavního napětí působícího v elementu žebra	86

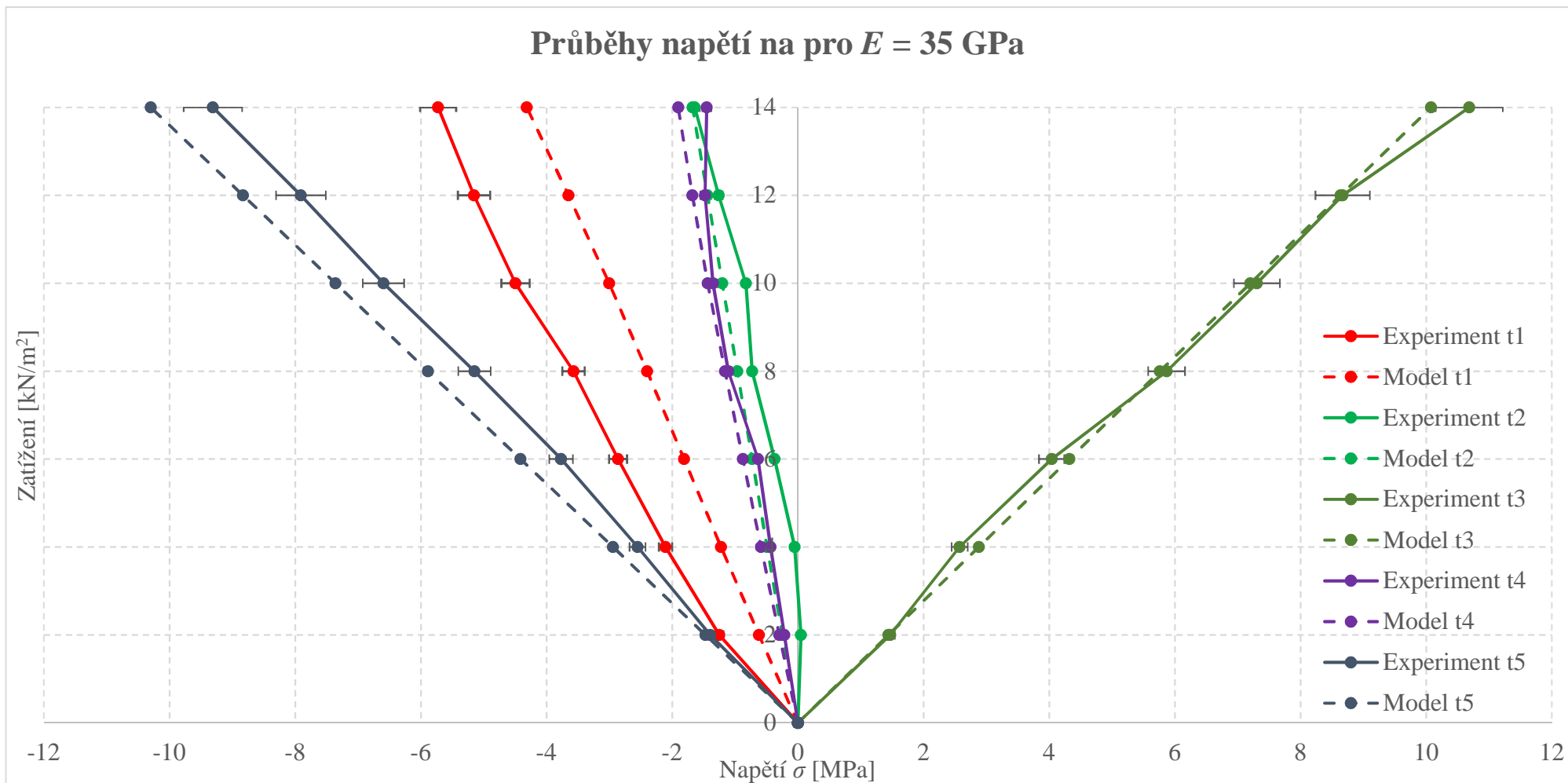
Tab. 26	Hodnoty hlavního napětí z numerického modelu působící v elementu žebra	86
Tab. 27	Analyticky vypočtené hodnoty hlavního napětí působícího v elementu žebra.....	91
Tab. 28	Výpočet smykové únosnosti na modelech 1 – 4 podle Walraven a Mercx	92
Tab. 29	Výpočet smykové únosnosti na modelech 1 – 4 podle EuroCode	93
Tab. 30	Výpočet smykové síly V_z pro model 2	95
Tab. 31	Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 2.....	95
Tab. 32	Výpočet smykové síly V_z pro model 3	97
Tab. 33	Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 3.....	97
Tab. 34	Výpočet smykové síly V_z pro model 4	98
Tab. 35	Výpočet smykového napětí τ_{xz} na modelu 4.....	99
Tab. 36	Shrnutí spočtených a naměřených průměrných napětí na modelech v extrémních řezech	100
Tab. 37	Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření.....	103

