

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma „Porovnání MSÚ u předpjatých konstrukcí se soudržnou a nesoudržnou výztuží“ vypracoval samostatně pod odborným dohledem doc. Ing. Lukáše Vráblika, Ph.D.

V Praze

.....

podpis autora práce

Poděkování

Touto cestou bych rád poděkoval panu docentu Vráblíkovi za jeho odborné vedení práce a rady při řešení jednotlivých problémů, a především mým rodičům, bez kterých by tento milník mého studia byl neuskutečnitelný.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá působením soudržné a nesoudržné předpínací výztuže v mezních stavech únosnosti. Jelikož je pro správné pochopení chování konstrukce v mezním stavu únosnosti porozumět i základním principům a přístupům k předpětí, byl nejprve proveden teoretický rozbor, který popisuje chování předpjatých konstrukcí obecně, a nejen z hlediska mezních stavů únosnosti. V této části je popsáno silové působení předpínacího kabelu, fáze působení předpjaté konstrukce, metody návrhu předpětí, ztráty předpětí vzhledem k soudržnosti a popis základních mezních stavů únosnosti a velikosti předpínacích sil v mezních stavech únosnosti a použitelnosti. Dále byl proveden ukázkový návrh a posouzení prostého nosníku, který byl předepnut třemi způsoby, a to předem se soudržností, dodatečně se soudržností a dodatečně bez soudržnosti. Zde prokázal nosník s dodatečně předepnutými lany bez soudržnosti nejnižší moment únosnosti. Je třeba však brát v potaz zjednodušení v rámci odhadu ztrát předpětí, které bylo pro všechny tři případy stejné. Postup výpočtu je detailně popsán pro nosník předem předpjatý se soudržností. Pro zbylé případy jsou již jen tabulkově vyčísleny jednotlivé mezivýsledky (nosník 1, 2 a 3) a doplněné vzorce jsou uvedeny pouze v případě změny v postupu výpočtu. V kapitole Midas Civil je stručně shrnuta analýza konstrukce v programu, a také jak program zohledňuje jednotlivé typy předpětí. V tomto programu byly dále vytvořeny tři modely komorového předpjatého mostu. První model byl předepnut dodatečně se soudržností, druhý dodatečně bez soudržnosti a třetí externě. V kapitole je popsáno zatížení, průřezové a materiálové vlastnosti, porovnání ztrát u jednotlivých modelů a na závěr porovnání mezních stavů únosnosti pro ohyb s normálovou silou a smyk. Most předepnutý soudržnou výztuží i přes větší ztráty předpětí vykazuje větší rezervy v ohybové únosnosti než zbylé dvě varianty. Příloha A pojednává o mezních stavech únosnosti prvků předpjatých výztuží bez soudržnosti, kde porovnává experimentální výsledky s různými přístupy a navrženými vzorci.

Klíčová slova

Soudržný, nesoudržný, předpětí, mezní stav únosnosti, přírůstek napětí, předpínací síla, poměrné přetvoření

Abstract

This diploma thesis deals with the behaving of a bonded and unbonded pre-stressing reinforcement in the ultimate limit states. Since it is necessary to understand the basic principles and approaches to prestress for a proper understanding of the behavior of the structure in the ultimate limit state, a theoretical analysis was first carried out describing the behavior of prestressed structures in general and not only in terms of ultimate limit states. This section describes the force action of the prestressed tendons, the phase of action of the prestressed structure, the methods of design, the loss of prestress due to bond type, description of ultimate limit states and the size of the prestressing forces in the ultimate limit states. Furthermore, a sample design and assessment of a simple beam was carried out, which was prestressed on in three ways, pre-tensioned bonded tendons, post-tensioned bonded tendons and additionally post-tensioned unbonded tendons. The beam prestressed with unbonded tendons showed the lowest moment of load carrying capacity. However, simplification should be considered in estimating preload losses, which was the same for all three cases. The calculation procedure is described in detail for the bonded pre-tensioning tendons. For the remaining cases, only the individual intermediate results are quantified (beam 1, 2 and 3) and the supplemented formulas are given only in case of a change in the calculation procedure. The Midas Civil chapter briefly summarizes the analysis of the structure in the program, as well as how the program considers the different types of tendons (bonded/unbonded, post tension/pre-tension). In addition, three models of the box were created in this program. The first model was prestressed with post-tensioned bonded tendons the second was prestressed with post-tensioned unbonded and the third was prestressed with external tendons. The chapter describes the load, cross-sectional and material properties, the comparison of losses for individual models and in the conclusion the comparison of the ultimate limit states for bending with axial force and shear. The bridge prestressed with bonded tendons despite greater losses of prestress shows greater reserves in bending resistance than the other two variants. Appendix A deals with the ultimate limit states of elements prestressed with unbonded tendons, comparing experimental results with different approaches and proposed formulae.

Keywords

Bonded, unbonded, prestress, ultimate limit state, stress increasement, pre-stressing force, strain

Obsah

1. ZÁKLADNÍ MYŠLENKA PŘEDPĚTÍ	1
2. SILOVÉ PŮSOBENÍ PŘEDPÍNAČÍHO KABELU	2
3. FÁZE PŮSOBENÍ PŘEDPJATÉ KONSTRUKCE	4
4. METODY NÁVRHU PŘEDPĚTÍ.....	5
4.1. METODA VYROVNÁNÍ NAPĚTÍ	5
4.2. METODA VYROVNÁNÍ ZATÍŽENÍ	6
5. MSÚ – MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI.....	7
5.1. EQU	7
5.2. GEO	7
5.3. FAT	7
5.1. STR	8
6. MSÚ – PŘEDPJATÝ BETON	9
7. VELIKOST PŘEDPÍNAČÍ SÍLY V MSÚ.....	10
7.1. PRVKY PŘEDEPNUTÉ SOUDRŽNOU VÝZTUŽÍ	10
7.2. PRVKY PŘEDEPNUTÉ NESOUDRŽNOU VÝZTUŽÍ.....	11
8. POSOUZENÍ NA SMYK	13
9. MSP	14
9.1. VELIKOST PŘEDPÍNAČÍ SÍLY	14
10. HISTORIE PŘÍSTUPŮ K PŘEDPĚTÍ BEZ SOUDRŽNOSTI.....	15
11. VLIV SOUDRŽNOSTI PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE NA ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	17
11.1. VLIV NA KRÁTKODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	17
11.2. VLIV NA DLOUHODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	17
12. UKÁZKOVÝ VÝPOČET POSOUZENÍ PROSTÉHO NOSNÍKU	18
12.1. POPIS NOSNÍKU	18
12.2. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	19
12.3. ZATÍŽENÍ	20
12.4. VNITŘNÍ SÍLY	20
12.4.1. Vnitřní síly MSP	20
12.4.2. Vnitřní síly MSÚ.....	20
12.5. PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY	21
12.5.1. Plný průřez	21
12.5.2. Ideální průřez	22
12.5.3. Oslabený průřez	23
12.6. NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	24
12.7. VÝPOČET ZTRÁT PŘEDPĚTÍ.....	26
12.7.1. Okamžité ztráty.....	27
12.7.2. Dlouhodobé ztráty	28
12.8. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	30
12.8.1. Omezení napětí a kontrola vzniku trhlin	30
12.9. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	34
12.9.1. Porušení ohybem a normálovou silou	34
13. MIDAS CIVIL (PŘEDPĚTÍ)	40

13.1.	MOŽNOSTI PŘEDPÍNÁNÍ KONSTRUKCÍ V MIDAS CIVIL VZHEDEM K SOUDRŽNOSTI PŘEDPĚTÍ	42
13.2.	PŘEPOČET NA EKVALENTNÍ ÚČINKY.....	43
14.	PRAKTICKÁ APLIKACE NA REÁLNÉ MOSTNÍ KONSTRUKCI	45
14.1.	PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY	46
14.2.	MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI.....	46
14.2.1.	<i>Předpínací výztuž</i>	46
14.2.2.	<i>Beton</i>	47
14.3.	ZATÍŽENÍ	48
14.3.1.	<i>Vlastní tíha</i>	48
14.3.2.	<i>Ostatní stálé</i>	48
14.3.1.	<i>Zatížení nerovnoměrným sedáním</i>	48
14.3.2.	<i>Zatížení dopravou</i>	49
14.4.	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	49
14.4.1.	<i>Kombinace mezních stavů použitelnosti MSP</i>	49
14.4.2.	<i>Kombinace mezních stavů únosnosti MSÚ</i>	50
14.5.	FÁZE VÝSTAVBY	51
14.6.	NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	51
14.7.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL MSÚ	54
14.7.1.	<i>Průběh ohybových momentů</i>	54
14.7.2.	<i>Průběh posouvajících sil</i>	55
14.8.	ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ.....	56
14.9.	POSOUZENÍ	58
14.9.1.	<i>Posouzení maximálních napětí ve výztuži</i>	58
14.9.2.	<i>MSP – Posouzení maximálních napětí ve fázích výstavby</i>	58
14.9.1.	<i>MSP - Posouzení maximálních napětí při uvedení do provozu</i>	61
14.9.1.	<i>MSÚ – Namáhání ohybem</i>	63
14.9.1.	<i>MSÚ – Namáhání smykem</i>	68
15.	PŘÍLOHA A – PREDICTION OF ULTIMATE STRESS IN UNBONDED PRESTRESSED TENDONS (VLASTNÍ PŘEKLAD)	72
16.	REFERENCE	87
17.	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ A LITERATURY	89
17.1.	NORMY	89
17.2.	OSTATNÍ LITERATURA	89
17.3.	INTERNETOVÉ ZDROJE	89
18.	SEZNAM OBRÁZKŮ	90

Úvod

Pro pochopení chování předpjatého betonu v mezních stavech únosnosti a rozdílu mezi chováním soudržné a nesoudržné předpínací výztuže, kterému se tato diplomová práce věnuje, je nutné pochopit elementární principy chování předpjatého betonu. Proto se první kapitoly věnují základnímu popisu chování betonových nosníků předpjatých soudržnou, nesoudržnou a vnější výztuží.

Dále byl proveden ukázkový návrh a posouzení prostého nosníku, který byl předepnut třemi způsoby, a to předem se soudržností, dodatečně se soudržností a dodatečně bez soudržnosti. Zde prokázal nosník s dodatečně předepnutými lany bez soudržnosti nejnižší moment únosnosti. Je třeba však brát v potaz zjednodušení v rámci odhadu ztrát předpětí, které bylo pro všechny tři případy stejné.

Postup výpočtu je detailně popsán pro nosník předem předpjatý se soudržností. Pro zbylé případy jsou již jen tabulkově vyčísleny jednotlivé mezivýsledky (nosník 1, 2 a 3) a doplněné vzorce jsou uvedeny pouze v případě změny v postupu výpočtu.

V kapitole Midas Civil je stručně shrnuta analýza konstrukce v programu, a také jak program zohledňuje jednotlivé typy předpětí.

V tomto programu byly dále vytvořeny tři modely komorového předpjatého mostu. První model byl předepnut dodatečně se soudržností, druhý dodatečně bez soudržnosti a třetí externě. V kapitole je popsáno zatížení, průřezové a materiálové vlastnosti, porovnání ztrát u jednotlivých modelů a na závěr porovnání mezních stavů únosnosti pro ohyb s normálovou silou a smyk.

Příloha A pojednává o mezních stavech únosnosti prvků předpjatých výztuží bez soudržnosti, kde porovnává experimentální výsledky s různými přístupy a navrženými vzorci.

1. Základní myšlenka předpětí

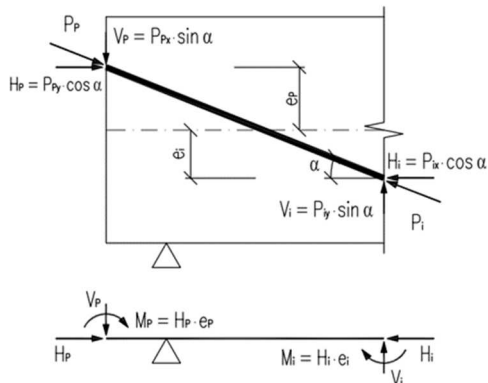
Do materiálu, který nemá dostatečnou tahovou pevnost (beton), vneseme počáteční impuls, kterým vytvoříme tlakovou rezervu takovou, že namáhaný prvek je po zatížení tlačem v celém průřezu (beton dobře odolává tlakovému působení), nebo alespoň výsledná tahová napětí snížíme na hodnotu, kterou již je daný materiál schopen přenést.

Tímto můžeme docílit významného ušetření materiálu, subtilnějších konstrukcí a tím i větších rozpětí v řádkách stovek metrů.

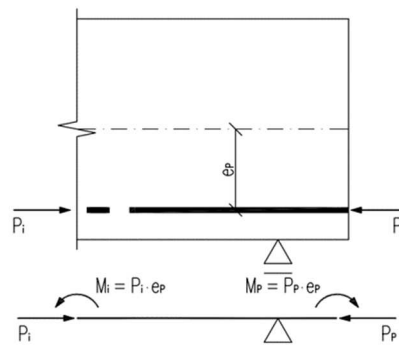
2. Silové působení předpínacího kabelu

Předpjetí lze uvažovat jako vnější zatížení. Předpínací kabely vyvozují na konstrukci silové účinky v místě kotvení a také v místě změny vedení kabelu, a to zalomením, nebo zakřivením do tvaru kružnice nebo paraboly. Tyto silové účinky si můžeme rozložit na složku horizontální, vertikální a momentovou. Velikost vertikální a horizontální složky lze určit pomocí úhlu α , který svírá střednicová osa nosníku a tečna osy kabelu ve vyšetřovaném průřezu. Moment od předpětí je závislý na velikosti excentricity kabelu (vzdálenost od střednicové osy nosníku).

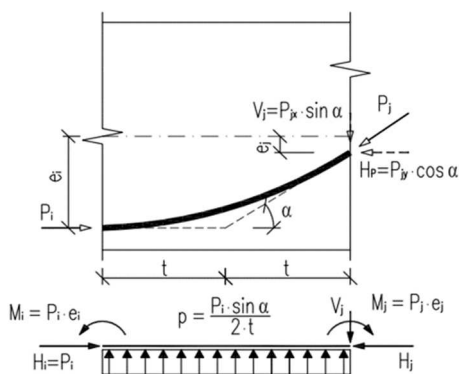
Silové účinky v místě kotvení



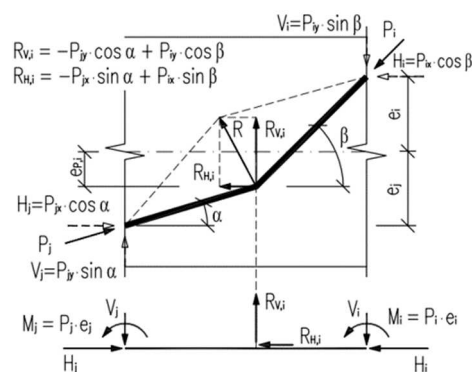
Obrázek 2.4: Silové působení kabelu v místě kotvení



Obrázek 2.3: Silové působení kabelu v místě kotvení



Obrázek 2.2: Silové působení kabelu v místě změny směru vedení – zakřivená část (kružnice, parabola)



Obrázek 2.1: Silové působení kabelu v místě změny směru vedení – zlomená část

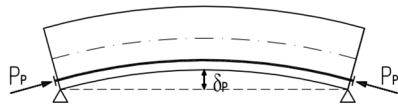
Silové a radiální účinky v místě změny směru

Pokud je poměr vzepětí paraboly f ku délce nosníku L menší než $1/15$ je možné při určení ekvivalentních účinků předpětí použít zjednodušení. Toto zjednodušení spočívá v tom, že úhel α je při takto malém vzepětí velmi malý, a tudíž se horizontální složka uvažuje jako konstantní. Tímto se získá vzorec pro spojitě zatížení od radiálních účinků předpětí:

$$p_{a,b} = (P_H \cdot 8 f) / L_{a,b}^2$$

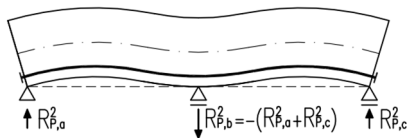
Na staticky určitých konstrukcích se projeví pouze primární účinky předpětí. Sekundární účinky, které se projevují u staticky neurčitých konstrukcí, jsou takové, které jsou způsobeny bráněním volné deformace konstrukce od účinků předpětí v některé z podpor.

Ukázkovým příkladem může být nosník o dvou polích, předpjatý kabelem vedoucím po celé délce při spodním okraji průřezu. Nebýt střední podpory, nosník se prohne směrem vzhůru.



Obrázek 2.5: Sekundární účinky od předpětí 1

Střední podpora však tomuto průhybu brání, a vzniká tak silový účinek. Tento účinek si můžeme představit jako sílu tak velkou, že v případě chybějící střední podpory by vychýlený bod nad střední podporou zatlačila opět na původní pozici.



Obrázek 2.6: Sekundární účinky od předpětí 2

Tato síla (respektive sekundární účinky) už jsou tedy závislé na ohybové tuhosti nosníku, a tedy na jeho průřezových a materiálových vlastnostech. Na rozdíl od primárních účinků, které lze na staticky určité konstrukci určit pouze se znalostí geometrie vedení kabelu a velikosti předpínací síly.

Sekundární účinky lze spočítat např. za použití:

- Metody třímomentových rovnic
- Vereščaginovo pravidla
- Metody jednotkových sil
- Mohrovou analogií
- Zjednodušené deformační metody

Celkové účinky předpětí jsou pak součtem účinků primárních a sekundárních.

3. Fáze působení předpjaté konstrukce

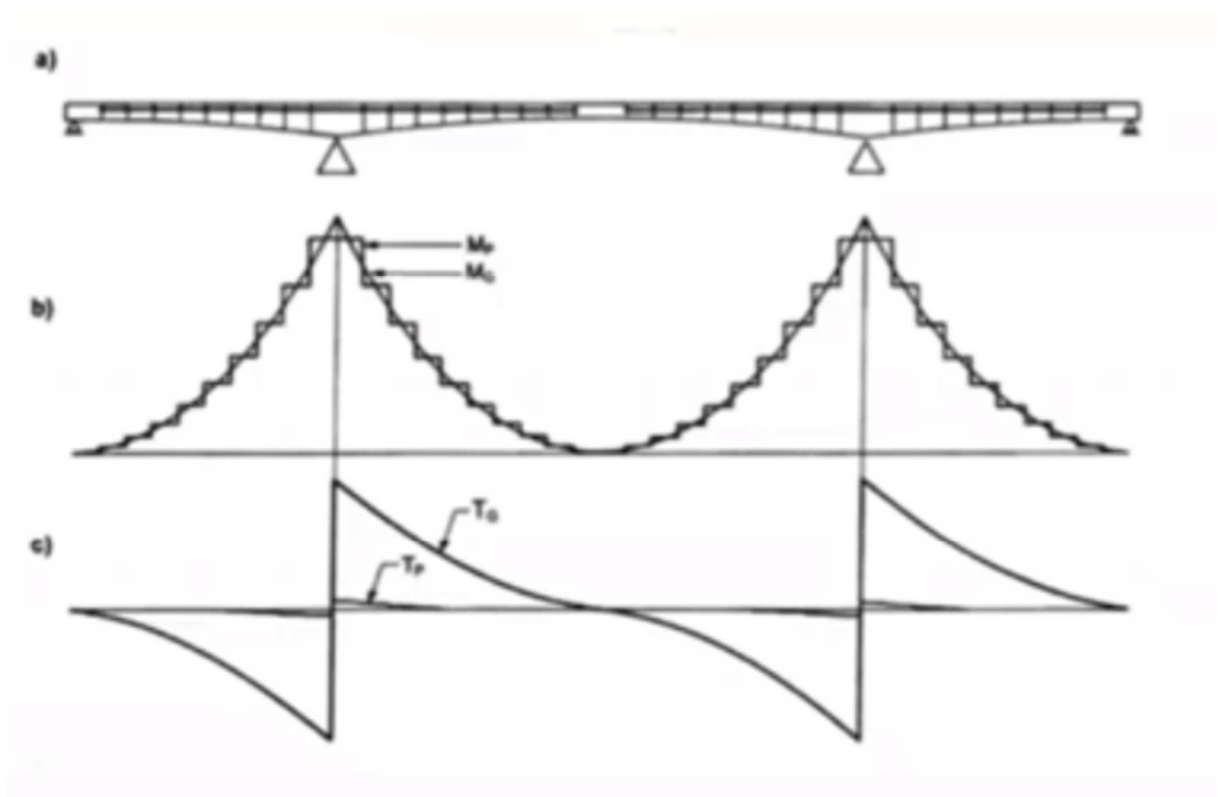
Napětí v předpínacích lanech je závislé na fázích zatěžování prvku, postupu výstavby, časově závislých parametrech apod. Bez znalosti posloupnosti jednotlivých kroků nelze výsledné napětí v lanech získat. V každé fázi výstavby je tedy nezbytné určit velikost působící předpínací síly a účinků předpětí.

- Před vnesením napětí
 - Pevnost betonu je malá – hrozí nebezpečí vzniku trhlin
 - Ošetřování betonu (kvůli zabránění smršťování)
 - Vyloučení náhlé změny teploty
- V průběhu předpínání
 - Největší namáhání předpínací výztuže pod kotvou
 - Možnost přetržení lan
 - Kotevní oblast (mladý beton)
 - Vnášet předpětí postupně a symetricky
 - Zajistit aktivaci vlastní tíhy
- Po vnesení předpětí
 - Snížení napětí o okamžité ztráty (výrobní)
 - Změny uvažovaných uložení
 - Dynamické zatížení
 - Manipulace a skladování
- V průběhu výstavby
 - Ostatní stálé zatížení
 - Dopínání
 - Ověření montážních stavů
- Provozní stav
 - Další proměnná zatížení

4. Metody návrhu předpětí

4.1. Metoda vyrovnání napětí

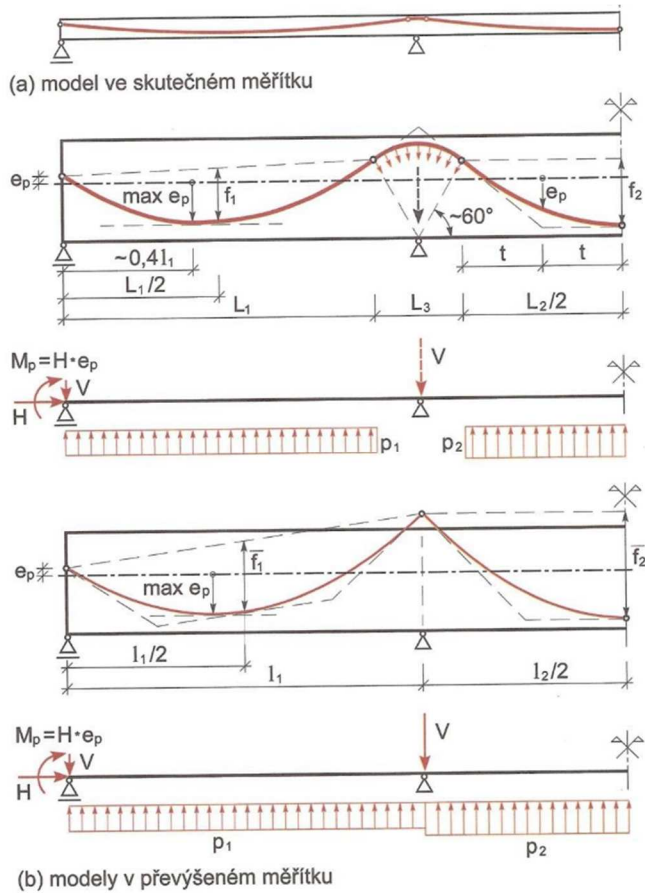
- Princip vyrovnání napětí v průřezu
- Často nelogické vedení kabelů pro zamezení tahových napětí v konstrukci
- Minimální vliv na svislé deformace – problémy s dlouhodobými průhyby konstrukcí
- Použitím přímých kabelů získám schodovitý průběh ohybového momentu, a jelikož posouvající síla je první derivací ohybového momentu, tak je její průběh nulový
 - Redukce posouvajících sil je tedy nulová
 - Normálový účinek zůstává



Obrázek 4.1: Metoda vyrovnání napětí: a) vedení kabelů b) průběh ohybových momentů c) průběh posouvajících sil

4.2. Metoda vyrovnání zatížení

- Větší spotřeba předpínací výztuže, komplikovanější vedení
- Větší trvanlivost a provozuschopnost konstrukce
- Princípem je částečné nebo úplné vyrovnání vnějších zatížení předpětím
- S ohledem na stupeň předpětí se doporučuje vyrovnat 80-100 % stálých zatížení
- Minimálně 80 % i při uvažování nelineárního chování betonu se započtením vlivu trhlin
- Vedení předpětí vystihuje chování systému konstrukce a roznos zatížení



Obrázek 4.2: Metoda vyrovnání zatížení

5. MSÚ – mezní stavy únosnosti

Mezní stavy únosnosti jsou stavy, kdy dochází ke kolapsu nebo k závažné poruše konstrukce vedoucí k ohrožení osob a rozdělují se do následujících skupin:

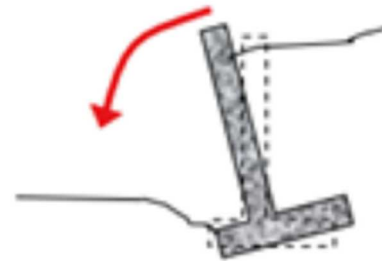
5.1. EQU

Ztráta statické rovnováhy (equilibrium) konstrukce nebo její části, uvažované jako tuhé těleso. Tento stav nenastává, pokud jsou návrhové destabilizační účinky zatížení $E_{d,dst}$ (moment nebo síla) menší nebo rovny návrhovým účinkům stabilizačním $E_{d,stab}$.