Seznam příloh

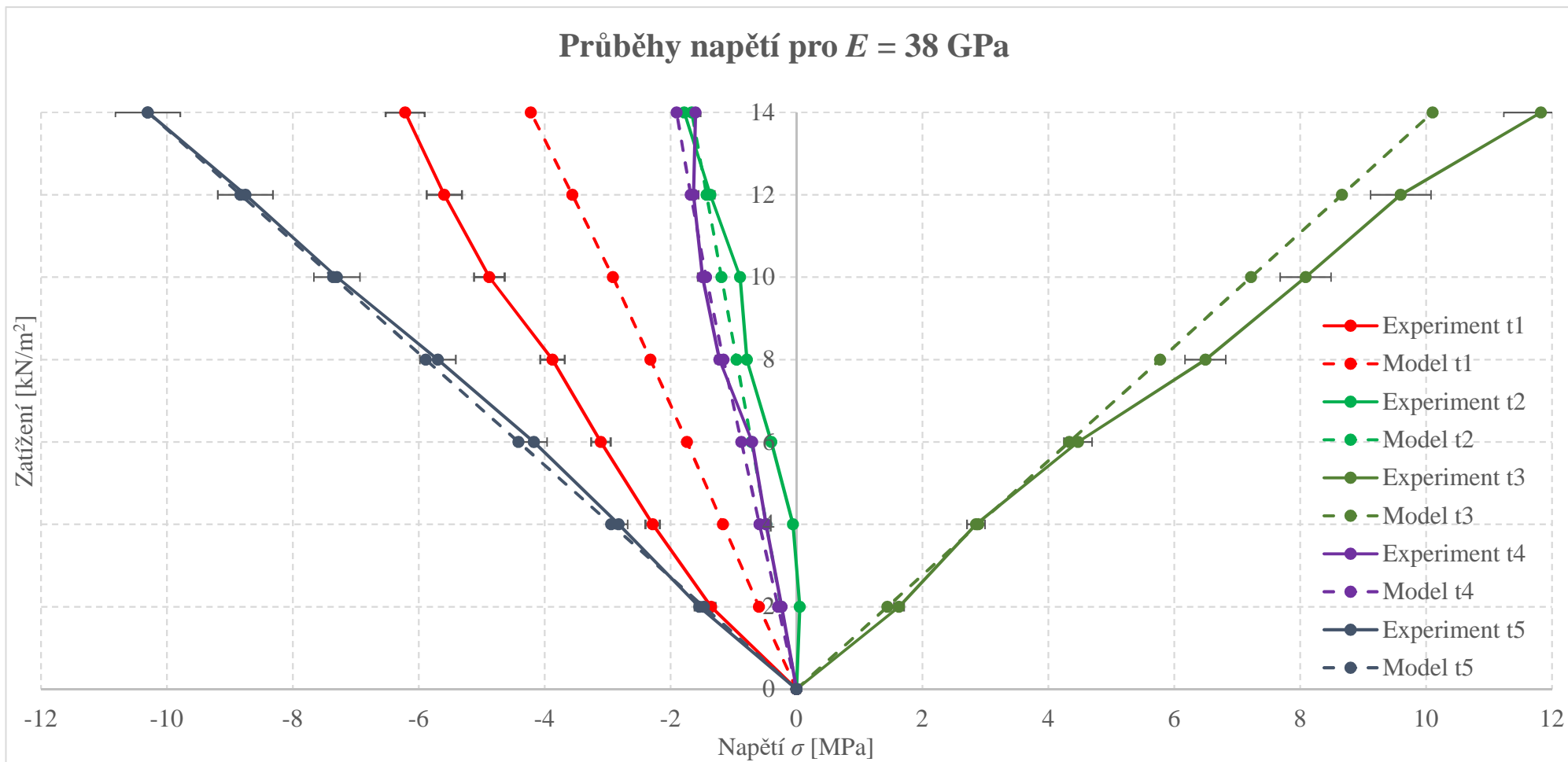
Příloha P1 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 36,5$ GPa.....	124
Příloha P2 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 35$ GPa.....	125
Příloha P3 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 38$ GPa.....	126
Příloha P4 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech $w1 - w9$ z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 36,5$ GPa.....	127
Příloha P5 Graf průběhu napětí v tenzometrech z experimentu 1 ve fázi 2 pro modul pružnosti $E = 36,5$ GPa.....	128
Příloha P6 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech $w1 - w9$ z experimentu 1 ve druhé fázi.....	129
Příloha P7 Naměřené průhyby ve druhém experimentu po jednotlivých blocích, včetně srovnání k nule.....	132
Příloha P8 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech $w1 - w9$ z experimentu 2 pro modul pružnosti $E = 36,5$ GPa.....	133



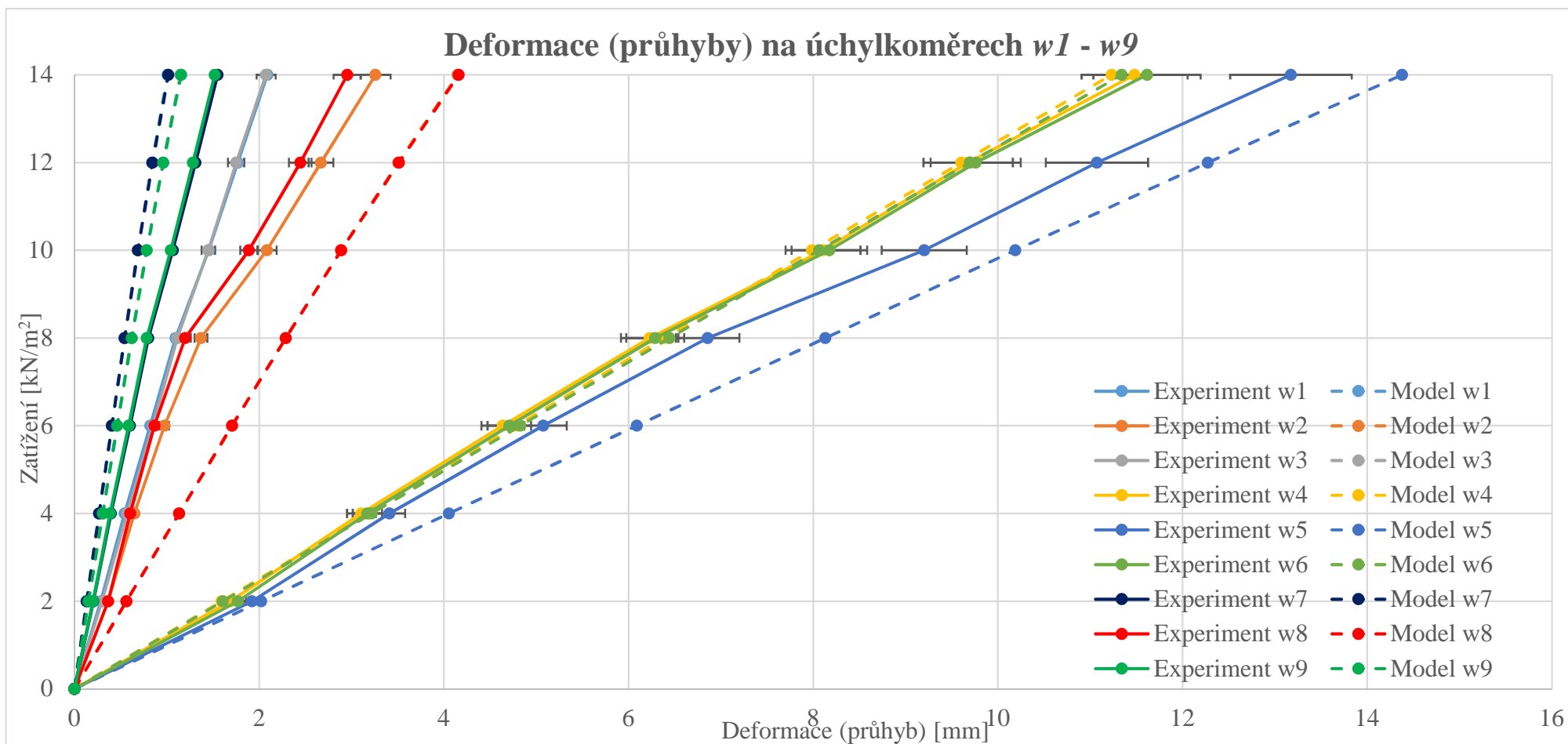
Příloha P1 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 36,5 \text{ GPa}$