Příkladem může být například opěrná zeď.

Zde může dojít k:

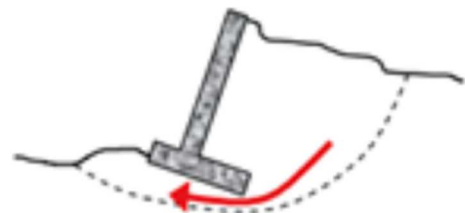
- Převrácení zdi otočením okolo jejího základu:
 - Destabilizující zatížení $E_{d,dst}$
 - Zemní tlak
 - Jiné vodorovné síly
 - Stabilizující zatížení $E_{d,stab}$
 - Hmotnost opěrné stěny
 - Hmotnost zeminy nad ozubem
 - Hmotnost základu
- Posunutí v základové spáře:
 - Destabilizující zatížení $E_{d,dst}$
 - Zemní tlak
 - Jiné vodorovné síly
 - Stabilizující zatížení $E_{d,stab}$
 - Tření v základové spáře
 - Odpor zeminy před základem



Obrázek 5.1: MSÚ - EQU

5.2. GEO

Porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost



Obrázek 5.2: MSÚ – GEO

5.3. FAT

Dochází k únavové poruše (fatigue failure) konstrukce nebo nosných prvků.

Nastává, když je prvek zatížen opakovaným nebo kolísavým zatížením, které může způsobit rozvinutí drobné poruchy ve velkou. Ve srovnání s mezními hodnotami napětí materiálu k únavovému selhání může dojít při relativně nízkých úrovních napětí pod mezí kluzu namáhaného materiálu.

5.1. STR

Tato práce se bude zabývat především mezními stavy STR ve kterých dochází k vnitřní poruše nebo nadměrné deformaci konstrukce nebo nosných prvků, vč. podpěr a základů.

V mezních stavech STR má být ověřena podmínka:

$$Ed \leq Rd$$

Kde:

- Ed = návrhová hodnota účinků zatížení, jako je vnitřní síla, moment, nebo vektor několika vnitřních sil nebo momentů
- Rd = návrhová hodnota příslušné únosnosti

Účinky se rozlišují na:

- Stálá: vztahuje se k podmínkám běžného užívání
- Dočasná: vztahuje se k dočasným podmínkám konstrukce, jako je výstavba, opravy apod.
- Mimořádná: vztahuje se k mimořádným podmínkám možného vystavení konstrukce, jako je výbuch, požár, náraz apod.
- Seismická: vztahuje se k výjimečným podmínkám konstrukce spojeným se seismickými účinky

Mezní odolnost se ověřuje na:

- Ohyb a normálovou sílu (M+N)
- Smyk a kroucení (V+T) a interakce s (M+N)
- Vyloučení křehkého lomu (min. vyztužení z hlediska MSÚ)
- Únava (beton, předpínací a betonářská výztuž)
- Posouzení detailů (kotvení předpětí, deviátory)



Obrázek 5.3: MSÚ - STR

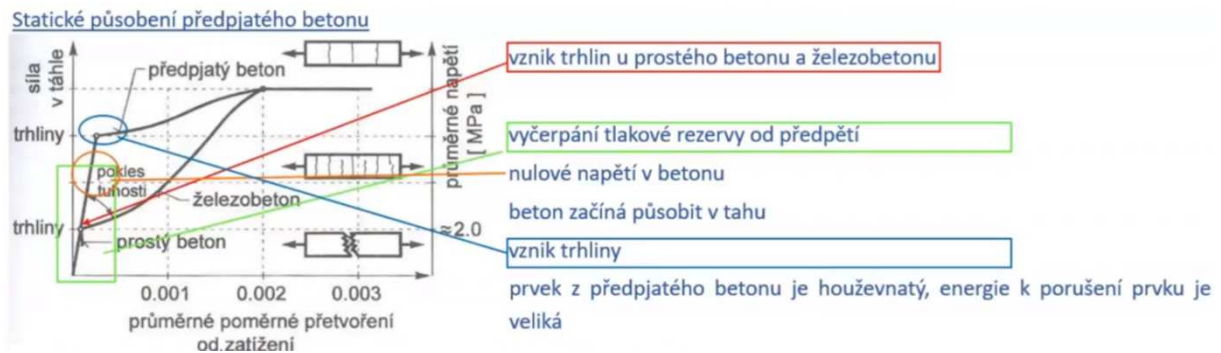
6. MSÚ – Předpjatý beton

Předpětí působí jako vnější síla uvažovaná jako jeden ze zatěžovacích stavů, jejíž návrhová hodnota závisí na uvažování účinků jako příznivých nebo nepříznivých. Při posuzování celého průřezu působí předpětí zpravidla příznivě, naopak při posuzování detailů (deviátory, sedla, kotvící body) působí předpětí zpravidla nepříznivě. K tomu slouží součinitel $\gamma_{P,fav}$ nebo $\gamma_{P,unfav}$.

Vzhledem k oddálenému vzniku trhlin je prvek z předpjatého betonu tužší a má menší protažení (ohýbaný prvek má menší průhyby)

Rozdíl mezi prostým betonem, železobetonem ŽB a předpjatým betonem PB

- prostý – trhliny = kolaps
- ŽB – trhliny – vyčerpání tahové pevnosti výztuže – kolaps
- PB – vyčerpání tlakové rezervy – trhliny – vyčerpání tahové pevnosti výztuže (rezerva již není tak velká, jelikož přetvoření bylo z části vyčerpáno na předpětí) – kolaps



Obrázek 6.1: Statické působení předpjatého betonu

Předpoklady pro stanovení sil na mezi únosnosti:

- Průřezy před a po přetvoření jsou rovinné
- Poměrné přetvoření soudržné výztuže v tahu i v tlaku je stejné, jako poměrné přetvoření přílehlého betonu (pro předpětí se soudržností)
- Beton v tahu nepůsobí
- Napětí v betonu a ve výztuži může být stanoveno pomocí pracovních diagramů betonu a výztuže
- Počáteční poměrné přetvoření předpínací výztuže se uvažuje, pokud se posuzují napětí v předpínací výztuži
- Mezního stavu je dosaženo, pokud dojde k:
 - Drcení tlačného betonu
 - Meznímu poměrnému přetvoření betonářské výztuže
 - Meznímu poměrnému přetvoření předpínací výztuže

7. Velikost předpínací síly v MSÚ

Předpínací síla je zavedena do konstrukce s poměrně vysokou spolehlivostí, jsou i součinitele pro mezní stavy únosnosti poměrně blízké 1.

7.1. Prvky předepnuté soudržnou výztuží

U soudržné předpínací výztuže se stanoví základní napětí, tj. napětí odpovídající nulové de-formaci okolního betonu, a z poměrné deformace průřezu v úrovni výztuže se stanoví přírůstek napětí v předpínací výztuži v mezním stavu.

(2)P Při stanovení mezního momentu únosnosti železového nebo předpjatého betonového průřezu se vychází z následujících předpokladů:

- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i v tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu (1)

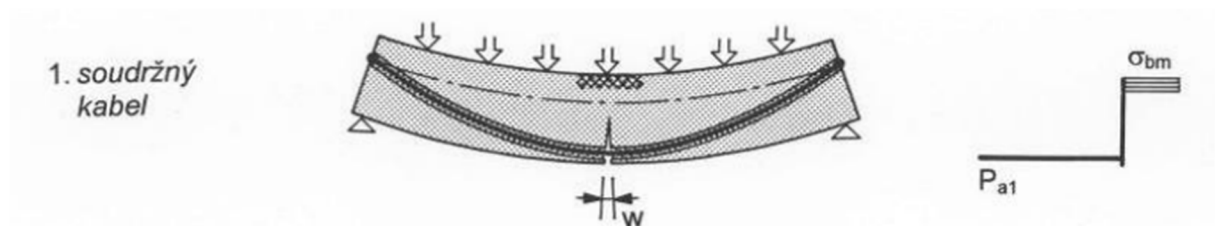
Součinitelé γ_P vycházejí z předpokladu přetvoření průřezu jako celku

Uvažuje se hodnotami vycházejícími z průměrné hodnoty síly v čase x : $P_{m,t}(x)$ a je násobená součinitelem zatížení γ_P :

$$P_{d,t}(x) = \gamma_P \times P_{m,t}(x)$$

Součinitele zatížení se uvažují podle toho, jak předpětí působí (příznivě/nepříznivě) na posuzovaný prvek.

- Příznivé (favorable) účinky zatížení jako $\gamma_{P,fav}$
 - ve většině případů posuzování celého průřezu
 - $\gamma_{P,fav} = 1,0$ (viz národní příloha NA 2.3.)
- Nepříznivé (unfavorable) účinky zatížení jako $\gamma_{P,unfav}$
 - při posuzování detailů (deviátory, sedla, kotevní oblasti)
 - $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ (viz národní příloha NA 2.4.)

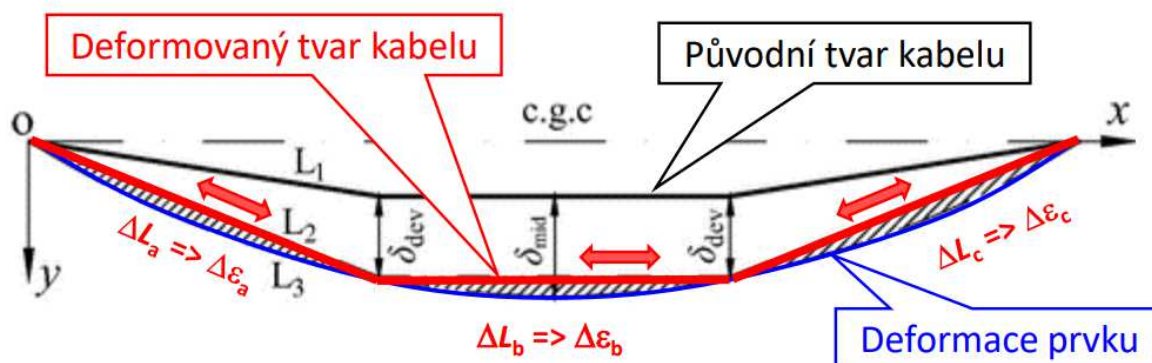


Obrázek 7.1: Deformace nosníku se soudržným kabelem

7.2. Prvky předepnuté nesoudržnou výztuží

- Zjednodušeně, zvětšením $P_{m,t}(x)$ o **100 MPa**
- Výpočtem na základě deformace celého prvku/konstrukce.

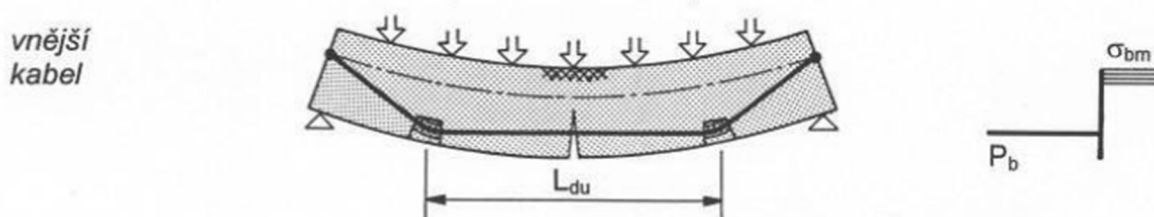
$$P_{d,t}(x) = \gamma_P \times P_{m,t}(x) + \gamma_{\Delta P} \times \Delta P_{m,t}(x)$$



Obrázek 7.2: Závislost deformace kabelu bez soudržnosti na deformaci celého prvku

Externě předpjaté prvky

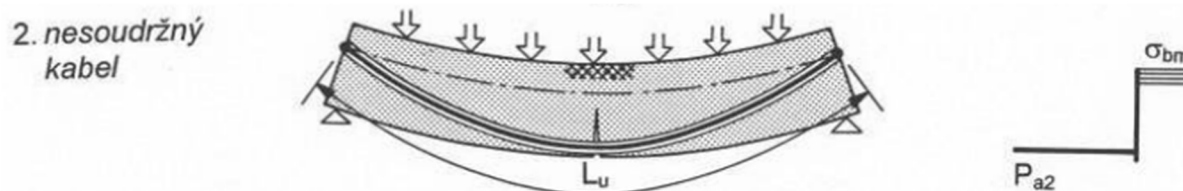
Prvek se přetváří jiným způsobem než kabel. Přetvoření kabelu u externě předpjatých konstrukcí je dáno polohou deviátorů, sedel a ukotvení na opěrách. Mezi těmito body má přetvoření kabelu konstantní průběh. To se projeví změnou přetvoření na mezi únosnosti oproti počátečnímu stavu.



Obrázek 7.3: Deformace nosníku s vnějším kabelem

Prvky předpjaté vnitřní výztuží bez soudržnosti

U vnitřních kabelů bez soudržnosti sice nedochází ke změně excentricity a geometrie kabelu kopíruje deformaci nosníku jako je tomu u kabelů se soudržností, ale stále zde zůstává problém s přetvořením, které je závislé na deformaci celého nosníku a nelze odečíst z přetvoření přilehlého betonu ve vyšetřovaném řezu.



Obrázek 7.4: Deformace nosníku s nesoudržným kabelem

Dle normy ČSN EN 1992-1-1 se k přírůstku napětí přistupuje takto:

(2) U předpjatých prvků s trvale nesoudržnými předpínacími vložkami je obecně nutné při výpočtu přírůstku napětí v předpínací oceli uvažovat deformaci celého prvku. Pokud se neprovede podrobnější výpočet, lze předpokládat přírůstek napětí od účinného předpětí do napětí v mezním stavu únosnosti hodnotou $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

POZNÁMKA Hodnotu $\Delta\sigma_{p,ULS}$, která se použije v příslušném státě, lze nalézt v národní příloze.

Doporučená hodnota je 100 MPa.^{NP42)} (1)

NA.2.42 Článek 5.10.8 Účinky předpětí v mezních stavech únosnosti, odstavec (2)

Doporučená hodnota $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$ MPa platí pro konstrukce o jednom poli, u spojitých konstrukcí je třeba tuto hodnotu redukovat v poměru délky pole k půdorysné délce předpínací vložky.

8. Posouzení na smyk

Vychází z předpokladu, že v konstrukci vznikají trhliny. Základem je model náhradní příhradové konstrukce (ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.2).

Postup je velmi podobný jako při posuzování železobetonových konstrukcí. Předpětí se projevuje zavedením tlakové normálové síly do výpočtu únosnosti ve smyku ve vztahu (6.2 a, b) popř. (6.4).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_I f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

U předpjatých prostých nosníků bez smykové výztuže lze vypočítat únosnost ve smyku v oblastech s ohybovými trhlinami s použitím vztahu (6.2.a). V oblastech bez ohybových trhlin (pokud napětí v tahu za ohybu je menší než $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$) má být únosnost ve smyku omezena pevností betonu v tahu. V těchto oblastech je únosnost ve smyku dána vztahem:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

Při návrhu smykové výztuže se projevuje předpětí snížením úhlu tlačných diagonál

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Pokud je předpínací výztuž skloněná, navrhne se podélná výztuž v taženém páse tak, aby přenesla podélnou tahovou sílu vyvolanou smykem.

Jsou-li ve stěnách kabelové kanálky, je třeba pro výpočet smykové únosnosti redukovat plochu stěny. Redukce je rozdílná pro zainjektované kanálky a pro kanálky, kde je vedena volná předpínací výztuž bez soudržnosti.

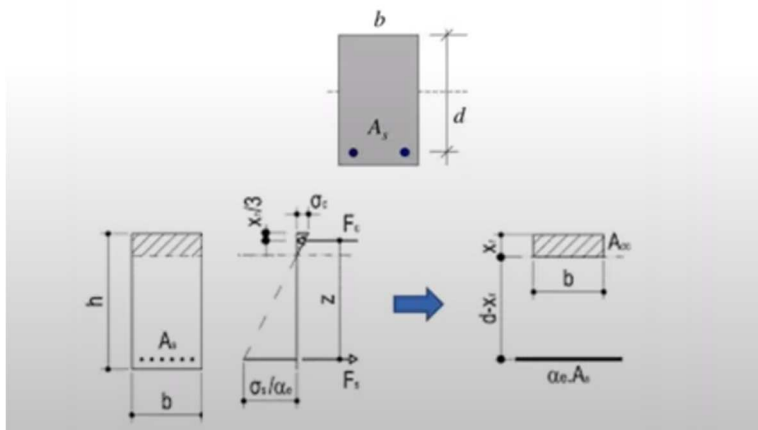
9. MSP

- Napětí v konstrukci se stanoví pružným výpočtem
- Průřezové charakteristiky (vliv trhlin) se uvažují podle návrhu konstrukce, resp. maximálních tahových napětí dosažených v posuzovaném průřezu od vzniku konstrukce do okamžiku jejího posouzení
- Průřez neporušený trhlinami (plný průřez)
 - $\sigma_{c,t} \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ nebo } f_{ct,fl}$
- Průřez porušený trhlinami (redukovaný průřez)
 - $\sigma_{c,t} > f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ nebo } f_{ct,fl}$

$f_{ct,eff}$ efektivní pevnost betonu v tahu

f_{ctm} průměrná pevnost betonu v tahu

$f_{ct,fl}$ průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu



9.1. Velikost předpínací síly

Velikost předpětí se uvažuje hodnotami vycházejícími z průměrné hodnoty síly F_p :

- Horní charakteristická hodnota: $P_{k,sup} = r_{sup} \times P_{m,t}(x)$
- Dolní charakteristická hodnota: $P_{k,inf} = r_{inf} \times P_{m,t}(x)$

Součinitele r_{sup} a r_{inf} vyjadřují proměnnost velikosti předpínací síly (zejména přesnost stanovení ztrát) a stanoví se podle ČSN EN 1992:

- Pro předem napínané nebo nesoudržné předpínací vložky:
 - $r_{sup} = 1,05$
 - $r_{inf} = 0,95$
- Pro dodatečně napínané soudržné předpínací vložky:
 - $r_{sup} = 1,10$
 - $r_{inf} = 0,90$
- Pokud se provádějí příslušná měření (např. přímé měření předpětí), pak lze uvažovat:
 - $r_{sup} = r_{inf} = 1,00$

10. Historie přístupů k předpětí bez soudržnosti

Použití předpjatých lan bez soudržnosti k předpětí betonové části průřezu je stejně staré jako předpjaté betony samotné. Pro první předpjatý betonový most na světě, postavený v Německu v roce 1939 (Schönberg a Fichtner 1939), bylo použito vnější předpětí. Na konci třicátých let si německý inženýr Franz Dischinger patentoval systém předpjatého betonu s použitím vnějších nesoudržných lan. Jeho znalost nežádoucích účinků dotvarování a smršťování betonu ho vedla k tomu, že dal přednost nesoudržné předpínací oceli, kterou lze dopnout během životnosti konstrukcí.

Navzdory těmto nadějným začátkům se brzy ve většině částí světa stalo preferovaným způsobem předpětí použití soudržné výztuže. To bylo částečně způsobeno obavami o ochranu předpínací oceli proti korozi. Stejně důležitý však byl mezi inženýry dojem, že konečná odolnost konstrukcí s nesoudržnými lany je nejen obtížně spočítatelná, ale také podstatně menší než odolnost identicky vyztužených konstrukcí se soudržnou výztuží. To bylo podpořeno zátěžovými testy předpjatých betonových nosníků, které provedli páni Giehrach a Sattelle (1954) a dále Rüschi, Kordina a Zelger (1959). Výsledkem je, že současné standardy jsou konzervativní, empiricky založená konstrukční kritéria pro struktury s nesoudržnou výztuží.

Tato kritéria obvykle specifikovala pro výpočet ohybové odolnosti na mezním stavu únosnosti zvýšení napětí v nesoudržné předpínací oceli o $\Delta\sigma_p$. Předepsané hodnoty $\Delta\sigma_p$ byly obvykle získány empiricky. Tato filozofie přetrvala dodnes v několika národních normách včetně té naší.

Ačkoli empirická kritéria často poskytují přesné posouzení toho, zda je konkrétní systém bezpečný, jen zřídka poskytují přehled o tomu tak je nebo není. Tato nevýhoda znamená, že empirické konstrukční specifikace mají obvykle omezenou nebo žádnou platnost mimo rozsah parametrů, s nimiž byla kritéria původně stanovena. Je tedy logické vyhnout se empirickým postupům, kdykoli jsou k dispozici racionální modely založené na řádných fyzikálních principech.

Baker (2) byl jedním z průkopníků, kteří pracovali na predikci napětí v lanech bez soudržnosti v mezním stavu únosnosti. Komplexní vyhodnocení nejnovějšího stavu do roku 1991 provedli Naaman a Alkhairi (3). Společným přístupem v predikci mezního napětí f_{ps} při ohybovém namáhání nosníku s předpětím bez soudržnosti bylo začít s efektivním předpětím f_{pe} a určit následný přírůstek napětí Δf_{ps} způsobený dalším zatížením vedoucím k meznímu stavu. Faktory, které ovlivňují tento přírůstek napětí jsou pevnost v tlaku betonu, množství předepnutých lan, betonářská výztuž, poměr rozpětí a výšky atd.

Výsledky těchto výzkumů přispěly k neustálému zlepšování vzorců přijatých v různých konstrukčních předpisech pro predikci mezního napětí lana f_{ps} při ohybovém namáhání. Pro predikci mezního napětí f_{ps} při porušení v ohybu Baker (2) zavedl koeficient redukce soudržnosti λ , který je definován jako poměr průměrného a maximálního napětí betonu sousedícího s ocelí.

Pro mezní stav únosnosti navrhl bezpečnou mezní hodnotu $\lambda=0,1$. Po testování řady jednoduchých předpjatých betonových nosníků s nesoudržnými lany Janney et al. (4) navrhli, že koeficient λ je třeba brát jako poměr výšky neutrální osy c v mezním stavu únosnosti k výšce d_p předpínací výztuže, tj. $\lambda=c/d_p$.

Warwaruk et al. (5) testovali 82 jednoduše podepřených, částečně předpjatých nosníků, aby prozkoumali vliv množství výztuže, pevnosti v tlaku betonu a typu zatížení na chování v mezním stavu únosnosti. Kromě uznání vlivu betonářské výztuže v kontrole trhlin byl navržen také predikční vzorec. Následně Pannell (6) provedl komplexní výzkum za účelem prostudování účinků poměru rozpětí a

výšky, účinného předpětí a množství výztuže na ohybové chování předpjatých betonových nosníků s lany bez soudržnosti.

Přišel s dalším vzorcem předpokládajícím, že šířka L_p plastické zóny na mezi únosnosti je 10,5krát výška neutrální osy c . Pro vyhodnocení účinků přítomnosti nebo nepřítomnosti soudržnosti, množství betonářské výztuže atd., Mattock et al. (7) testovali řadu jednoduchých a spojitých částečně předpjatých betonových nosníků a zkoumaly návrhový kód ACI, který byl v té době převládající. Návrhový kód byl následně s ohledem na výsledky tohoto výzkumu změněn.

Později Tam a Pannell (8) prezentovali jejich zjištění o účincích množství předpjaté a nepředpjaté tahové oceli, poměr rozpětí a výšky L/d_p a efektivní předpětí f_{pe} . Výzkum Mojtabehiho a Gambla (9) identifikoval významný vliv poměru rozpětí a výšky L/d_p na mezní napětí f_{ps} v lanech při ohybovém namáhání. Předložili také příhradový model podporující tato pozorování. Práce Burnse et al. (10) na jednosměrně předepnutých betonových kontinuálních deskách naznačila, že na chování těchto konstrukcí na mezním stavu mají vliv uspořádání zatížení, vzor formace plastických kloubů a poměr rozpětí a výšky.

Experimentální a analytické výzkumy Cookeho et al. (11) byly zaměřeny především na studium vlivu poměru rozpětí a výšky a množství předpínací oceli na napětí f_{ps} v lanech bez soudržnosti v mezním stavu. Rovněž kriticky přezkoumali různé verze stávajícího kódu ACI a doporučili určité změny. Ve snaze ukázat význam betonářské výztuže a její vliv na mezní napětí f_{ps} při ohybu, provedli Du a Tao (12) experimentální šetření a navrhli revidovaný vzorec návrhu, který tyto faktory bral v potaz. Harajli ve svém analytickém výzkumu za účelem studia vlivu typu zatížení a poměru rozpětí a výšky na konečné napětí f_{ps} při ohybovém selhání, zahrnul poměr rozpětí a výšky do návrhového vzorce v ACI 318-83. Byl navržen revidovaný návrhový vzorec, který by mohl umožnit nepřetržitý přechod pro různé poměry rozpětí a výšky. Různé výzkumné skupiny se také zaměřily na zlepšení návrhových vzorců přijatých v různých konstrukčních kódech. Patří mezi ně Campbell a Chouinard (13), Naaman a Alkhairi (14), Harajli a Kanj (15) a Chakrabarti (16).

Byly vyvinuty nelineární metody konečných prvků pro výpočet mezní odolnosti konstrukcí s nesoudržnou výztuží (viz například Kreger, Fenves a El-Habr 1990). Tyto postupy, které intenzivně využívají digitální počítače, eliminují potřebu empirických vzorců. Sdílejí však neodmyslitelnou nevýhodu poskytování inženýrům řešení výpočtu, aniž by nutně vyžadovali pochopení základního strukturálního chování. Důvěryhodnost počítačové analýzy je však vážně ohrožena, pokud není k dispozici žádný přijatelný postup pro ruční kontrolu výstupu. Počítač tak v žádném případě nevyloučí potřebu racionálních modelů strukturálního chování.

V posledních letech došlo k většímu využití nesoudržné předpínací výztuže v kombinaci se soudržnou výztuží. Zejména u segmentových konstrukcí mostů bylo uznáno, že výhody obou typů výztuže lze s dobrým účinkem kombinovat (Virlogeux 1990). Kromě toho jsou vnější lana stále více využívána jako důležitý prostředek k zesílení stávajících mostů, kde působí společně se stávající výztuží, která je často soudržná.

11. Vliv soudržnosti předpínací výztuže na ztráty předpětí

11.1. Vliv na krátkodobé ztráty předpětí

Ztráty třením

Dodatečné předpínání: i když jsou kanálky soudržné výztuže zainjektovány až po předepnutí, předpínací výztuž a stěny kabelového kanálku pro lana s/bez soudržnosti mají jiné vlastnosti, a tedy i ztráty třením se liší.

Ztráty pokluzem

Závisí na typu kotvy

Ztráty okamžitým pružným přetvořením betonu

Soudržnost nemá na tento typ ztrát vliv.

Dodatečně předpjatý kabel – ztráta se při předpínání neprojeví (kabel není z hlediska tuhosti v okamžiku vnesení předpětí součástí předpínaného prvku a nevzdoruje zatížení, které sám vyvolá)

Ztráty postupným předpínáním

Soudržnost nemá na ztráty tohoto typu vliv. Kanálky soudržné výztuže u dodatečně předpjatých konstrukcí jsou zainjektovány až po předepnutí.

Ztráty relaxací předpínací výztuže

před vnesením předpětí – transferem

Ztráty přetvořením opěrného zařízení

U předem předpjatých konstrukcí se soudržností

Ztráty změnou teploty

Vliv má urychlování tvrdnutí betonu – předpínání předem

Ztráty otlacením betonu

předpínání ovíjením při menších průměrech konstrukcí

11.2. Vliv na dlouhodobé ztráty předpětí

Ztráty relaxací předpínací výztuže

Soudržnost nemá vliv

Ztráty smršťováním a dotvarováním betonu

Roli zde hraje průběh vnitřních sil v nosníku, a tedy to jakým způsobem působí kabel na konstrukci. Externě předpjatý nosník má jiný průběh ztrát než nosník dodatečně předpjatý bez soudržnosti. Při stejné geometrii kabelu má nosník se soudržností i bez soudržnosti stejné ztráty.

Ztráty okamžitým přetvořením

V důsledku proměnného zatížení

12. Ukázkový výpočet posouzení prostého nosníku

Vzhledem k tomu, že správný návrh předpětí je postaven na základě splnění podmínek mezních stavů použitelnosti MSP, je i v té to kapitole popsán postup včetně posouzení MSP.

Bylo provedeno posouzení nosníků:

1. předem předpjatý nosník se soudržností
2. dodatečně předpjatý nosník se soudržností
3. dodatečně předpjatý nosník bez soudržnosti

Postup výpočtu je detailně popsán pro nosník předem předpjatý se soudržností. Pro zbylé případy jsou již jen tabulkově vyčísleny jednotlivé mezivýsledky (nosník 1, 2 a 3) a doplněné vzorce jsou uvedeny pouze v případě změny v postupu výpočtu.

Výpočet ztrát nebyl vzhledem k přehlednosti porovnávaných výsledků a závislosti na velké variabilitě okrajových podmínek předpínání posuzovaných nosníků proveden. Dlouhodobé ztráty byly odhadnuty jako 11 % a krátkodobé jako 6 % z maximálního napětí při předpínání. Ztráty vzhledem k závislosti na soudržnosti předpětí popisuje kapitola 11.

V poslední podkapitole jsou pak porovnány momenty únosnosti jednotlivých variant.

12.1. Popis nosníku

Posuzován byl prostý nosník průřezu T o délce $L = 30 \text{ m}$. Nosník byl zatížen spojitým zatížením po celé jeho délce.

Předpínací kabely jsou vedeny při spodním okraji nosníku s maximální možnou excentricitou vzhledem k dodržení krytí předpínací výztuže.

12.2. Materiálové charakteristiky

BETON	C40/50		
Char. pevnost betonu v tlaku			
válcová	f_{ck}	40	MPa
krychelná	$f_{ck,cube}$	50	MPa
dílčí součinitel materiálu	γ_c	1,5	-
návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	26,67	MPa
střední hodnota pevnosti v tahu	f_{ctm}	3,5	MPa
modul pružnosti	E_{cm}	35	GPa
mezní přetvoření	ϵ_{cu3}	-0,00031	‰

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 (15,7mm)		
Charakteristická pevnost	f_{pk}	1860	MPa
smluvní mez kluzu	$f_{p,01k}$	1640	MPa
průměr lana	\emptyset	15,7	mm
dílčí součinitel materiálu	γ_s	1,15	-
návrhová pevnost	f_{pd}	1426,09	MPa
modul pružnosti	E_p	195	GPa
plocha 1 lana	A_{p1}	150	mm ²
dílčí součinitel předpětí	γ_p	1	-

Maximální přípustné předpínací napětí			
maximální napínací síla v jednom laně	$P_{p,max}$	221,4	kN
maximální napětí v předpínací vložce	$\sigma_{p,max}$	1476	MPa
Maximální přípustné napětí v předpínací výztuži v okamžiku t=0			
maximální síla v jednom laně	P_{pm0}	209,1	kN
maximální napětí v předpínací vložce	σ_{pm0}	1394	MPa

12.3. Zatížení

Do níže uvedených kombinací MSP a MSÚ není zahrnut vliv předpínací síly. Ten je zvlášť doplněn v jednotlivých výpočtech.

Zatížení – stálé							
vlastní tíha	gk	9,88	kN/m	γ_c	1,35	gd	13,33 kN/m
Zatížení – proměnné							
Doprava	qk	6,25	kN/m	γ_c	1,5	qd	9,38 kN/m
Zatížení – celkem							
Celkem	fk	16,13	kN/m			fd	22,71 kN/m

12.4. Vnitřní síly

Vnitřní síly – ohybový moment							
Zatížení – stálé							
Moment	Mek	1110,94	kN.m	Med	1499,77		kN.m
Zatížení – proměnné							
Moment	Mek	703,13	kN.m	Med	1054,69		kN.m

12.4.1. Vnitřní síly MSP

charakteristická							
Moment	Mek	1814,06	kN.m				
Častá							
Moment	Mek	1462,50	kN.m			$\psi_{1,1}$	0,5
kvazistálá							
Moment	Mek	1321,88	kN.m			$\psi_{2,1}$	0,3

12.4.2. Vnitřní síly MSÚ

MSÚ - 6.10							
Moment	Med	2554,45	kN.m				
Posouv. síla u podpory	Ved	340,59	kN				

12.5. Průřezové charakteristiky

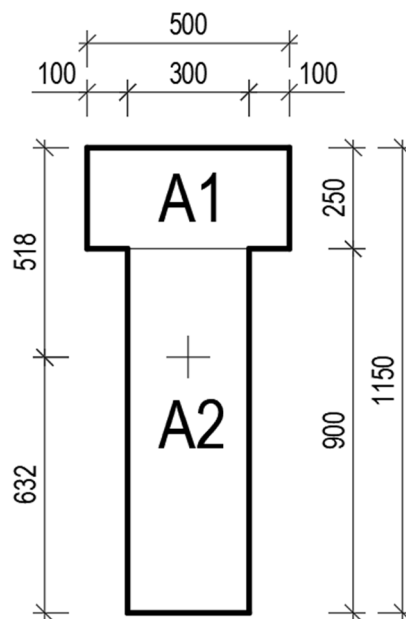
V závislosti na typu předpětí nosníku a zatěžovacím stavu byly použity průřezové charakteristiky plného průřezu, ideálního průřezu a průřezu oslabeného kanálkem pro předpínací lana.

Excentricita kanálku byla zvolena maximální možná, takže těžiště kanálku od spodního okraje nosníku je ve vzdálenosti rovné (krytí předpínací výztuže + poloměr kanálku). Excentricita se tedy pro použité průřezy liší vzhledem ke změně těžiště průřezu.

12.5.1. Plný průřez

A1		
h1	0,250	m
b1	0,500	m
A1	0,125	m ²
A2		
h2	0,900	m
b2	0,300	m
A2	0,270	m
Celek		
Ac	0,395	m ²

Těžiště		
od horního okraje – th	0,518	m
od dolního okraje – td	0,632	m
Moment setrvačnosti betonu		
Ic	0,047	m ⁴
Průřezový modul		
Wh	0,091	m ³
Wd	0,075	m ³



Obrázek 12.1: Průřez nosníku

12.5.2. Ideální průřez

Na ideální průřez působí ostatní stálé zatížení po vnesení předpětí do předem předpjatého nosníku a po zainjektování kanálků dodatečně předpjatého nosníku se soudržností.

těžiště lan od spodního povrchu		
ap	0,140	m
Vzdálenost těžiště lan od horního povrchu		
d	1,010	m
Skutečná excentricita lan od těžiště průřezu		
ep	0,492	m
Plocha lan		
Ap	0,0021	m ²
Plocha ideálního průřezu		
ω	5,571	
Ai	0,407	m ²
Vzdálenost těžiště betonového průřezu od těžiště ideálního průřezu		
ti	0,0141	m
Excentricita lan od těžiště ideálního průřezu		
epi	0,477	m
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje		
zhi	0,532	m
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od spodního okraje		
zdi	0,618	m
Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti		
li	0,050	m ⁴

12.5.3. Oslabený průřez

Oslabený průřez byl použit při posuzování dodatečně předpjatých nosníků. Na oslabený průřez působí účinky předpětí a vlastní tíha.

A1		
h1	0,250	m
b1	0,500	m
A1	0,125	m ²
A2		
h2	0,900	m
b2	0,300	m
A2	0,270	m ²
KANÁLEK		
r	0,046	m
Ak	0,007	m ²
Celek		
Ac	0,388	m ²

Těžiště		
od horního okraje – th	0,510	m
od dolního okraje – td	0,640	m
Moment setrvačnosti betonu		
Ic	0,045	m ⁴
Průřezový modul		
Wh	0,092	m ³
Wd	0,074	m ³
Excentricita lan		
ep	0,500	

12.6. Návrh předpětí

Pro návrh předpětí byla použita metoda vyrovnání napětí viz kapitola 4.1 v souladu s podmínkami pro dovolená napětí v betonu dle ČSN EN 1992-1-1 (1).

Návrh vychází z požadavku dekomprese průřezu při časté kombinaci zatížení v MSP. Dosazením nuly do vzorce pro výpočet napětí ve spodních vláknech a vyjádřením $P_{\infty k}$ byl získán odhad předpínací síly v čase 50 let.

$$\sigma_h = \left| -\frac{P_{\infty k}}{A_c} + \frac{P_{\infty k} \cdot e_p}{W_c^h} - \frac{M_{E\psi 1}}{W_c^h} \right| < f_{ck}$$

$$\sigma_h = -\frac{P_{\infty k}}{A_c} - \frac{P_{\infty k} \cdot e_p}{W_c^h} + \frac{M_{E\psi 1}}{W_c^h} = 0 \Rightarrow P_{\infty k}$$

$$P_{\infty k} = \frac{\frac{M_{E\psi 1}}{W_c^d}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_c^d}} = \frac{\frac{1462,50}{0,075}}{\frac{1}{0,395} + \frac{0,492}{0,075}} = 2148 \text{ kN}$$

Velikost ztrát byla odhadnuta 20 %. Předpínací síla těsně po vnesení předpětí do betonu tedy byla stanovena jako.

$$P_{mk} = \frac{P_{\infty k}}{1 - 0,20} = \frac{2148}{0,8} = 2685 \text{ kN}$$

Dále byla stanovena vzhledem k maximálnímu napětí v čase vnesení $\sigma_{pm0(x)} = 1476 \text{ MPa}$ plocha potřebné předpínací výztuže.

$$A_p = \frac{P_{mk}}{\sigma_{pm0(x)}} = \frac{2685}{1394 \cdot 10^3} = 0,0018 \text{ m}^2$$

Z té byl pak stanoven počet lan. Jmenovitá průřezová plocha jednoho lana byla uvažována 150 mm^2 .

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{0,0018}{150 \cdot 10^{-6}} = 12,13 \text{ ks}$$

Návrh n = 14 ks

Pro lepší porovnání výsledných momentů únosnosti byl **ve všech třech** případech použit stejný počet lan. V mezním stavu únosnosti by bylo 13 lan nevyhovující vzhledem k meznímu momentu únosnosti. To by znamenalo nutné použití tahové betonářské výztuže. V tomto zjednodušeném případě však postačí pouze minimální konstrukční výztuž.

nosník	Lan [ks]
1.	14
2.	14
3.	14

Ověření napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci v čase 50 let:

Velikost předpínací síly pro 16 lan:

$$P_{\infty k} = 14 \cdot A_{p1} \cdot \sigma_{pa} \cdot (1 - 0,20) = 14 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1476 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 0,20) = 2480 \text{ kN}$$

nosník	$P_{\infty k}$ [kN]
1.	2480
2.	2480
3.	2480

Napětí v horních vláknech ve středu rozpětí nosníku:

$$\sigma_h = -\frac{P_{\infty k}}{A_c} + P_{\infty k} \cdot \frac{e_p}{W_c^h} - \frac{M_{Ek}}{W_c^h} = -\frac{2480}{0,395} + 2480 \cdot \frac{0,492}{0,091} - \frac{1814,06}{0,091} = -12,8 \text{ MPa}$$

Podmínka omezení napětí z hlediska vzniku podélných trhlin:

$$12,8 \text{ MPa (tlak)} < 24 \text{ MPa} = 0,6f_{ck} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	σ_h [MPa]	poznámka	posouzení
1.	-12,8		VYHOVUJE
2.	-12,8		VYHOVUJE
3.	-12,4	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)	VYHOVUJE

Ověření napětí v horních vláknech na kraji nosníku v čase vnesení napětí:

$$P_a = 3100 \text{ kN (bez uvažovaných 20 % ztrát)}$$

$$\sigma_h = -\frac{P_a}{A_c} + P_a \cdot \frac{e_p}{W_c^h} - \frac{M_{Ek}}{W_c^h} = -\frac{3100}{0,395} + 3100 \cdot \frac{0,492}{0,091} - 0 = 8,92 \text{ MPa}$$

$$7,3 \text{ MPa (tah)} > 3,5 \text{ MPa} = f_{ctm} \quad \underline{\text{NEVYHOVUJE}}$$

nosník	σ_h [MPa]	poznámka	posouzení
1.	8,92		NEVYHOVUJE
2.	8,79	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)	NEVYHOVUJE
3.	8,79	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)	NEVYHOVUJE

V horních vláknech na kraji nosníku bude vznikat vzhledem k nulovému momentu od zatížení vlastní tíhou velký tah. Tomu musí být zabráněno např. volbou jiné geometrie lan (zmenšení excentricity kabelu na krajích nosníku) nebo separací lan (vyločení jejich působení v této oblasti) v závislosti na použitém druhu předpětí.

Ověření napětí v dolních vláknech na kraji nosníku v čase vnesení napětí:

$$\sigma_d = -\frac{P_{\infty k}}{A_c} - P_{\infty k} \cdot \frac{e_p}{W_c^h} + \frac{M_{Ek}}{W_c^h} = -\frac{3100}{0,395} - 3100 \cdot \frac{0,492}{0,075} - 0 = -7,85 \text{ MPa}$$

$$7,85 \text{ MPa (tlak)} < 18 \text{ MPa} = 0,75 \text{ (mladý beton)} \cdot 0,6 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

(z hlediska vzniku podélných trhlin i k zajištění lineárního dotvarování)

nosník	σ_h [MPa]	poznámka	posouzení
1.	7,85		VYHOVUJE
2.	7,98	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)	VYHOVUJE
3.	7,98	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)	VYHOVUJE

12.7. Výpočet ztrát předpětí

Detailní výpočet ztrát se pro prvky předem nebo dodatečně a se soudržností nebo bez soudržnosti v závislosti na velké pestrosti okrajových podmínek liší, což by ovlivnilo výsledné porovnání momentů únosnosti a vzhledem k tomu byla hodnota výsledných ztrát pro všechny nosníky uvažována stejně.

O rozdílech ve ztrátách předpětí pojednává kapitola 11 (Vliv soudržnosti předpínací výztuže na ztráty předpětí)

Krátkodobé ztráty byly uvažovány jako 7 % a dlouhodobé 11 % z maximálního napětí při předpínání.

Pro kontrolu maximálního přípustného napětí v předpínací výztuži u předem předpjatého nosníku byl proveden výpočet změny okamžitým pružným přetvořením betonu, který se u dodatečně předpjatých konstrukcí při předpínání neprojeví, jelikož kabel není z hlediska tuhosti v okamžiku vnesení předpětí součástí předpínaného prvku a nevzdoruje zatížení, které sám vyvolává.

12.7.1. Okamžité ztráty

Okamžité ztráty = 7 % (vyjma ztráty okamžitým pružným přetvořením betonu):

$$\Sigma\Delta\sigma_p = -1476 \cdot 0,07 = -103,32 \text{ MPa}$$

nosník	$\Sigma\Delta\sigma_p$ [MPa]
1.	-103,32
2.	-103,32
3.	-103,32

Změna okamžitým pružným přetvořením betonu při vnesení předpětí:

Od vlastní tíhy:

$$\Delta\sigma_{peg0} = \frac{M_{E0k}}{I_i} \cdot e_{pi} \cdot \frac{E_p}{E_{cm(t)}} = \frac{1110,94}{0,499} \cdot 0,478 \cdot \frac{195}{32,106} = 64,64 \text{ MPa}$$

$$E_{cm(t)} = \left(\frac{f_{cm(t)}}{f_{cm}}\right)^{0,3} \cdot E_{cm} = 0,75^{0,3} \cdot 35 = 32,106 \text{ MPa}$$

nosník	$\Delta\sigma_{peg0}$ [MPa]	Poznámka
1.	64,64	
2.	0	Neprojeví se
3.	0	Neprojeví se

Od předpětí:

$$\Delta\sigma_{pe} = -\sigma_p \cdot \psi \cdot (1 + \psi)$$

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \Sigma\Delta\sigma_p = 1476 - 103,32 = 1373$$

$$v = \frac{A_p \cdot E_p}{A_c \cdot E_{cm(t)}} = \frac{0,0021 \cdot 195}{0,395 \cdot 32,106} = 0,032$$

$$\psi = v \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot e_p^2}{I_c}\right) = 0,032 \cdot \left(1 + \frac{0,395 \cdot 0,492^2}{0,047}\right) = 0,098$$

$$\Delta\sigma_{pe} = -1373 \cdot \frac{0,098}{1 + 0,88} = -122,28 \text{ MPa}$$

nosník	$\Delta\sigma_{pe}$ [MPa]	poznámka
1.	-122,28	
2.	0	Neprojeví se
3.	0	Neprojeví se

Posouzení napětí ve výztuži po okamžitých ztrátách:

$$\sigma_{pa} = \sigma_{p0} + \Sigma\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{peg0} + \Delta\sigma_{pe} = 1476 - 103,32 + 64,64 - 122,28 = 1315 \text{ MPa}$$

$$1315 \text{ MPa} \leq 1394 \text{ MPa} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	$\Delta\sigma_{pa}$ [MPa]	Posouzení
1.	1315	VYHOVUJE
2.	1373	VYHOVUJE
3.	1373	VYHOVUJE

12.7.2. Dlouhodobé ztráty

Dlouhodobé ztráty = 11 % (vyjma ztráty pružným přetvořením betonu):

$$\Sigma\Delta\sigma_{p,c+s+r} = -1476 \cdot 0,11 = -162,36 \text{ MPa}$$

nosník	$\Sigma\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]
1.	-162,36
2.	-162,36
3.	-162,36

Změna předpětí okamžitým pružným přetvořením betonu:

Od kvazistálá kombinace (vyjma vlastní tíhy):

$$\Delta\sigma_{peq1} = \frac{M_{E\psi2} - M_{E0k}}{I_i} \cdot e_{pi} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{1321,88 - 1110,94}{0,0499} \cdot 0,478 \cdot \frac{195}{35} = 11,26 \text{ MPa}$$

nosník	$\Delta\sigma_{peq1}$ [MPa]	poznámka
1.	11,26	
2.	11,26	
3.	12,94	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)

Od účinků krátkodobých proměnných zatížení:

$$\Delta\sigma_{peq} = \frac{\overline{M_{EQk}}}{I_i} e_p \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{492,19}{0,0499} \cdot 0,478 \cdot \frac{195}{35} = 26,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{M_{EQk}} = (1 - \psi_{2,1}) \cdot M_{EQk} = (1 - 0,3) \cdot 703,13 = 492,19 \text{ kNm}$$

nosník	$\Delta\sigma_{peq}$ [MPa]	poznámka
1.	26,27	
2.	26,27	
3.	30,19	(použití průřezových char. oslabeného průřezu)

Napětí a síla ve výztuži po 50 letech:

- a) Po okamžitých i dlouhodobých ztrátách včetně ztrát okamžitým pružným přetvořením betonu od dlouhodobých zatížení

$$\sigma_{p\alpha} = \sigma_{pa} + \Delta\sigma_{peg1} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} = 1315 + 11,26 - 162,36 = 1164 \text{ MPa}$$

$$P_{m\alpha} = \sigma_{p\alpha} \cdot A_p = 1164 \cdot 10^3 \cdot 0,0021 = 2444 \text{ kN}$$

nosník	$\sigma_{p\alpha}$ [MPa]	$P_{m\alpha}$ [kN]
1.	1164	2444
2.	1222	2565
3.	1223	2569

- b) Po okamžitých i dlouhodobých ztrátách bez ztrát okamžitým pružným přetvořením betonu (pro výpočet s ideálním průřezem)

$$\sigma_{p\alpha} = \sigma_{pa} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} - (\Delta\sigma_{peg0} + \Delta\sigma_{pe}) = 1315 - 162,36 - (-122,28 + 64,64) = 1210 \text{ MPa}$$

$$P_{m\alpha} = \sigma_{p\alpha} \cdot A_p = 1210 \cdot 10^3 \cdot 0,0021 = 2542 \text{ kN}$$

nosník	$\sigma_{p\alpha}$ [MPa]	$P_{m\alpha}$ [kN]
1.	1210	2542
2.	1210	2542
3.	1210	2542

12.8. Mezní stav použitelnosti

12.8.1. Omezení napětí a kontrola vzniku trhlin

12.8.1.1. Omezení napětí v předpínací výztuži:

a) Na konci životnosti

$$\sigma_{p\alpha} + \Delta\sigma_{peq} \leq k_5 \cdot f_{pk}$$

$$1164 + 26,27 = 1190,2 \text{ MPa} \leq 1394 \text{ MPa} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	$\sigma_{p\alpha} + \Delta\sigma_{peq}$	posouzení
1.	1190	VYHOVUJE
2.	1248	VYHOVUJE
3.	1241	VYHOVUJE

b) Bezprostředně po instalaci ostatního stálého a proměnného zatížení

- hodnota dlouhodobých ztrát nebyla uvažována (na straně bezpečné), a proto je znovu přičtena
- jako změna napětí okamžitým přetvořením betonu byla použita hodnota od účinků krátkodobých proměnných zatížení

$$\sigma_{p\alpha} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} + \Delta\sigma_{peq} \leq k_5 \cdot f_{pk}$$

$$1164 + 162,36 + 26,27 = 1352 \text{ MPa} \leq 1394 \text{ MPa} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	$\sigma_{p\alpha}$ [MPa]	posouzení	Poznámky
1.	1352	VYHOVUJE	
2.	1410	NEVYHOVUJE	Potřeba podrobnějšího výpočtu průběhu ztrát a případně snížení předpínacího napětí
3.	1416	NEVYHOVUJE	

12.8.1.2. Omezení napětí v betonu:

Vzhledem k použití charakteristik ideálního průřezu nebyla zahrnuta změna okamžitým pružným přetvořením betonu.

Dle normy ČSN EN 1992-1-1 (1) článek 7.3.(6) platí pro prvky s nesoudržnou předpínací výztuží stejná pravidla jako pro ŽB konstrukce a pro prvky se soudržnou předpínací výztuží platí požadavky pro předpjaté betonové konstrukce. Soudržná výztuž se dle článku 7.3.2 (3) v tažené oblasti podílí na omezení trhlin, pokud těžiště předpínací výztuže leží do vzdálenosti $\leq 150 \text{ mm}$ od oblasti tlačené.