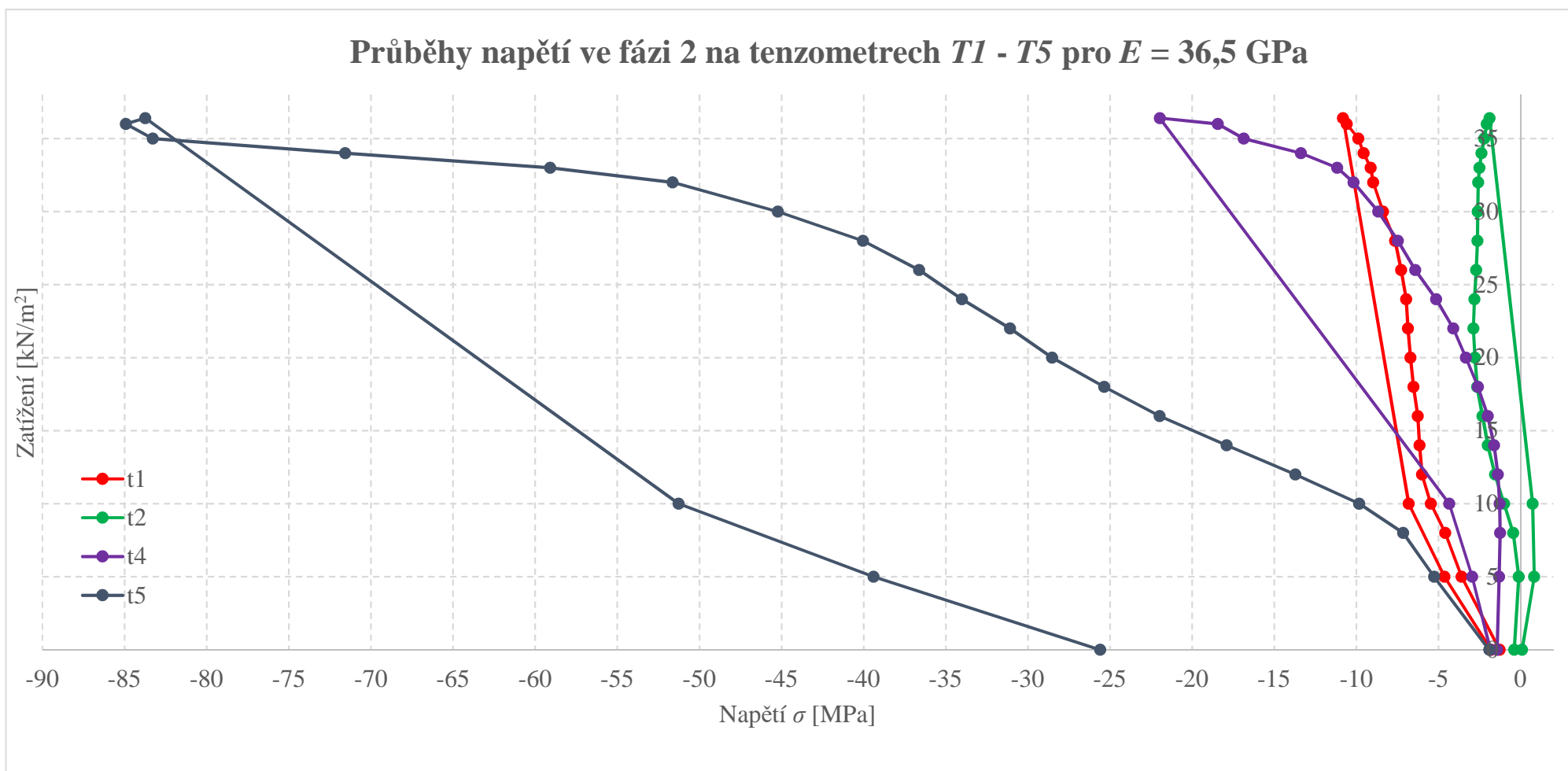
Příloha P2 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 35$ GPa