Horní charakteristická hodnota:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m\alpha} = 1,05 \cdot 2542 = 2669 \text{ kN}$$

nosník	r_{sup}	$P_{k,sup}$
1.	1,05	2669
2.	1,10	2796
3.	1,10	2,796

Dolní charakteristická hodnota:

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m\infty} = 0,95 \cdot 2542 = 2415 \text{ kN}$$

nosník	r_{inf}	$P_{k,inf}$
1.	0,95	2242
2.	0,90	2124
3.	0,90	2124

Posouzení vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci zatížení:

$$\sigma_h = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ci} - \frac{M_{Ek}}{I_i} \cdot z_{ci}$$

$$\sigma_h = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,532 - \frac{1814,1}{0,050} \cdot 0,532 = -12,98 \text{ MPa}$$

$$12,98 \text{ MPa (tlak)} \leq 24 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	σ_h [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	12,98	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	13,32	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	13,18	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

$$\sigma_d = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} - \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ti} + \frac{M_{Ek}}{I_i} \cdot z_{ti}$$

$$\sigma_d = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,618 - \frac{1814,1}{0,050} \cdot 0,618 = 2,2 \text{ MPa}$$

$$2,9 \text{ MPa (tah)} \leq 3,5 \text{ MPa} = f_{ctm} \quad \underline{\text{VYHOVUJE (není požadována minimální výztuž)}}$$

nosník	σ_d [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	2,2	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	3,3	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	2,8	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

Posouzení lineárního dotvarování pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$\sigma_h = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ci} - \frac{M_{E\psi 2}}{I_i} \cdot z_{ci}$$

$$\sigma_h = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,532 - \frac{1321,9}{0,050} \cdot 0,532 = -7,73 \text{ MPa}$$

$$7,73 \text{ MPa (tlak)} \leq 18 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	σ_h [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	7,73 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	8,07 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	7,67 (tlak)	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

$$\sigma_d = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} - \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ti} + \frac{M_{E\psi 2}}{I_i} \cdot z_{ti}$$

$$\sigma_d = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,618 - \frac{1321,9}{0,050} \cdot 0,618 = -3,85 \text{ MPa}$$

$$3,85 \text{ MPa (tlak)} \leq 18 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	σ_d [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	3,85 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	2,79 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	3,26 (tlak)	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

Posouzení dosažení dekomprese pro častou kombinaci:

Při dekompresi se požaduje, aby při časté kombinaci zatížení byla veškerá soudržná výztuž alespoň 25 mm uvnitř tlačené oblasti.

$$\sigma_h = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ci} - \frac{M_{E\psi 1}}{I_i} \cdot z_{ci}$$

$$\sigma_h = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,532 - \frac{1462,5}{0,050} \cdot 0,532 = -9,23 \text{ MPa}$$

9,74 MPa (tlak) VYHOVUJE

nosník	σ_h [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	9,23 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	9,57 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	9,24 (tlak)	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

$$\sigma_d = -\frac{P_{k,inf}}{A_i} - \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pi}}{I_i} \cdot z_{ti} + \frac{M_{E\psi 1}}{I_i} \cdot z_{ti}$$

$$\sigma_d = -\frac{2415}{0,407} + \frac{2415 \cdot 0,478}{0,050} \cdot 0,618 - \frac{1462,5}{0,050} \cdot 0,618 = -2,11 \text{ MPa}$$

1,51 MPa (tlak) VYHOVUJE

nosník	σ_d [MPa]	posouzení	Poznámka
1.	2,11 (tlak)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
2.	1,04 (tah)	VYHOVUJE	Použit ideální průřez
3.	1,68 (tlak)	VYHOVUJE	Použit oslabený průřez

Pokud by vyšlo tahové napětí u spodních vláken, bylo by potřeba ověřit, že předpínací výztuž leží minimálně 25 mm uvnitř tlačené oblasti. To se provede pomocí následujícího vzorce. Např. pro hodnoty napětí $\sigma_d = 0,3 \text{ MPa}$ (tah) a $\sigma_h = -10 \text{ MPa}$ (tlak).

Výpočet tažené výšky průřezu

$$\frac{\sigma_h}{(h - x_t)} = \frac{\sigma_d}{x_t} \Rightarrow x_t = \frac{h \cdot \sigma_d}{(\sigma_d + \sigma_h)}$$

$$x_t = \frac{1,15 \cdot 0,3}{(0,3 + 10)} = 0,03 \text{ m}$$

Krytí předpínací výztuže = 0,09 m

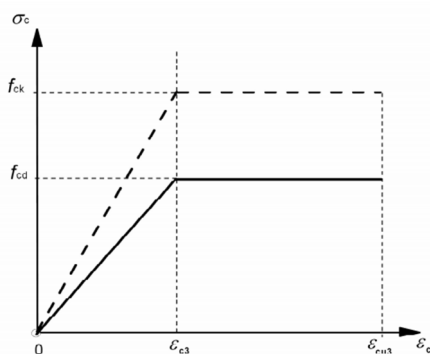
0,09 – 0,03 = 0,055 m \geq 0,025 m VYHOVUJE

12.9. Mezní stav únosnosti

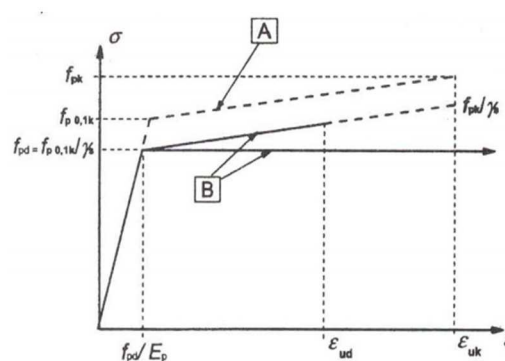
Posouzení bylo provedeno v čase 50 let.

Výchozí předpoklady výpočtu:

- Platí zachování rovinnosti průřezu po deformaci
- Beton v tahu nepůsobí
- Poměrné přetvoření **soudržné** předpínací výztuže je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- Zajištěna dokonalá soudržnost mezi **soudržnou** ocelí a betonem
- Mezní stav nastane, pokud je dosaženo mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku, nebo mezní poměrné přetvoření předpínací výztuže
- Pracovní diagramy materiálů jsou uváženy zjednodušeně bilineární (výpočtové)
 - Pro předpínací výztuž je uvažována vodorovná neomezená větev
- Poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = -0,0031$
- Je uvažováno rovnoměrné rozdělení napětí v betonu po výšce 0,8x
- Betonářská výztuž pro zjednodušení není uvažována



Obrázek 12.2: Bilineární pracovní diagram betonu



Obrázek 12.3: Bilineární pracovní diagram předpínací výztuže

12.9.1. Porušení ohybem a normálovou silou

Návrhový moment (kombinace 6.10 bez účinků předpětí):

$$M_{Ed} = 2554,5 \text{ kNm}$$

nosník	M_{Ed} [kNm]	Poznámka
1.	2554,5	
2.	2554,5	
3.	2529,1	Jiná vlastní tíha kvůli odečtení plochy kanálku

Dílčí součinitel předpětí:

$$\gamma_p = 1,0$$

Návrhová hodnota předpínací síly v čase 50 let:

$$P_{m\alpha} = 2542 \text{ kN}$$

nosník	$P_{\infty k}$ [kN]
1.	2542
2.	2542
3.	2542

Excentricita výztuže:

$$e_p = 0,492 \text{ m}$$

nosník	e_p [m]
1.	0,492
2.	0,492
3.	0,500

Složení účinků svislého zatížení a předpínací síly (na tento moment bude nosník posouzen vzhledem ke zbytkové únosnosti předpínací výztuže na které je závislý moment únosnosti M_{Rd}) :

$$M_{tot} = M_{Ed} - \gamma_p \cdot P_{m\alpha} \cdot e_p = 2554,5 - 1,0 \cdot 2542 \cdot 0,492 = 1304,05 \text{ kNm}$$

nosník	M_{tot} [kNm]
1.	1304,05
2.	1304,05
3.	1257,23

$$N_{tot} = \gamma_p \cdot P_{m\alpha} = 2542 \text{ kN}$$

nosník	N_{tot} [kN]
1.	2542
2.	2542
3.	2542

Základní napětí v předpínací výztuži:

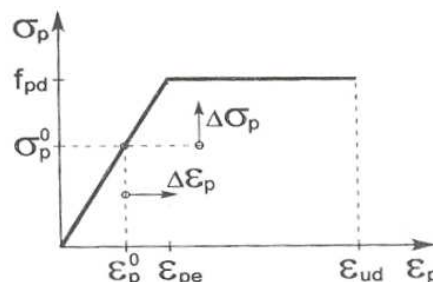
Základní napětí v předpínací výztuži je rozdílné pro předem a dodatečně předpjaté prvky.

U předem předpjatých prvků je napětí v betonu v okamžiku těsně před vnesením předpětí nulové. Základní napětí je rovno skutečnému napětí ve výztuži.

U dodatečně předpjatých prvků se soudržnou výztuží skutečná napjatost betonu není nulová a výpočet základního napětí se tedy provede s využitím stavu dekomprese. Základní předpínací síla odpovídá velikosti síly, při které je v přilehlých vláknech betonu nulové napětí. Nejprve se spočte skutečná napjatost σ_{cp} od stálých zatížení a předpětí a poté se určí základní napětí σ_p^0 .

To je potřeba provést k určení maximální možné změny napětí $\Delta\sigma_p$ viz Obrázek 12.4.

V případě nesoudržné předpínací výztuže je tato změna stanovena normou jako 100 MPa (pokud není proveden podrobný výpočet).



Obrázek 12.4: Návrhový pracovní diagram

Pro předem předpjatý nosník:

$$\sigma_p^0 = \sigma_{p\infty} = 1210 \text{ MPa}$$

Pro dodatečně předpjatý nosník:

$$\sigma_p^0 = \sigma_{pt} - \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{p\infty} = 1210 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{N_{tot}}{A_o} - \frac{N_{tot} \cdot e_{p0}^2}{I_o} + \frac{M_{g0,d} \cdot e_{po}}{I_o} = -\frac{2360}{0,388} - \frac{2360 \cdot 0,500^2}{0,0454} + \frac{1500 \cdot 0,500}{0,0454} = -2,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^0 = 1210 - \frac{195}{35} \cdot (-2,57) = 1225 \text{ MPa}$$

nosník	σ_p^0 [MPa]
1.	1210
2.	1244
3.	-

Přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_p^0 = \frac{\sigma_p^0}{E_p} = \frac{1210}{195 \cdot 10^3} = 0,0062$$

Platnost Hookova zákona je omezena přetvořením:

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 0,0073$$

$$0,0062 \leq 0,0073 \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	ε_p^0 [MPa]	posouzení
1.	$6,2 \cdot 10^{-3}$	VYHOVUJE
2.	$6,4 \cdot 10^{-3}$	VYHOVUJE
3.	-	-

Maximální možná změna napětí ve výztuži je:

$$\Delta\sigma_p = f_{pd} - \sigma_p^0 = 1426 - 1210 = 216 \text{ MPa}$$

nosník	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	Poznámka
1.	216	
2.	182	
3.	100	Viz kapitola 7.2 (Prvky předepnuté nesoudržnou výztuží)

Maximální možná změna velikosti předpínací síly:

$$\Delta F_p = \Delta\sigma_p \cdot A_p = 216 \cdot 10^3 \cdot 0,0021 = 453,11 \text{ kN}$$

nosník	ΔF_p [MPa]
1.	453,11
2.	382,23
3.	210,00

Silová podmínka rovnováhy:

$$N_{tot} = F_c - \Delta F_p$$

$$F_c = N_{tot} + \Delta F_p$$

$$A_{cc} = \frac{N_{tot} + \Delta F_p}{f_{cd}} = \frac{2542 + 453,11}{26,67} = 0,1042 \text{ m}^2$$

nosník	A_{cc} [m ²]
1.	0,112
2.	0,110
3.	0,103

$$\lambda x = \frac{A_{cc}}{b} = \frac{0,112}{0,5} = 0,225 \text{ m}$$

$$b = 0,5 \text{ m}$$

$$\lambda x \leq h_1$$

tlačená plocha zasahuje pouze do pásnice

$$x = \frac{\lambda x}{0,8} = \frac{0,225}{0,8} = 0,281 \text{ m}$$

Velikost síly v tlačeném betonu

$$F_c = A_{cc} \cdot f_{cd} = 0,112 \cdot 26,67 \cdot 10^3 = 2995 \text{ kN}$$

nosník	F_c [kN]
1.	2995
2.	2923
3.	2751

Vzdálenost těžiště tlačené plochy k hornímu okraji

$$t_{cc} = \frac{\lambda x}{2} = \frac{0,224}{2} = 0,112 \text{ m}$$

nosník	t_{cc} [m]
1.	0,112
2.	0,110
3.	0,106

Vzdálenost působíště síly F_c k těžišti průřezu

$$z_{cc} = t_h - t_{cc} = 0,518 - 0,112 = 0,406 \text{ m}$$

nosník	z_{cc} [m]
1.	0,406
2.	0,408
3.	0,403

Vzdálenost působíště síly ΔF_p k těžišti průřezu

$$z_{pc} = e_p = 0,492$$

nosník	z_{cc} [m]
1.	0,492
2.	0,492
3.	0,500

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_{pc} = 2994,78 \cdot 0,406 + 453,11 \cdot 0,492 = 1438,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1438,00 \text{ kNm} \geq M_{tot} = 1304,05 \text{ kNm} \quad \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

nosník	M_{Rd} [kNm]	M_{tot} [kNm]	posouzení	poznámky
1.	1438,00	1304,05	VYHOVUJE	
2.	1328,14	1304,05	VYHOVUJE	
3.	1214,81	1257,23	NEVYHOVUJE	Potřeba přidat tahovou výztuž

13. Midas Civil (předpětí)

Programy sloužící k analýze konstrukcí jsou velkým pomocníkem, ale pouze pokud uživatel správně chápe jejich fungování a umí data z výpočetních modelů správně interpretovat. Obzvláště pokud s programem uživatel pracuje pouze nárazově, může mít vzhledem k tomu, že programy často působí dost intuitivně falešný pocit, že dané problematice rozumí a model je nastaven správně.

Předpjeté konstrukce, vyžadují samostatně řešené a zároveň vzájemně provázané analýzy dokončených a provizorních konstrukcí během výstavby. Každá dočasná stavba v určité etapě výstavby ovlivňuje etapy následující. Zároveň analýzu ovlivňuje postupná aktivace a následná deaktivace dočasných podpěr a kabelů během výstavby. V konstrukci se neustále mění materiálové vlastnosti, jako např. modul pružnosti a pevnosti v důsledku různého stáří spolupůsobících částí konstrukce. Strukturální chování, jako jsou průhyby a přerozdělení napětí, se vzhledem k různým časově závislým parametrům (dotvarování a smrštění betonu, modul pružnosti (stárnutí) a relaxace výztuže) také stále mění. Proto je časově závislá analýza fází výstavby nutná a bez ní nebude analýza konečné fáze sama o sobě spolehlivá.

Pro účely této diplomové práce byl vybrán program Midas Civil 2019. Proto níže nastíněno fungování a možnosti nastavení analýzy tohoto programu. Jedná se o vlastní překlad uživatelského manuálu.

Kapitola 13.1 (Možnosti předpínání konstrukcí v Midas Civil vzhledem k soudržnosti předpětí) popisuje, jak program uvažuje použití lan se soudržností a bez soudržnosti.

Program Midas Civil umožňuje kontrolovat následující nastavení:

- Časově závislé Vlastnosti materiálu
 - Účinky dotvarování
 - Účinky smršťování
 - Časově závislý nárůst pevnosti v tlaku betonových prvků
 - Relaxace předpínacích lan
- Fáze výstavby
 - Postupná aktivace a deaktivace
 - různých konstrukčních prvků
 - zatížení
 - Změna uložení v průběhu výstavby

Časová analýza fází výstavby je prováděna dle následujícího postupu.

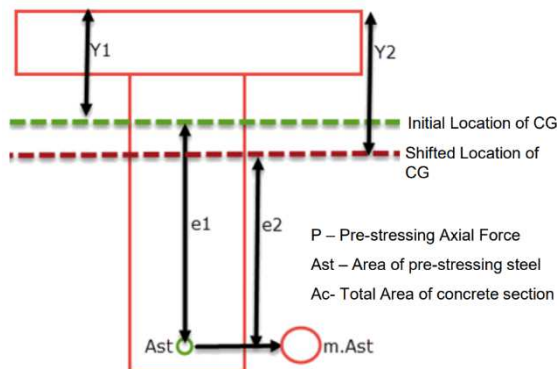
1. Model konstrukce
2. Definice vlastností materiálu závislých na čase, jako je dotvarování a smršťování. Vlastnosti materiálu závislé na čase mohou být definovány uživatelem nebo definovány dle standardů, jako např. ACI a CEB-FIP.
3. Propojení definovaných vlastností materiálu závislých na čase s obecnými vlastnostmi materiálu, kterými se automaticky vypočítá a projeví časová změna vlastností betonového prvku.
4. Vytvoření fází výstavby a určení délky jejich trvání.
5. Definice fází výstavby pomocí předdefinovaných skupin prvků, uložení a zatížení.
6. Nastavení požadovaných podmínek analýzy a její následné provedení.
7. Kombinace výsledků analýzy v jednotlivých fázích výstavby a na dokončené konstrukci.

Postup	Menu
1. Definujte vlastnosti materiálu	Model>Properties>Material...
2. Definujte průřezové vlastnosti	Model>Properties>Section...
3. Definujte skupiny - Skupiny prvků konstrukce - Skupiny uložení - Skupiny zatížení	Model>Group> ① Define Structure Group... ② Define Boundary Group... ③ Define Load Group...
4. Vytvoření prvků konstrukce a jejich přiřazení ke skupinám prvků konstrukce	Model>Elements>Create Elements...
5. Definování podmínek uložení a jejich přiřazení ke skupinám uložení	Model>Boundaries>...
6. Zadejte zatížení a přiřadte je ke skupinám zatížení	Load>...
7. Definujte časově závislé materiálové vlastnosti betonu - Dotvarování - smršťování - pevnost v tlaku	Model>Properties> ① Time Dependent Material (Creep/Shrinkage) ... ② Time Dependent Material (Comp. Strength) ...
8. Přiřaďte údaje o časové historii materiálu vlastnostem materiálu (beton)	Model>Properties>Time Dependent Material Link...
9. Použijte geometrický tvar rozměru rámových prvků pro výpočet dotvarování/smrštění	Model>Properties>Change Element Dependent Material Property...
10. Etapa výstavby - Uvedte dobu trvání fáze výstavby - Aktivace nebo deaktivace příslušných skupin konstrukčních prvků - Aktivace nebo deaktivace příslušných skupin uložení - Aktivace nebo deaktivace příslušných skupin zatížení	Load>Construction Stage Analysis Data>Define Construction Stage...
11. Nastavení analýzy fází výstavby - Vzhledem k účinkům závislým na čase - odlišit zatěžovací stavy od zatížení vlastní tíhou	Analysis>Construction Stage Analysis Control
12. Spustit analýzu	Analysis>Perform Analysis...
13. Kontrola výsledků analýzy pro každou fázi výstavby	Results>
14. Zkontrolujte zkrácení sloupů	Results>Column Shortening Graph for C.S.

13.1. Možnosti předpínání konstrukcí v Midas Civil vzhledem k soudržnosti předpětí

Midas Civil umožňuje rozlišit předem, dodatečně a externě předpjaté kabely. V případě dodatečně předpjatých kabelů dále nabízí možnost předpětí se soudržností a bez soudržnosti (bonded/unbonded). V případě zvolení lan se soudržností je plocha kanálku uvažována jako zainjektovaná a vlastnosti předpínací oceli se převedou na ekvivalentní vlastnosti betonu pomocí tzv. ideálního průřezu. V případě zvolení lan bez soudržnosti je redukována plocha průřezu odečtením plochy kanálku.

Tento rozdíl se projeví posunutím těžiště průřezu a tím změnou excentricity uvažovaného působení předpínací síly viz obr XXX.



Obrázek 13.1: Posunutí těžišťové osy uvažováním "ideálního průřezu"

Výpočet napětí v horních vláknech průřezu:

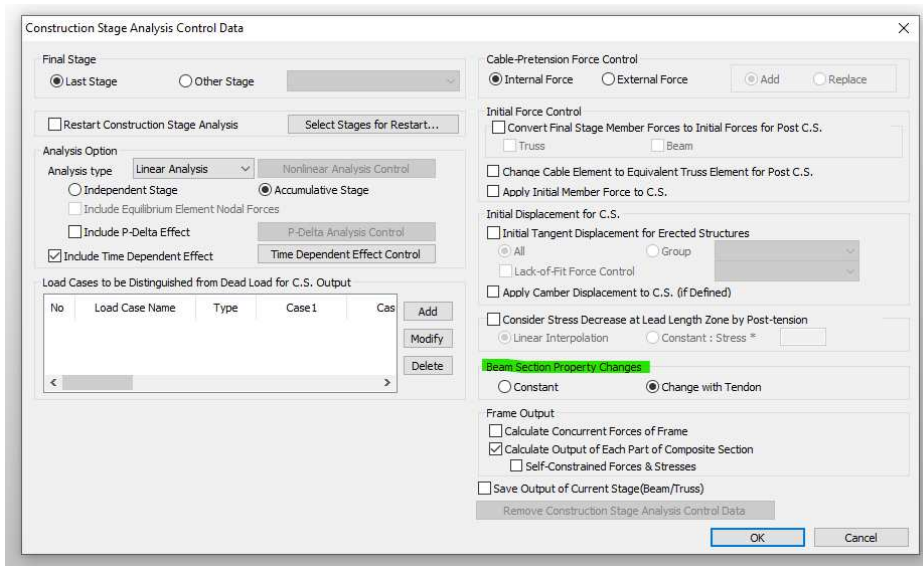
- Pro lana bez soudržnosti:
 - $\sigma_h = P/A_c + P \cdot e_1 / (I / Y_1)$
- Pro lana se soudržností:
 - $\sigma_h = P / (A_c - A_{st} + m \cdot A_{st}) + P \cdot e_2 / (I_{\text{modified}} / Y_2)$

Kde:

- Ast = plocha předpínací výztuže
- Ac = Celková plocha betonového průřezu
- P = síla v předpínacích lanech
- I = moment setrvačnosti betonového průřezu
- I_{modified} = upravený moment setrvačnosti pro ideální průřez
- Y1, Y2 = vzdálenost horních vláken od těžiště uvažovaného průřezu

Midas umožňuje přepnout změnu průřezu společně s vlastnostmi předpínacího lana na konstantní v záložce:

- Analysis
 - Construction Stage Analysis Control Data
 - Beam Section Property Changes



Obrázek 13.2: Tabulka Construction Stage Analysis Control Data programu Midas Civil 2020

13.2. Přepoččet na ekvivalentní účinky

Každý element se dělí na 4 segmenty o délce l viz Obrázek 13.3. Na těchto elementech je následně uvažován lineární průběh lana pod úhlem $\theta_{(k)}$. Předpínací síly působící na koncích těchto segmentů nejsou vzhledem k účinkům tření v rovnováze. Tyto účinky zastupují složky (w_x, w_y, m_y) dle následujících vztahů:

$$\begin{aligned} P_{x(k)} &= P \cos \theta_{(k)} & P_{x(k+1)} &= (-P) \cos \theta_{(k)} = -P \cos \theta_{(k)} \\ P_{z(k)} &= P(-\sin \theta_{(k)}) = -P \sin \theta_{(k)} & P_{z(k+1)} &= (-P)(-\sin \theta_{(k)}) = P \sin \theta_{(k)} \\ M_{y(k)} &= P_{x(k)} e_{(k)} & M_{y(k+1)} &= P_{x(k+1)} e_{(k+1)} \end{aligned}$$

$$\sum F_x = P_{x(k)} + w_{x(k)} \frac{l}{4} + P_{x(k+1)} = 0$$

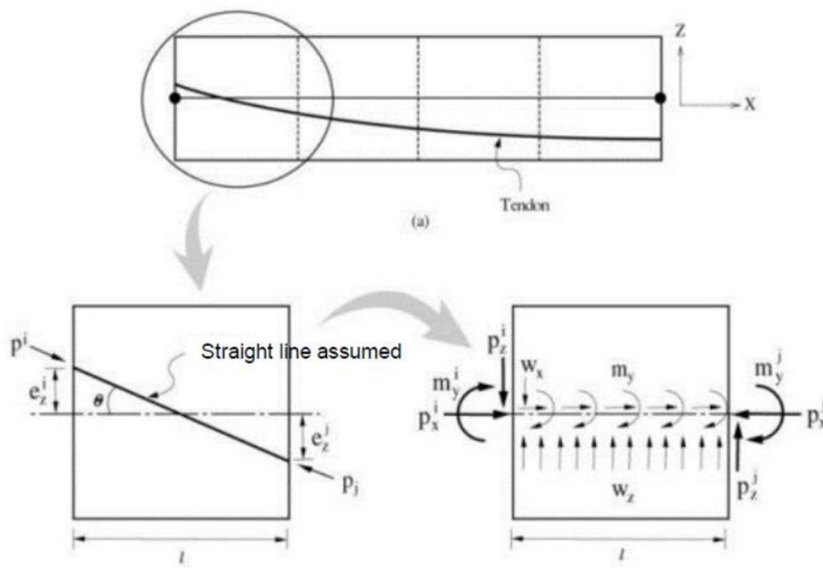
$$\sum F_z = P_{z(k)} + w_{z(k)} \frac{l}{4} + P_{z(k+1)} = 0$$

$$\sum M_{y(k+1)} = M_{y(k)} + P_{z(k)} \frac{l}{4} + w_{z(k)} \frac{l}{4} \frac{l/4}{2} + m_{y(k)} \frac{l}{4} + M_{y(k+1)} = 0$$

$$w_{x(k)} = -\frac{P_{x(k)} + P_{x(k+1)}}{l/4}$$

$$w_{z(k)} = -\frac{P_{z(k)} + P_{z(k+1)}}{l/4}$$

$$m_{y(k)} = -\frac{M_{y(k)} + M_{y(k+1)}}{l/4} - P_{z(k)} - w_{z(k)} \frac{l/4}{2}$$



Obrázek 13.3: Rozdělení elementu na segmenty

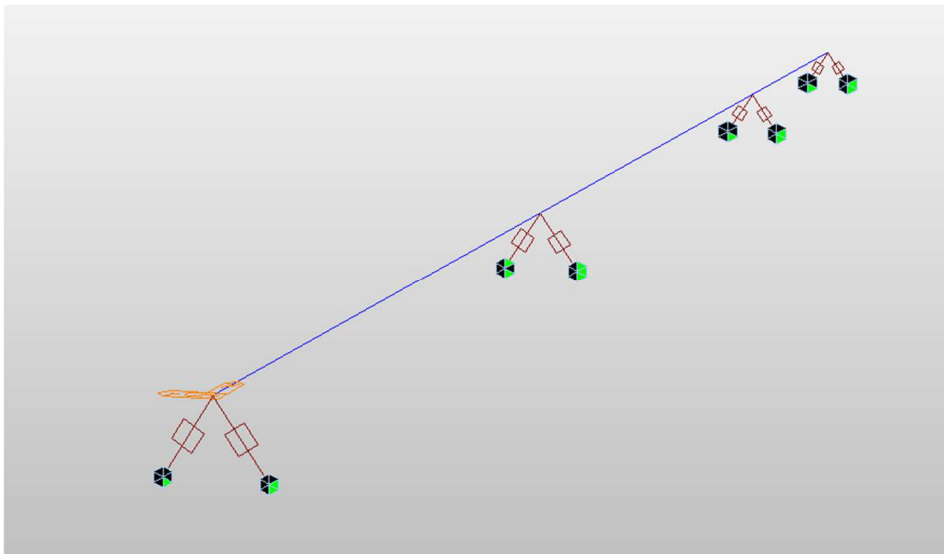
14. Praktická aplikace na reálné mostní konstrukci

V programu Midas Civil 2019 byly vytvořeny dva prutové modely komorového mostu o třech polích s rozpětími 40,60 a 40 m. Komora má výšku 3 m a šířku 6 m. Konzoly jsou dlouhé 3 m.