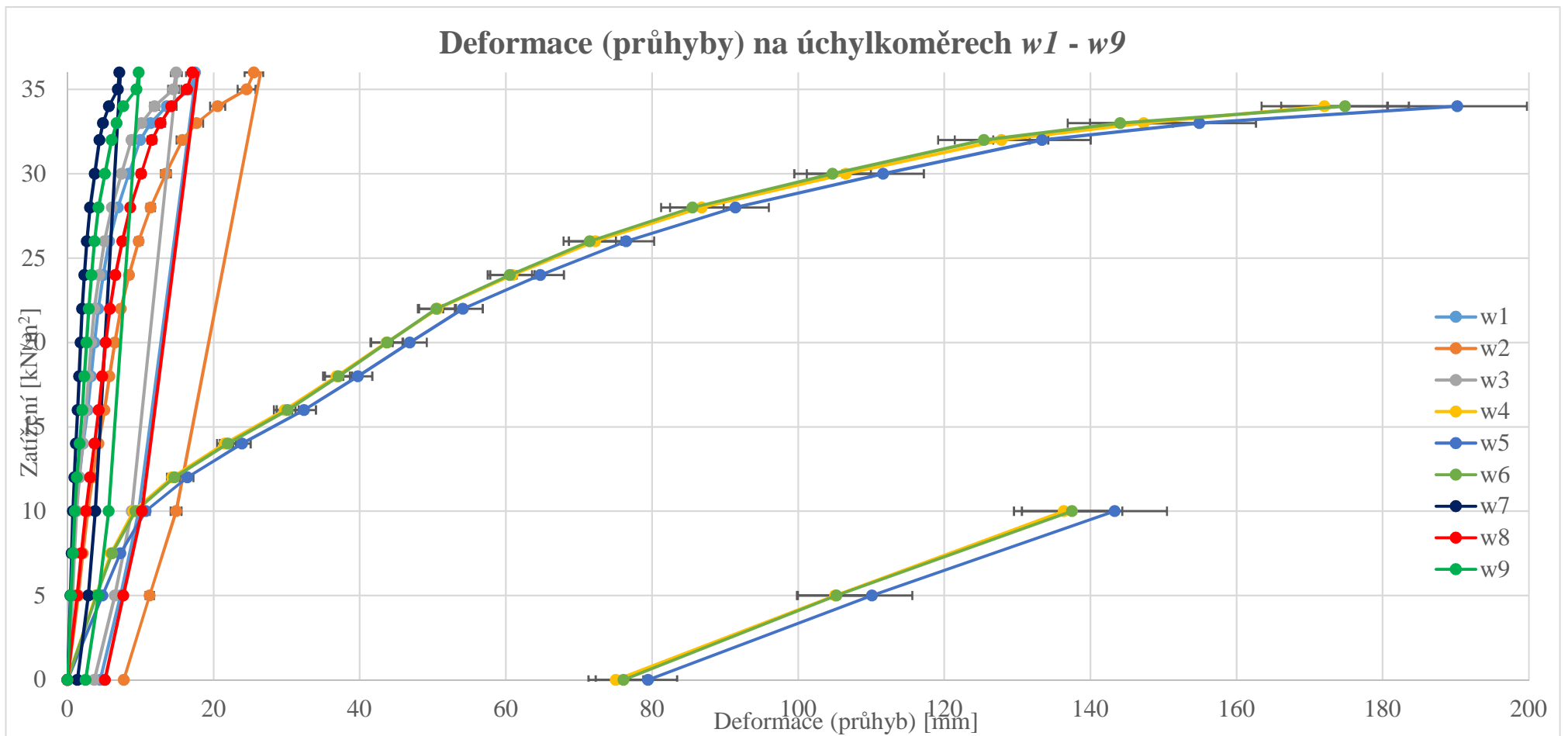
Příloha P3 Graf průběhu napětí přepočteného z poměrných deformací v pozicích tenzometrů z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 38 \text{ GPa}$



Příloha P4 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech w1 – w9 z experimentu 1 pro modul pružnosti $E = 36,5 \text{ GPa}$



Příloha P5 Graf průběhu napětí v tenzometrech z experimentu 1 ve fázi 2 pro modul pružnosti $E = 36,5$ GPa



Příloha P6 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech w1 – w9 z experimentu 1 ve druhé fázi

Krok	Manipul. blok ID	Δ hmotnosti [kg]	Zatížení [kg]	Přepočtené liniové zatížení [kN/m]	Čas	Interval počátek	Interval konec	w1 [mm]	w2 [mm]	w3 [mm]	w4 [mm]	w5 [mm]	w6 [mm]	w7 [mm]	w8 [mm]	w9 [mm]
Počáteční nula								0,000	0,000	-0,005	-0,020	0,000	-0,099	0,002	-0,930	0,010
0	0	0	0	0,00	00:00:00	00:00:00	00:02:20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	NaN	0,000
1	1	200	200	0,82	00:03:10	00:02:30	00:04:10	0,000	0,000	0,001	0,050	0,030	0,041	0,037	NaN	0,020
2	2	200	400	1,64	00:04:50	00:04:20	00:06:00	0,010	0,030	0,003	0,100	0,080	0,090	0,053	NaN	0,050
3	3	200	600	2,45	00:07:10	00:06:20	00:08:30	0,010	0,040	0,010	0,130	0,150	0,131	0,057	NaN	0,100
4	4	200	800	3,27	00:09:20	00:08:40	00:10:00	0,020	0,050	0,022	0,160	0,240	0,191	0,068	NaN	0,170
5	5	200	1000	4,09	00:10:40	00:10:10	00:11:30	0,010	0,060	0,015	0,240	0,290	0,248	0,093	0,000	0,200
6	6	200	1200	4,91	00:12:01	00:11:41	00:12:51	0,020	0,060	0,017	0,320	0,360	0,321	0,106	0,000	0,220
7	7	200	1400	5,72	00:13:21	00:13:01	00:14:21	0,020	0,050	0,019	0,370	0,440	0,394	0,109	0,060	0,300
8	8	200	1600	6,54	00:15:21	00:14:41	00:16:31	0,010	0,040	0,030	0,420	0,560	0,475	0,100	0,090	0,370
9	9	200	1800	7,36	00:16:51	00:16:41	00:17:41	0,020	0,030	0,027	0,500	0,620	0,545	0,118	0,110	0,380
10	10	200	2000	8,18	00:18:01	00:17:51	00:19:11	0,020	0,030	0,027	0,550	0,660	0,591	0,137	0,130	0,400
11	11	200	2200	8,99	00:19:41	00:19:21	00:20:31	0,020	0,050	0,034	0,610	0,740	0,665	0,148	0,160	0,440
12	12	200	2400	9,81	00:21:01	00:20:41	00:22:01	0,020	0,050	0,037	0,650	0,800	0,715	0,161	0,190	0,480
13	13	200	2600	10,63	00:22:51	00:22:11	00:23:51	0,030	0,070	0,044	0,700	0,910	0,804	0,162	0,230	0,550
14	14	200	2800	11,45	00:25:11	00:24:01	00:27:21	0,020	0,070	0,047	0,730	0,980	0,854	0,163	0,260	0,610
15	15	55	2855	11,67	00:29:01	00:27:41	00:30:31	0,020	0,060	0,049	0,770	1,000	0,879	0,194	0,280	0,620
16	16	55	2910	11,89	00:32:32	00:32:02	00:34:22	0,030	0,060	0,048	0,830	1,020	0,913	0,193	0,290	0,620
17	17	55	2965	12,12	00:35:42	00:34:32	00:37:12	0,030	0,070	0,049	0,840	1,080	0,954	0,200	0,310	0,670
18	18	55	3020	12,34	00:38:02	00:37:32	00:39:02	0,020	0,070	0,055	0,870	1,140	0,995	0,209	0,330	0,720

19	19	200	3220	13,16	00:39:42	00:39:12	00:40:22	0,020	0,070	0,061	0,910	1,270	1,088	0,215	0,390	0,820
20	20	200	3420	13,98	00:40:52	00:40:32	00:42:12	0,020	0,080	0,069	0,930	1,340	1,133	0,205	0,430	0,890
21	21	200	3620	14,80	00:43:02	00:42:22	00:43:52	0,020	0,080	0,066	1,020	1,400	1,206	0,224	0,440	0,900
22	22	200	3820	15,61	00:44:12	00:44:02	00:45:52	0,030	0,080	0,066	1,080	1,440	1,254	0,238	0,460	0,910
23	23	200	4020	16,43	00:46:52	00:46:02	00:47:22	0,030	0,080	0,068	1,160	1,510	1,326	0,260	0,490	0,950
24	24	200	4220	17,25	00:48:02	00:47:32	00:49:42	0,030	0,070	0,068	1,200	1,570	1,380	0,273	0,510	0,970
25	25	200	4420	18,07	00:50:22	00:50:02	00:51:43	0,030	0,070	0,073	1,260	1,660	1,457	0,280	0,560	1,050
26	26	200	4620	18,88	00:53:13	00:51:53	00:54:43	0,030	0,070	0,074	1,300	1,720	1,503	0,283	0,590	1,070
27	27	200	4820	19,70	00:55:23	00:54:53	00:56:43	0,030	0,070	0,077	1,380	1,790	1,571	0,290	0,570	1,090
28	28	200	5020	20,52	00:58:13	00:57:53	00:59:43	0,030	0,070	0,076	1,410	1,800	1,674	0,316	0,620	1,110
29	29	200	5220	21,34	01:00:13	00:59:03	01:01:33	0,030	0,070	0,076	1,490	1,880	1,752	0,330	0,660	1,140
30	30	200	5420	22,15	01:02:03	01:01:43	01:03:17	0,030	0,080	0,082	1,540	1,990	1,836	0,336	0,700	1,210
31	31	200	5620	22,97	01:03:47	01:03:27	01:05:17	0,030	0,080	0,085	1,580	2,060	1,893	0,340	0,740	1,270
32	32	200	5820	23,79	01:05:37	01:05:27	01:07:37	0,030	0,080	0,086	1,620	2,120	1,952	0,351	0,770	1,320
33	33	200	6020	24,61	01:08:27	01:07:57	01:10:37	0,040	0,090	0,091	1,700	2,160	2,011	0,374	0,790	1,330
34	34	200	6220	25,42	01:12:58	01:10:48	01:17:48	0,030	0,090	0,095	1,740	2,260	2,080	0,371	0,830	1,420