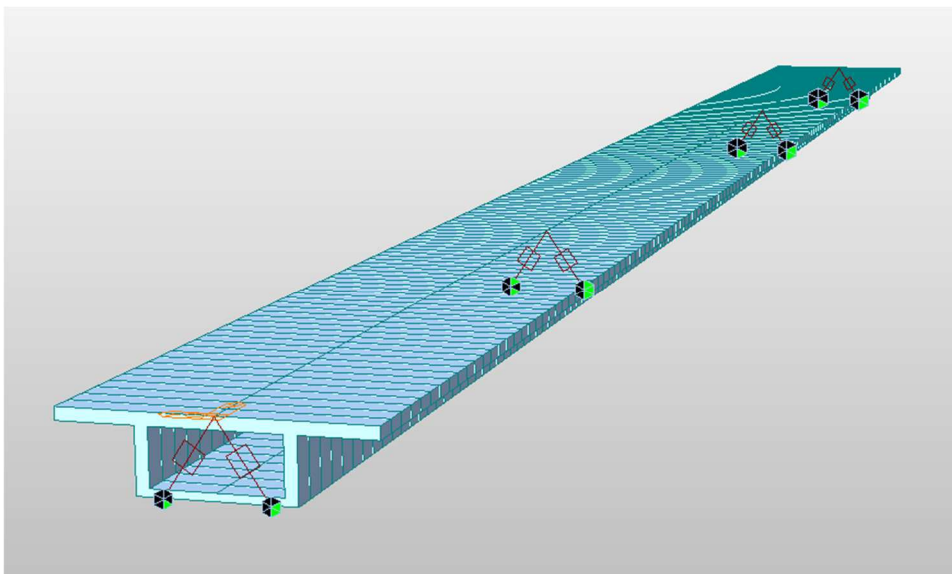
První model byl namodelován jako dodatečně předpjatý se soudržností a druhý most byl předepnut vnějšími lany.

Geometrie vedení kabelů je u obou modelů ve svislé rovině totožná. Jediný rozdíl je v půdorysném umístění kabelů. Dodatečně předepnuté kabely jsou umístěny do stěny komory a vnější kabely jsou vedeny uvnitř komory. To však nemá na posouzení v podélném směru vliv.

Uložení je namodelováno tak, aby konstrukce mohla volně dilatovat. Pevná podpora je umístěna u podpory 02 což konstrukci rozdělí na 2 dilatační celky.



Obrázek 14.1: Drátěné zobrazení prutového modelu



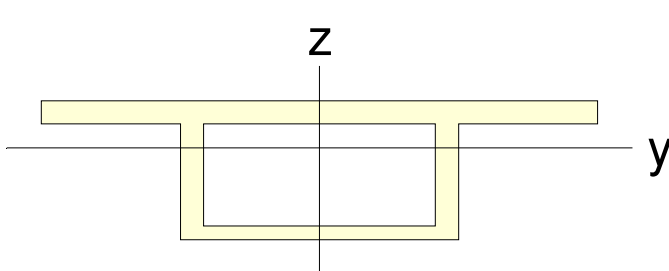
Obrázek 14.2: Prostorové zobrazení prutového modelu

14.1. Průřezové charakteristiky

Pro lepší přehlednost průběhu vnitřních sil a zabránění skokovým změnám v průřezových charakteristikách je po celé délce mostu stejný průřez.

V případě zvolení lan se soudržností je plocha kanálku uvažována jako zainjektovaná a vlastnosti předpínací oceli se převedou na ekvivalentní vlastnosti betonu pomocí tzv. ideálního průřezu.

V případě zvolení lan bez soudržnosti je redukována plocha průřezu odečtením plochy kanálku.



$A(m^2)$	$A_{sy}(m^2)$	$A_{sz}(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
10.000	6.653	1.956	1.015	1.985
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
22.364	11.351	94.083	6.000	6.000

14.2. Materiálové vlastnosti

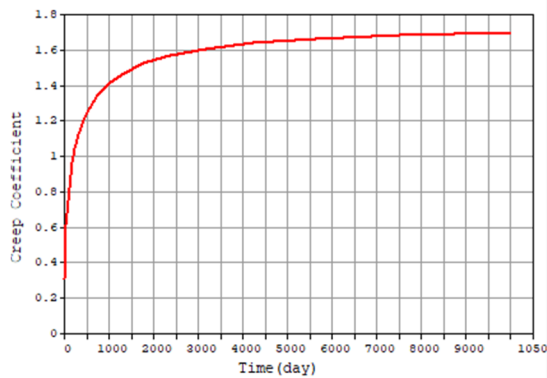
14.2.1. Předpínací výztuž

Předpínací výztuž	Y1860S7 (15,7mm)		
Char. pevnost	f_{pk}	1860	MPa
smluvní mez kluzu	$f_{p,01k}$	1640	MPa
průměr lana	\varnothing	15,7	mm
dílčí součinitel materiálu	γ_s	1,15	-
návrhová pevnost	f_{pd}	1426,09	MPa
modul pružnosti	E_p	195	GPa
plocha 1 lana	A_{p1}	150	mm ²
dílčí součinitel předpětí	γ_p	1	-
Počet lan v kabelu	n	19	
Relaxace	nízká		
Pokluz při kotvení	5 mm		

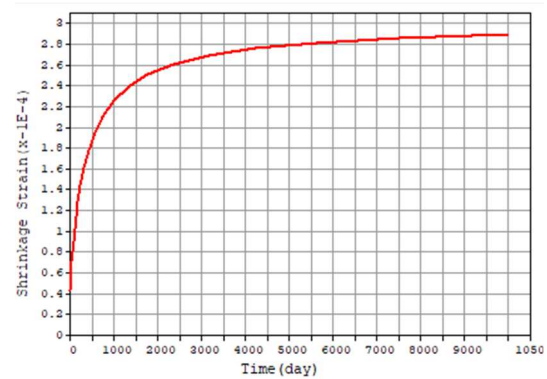
14.2.2. Beton

BETON	C40/50		
Char. pevnost betonu v tlaku			
válcová	f_{ck}	40	MPa
krychelná	$f_{ck,cube}$	50	MPa

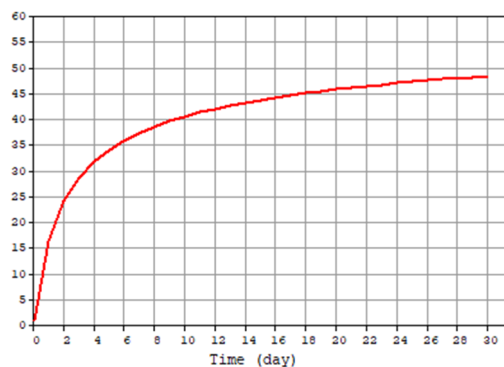
V programu byl materiál pro smrštění a dotvarování a vývoj pevnosti betonu nastaven jako časově závislý dle eurokódu EN 1992-2.



Obrázek 14.4 Součinitel dotvarování



Obrázek 14.3 Vývoj přetvoření od smršťování



Obrázek 14.5 Vývoj pevnosti betonu v tlaku

14.3. Zatížení

Model byl zatížen následujícím zatížením:

- Zatížení stálé
 - Vlastní tíha konstrukce
 - Zatížení nerovnoměrným sedáním
 - Ostatní stálé zatížení
 - Římsy
 - Vozovka
 - Svodidla + zábradlí
- Zatížení proměnné
 - Zatížení dopravou
 - Model zatížení LM1
 - Model zatížení LM3
 - Klimatické zatížení (není v této diplomové práci uvažováno)

14.3.1. Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je generováno automaticky s objemovou tíhou betonu 25kN/m^3 .

14.3.2. Ostatní stálé

Plošná zatížení					
Označ.	Popis	tl.	γ	šířka	g (na trám)
		[m]	[kN/m^3]	[m]	[kN/m]
G1	SMA 11 S	0,04	20	9,5	7,6
G1	MA 11 IV	0,04	25	9,5	9,5
G1	NAIP	0,005	24	12	1,44
CELKEM					18,54

Liniová a bodová zatížení				
Označ.	Popis	A	γ	g
		[m^2]	[kN/m^3]	[kN/m]
G1	Římsa levá	0,432	25	10,8
G1	Svodidlo + zábradlí	-	-	2
G1	Římsa pravá	0,432	25	10,8
G1	Svodidlo + zábradlí	-	-	2
CELKEM				25,6

OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ CELKEM [kN/m]	44,14
---	--------------

14.3.1. Zatížení nerovnoměrným sedáním

Nerovnoměrné sedání základu bylo uvažováno celkovou hodnotou 10 mm. Pro vyhodnocení byl využit modul „Settlement analysis“ programu MIDAS Civil.

14.3.2. Zatížení dopravou

Zatížení od dopravy bylo definováno podle normy ČSN EN 1991-2.

Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy byl v použitém programu využit modul „moving load“. Tento modul umožňuje přesné nadefinování jízdních pruhů a vozidel dle normy. Jednotlivé pruhy jsou programem při výpočtu zaměnitelné pro dosažení extrémního zatěžovacího stavu. Dynamické součinitele byly uvažovány dle ČSN EN 1991–2. Zatížení byla klasifikována součinitelem α dle tabulky NA. 1 pro skupinu 1. Byly použity zatěžovací modely LM1 a LM3.

14.4. Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly uvažovány dle ČSN EN 1990.

14.4.1. Kombinace mezních stavů použitelnosti MSP

Výrazy kombinací zatížení

Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + "P" + "Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Častá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + "P" + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + "P" + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Hodnoty součinitelů ψ

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{S_{n,k}}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

Obrázek 14.6: Hodnoty součinitelů ψ

14.4.2. Kombinace mezních stavů únosnosti MSÚ

Výrazy kombinací pro trvalé a dočasné návrhové situace

Rozhoduje méně příznivá kombinace z:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.10b)$$

14.5. Fáze výstavby

Fáze výstavby byly do modelu zahrnuty pomocí funkce „Construction Stage Analysis Control Data“

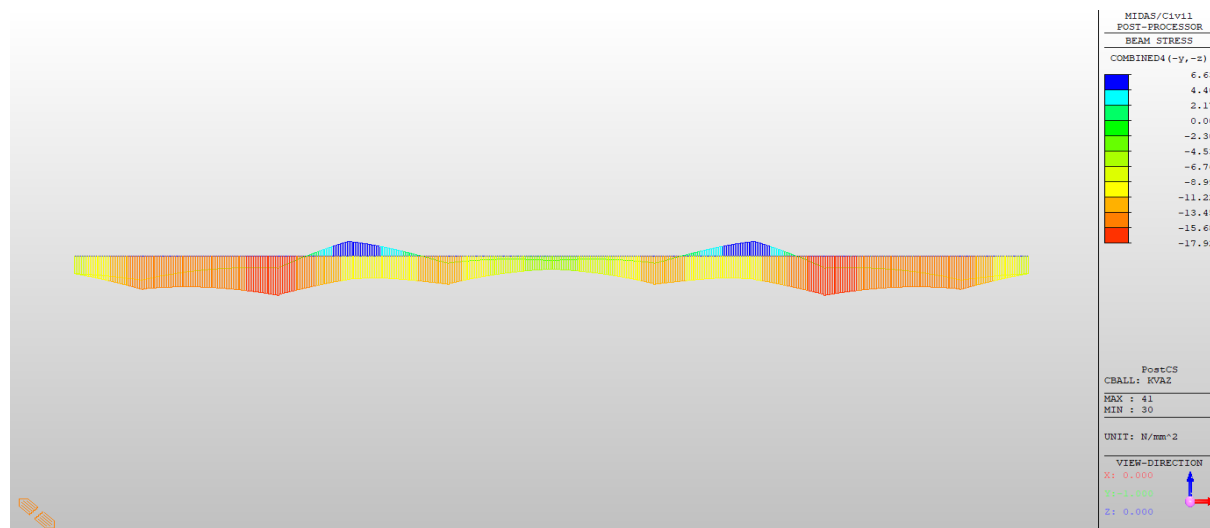
Uvažuje se výstavba na skruži v celé délce mostu v jedné fázi.

Pořadí	Fáze výstavby	Trvání fáze [dny]	Globální čas [dny]
1	Nosná konstrukce	7	7
2	Předpínání	1	8
3	Demontáž skruže	1	9
4	Ostatní stálé Zatížení	30	39
5	Uvedení do provozu	100	139
6	Konec životnosti	36361	36500

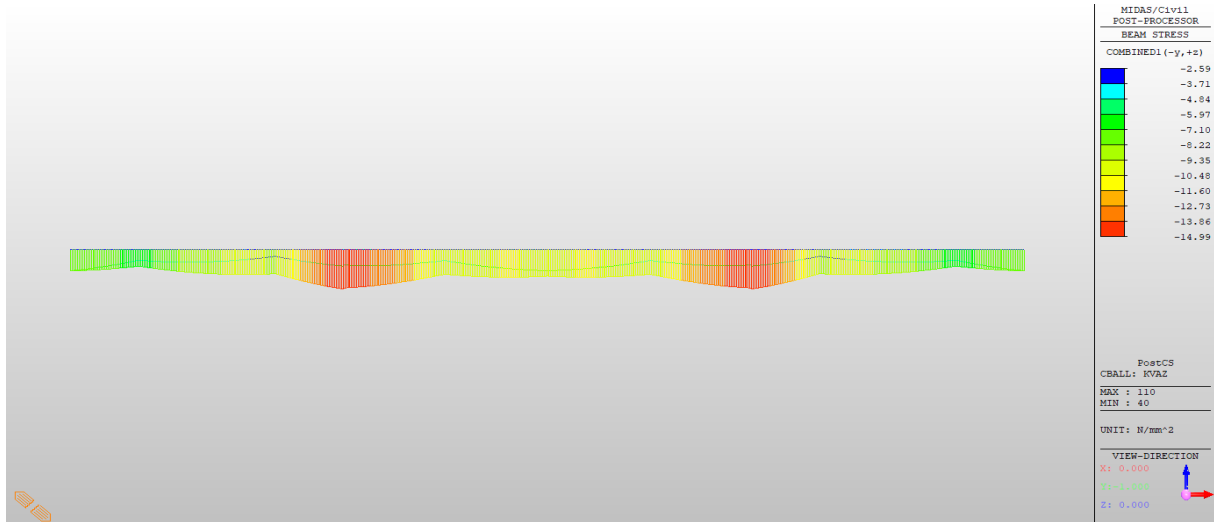
14.6. Návrh předpětí

Kabel je vzhledem k možnosti porovnání soudržné a vnější předpínací výztuže veden ve všech případech v přímých úsecích se zalomením.

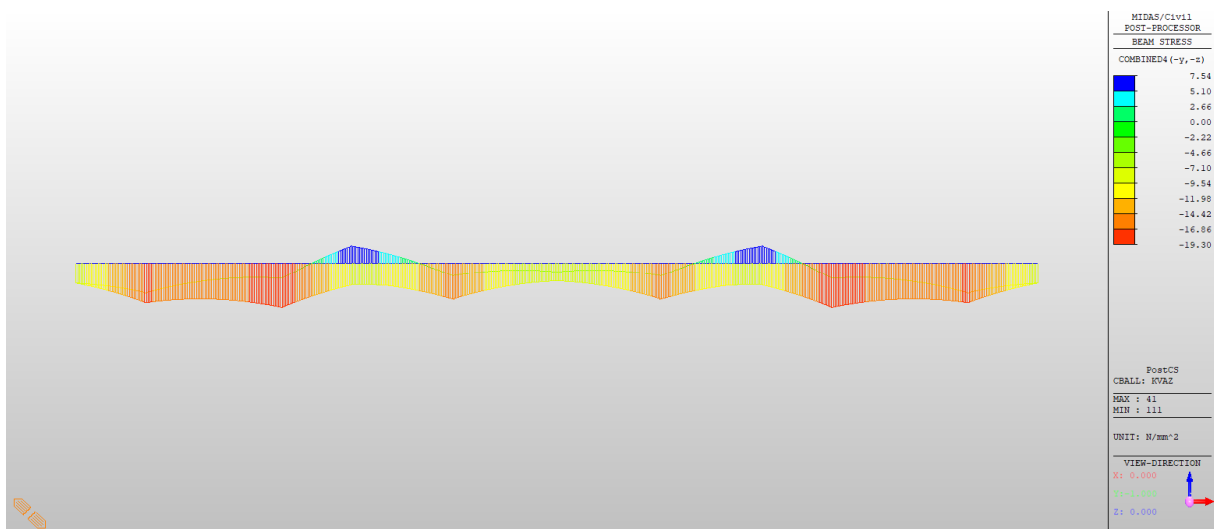
Návrh byl založen na požadavku mezního stavu vzniku trhlin a to požadavku tzv. „dekomprese“ průřezu dle ČSN EN 1992-2 čl. 7.3 při kvazistálé kombinaci MSP. Při dekompresi musí být veškerá předpínací výztuž minimálně 25 mm uvnitř tlačené oblasti. Počet kabelů (13 v každé stěně/okraji) a jeho geometrie byly navrženy pro dodatečně předpjatý most s lany se soudržností. Stejná geometrie vedení a počet kabelů pak byly aplikovány na komorový most s vnějším předpětím a s dodatečným předpětím bez soudržnosti.



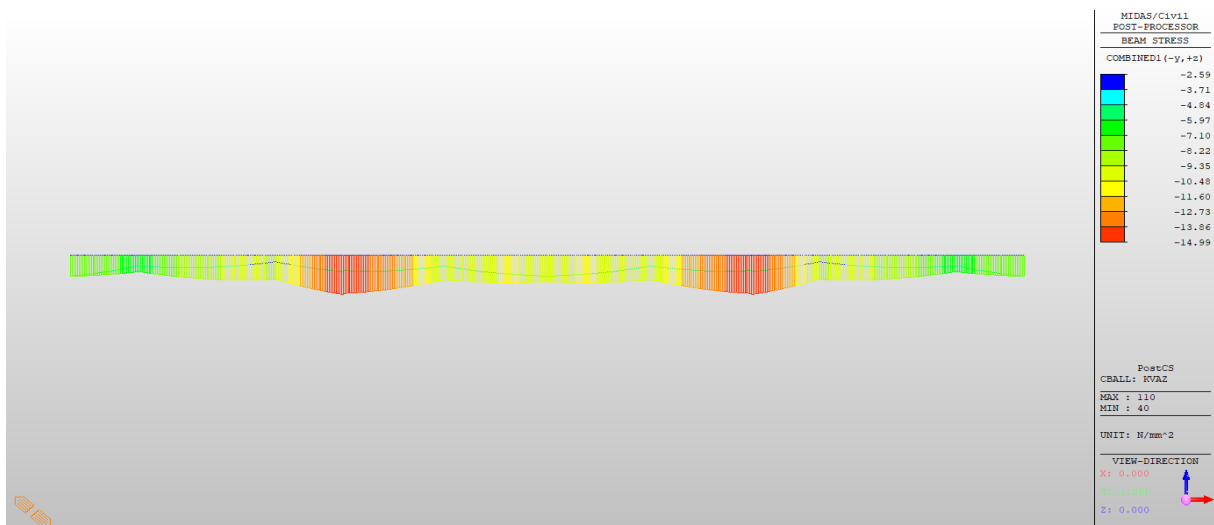
Obrázek 14.7: SE SOUDRŽNOSTÍ - průběh napětí - kvazistálá - dolní vlákna



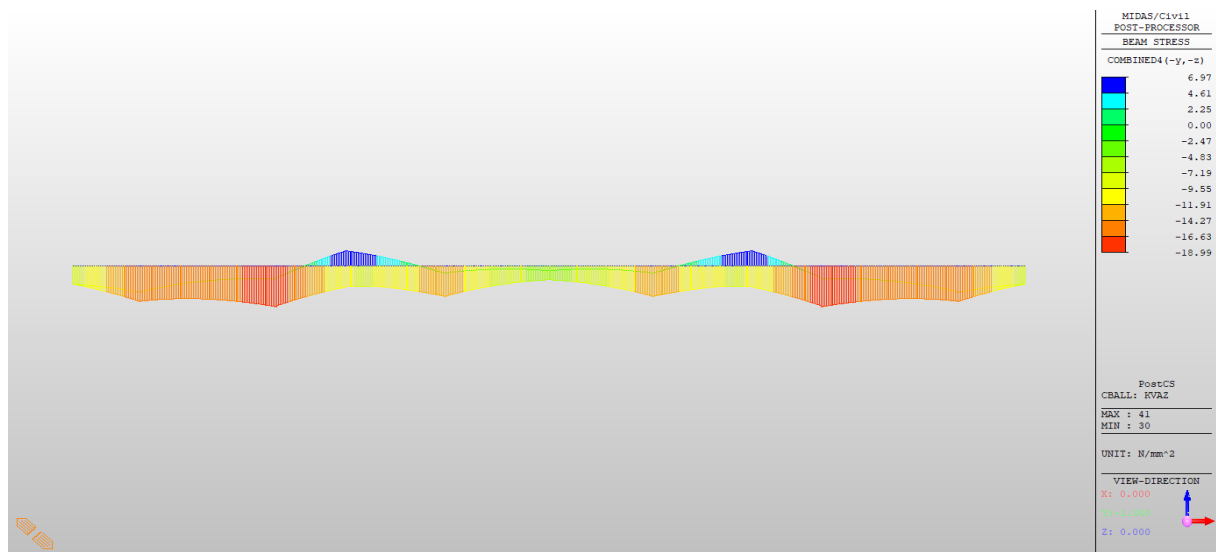
Obrázek 14.9: SE SOUDRŽNOSTÍ - průběh napětí - kvazistálá - dolní vlákna