Odlehčení

35	-34	-200	6020	24,61	01:18:38	01:17:58	01:19:48	0,030	0,090	0,091	1,710	2,180	2,027	0,378	0,800	1,370
36	-33	-200	5820	23,79	01:20:08	01:19:58	01:21:58	0,040	0,080	0,083	1,680	2,110	1,973	0,376	0,770	1,320
37	-31	-200	5620	22,97	01:22:58	01:22:08	01:23:48	0,040	0,080	0,089	1,600	2,070	1,919	0,351	0,760	1,320
38	-32	-200	5420	22,15	01:24:28	01:23:58	01:26:18	0,030	0,080	0,087	1,560	2,040	1,881	0,344	0,740	1,310
39	-28	-200	5220	21,34	01:26:38	01:26:28	01:27:08	0,030	0,080	0,084	1,480	1,980	1,811	0,326	0,730	1,300

Přeskládání do 3. řady

40	30	0	5220	21,34		01:27:18										
41	29	0	5220	21,34												

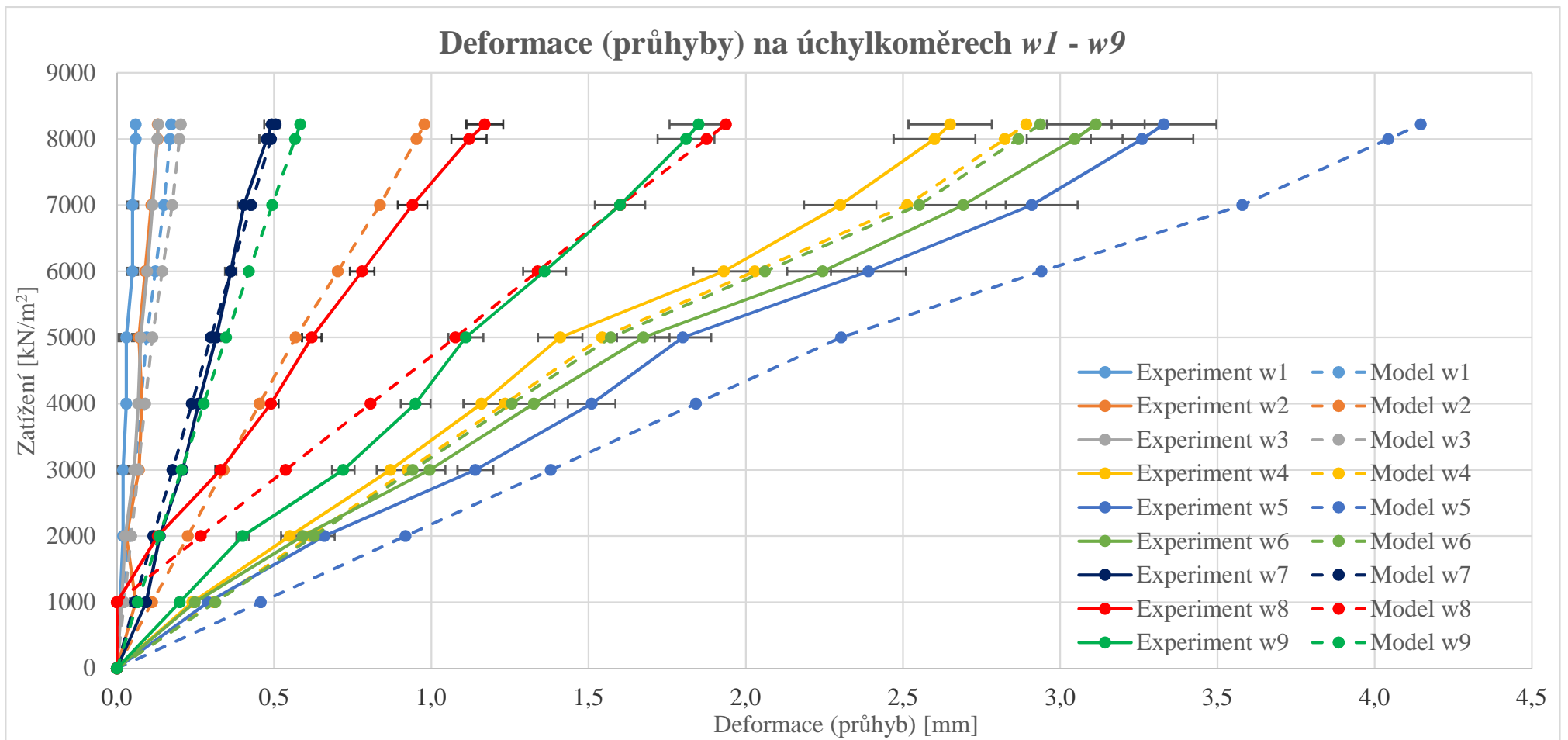
Nelze určit hodnoty z důvodu pohybu technika laboratoří po konstrukci