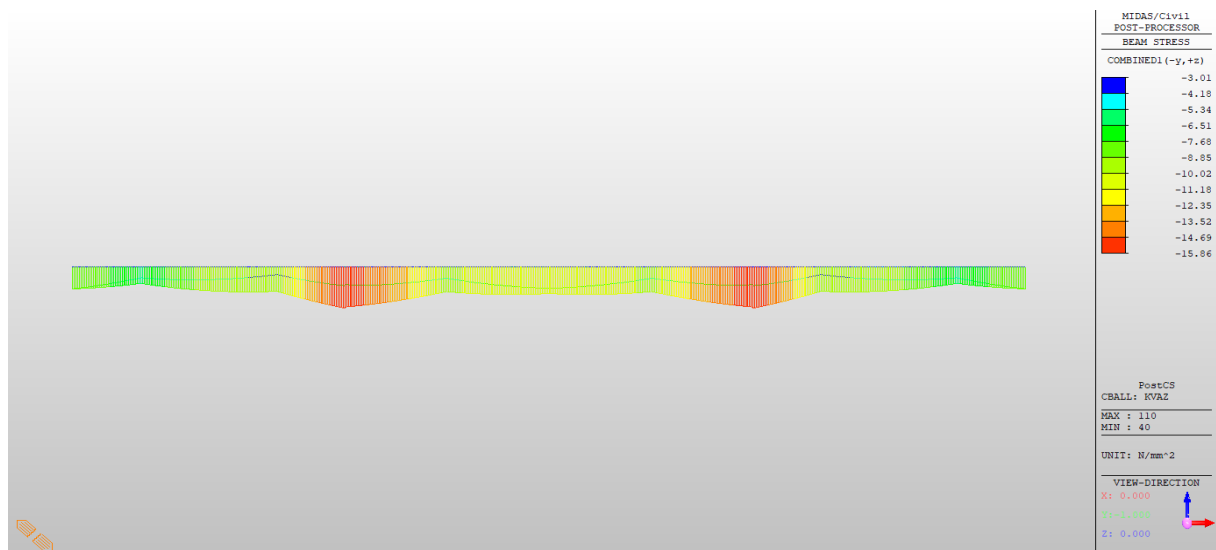
Obrázek 14.11: EXTERNÍ - průběh napětí - kvazistálá - dolní vlákna



Obrázek 14.8: EXTERNÍ - průběh napětí - kvazistálá - horní vlákna



Obrázek 14.14: BEZ SOUDRZNOSTI - průběh napětí - kvazistálá - dolní vlákna

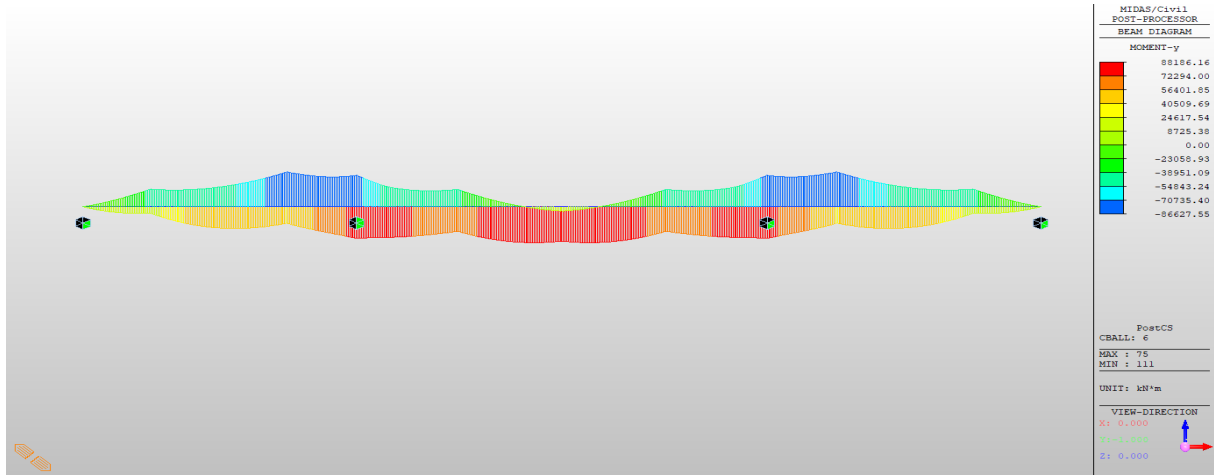


Obrázek 14.13: BEZ SOUDRZNOSTI - průběh napětí - kvazistálá - horní vlákna

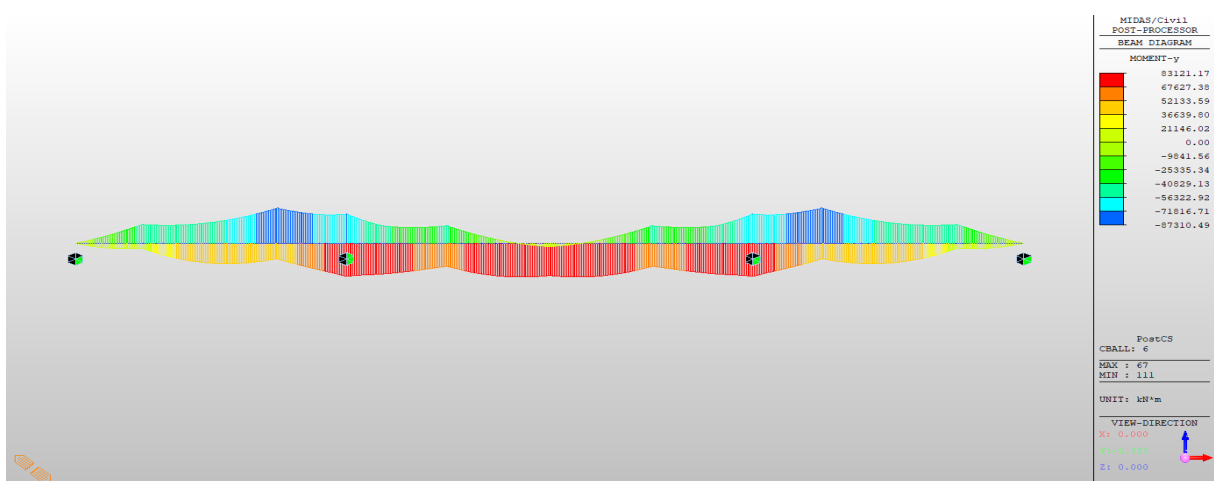
14.7. Průběh vnitřních sil MSÚ

Průběh vnitřních sil od obálky kombinací 6.10a a 6.10b.

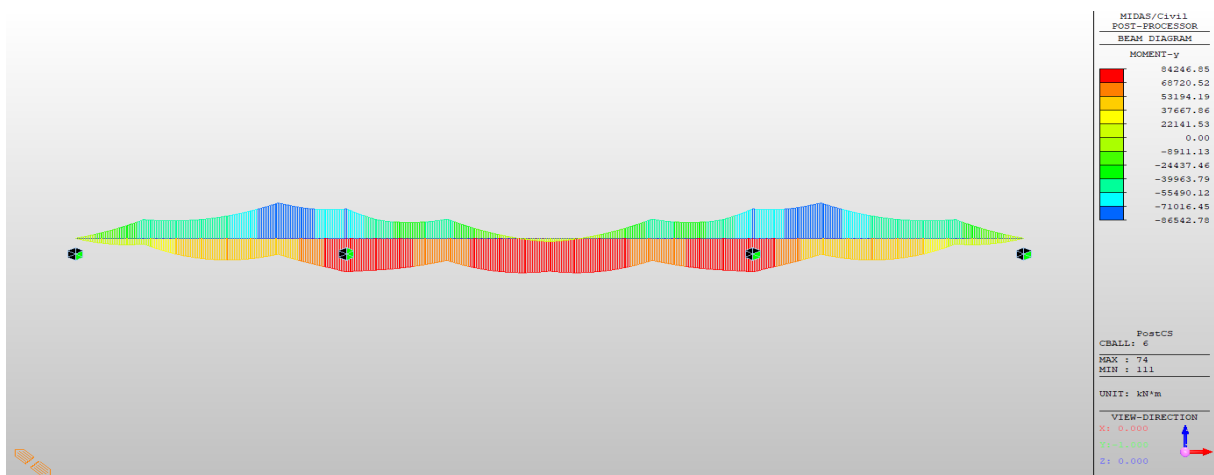
14.7.1. Průběh ohybových momentů



Obrázek 14.17: MEd - SOUDRŽNY

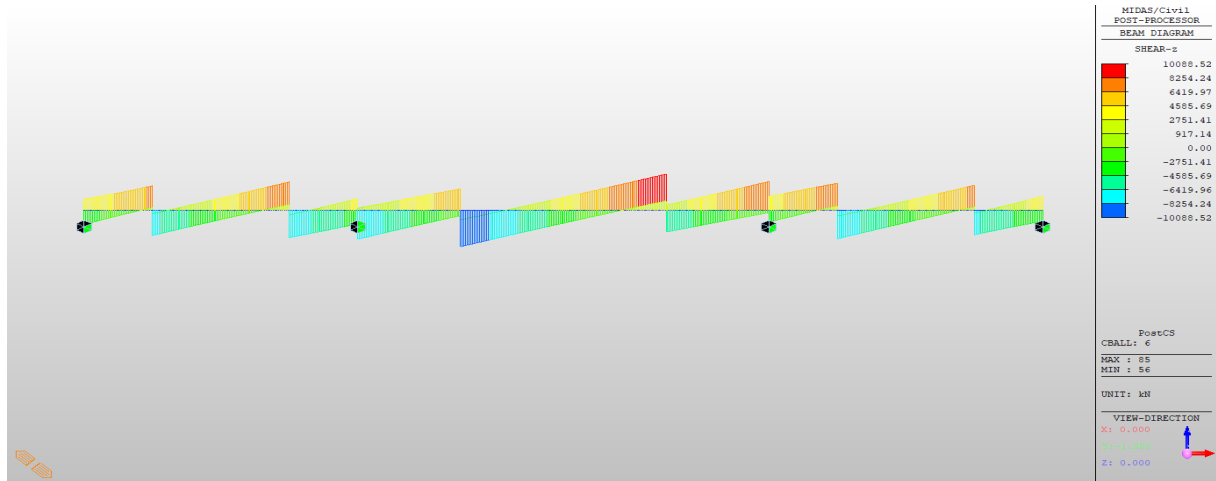


Obrázek 14.16: MEd - NESOUDRŽNY

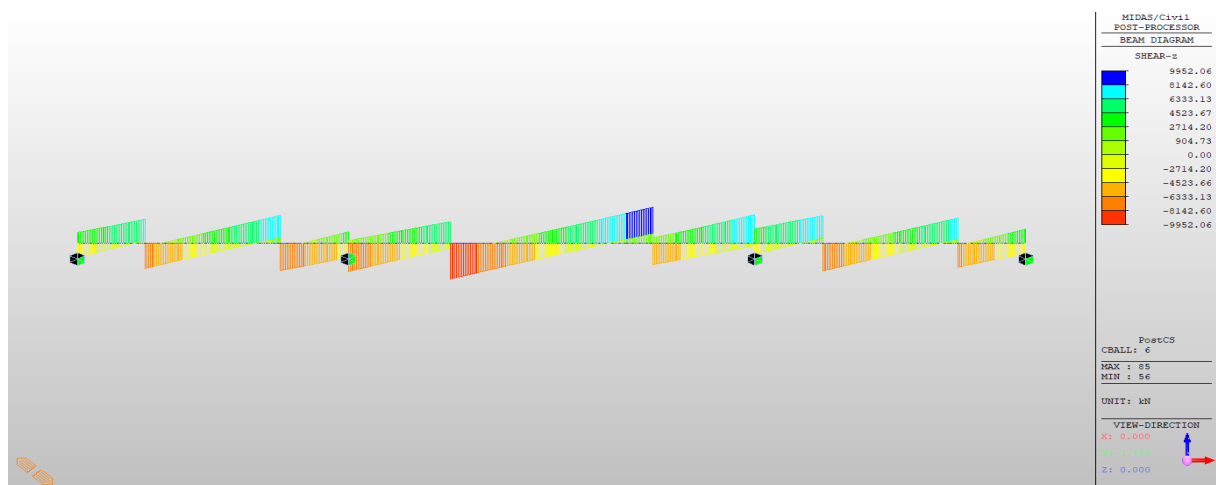


Obrázek 14.15: MEd - EXTERNI

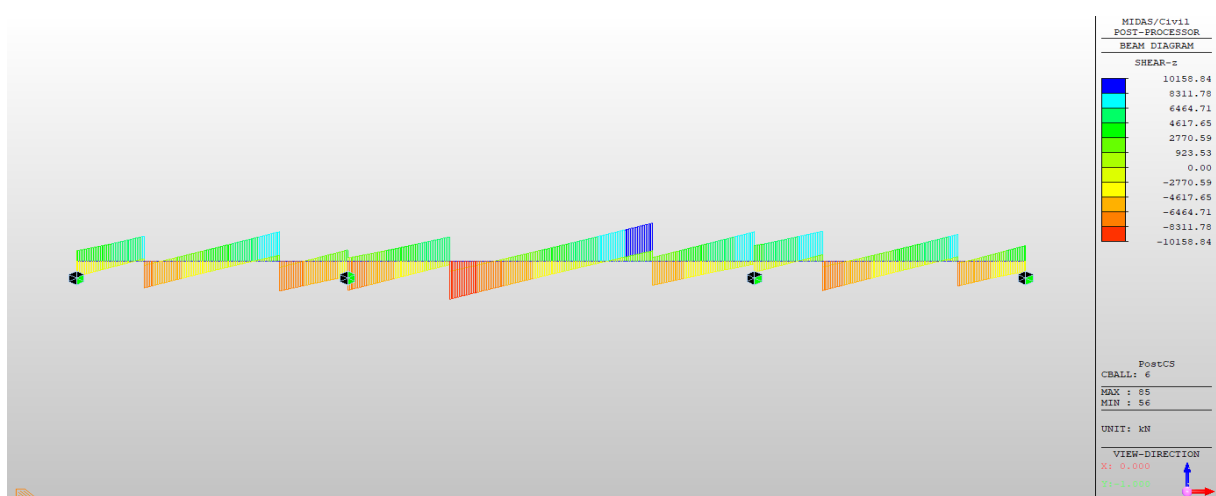
14.7.2. Průběh posouvajících sil



Obrázek 14.19: Ved - SOUDRŽNY



Obrázek 14.18: Ved - NESOUDRŽNY



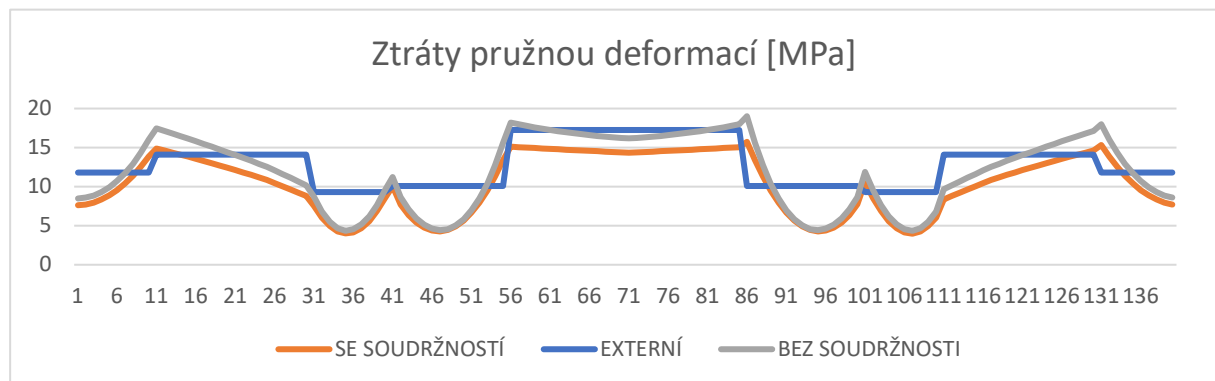
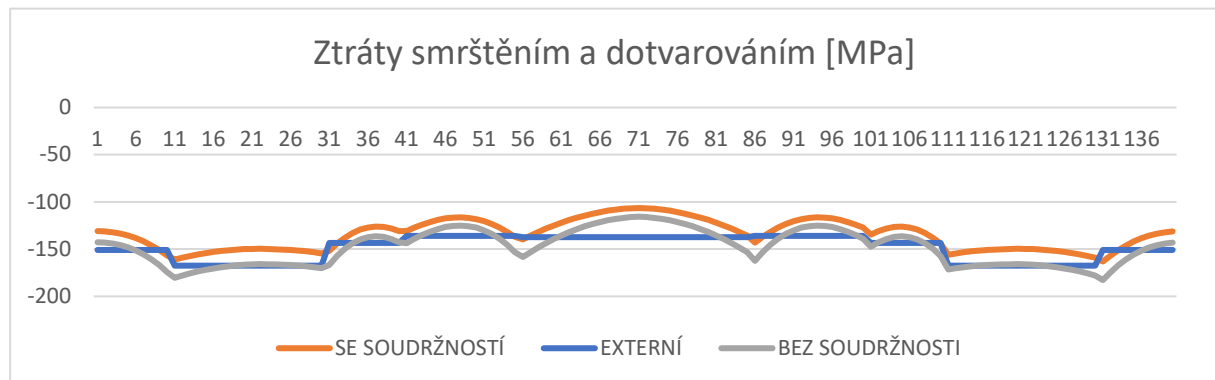
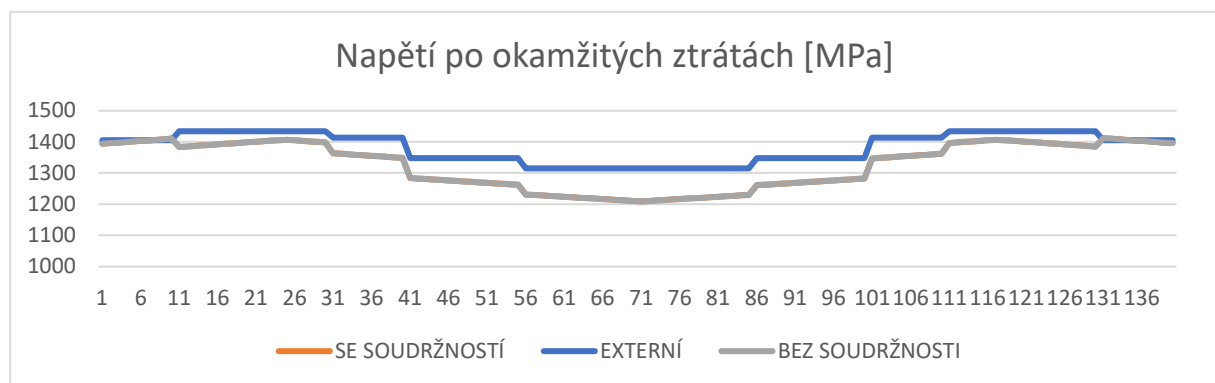
Obrázek 14.20: Ved - EXTERNI

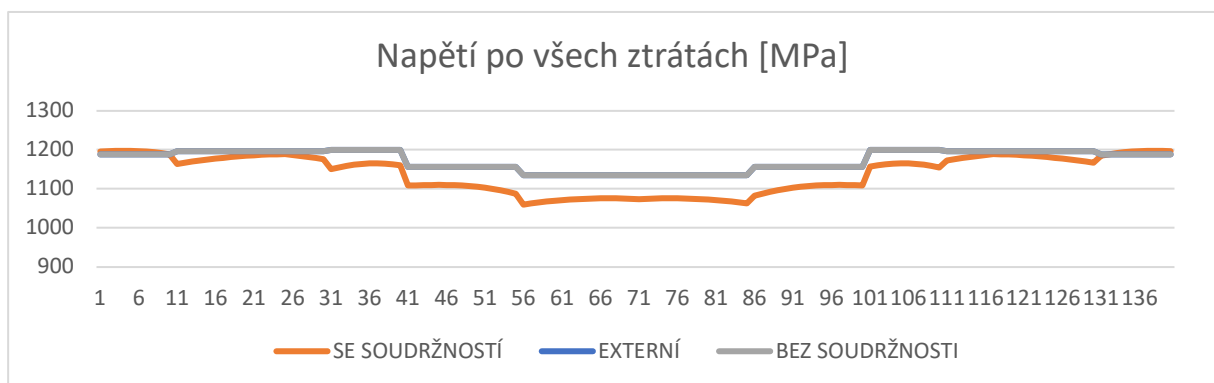
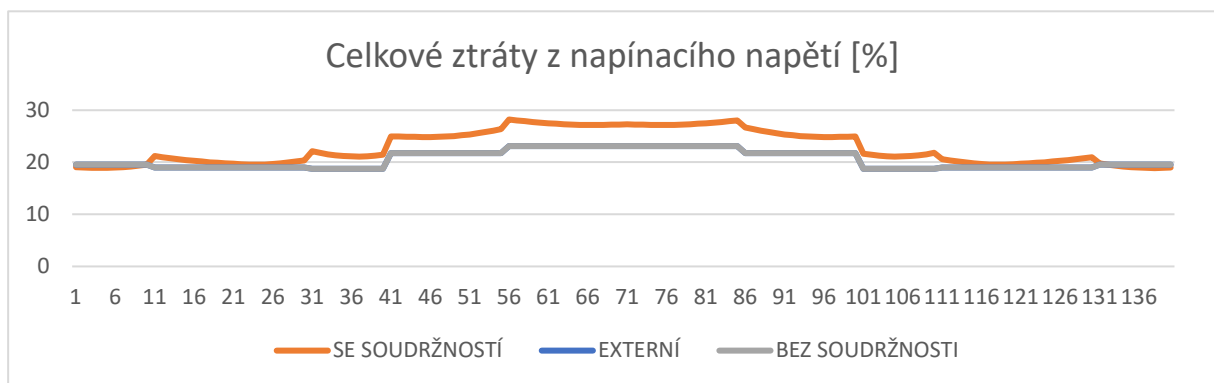
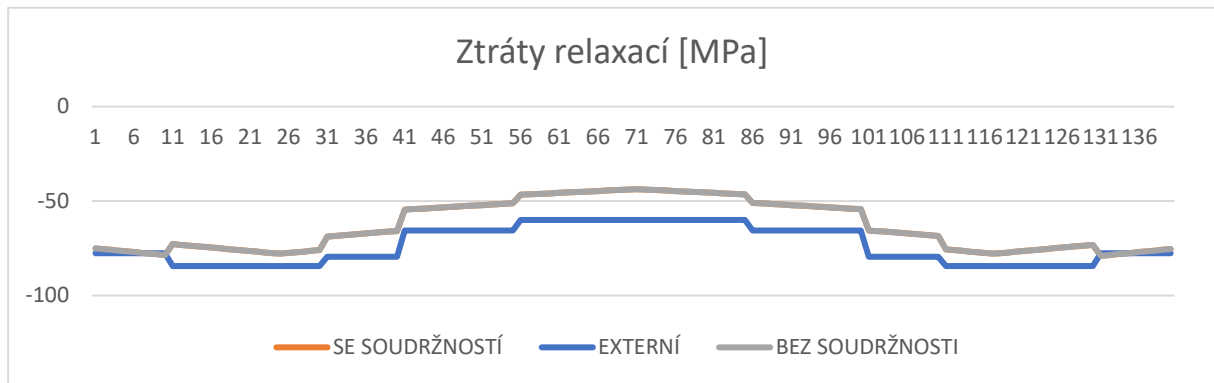
14.8. Ztráty předpětí

Ztráty byly dopočteny programem. Jejich velikost významně ovlivňuje výsledný moment únosnosti prvku. Při vyšších ztrátách se sice zmenšuje ohybový moment od předpětí, zároveň však vzniká větší rezerva pro přetvoření předpínací výztuže, a tedy se navyšuje zbytkový moment únosnosti.

Dodatečně předpjatý most se soudržnými lany vykazuje v průměru o 2,3 % vyšší ztráty předpětí a v místě s největšími ztrátami o 5,1 %. Zbylé dva případy mají výsledné ztráty téměř totožné.

VÝSLEDNÉ ZTRÁTY [%]		SE SOUDRŽNOSTÍ	BEZ SOUDRŽNOSTI	EXTERNÍ
průměr		22.7983116	20.47715	20.47715
ROZSAH	min	18.8923103	18.73985	18.73985
	max	28.2185366	23.08359	23.08359





14.9. Posouzení

Posouzení bylo provedeno nad podpěrami A a B (element 2 a 40) a uprostřed prvního a druhého pole (element 20 a 70). Momenty únosnosti vyšly často mnohonásobně větší než návrhové momenty. To je dáno tím, že předpjaté konstrukce se navrhují na kombinace MSP ale posudek je pak proveden na kombinace MSÚ.

Most předepnutý soudržnou výztuží i přes větší ztráty předpětí vykazuje větší rezervy v ohybové únosnosti než zbylé dvě varianty a to o 8,5 % uprostřed prvního pole oproti oběma zbylým variantám a uprostřed druhého pole je rezerva o 20 % větší oproti variantě s nesoudržnou vnitřní výztuží a 14 % oproti variantě předepnuté vnějšími lany.

14.9.1. Posouzení maximálních napětí ve výztuži

FDL1: Napětí v lanech v kotvách.

FDL2: Maximální napětí v lanech po celé délce prvku mezi kotvami, bezprostředně po zakotvení.

FLL1: Maximální napětí v lanech po všech ztrátách v poslední fázi.

AFDL1: Přípustné napětí v lanech v místě ukotvení ihned po ukotvení. (0,7 fpu)

AFDL2: Přípustné napětí v lanech na úseku mezi kotvami ihned po zakotvení. (0,74 fpu)

AFLL1: Přípustné napětí v lanech v MSP po ztrátách. (0,8 fpk)

Kabel	FDL1 (MPa)	FDL2 (MPa)	FLL1 (MPa)	AFDL1 (MPa)	AFDL2 (MPa)	AFLL1 (MPa)
SOUDRZNY 1	1393.547	1411.238	1197.159	1476.000	1394.000	1395.000
SOUDRZNY 2	1393.547	1411.238	1197.159	1476.000	1394.000	1395.000
NESOUDRZNY 1	1393.547	1411.238	1185.929	1476.000	1394.000	1395.000
NESOUDRZNY 2	1393.547	1411.238	1185.929	1476.000	1394.000	1395.000
EXTERNI 1	1405.346	-	1199.400	1476.000	-	1395.000
EXTERNI 2	1405.346	-	1199.400	1476.000	-	1395.000

14.9.2. MSP – Posouzení maximálních napětí ve fázích výstavby

FT: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (My) a normálovou silou u horních vláken

FB: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (My) a normálovou silou u spodních vláken

FTL: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (My), vedlejší osy (Mz) a normálovou silou v levém horním vlákne

FBL: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (My), vedlejší osy (Mz) a normálovou silou v levém dolním vlákne

FTR: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (M_y), vedlejší osy (M_z) a normálovou silou v pravém horním vlákne

FBR: Kombinované napětí způsobené ohybovým momentem kolem hlavní osy (M_y), vedlejší osy (M_z) a normálovou silou v pravém dolním vlákne

FMAX: Maximální kombinované napětí z šesti výše uvedených.

ALW: Maximální dovolené napětí průřezu ve fázi výstavby

SOUDRŽNÝ						
Element	Tlak./tah.	Etapa	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)	
2	tlak	předpínání	OK	9.200	11.359	
2	tah	NK	OK	-0.001	0.002	
20	tlak	skruž demontáž	OK	7.034	15.006	
20	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
40	tlak	předpínání	OK	14.737	-0.696	
40	tah	předpínání	OK	14.540	-0.715	
70	tlak	předpínání	OK	9.856	5.857	
70	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
FTL (MPa)	FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)	
9.200	11.359	9.200	11.359	11.359	18.366	
-0.001	0.002	-0.001	0.002	-0.001	1.640	
7.034	15.006	7.034	15.006	15.006	18.994	
-0.002	0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640	
14.737	-0.696	14.737	-0.696	14.737	18.366	
14.540	-0.715	14.540	-0.715	-0.715	1.693	
9.856	5.857	9.856	5.857	9.856	24.000	
-0.002	0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640	

NESOUDRŽNÝ						
Element	Tlak./tah.	Etapa	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)	
2	tlak	předpínání	OK	9.705	12.120	
2	tah	NK	OK	-0.001	0.002	
20	tlak	skruž demontáž	OK	7.375	16.450	
20	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
40	tlak	předpínání	OK	16.168	-1.642	
40	tah	předpínání	OK	15.944	-1.668	
70	tlak	Ostatní	OK	10.144	6.362	
70	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
FTL (MPa)		FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)
9.705		12.120	9.705	12.120	12.120	18.366
-0.001		0.002	-0.001	0.002	-0.001	1.640
7.375		16.450	7.375	16.450	16.450	18.994
-0.002		0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640
16.168		-1.642	16.168	-1.642	16.168	18.366
15.944		-1.668	15.944	-1.668	-1.668	1.693
10.144		6.362	10.144	6.362	10.144	24.000
-0.002		0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640

EXTERNÍ						
Element	Tlak./tah.	Etapa	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)	
2	tlak	předpínání	OK	9.606	11.845	
2	tah	NK	OK	-0.001	0.002	
20	tlak	předpínání	OK	7.831	16.093	
20	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
40	tlak	předpínání	OK	16.378	-1.300	
40	tah	předpínání	OK	16.378	-1.300	
70	tlak	Ostatní	OK	10.400	7.452	
70	tah	NK	OK	-0.002	0.004	
FTL (MPa)		FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)
9.606		11.845	9.606	11.845	11.845	21.427
-0.001		0.002	-0.001	0.002	-0.001	1.640
7.831		16.093	7.831	16.093	16.093	21.427
-0.002		0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640
16.378		-1.300	16.378	-1.300	16.378	21.427
16.378		-1.300	16.378	-1.300	-1.300	1.693
10.400		7.452	10.400	7.452	10.400	28.000
-0.002		0.004	-0.002	0.004	-0.002	1.640

14.9.1. MSP - Posouzení maximálních napětí při uvedení do provozu

SOUDRŽNÝ						
Element	Tlak./tah.	Názem/nkombinace	Typ	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)
2	tlak	char	MY-MIN	OK	7.791	9.886
2	tah	char	MY-MIN	OK	7.791	9.886
20	tlak	char	MY-MIN	OK	4.144	16.524
20	tah	char	MY-MAX	OK	11.054	3.584
40	tlak	char	FX-MIN	OK	16.069	-7.342
40	tah	char	FX-MIN	NG	16.069	-7.342
70	tlak	char	MY-MAX	OK	12.561	-1.239
70	tah	char	MY-MAX	OK	12.561	-1.239
FTL (MPa)	FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)	
7.791	9.886	7.791	9.886	9.886	24.000	
7.791	9.886	7.791	9.886	7.791	2.105	
4.144	16.524	4.144	16.524	16.524	24.000	
11.053	3.583	11.056	3.584	3.583	2.105	
16.069	-7.342	16.069	-7.342	16.069	24.000	
16.069	-7.342	16.069	-7.342	-7.342	2.105	
12.559	-1.240	12.563	-1.238	12.563	24.000	
12.559	-1.240	12.563	-1.238	-1.240	2.105	
NESOUDRŽNÝ						
Element	Tlak./tah.	Název/kombinace	Typ	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)
2	tlak	char	MY-MIN	OK	8.155	10.448
2	tah	char	MY-MIN	OK	8.155	10.448
20	tlak	char	MY-MIN	OK	4.386	17.880
20	tah	char	MY-MAX	OK	11.174	4.191
40	tlak	char	FX-MAX	OK	17.011	-7.733
40	tah	char	FX-MAX	NG	17.011	-7.733
70	tlak	char	MY-MAX	OK	12.756	-1.582
70	tah	char	MY-MAX	OK	12.756	-1.582
FTL (MPa)	FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)	
8.155	10.448	8.155	10.448	10.448	24.000	
8.155	10.448	8.155	10.448	8.155	2.105	
4.386	17.880	4.386	17.880	17.880	24.000	
11.174	4.191	11.173	4.190	4.190	2.105	
17.011	-7.733	17.011	-7.733	17.011	24.000	
17.011	-7.733	17.011	-7.733	-7.733	2.105	
12.757	-1.581	12.754	-1.582	12.757	24.000	
12.757	-1.581	12.754	-1.582	-1.582	2.105	

EXTERNÍ						
Element	Tlak./tah.	Názem/nkombinace	Typ	Ověření	FT (MPa)	FB (MPa)
2	tlak	char	MY-MIN	OK	8.054	10.149
2	tah	char	MY-MIN	OK	8.054	10.149
20	tlak	char	MY-MIN	OK	4.577	17.247
20	tah	char	MY-MAX	OK	11.416	3.872
40	tlak	char	FZ-MIN	OK	17.315	-7.781
40	tah	char	FZ-MIN	NG	17.315	-7.781
70	tlak	char	MY-MAX	OK	13.043	-0.643
70	tah	char	MY-MAX	OK	13.043	-0.643
FTL (MPa)	FBL (MPa)	FTR (MPa)	FBR (MPa)	FMAX (MPa)	ALW (MPa)	
8.054	10.149	8.054	10.149	10.149	24.000	
8.054	10.149	8.054	10.149	8.054	2.105	
4.577	17.247	4.577	17.247	17.247	24.000	
11.416	3.872	11.416	3.872	3.872	2.105	
17.315	-7.781	17.315	-7.781	17.315	24.000	
17.315	-7.781	17.315	-7.781	-7.781	2.105	
13.043	-0.643	13.043	-0.643	13.043	24.000	
13.043	-0.643	13.043	-0.643	-0.643	2.105	

14.9.1. MSÚ – Namáhání ohybem

Vzor výpočtu je proveden pro první řez u podpory A (element 2). Zbylé řezy a varianty jsou vyhodnoceny v tabulkách.

Návrhové parametry

Dílčí součinitele pro mezní stav únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1 (1)

Návrhové situace	γ_c beton	γ_s betonářská výztuž	γ_s předpjatá výztuž
Trvalé & Dočasné	1.500	1.150	1.150
Mimořádné	1.200	1.000	1.000

- součinitel α_{cc} , α_{ct} : Součinitel pro dlouhodobé účinky únosnosti v tlaku a tahu.

$$\alpha_{cc} = 0.850 \quad (\text{pro únosnost betonu v tlaku})$$

$$\alpha_{ct} = 1.000 \quad (\text{pro únosnost betonu v tahu})$$

Předpjatý kabel

Typ	Název kabelu	Pozice (mm)	Plocha (mm ²)	Pevnost (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	SOUDRZNE	1212.0	74100.000	1860.000	1640.000	195000.000

Moment na mezi únosnosti

■ Kladný moment

1 Moment na mezi únosnosti, $M_{R,d}$

- Návrhové zatížení

Název kombinace : 6.10b

Návrhové situace : Trvalé a Dočasné

Typ kombinace : MY-MAX

$$M_{Ed} = 7247.537 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- součinitel λ , součinitel η

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 22.667 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost výztuže

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 434.783 \text{ MPa}$$

- Výpočet neutrální osy

1) Vyšetření polohy neutrální osy.

2) Výpočet přetvoření betonářské a předpínací výztuže.

3) Výpočet napětí betonářské a předpínací výztuže.

4) Výpočet osových sil v betonu, oceli a kabelu.

5) Posouzení, zda výslednice sil v průřezu je nulová.

6) Opakování kroků 1 až 5 dokud není výslednice sil v průřezu nulová.

Číslo	Výška tlač. betonu (mm)	Síla v tlaku (C) (kN)		Síla v tahu (T) (kN)		Poměr (C/T)
		Beton	Výztuž	Výztuž	Kabel	
1	1500.0	151866.667	36336.533	16030.823	78546.470	1.98994
2	750.0	138266.667	33842.850	18524.507	105673.043	1.38577
3	375.0	81600.000	21730.672	30636.685	105673.043	0.75806
4	562.5	122400.000	33130.369	19236.988	105673.043	1.24514
5	468.8	102000.000	31353.916	19593.229	105673.043	1.06456
6	421.9	91800.000	21730.672	30636.685	105673.043	0.83289
7	445.3	96900.000	30226.946	19593.229	105673.043	1.01485
8	433.6	94350.000	21730.672	30636.685	105673.043	0.85159
9	439.5	95625.000	21730.672	30636.685	105673.043	0.86095
10	442.4	96262.500	30077.678	19593.229	105673.043	1.00857
11	440.9	95943.750	30002.301	19593.229	105673.043	1.00543
12	440.2	95784.375	29964.424	19593.229	105673.043	1.00385
13	439.8	95704.688	21730.672	30636.685	105673.043	0.86153
14	440.0	95744.531	29954.935	19593.229	105673.043	1.00346
15	439.9	95724.609	21730.672	30636.685	105673.043	0.86168
16	440.0	95734.570	21730.672	30636.685	105673.043	0.86175
17	440.0	95739.551	21730.672	30636.685	105673.043	0.86179
18	440.0	95742.041	21730.672	30636.685	105673.043	0.86181
19	440.0	95743.286	21730.672	30636.685	105673.043	0.86182
20	440.0	95743.909	21730.672	30636.685	105673.043	0.86182

- Výpočet F_c , F_s , F_p

$$x = 440.0 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 95743.909 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 21730.672 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 30636.685 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 105673.043 \text{ kN}$$

Kde: x je výška neutrální osy

Číslo	Napětí _{Eff} (MPa)	$\Delta\varepsilon_{pi}$	$\varepsilon_{p(0)j}$	ε_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
SOUDRŽNE	1191.04634	0.00614	0.00611	0.01225	1426.087	74100.000	105673.043
NESOUDRŽNE	1180.06144	0.00614	0.00605	0.01219	1280.061	74100.000	94852.553
EXTERNI	1182.57246	0.00614	0.00606	0.01227	1282.572	74100.000	95038.620

Zde si můžeme povšimnout rozdílu v hodnotě napětí f_{pi} mezi jednotlivými druhy předpínací výztuže. Zatímco u soudržné výztuže se uvažuje nárůst napětí na mezní hodnotu, u výztuže bez soudržnosti a u externího předpětí, se uvažuje nárůst 100 MPa.

Výpočet momentové únosnosti, M_{Rd}

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 153338.269 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 7247.537 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Kde: a_c, a_s, a_p jsou vzdálenosti od neutrálné osy, x k betonu, výztuži a kabelu

■ Záporný moment

1 Moment na mezi únosnosti, $M_{R,d}$

- Návrhové zatížení

Název kombinace : 6.10b

Návrhové situace : Trvalé a dočasné

Typ kombinace : MY-MIN

$$M_{Ed} = -6188.754 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- součinitel λ , součinitel η

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 22.667 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost výztuže

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 434.783 \text{ MPa}$$

Výpočet neutrální osy

Číslo	Výška tlač. betonu (mm)	Síla v tlaku (C) (kN)		Síla v tahu (T) (kN)		Poměr (C/T)
		Beton	Výztuž	Výztuž	Kabel	
1	1500.0	61200.000	16030.823	36336.533	97966.598	0.57505
2	2250.0	74800.000	18524.507	13211.979	77872.160	1.02460
3	1875.0	68000.000	17455.786	26921.543	85909.935	0.75738
4	2062.5	71400.000	18168.267	19393.544	81525.694	0.88752
5	2156.3	73100.000	18168.267	16156.410	79619.503	0.95294
6	2203.1	73950.000	18524.507	14652.383	78727.243	0.99031
7	2226.6	74375.000	18524.507	13924.600	78295.201	1.00737
8	2214.8	74162.500	18524.507	14286.566	78510.079	0.99882
9	2220.7	74268.750	18524.507	14105.106	78402.356	1.00309
10	2217.8	74215.625	18524.507	14195.716	78456.146	1.00095

- Výpočet F_c , F_s , F_p

$$\begin{aligned}
 x &= 2217.8 \text{ mm} \\
 F_c &= (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 74215.625 \text{ kN} \\
 F_{s'} &= f_{s'} \cdot A_{s'} = 18524.507 \text{ kN} \\
 F_s &= f_s \cdot A_s = 14195.716 \text{ kN} \\
 F_p &= \sum F_{pi} = 78456.146 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Číslo	Napětí $_{Eff}$ (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
SOUDRZNE	1191.04634	-0.00068	0.00611	0.00543	1058.787	74100.000	78456.146
NESOUDRZNE	1180.06144	-0.00105	0.00605	0.00500	1280.061	74100.000	94852.553
EXTERNI	1182.57246	-0.00106	0.00606	0.00501	1282.572	74100.000	95038.620

- Výpočet momentové únosnosti, M_{Rd}

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 197481.048 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Rd} &\geq M_{Ed} = -6188.754 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Stejným postupem byly získány hodnoty momentů únosnosti ve zbylých průřezích u všech posuzovaných konstrukcí. Výsledné hodnoty jsou uvedeny níže v tabulkách.

Výsledné hodnoty posouzení ohybové únosnosti pro jednotlivé druhy předpětí.

SOUDRŽNÝ							
Element	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	M_{Ed} (kN · m)	M_{Rd} (kN · m)	M_{Ed}/M_{Rd}
2	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	7247.537	153338.269	0.047
2	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-6188.754	197481.048	0.031
20	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	52207.568	236608.627	0.221
20	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-48610.763	209156.340	0.232
40	Positive	6.10b	FX-MIN	OK	77882.173	109800.975	0.709
40	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-77201.552	180006.665	0.429
70	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	84380.123	300012.453	0.281
70	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	0.000	185809.061	0.000

NESOUDRŽNÝ							
Element	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	M_{Ed} (kN · m)	M_{Rd} (kN · m)	M_{Ed}/M_{Rd}
2	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	6421.524	144984.845	0.044
2	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-6915.153	265590.677	0.026
20	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	48984.687	218694.377	0.224
20	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-50837.047	336489.399	0.151
40	Positive	6.10b	FX-MAX	OK	81562.377	104974.981	0.777
40	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-71580.395	213998.565	0.334
70	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	79410.102	258323.108	0.307
70	Negative	6.10b	FX-MIN	OK	0.000	345684.890	0.000

EXTERNÍ							
Živel	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	M_{Ed} (kN · m)	M_{Rd} (kN · m)	M_{Ed}/M_{Rd}
2	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	7212.767	145128.489	0.050
2	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-6165.172	258658.243	0.024
20	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	51712.775	221587.254	0.233
20	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-48521.105	335117.008	0.145
40	Positive	6.10b	FZ-MIN	OK	82530.443	106421.467	0.776
40	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	-71419.852	219951.220	0.325
70	Positive	6.10b	MY-MAX	OK	80391.275	269473.647	0.298
70	Negative	6.10b	MY-MIN	OK	0.000	375297.705	0.000

14.9.1. MSÚ – Namáhání smykem

Maximální smyková síla

1. Posouzení smykové únosnosti betonu, $V_{Rd,c}$

- Návrhové zatížení

Název kombinace : 6.10b

Návrhové situace : Trvalé a dočasné

Typ kombinace : FZ-MAX

$$N_{Ed} = -167671.446 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 12423.043 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -6032.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_p = 8693.269 \text{ kN}$$

- Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 26.667 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost výztuže

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 434.783 \text{ MPa}$$

- Ověření průřezu z hlediska ohybových trhlin.

$$f_b = -14.111 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1.637 \text{ MPa}$$

Kde: f_b Napětí v tahu od ohybu (Tah je uvažován s kladnou hodnotou.)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad \text{Návrhová únosnost betonu v tahu.}$$

- Návrhová hodnota smykové únosnosti $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = (l \cdot b_w / S) \cdot v ((f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})$$

$$= 8120.445 \text{ kN} < V_{Ed} = 12423.043 \text{ kN} \quad \text{Smykový výztuž je vyžadována}$$

Kde: $l = 1.1351E+13 \text{ mm}^4$

$$b_w = 1000.0 \text{ mm}$$

$$S = 4722612500.000 \text{ mm}^3$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.637 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$$

$$\alpha_l = 1.0$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 5.333 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 167671.446 \text{ kN} \quad \text{(v případě tlaku, } N_{Ed} > 0 \text{)}$$

$$A_c = 10000000.0 \text{ mm}^2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{(3/2)} \cdot f_{ck}^{(1/2)} = 0.316$$

$$k = 1 + v(200 / d_p) \leq 2.0 = 1.268$$

$$d_p = 2781.4 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.150$$

2. Posouzení smykové únosnosti smykové výztuže, $V_{Rd,s}$

- Návrhové parametry

$$\begin{aligned}\alpha &= 90.000^\circ \\ \theta &= 45.000^\circ \quad (1 \leq \cot\theta \leq 2.5, \therefore 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ) \\ z &= 2503.3 \text{ mm} \\ A_{sw} &= 10193.528 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho_{w, \min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.00101$$

Kde: α úhel mezi smykovou výztuží a osou nosníku kolmou na posouvající sílu
 θ úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu.

z rameno vnitřních sil pro prvek s konstantní výškou.

A_{sw} průřezová plocha smykové výztuže

$\rho_{w, \min}$ je min. procento smykové výztuže

- Návrhová hodnota pro smykovou únosnost $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) = 15612.322 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}V_{Rd,s} &= (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \leq V_{Rd, \max} \\ &= 15612.322 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 12423.043 \text{ kN} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{kde, } v_1 &= v = 0.504 \\ \alpha_{cw} &= 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) = 0.928 \quad (\text{pro } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}) \\ \sigma_{cp} &= N_{Ed} / A_c = 16.767 \text{ MPa} \\ N_{Ed} &= 167671.446 \text{ kN} \quad (\text{v případě tlaku, } N_{Ed} > 0) \\ A_c &= 10000000.000 \text{ mm}^2 \\ v &= 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)\end{aligned}$$

v_1 redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku

α_{cw} součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačeném pásu

- Kontrola stupně vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) = 0.051 \geq \rho_{w, \min} = 0.001 \quad \text{OK}$$

- Kontrola vzdálenosti třmínek

$$\begin{aligned}S_{l, \max} &= 0.75 \cdot d_p \cdot (1 + \cot\alpha) = 2086.1 \text{ mm} \\ s &= 200.0 \text{ mm} \leq \frac{S_{l, \max}}{x} = 2086.1 \text{ mm} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Kde: s je vzdálenost třmínek

Stejným postupem byly posudky ve zbylých průřezích u všech posuzovaných konstrukcí. Výsledné hodnoty jsou uvedeny níže v tabulkách.

Výsledné hodnoty posouzení smykové únosnosti pro jednotlivé druhy předpětí:

SOUDRŽNÝ							
Element	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	
2	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	12423.043	15612.322	
2	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	5778.068	8120.445	
20	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3414.355	8120.445	
20	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-2551.471	8120.445	
40	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	-6935.241	8120.445	
40	MIN	6.10b	FX-MIN	OK	-14017.163	15233.695	
70	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3553.454	8120.445	
70	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-3553.453	8120.445	
$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)		$V_{Rd,max}$ (kN)	V_{Ed}/V_{Rd}	$A_{sw,req}/s$	$\rho_{w,min}$	$S_{l,max}$
8120.445	15612.322		15612.322	0.796	11.414	0.001	2086.1
8120.445	14372.169		14372.169	0.712	1.012	0.001	1920.0
8120.445	15682.424		15682.424	0.420	1.012	0.001	2079.8
8120.445	14652.933		14652.933	0.314	1.012	0.001	1943.3
8120.445	16554.894		16554.894	0.854	1.012	0.001	2086.1
8120.445	15233.695		15233.695	0.920	13.993	0.001	1920.0
8120.445	17035.224		17035.224	0.438	1.012	0.001	1950.0
8120.445	17035.224		17035.224	0.438	1.012	0.001	1950.0
NESOUDRŽNÝ							
Element	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	
2	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	12255.354	15852.309	
2	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	5660.175	8120.445	
20	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3283.385	8120.445	
20	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-2622.659	8120.445	
40	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	-6984.996	8120.445	
40	MIN	6.10b	FX-MAX	OK	-14008.339	15469.321	
70	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3500.706	8120.445	
70	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-3500.706	8120.445	
$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)		$V_{Rd,max}$ (kN)	V_{Ed}/V_{Rd}	$A_{sw,req}/s$	$\rho_{w,min}$	$S_{l,max}$
8120.445	15852.309		15852.309	0.773	11.260	0.001	2086.1
8120.445	14588.282		14588.282	0.697	1.012	0.001	1920.0
8120.445	16052.373		16052.373	0.404	1.012	0.001	2086.1
8120.445	14774.371		14774.371	0.323	1.012	0.001	1920.0
8120.445	16805.038		16805.038	0.860	1.012	0.001	2086.1
8120.445	15469.321		15469.321	0.906	13.984	0.001	1920.0
8120.445	17189.740		17189.740	0.431	1.012	0.001	1950.0
8120.445	17189.740		17189.740	0.431	1.012	0.001	1950.0

EXTERNÍ							
Element	Kladný / Záporný	Název kombinace	Typ	Ověření	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	
2	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	12072.739	15797.955	
2	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	5456.912	8120.445	
20	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3294.297	8120.445	
20	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-2636.706	8120.445	
40	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	-7634.367	8120.445	
40	MIN	6.10b	FZ-MIN	NG	-14682.240	14370.919	
70	MAX	6.10b	FZ-MAX	OK	3522.907	8120.445	
70	MIN	6.10b	FZ-MIN	OK	-3522.907	8120.445	
$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)		$V_{Rd,max}$ (kN)	V_{Ed}/V_{Rd}	$A_{sw,req} / s$	$\rho_{w,min}$	$S_{l,max}$
8120.445	15797.955		15797.955	0.764	11.092	0.001	2086.1
8120.445	14540.208		14540.208	0.672	1.012	0.001	1920.0
8120.445	15496.709		15496.709	0.406	1.012	0.001	2086.1
8120.445	14262.946		14262.946	0.325	1.012	0.001	1920.0
8120.445	15614.022		15614.022	0.940	1.012	0.001	2086.1
8120.445	14370.919		14370.919	1.022	14.657	0.001	1920.0
8120.445	15748.837		15748.837	0.434	1.012	0.001	1950.0
8120.445	15748.837		15748.837	0.434	1.012	0.001	1950.0

15. Příloha A – Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons (vlastní překlad)

Vzhledem k absenci článků na dané téma (predikce mezního napětí v předpínacích lanech bez soudržnosti) v češtině, jsem se rozhodl v mé diplomové práci nechat kompletní překlad tohoto článku. Dalším důvodem bylo udržení celistvosti a přehlednosti dané problematiky, která by mohla být pouhým výtažkem z více různých zdrojů narušena.