42 27 0 5220 21,34 01:31:19

Vrácení dočasně odlehčených bloků

43	28	200	5420	22,15	01:31:39	01:31:29	01:31:59	0,040	0,090	0,092	1,670	2,140	1,987	0,339	0,740	1,310
44	31	200	5620	22,97	01:32:19	01:32:09	01:32:39	0,040	0,090	0,093	1,740	2,210	2,059	0,342	0,740	1,310
45	32	200	5820	23,79	01:33:29	01:32:49	01:34:09	0,040	0,090	0,089	1,840	2,290	2,148	0,351	0,760	1,330
46	33	200	6020	24,61	01:34:49	01:34:19	01:35:29	0,050	0,090	0,096	1,930	2,390	2,244	0,362	0,780	1,360
47	34	200	6220	25,42	01:35:59	01:35:39	01:36:49	0,050	0,090	0,099	2,000	2,500	2,338	0,367	0,810	1,400
48	35	200	6420	26,24	01:37:39	01:36:59	01:38:49	0,050	0,100	0,101	2,080	2,600	2,426	0,377	0,830	1,430
49	36	200	6620	27,06	01:40:09	01:38:59	01:40:59	0,050	0,100	0,105	2,170	2,710	2,528	0,382	0,860	1,470
50	37	200	6820	27,88	01:42:39	01:41:39	01:43:49	0,050	0,110	0,109	2,190	2,730	2,550	0,389	0,880	1,490
51	38	200	7020	28,69	01:44:19	01:43:59	01:45:39	0,050	0,110	0,108	2,270	2,800	2,620	0,407	0,900	1,510
52	39	200	7220	29,51	01:46:29	01:46:09	01:48:09	0,050	0,110	0,114	2,300	2,910	2,692	0,404	0,940	1,600
53	40	200	7420	30,33	01:48:39	01:48:19	01:50:30	0,050	0,120	0,120	2,370	2,990	2,781	0,413	0,980	1,640
54	41	200	7620	31,15	01:53:19	01:50:40	01:56:20	0,060	0,140	0,128	2,500	3,140	2,932	0,442	1,040	1,720
55	42	200	7820	31,96	01:57:30	01:56:30	01:58:30	0,060	0,130	0,126	2,560	3,180	2,982	0,464	1,070	1,740
56	43	200	8020	32,78	01:59:40	01:58:40	02:00:40	0,060	0,130	0,129	2,600	3,260	3,046	0,477	1,120	1,810
57	44	200	8220	33,60	02:03:10	02:00:50	02:05:00	0,060	0,130	0,132	2,650	3,330	3,113	0,493	1,170	1,850

***Příloha P7** Naměřené průhyby ve druhém experimentu po jednotlivých blocích, včetně srovnání k nule*



Příloha P8 Graf průběhu deformací (průhybů) na úchylkoměrech w1 – w9 z experimentu 2 pro modul pružnosti $E = 36,5 \text{ GPa}$