Konstrukční přístup založený na poměru rozpětí a výšky průřezu spolu s typem zatížení

Obrázek 1(a) znázorňuje jednoduše podepřený předpjatý betonový nosník s nesoudržnými lany o rozpětí L , zatížený působením dvojicí symetricky umístěných sil oddělených vzdáleností L_a . Skutečná a idealizovaná rozložení zakřivení vzniklá při nominální ohybové pevnosti nosníku jsou uvedena na obr. 1(b). Existují tři hlavní zjednodušující předpoklady, které byly různými vědeckými pracovníky přijaty.

- I když je namáhání v nesoudržné předpínací oceli nekompatibilní s napětím okolního betonu, lze celkové prodloužení předpínací oceli mezi koncovými kotevními úchyty určit z rozložení zakřivení lana podél délky nosníku.
- Celkové prodloužení předpínací oceli mezi koncovými kotevními úchyty je způsobeno především plastickou deformací, ke které dochází v plastické oblasti o délce L_0 v idealizovaném rozložení zakřivení uvedeném na obr. 1 (b) zatímco deformace na úseku elastické oblasti jsou zanedbány.
- Všechna třecí napětí působící podél lan jsou zanedbatelná, takže napětí v nesoudržných lanech je po délce nosníku konstantní.

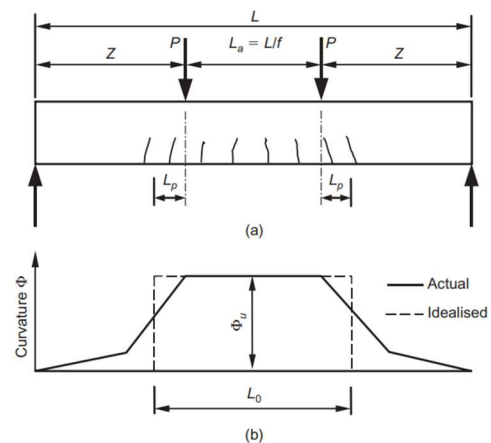


Fig. 1. A simply supported prestressed concrete beam with unbonded tendons under two symmetrically disposed point loads: (a) arrangement of loading; (b) actual and idealised curvature distribution along the beam

Magazine of Concrete Research, 2004, 56, No. 1

Jinými slovy se předpokládá, že zvýšení prodloužení lan mezi koncovými kotevními úchyty, a tedy odpovídající přírůstek napětí v předepnutých lanech, je způsoben především plastickou deformací, ke které dochází v rámci ekvivalentní délky plastické oblasti L_0 v blízkosti použitého zatížení (obr. 1(b)).

Rozložení poměrného přetvoření po výšce průřezu předpjatého betonového nosníku s nesoudržnými lany je znázorněno na obr. 2. Necht' $\Delta\varepsilon$ je "fiktivní" přírůstek poměrného přetvoření na úrovni předpínacího lana, ε_{pe} je poměrné přetvoření způsobené efektivním předpětím lana, ε_{ce} je tlakové přetvoření v betonu na úrovni předpínacího lana a ε_{cu} je mezní poměrné stlačení v horních vláknech betonu, které je dle platných norem 0,003.

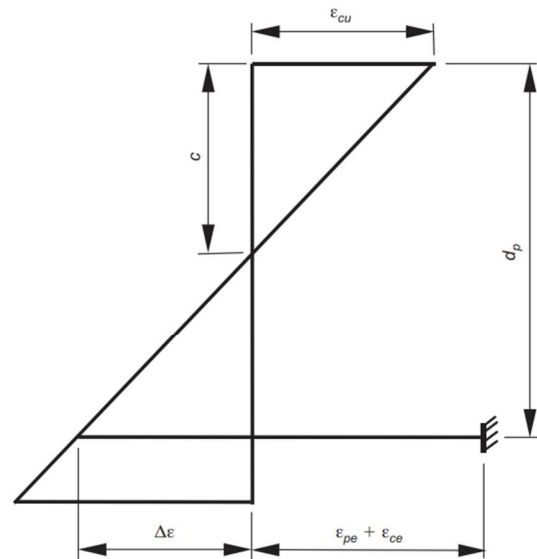


Fig. 2. Strain distribution across the section depth of a prestressed concrete beam with unbonded tendons

Magazine of Concrete Research, 2004, 56, No. 1

Proto lze

- $\Delta\varepsilon$ "fiktivní" přírůstek poměrného přetvoření
- Δl_{ps} celkový přírůstek prodloužení lana mezi koncovými kotevními úchyty
- $\Delta\varepsilon_{ps}$ přírůstek poměrného přetvoření v předpjatém laně nad efektivní předpětím

vyjádřit takto:

$$\Delta\varepsilon = \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad (1)$$

$$\Delta l_{ps} = (\Delta\varepsilon + \varepsilon_{ce}) L_0 \quad (2)$$

$$\Delta\varepsilon_{ps} = \Delta l_{ps} / L \quad (3)$$

kde L_0 je ekvivalentní délka plastické oblasti, jak je znázorněno na obr. 1(a) a L je celkové rozpětí nosníku. Poměrné přetvoření ε_{ps} v předepnutém laně při nominální ohybové pevnosti nosníku lze získat kombinací rovnic (1), (2) a (3)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ps} &= \varepsilon_{pe} + \Delta\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} \left(\frac{L_0}{L} \right) \\ &+ \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \left(\frac{L_0}{L} \right) \end{aligned} \quad (4)$$

Nesoudržné lano obvykle zůstává pružné, a proto může být napětí f_{ps} vyjádřeno jako

$$\begin{aligned} f_{ps} &= E_{ps} \varepsilon_{ps} = E_{ps} \varepsilon_{pe} + E_{ps} \Delta\varepsilon_{ps} \\ &= f_{pe} + E_{ps} \varepsilon_{ce} \left(\frac{L_0}{L} \right) + E_{ps} \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \left(\frac{L_0}{L} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

kde E_{ps} je modul pružnosti předpínacího lana a f_{pe} je efektivní předpětí. Obecně je hodnota ε_{ce} ve srovnání s ostatními termíny zanedbatelná. Tudiž zanedbáním ε_{ce} může být rovnice (5) zapsána z hlediska přírůstku napětí Δf_{ps} způsobeného dodatečným zatížením k dosažení mezního momentu jako

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \left(\frac{L_0}{L} \right) \quad (6)$$

Výšku neutrální osy c v kritickém řezu v mezním stavu lze vypočítat z rovnice (6) jako

$$c = \frac{E_{ps} \varepsilon_{cu} (L_0 / L) d_p}{\Delta f_{ps} + E_{ps} \varepsilon_{cu} L_0 / L} \quad (7)$$

Pokud je průřez tvaru T, může být rovnice rovnováhy v kritickém řezu zapsána jako

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y = 0.85\beta_1 f'_c b_w c + C_f \quad (8a)$$

$$\begin{cases} C_f = 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f & \text{if } \beta_1 c > h_f \\ C_f = 0, b_w = b & \text{if } \beta_1 c \leq h_f \end{cases} \quad (8b)$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.85 & \text{if } f'_c < 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 28)/7 & \text{if } 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa} \\ \beta_1 = 0.65 & \text{if } f'_c > 56 \text{ MPa} \end{cases} \quad (8c)$$

kde A_{ps} je plocha průřezu předpínacího lana; A_s a f_y jsou plocha průřezu a mez kluzu betonářské výztuže; A'_s a f'_y jsou plocha průřezu a mez kluzu tlacené výztuže, f'_c je válcová pevnost betonu v tlaku; b a b_w jsou šířky příruby a pásu; C_f je tlaková síla přenášená přírubou, je-li použitelná; a β_1 je redukční faktor tlacené betonové části. Napětí lan f_{ps} v mezním stavu lze získat nahrazením hodnoty c z rovnice (7) do rovnice (8a) a použitím rovnice (6) jako

$$f_{ps} = \frac{1}{A_{ps}} \frac{0.85\beta_1 f'_c b_w (L_0/L) d_p E_{ps} \varepsilon_{cu}}{f_{ps} - f_{pe} + E_{ps} \varepsilon_{cu} (L_0/L)} + \frac{(A'_s f'_y - A_s f_y) + C_f}{A_{ps}} \quad (9)$$

Ekvivalentní délku L_0 plastické oblasti lze získat podle obrázku 1 jako

$$L_0 = L_a + 2L_p = L/f + 2L_p \quad (10)$$

kde f je koeficient závislý na uspořádání zatížení. Harajli (17) navrhl $f = \infty$ pro jedno bodové zatížení ve středu nosníku, $f = 3$ pro dvě působící síly ve třetinách rozpětí a $f = 6$ pro rovnoměrné zatížení. Druhý člen $2L_p$ v rovnici (10) je délka plastického úseku měřená mimo oblast konstantního momentu.

$$L_p = 0.5d_p + 0.05Z \quad (11) \quad \text{Parametr } L_p \text{ se uvažuje jako}$$

kde Z je smykové rozpětí nebo vzdálenost mezi bodem maximálního momentu a bodem uložení, jak je znázorněno na obr. 1(a). Výraz pro L_0 se získá dosazením hodnoty L_p z rovnice (11) do rovnice (10)

$$L_0 = d_p \left[\frac{L}{d_p} \left(\frac{0.95}{f} + 0.05 \right) + 1.0 \right] \quad (12)$$

která se objevuje v bezrozměrné podobě jako

$$L_0/L = \frac{0.95}{f} + 0.05 + \frac{1}{L/d_p} \quad (13)$$

Harajli (17) zkoumal platnost výše uvedeného modelu porovnáním jeho výsledků s experimentálními výsledky napětí v laně f_{ps} v mezním stavu, které získali (Warwaruk et al. (5), Mattock et al. (7), a Du a Tao (12) a došel k závěru, že rovnice (9) poměrně přesně vystihuje experimentální výsledky.

Další studie ekvivalentní délky plastické oblasti L_0

Vzhledem k tomu, že platnost předchozího přístupu závisí na určení ekvivalentní délky plastické oblasti L_0 , je užitečné ověřit tento model porovnáním teoretické hodnoty L_0/L z rovnice (13) s experimentálními hodnotami. Přeskupením rovnice (9) lze experimentální hodnotu L_0/L získat jako

$$\frac{L_0}{L} = \frac{(A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_s - C_f)(f_{ps} - f_{pe})}{(0,85f'_c \beta_1 b_w d_p - A_{ps} f_{ps} - A_s f_y + A'_s f'_c + C_f) E_{ps} \epsilon_{cu}} \quad (14)$$

Na základě výzkumů, které provedli Du a Tao (12) a Harajli a Kanj (15) jsou teoretické hodnoty L_0/L z rovnice (13) vykresleny proti experimentálním hodnotám z rovnice (14) na obr. 3. Z grafu vyplývá, že mezi teoretickými a experimentálními hodnotami L_0/L jsou značné rozdíly.

Všechny testované nosníky, které vyrobili Du a Tao (12), měli průřez o rozměrech 160 X 280 mm, 4400 mm dlouhé, a byly testovány pomocí dvou symetrických sil v rozpětí 4200 mm. Poměr rozpětí a výšky průřezu byl udržován konstantní na 20, zatímco pevnost v tlaku betonu a plocha předpínací a běžné oceli byly různé. Teoretická hodnota L_0/L pro všechny vzorky byla 0,42, zatímco experimentální hodnoty se pohybovaly od 0,17 do 0,88. Průměrná hodnota L_0/L byla pro 20 nosníků 0,34, zatímco směrodatná odchylka 0,16 s variačním koeficientem až 0,47.

V experimentu Harajli a Kanj (15), bylo testováno celkem 26 jednoduše podepřených nosníků s obdélníkovým průřezem. Hlavní vstupní parametry zahrnovaly tři různé objemy tahové výztuže, dvě různá množství běžné oceli vzhledem k předpínací oceli (plně předpjaté a částečně předpjaté) a tři různé hodnoty poměru rozpětí a výšky průřezu (20, 13 a 8). Pro každý soubor vstupních parametrů byly testovány dva vzorky, z nichž jeden byl zatížen jedním bodovým zatížením ve středu rozpětí a druhý dvěma symetrickými silami ve třetinách rozpětí. Teoretické hodnoty L_0/L pro nosníky s poměrem rozpětí a výšky nosníku 20, 13 a 8 při zatížení dvěma silami vyšly (0,42; 0,44; 0,48) zatímco pro nosníky s jedním bodovým zatížením v polovině rozpětí vyšly (0,10; 0,13; 0,17). Experimentální hodnoty L_0/L leží mezi 0,02 a 0,25 s průměrnou hodnotou 0,14. Směrodatná odchylka je 0,06, zatímco variační koeficient je 0,43.

Experimentální hodnoty L_0/L pro nosníky testované při jednom bodovém zatížení jsou navíc srovnatelné s hodnotami spočtenými při zatížení dvěma silami. Tento jev je dle Harajli a Kanj (15) v souladu s naměřeným napětím v lanech f_{ps} na mezi únosnosti, ale v rozporu s hodnotami, které byly vypočteny z rovnice (13). Tento rozdíl je samozřejmě způsoben použitím koeficientu f , který zcela závisí na typu zatížení. Při bližším zkoumání Harajliho modelu lze zjistit, že faktor L_0/L je velmi podobný redukčnímu koeficientu soudržnosti λ , který by měl být podle Bakera (2) stanoven experimentálně.

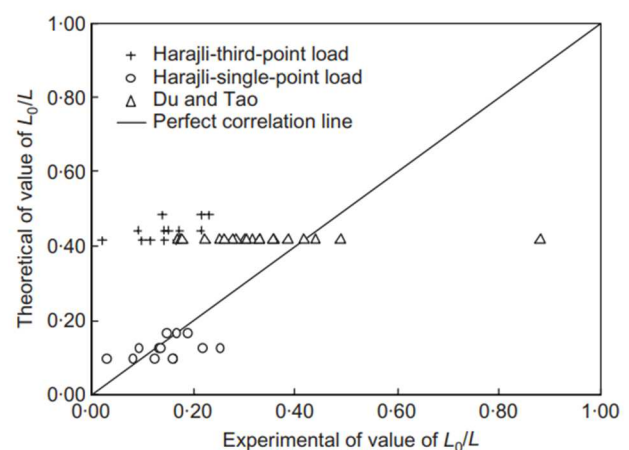


Fig. 3. Comparison of theoretical values against experimental values of L_0/L

Nedávno, Lee et al. (18) dále pracovali na Harajliho (17) modelu k odvození další rovnice pro vyhodnocení napětí f_{ps} v předepnutém laně na mezi únosnosti. Zejména termín 0,05 Z v rovnici (11) byl zanedbáván. Koeficient f pro zohlednění typu zatížení je rovněž odlišný, tj. $f = 10$ pro zatížení

jednou silou a $f = 3$ pro zatížení dvěma silami a rovnoměrné zatížení. K nahrazení silové rovnice rovnováhy původního modelu byla použita momentová rovnice rovnováhy, aby se zohlednila geometrická umístění lan a soudržné výztuže. Rovnice podobná rovnici (9) byla získána takto:

$$f_{ps} = \frac{1}{\alpha_p A_{ps}} \frac{0.85 \beta_1 f'_c b (L_0/L) d_p E_{ps} \varepsilon_{cu}}{f_{ps} - f_{pe} + E_{ps} \varepsilon_{cu} (L_0/L)} + \frac{(A'_s f'_y - \alpha_s A_s f_y)}{\alpha_p A_{ps}} \quad (15a)$$

$$\alpha_p = (d_p - \beta_1 c/2) / (d_e - \beta_1 c/2) \quad (15b)$$

$$\alpha_s = (d_s - \beta_1 c/2) / (d_e - \beta_1 c/2) \quad (15c)$$

$$d_e = (A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s) / (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y) \quad (15d)$$

kde d_s je vzdálenost extrémně tlačeného betonového vlákna a těžiště tažené nepředpjaté oceli. Zavedením čtyř nových koeficientů K_1 , K_2 , K_3 a K_4 , Lee et al. 20 zjednodušili rovnici (15) takto

$$f_{ps} = K_1 + K_2 f_{pe} + K_3 \frac{(A'_s f'_y - A_s f_y)}{A_{ps}} + K_4 \sqrt{\frac{d_s}{d_p} \frac{f'_c}{\rho_p} \left[\frac{1}{f} + \frac{1}{L/d_p} \right]} \quad (16)$$

Nové koeficienty K_1 , K_2 , K_3 a K_4 byly zjištěny regresní analýzou s použitím výsledků z předchozích testů. S vhodnou bezpečnostní rezervou byla získána konstrukční rovnice

$$f_{ps} = 10000 + 0.8 f_{pe} + \frac{1}{15} \frac{(A'_s f'_y - A_s f_y)}{A_{ps}} + 80 \sqrt{\frac{d_s}{d_p} \frac{f'_c}{\rho_p} \left[\frac{1}{f} + \frac{1}{L/d_p} \right]} \text{ psi} \quad (17a)$$

$$f_{pe} + 10000 \leq f_{ps} \leq f_{py} \text{ psi} \quad (17b)$$

Pro zjištění přesnosti rovnice (17) provedli Lee et al (18). regresní analýzu a vypracovali korelační koeficient R mezi zvýšením napětí Δf_{ps} v předepnutých lanech vypočtených dle rovnice (17) a dostupnými experimentálními výsledky. Lee et al. (18) dospěli k závěru, že jejich navržený vzorec (tj. rovnice (17)) ($R = 0,77$) byl lepší než návrhové vzorce kódů ACI 318-95 ($R = 0,64$), Harajli a Kanj (15) ($R = 0,55$), Chakrabarti (16) ($R = 0,64$) a kód AASHTO LRFD (19) ($R = 0,71$).

Je však třeba mít na paměti, že výstižnost rovnice (17) závisí na hodnotách koeficientů K_1 , K_2 , K_3 a K_4 , které byly stanoveny také regresní analýzou s využitím výsledků předchozích zkoušek. Proto použití regresní analýzy jako výběrové kritérium pravděpodobně zakrývá platnost podpůrné teorie, neboť také může upřednostňovat metody se vstupem na základě regresní analýzy.

Návrhový přístup založený na výšce neutrální osy

Z výzkumné práce v posledních pěti desetiletích na chování předpjatých betonových nosníků s předpětím bez soudržnosti v mezním stavu únosnosti nesporně vyplývá, že napětí v lanech na mezní stavu únosnosti závisí především na ekvivalentní délce plastické oblasti L_0 . Hlavním myšlenkovým směrem je stanovení L_0 se vstupem poměru rozpětí a výšky spolu s typem zatížení, jak je popsáno v předchozích částech. Dalším směrem je vztah L_0 k výšce neutrální osy c . Ve skutečnosti již v roce 1969 Pannell (6) zjistil, že poměr φ ekvivalentní délky plastické oblasti L_0 a výšky neutrální osy c v mezním stavu únosnosti ($\varphi = L_0/c$), byl konstantní pro nesoudržně předpjaté betonové nosníky i pro různé poměry rozpětí. Pro projekční účely také navrhl uvažovat φ s hodnotou 10 (tedy $L_0 = 10c$). Od té doby provedli různí výzkumní pracovníci po celém světě mnoho testů na předpjatých betonových trámech s předpětím bez soudržnosti. Je proto užitečné tento přístup na základě těchto experimentů přehodnotit.

Podle tohoto přístupu (6) (8) je prodloužení předpínacího lana po celé délce plastické oblasti dáno vztahem

$$\Delta l_{ps} = L_0 \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) = \varphi \varepsilon_{cu} (d_p - c) \quad (18)$$

a proto, za předpokladu, že nesoudržná lana zůstanou elastická, bude napětí lan f_{ps} v mezním stavu

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + \Delta f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \frac{\Delta l_{ps}}{L} \\ &= f_{pe} + \frac{\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu} (d_p - c)}{L} \end{aligned} \quad (19)$$

Eliminací výšky neutrální osy c v mezním stavu únosnosti mezi rovnicí (19) a silovou rovnicí rovnováhy v kritickém průřezu (8a) lze získat obecnou rovnici φ jako

$$\varphi = \frac{(f_{ps} - f_{pe})L}{E_{ps} \varepsilon_{cu} d_p \left(1 - \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - C_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w d_p} \right)} \quad (20)$$

Jinými slovy, pokud lze určit parametr φ , lze hodnoty napětí v lanech f_{ps} v mezním stavu únosnosti dosáhnout změnou rovnice (20) takto

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + \Delta f_{ps} \\ &= f_{pe} + \frac{\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu} (d_p - c_{pe})}{L} \left/ \left(1 + \frac{\varphi E_{ps} A_{ps} \varepsilon_{cu}}{0.85 \beta_1 f'_c b_w L} \right) \right. \end{aligned} \quad (21a)$$

$$c_{pe} = \frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y - A'_s f'_y - C_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w} \quad (21b)$$

$$c = c_{pe} + \frac{A_{ps} \Delta f_{ps}}{0.85 \beta_1 f'_c b_w} \quad (21c)$$

$$\begin{cases} C_f = 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f & \text{if } \beta_1 c > h_f \\ C_f = 0, b_w = b & \text{if } \beta_1 c \leq h_f \end{cases} \quad (21d)$$

Ve této studii Pannell (6) testoval 38 jednoduše podepřených nosníků ve třech sadách, a to s poměrem rozpětí a výšky 27, 40 a 12. Uvažováním E_{ps} jako 212 kN/mm² na základě zkoušek předpínací oceli a ε_{cu} jako 0,325 %, byly hodnoty parametru φ získány pro zkušební sérii pomocí rovnice (20). Z výsledků parametru φ pro 32 nosníků byl průměr 12,4 a směrodatná odchylka byla 3,6 s variačním koeficientem 0,29, jak je uvedeno v tabulce 1. Poznamenal, že hodnota φ byla přibližně konstantní pro celou sérii zkoušek, zároveň je ale třeba mít na paměti, že nepřesnosti v měření f_{ps} a f_{pe} způsobí zvětšené nepřesnosti v φ . Přísně vzato parametr φ závisí na všech proměnných na pravé straně rovnice (20) stejně jako na typu zatížení. S ohledem na výsledky zkoušek se zdálo rozumné dojít k závěru, že v celém rozsahu je vhodná jediná hodnota $\varphi = 12$. Vzhledem k tomu, že $\varphi = 12$ se blížila průměrné hodnotě výsledků zkoušek, Pannell navrhl bezpečnou hodnotu $\varphi = 10$, spolu s $\varepsilon_{cu} = 0,0033$ a $E_{ps} = 210$ kN/mm² jakožto návrhové hodnoty, z čehož vychází: $\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu} \cong 7000$ N/mm².

Ve skutečnosti Pannellova (6) práce následně tvořila základ britského kódu BS 8110 (20) a kanadského kódu A23.3-94 (21) pro stanovení napětí v předepnutých lanech f_{ps} v mezním stavu únosnosti. Kanadský kód A23.3-94 (21) udává

$$f_{ps} = f_{pe} + 8000 \frac{(d_p - c_y)}{l_e} \leq f_{py} \text{ MPa} \quad (22a)$$

$$c_y = \frac{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}{\alpha_1 f'_c \beta_0 b} \quad (22b)$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \quad (22c)$$

$$\beta_0 = 0.97 - 0.0025 f'_c \quad (22d)$$

kde l_e je délka lana mezi koncovými kotevními úchyty dělená počtem plastických kloubů potřebných ke vzniku poruchového mechanismu v uvažovaném rozpětí a f_{py} je mez kluzu předepnutých lan.

Na druhou stranu britský kód BS 8110 (20) doporučuje následující rovnici

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{L/d_p} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d_p} \right) \leq 0.7 f_{pu} \text{ MPa} \quad (23)$$

kde f_{cu} je krychelná pevnost betonu v tlaku a f_{pu} je konečná pevnost předepnutých lan.

Při porovnání rovnic (22) a (23) s rovnicí (21) není obtížné identifikovat rozdíly. Rovnice (22) vynechává termín $\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu} A_{ps}/0,85 \beta_1 f'_c b_w L$ a zvyšuje hodnotu $\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu}$ ze 7000 N/mm² na 8000 N/mm². Bere také v úvahu vliv neurčitých členů. Rovnice (23) ignoruje vliv běžné výztuže a zjednodušuje výpočet výšky neutrální osy c .

Později v roce 1976, testovali Tam a Pannell (8) osm částečně předpjatých betonových nosníků s předpětím bez soudržnosti s poměrem rozpětí a výšky mezi 20 a 45 při jednom bodovém zatížení v polovině rozpětí. Hodnoty φ získané ze zkoušek byly stále poměrně konstantní. Průměrná hodnota φ pro osm nosníků byla 10,8, se směrodatnou odchylkou 1,7 a variačním koeficientem 0,15. Na základě těchto výsledků navrhli, aby hodnota φ pro využití v praxi byla 10,5.

Další zkoumání parametru φ

Zásadní otázkou, kterou je třeba řešit, je, zda lze parametr φ účinně považovat za konstantní, jak navrhuje Pannell (6) a Tam a Pannell (8). Proto je parametr φ dále studován různými výzkumnými pracovníky. V analýze pomocí rovnice (20) se ε_{cu} považuje za 0,003 a E_{ps} předpínacího lana se buď považuje za zkušební hodnotu v konkrétním experimentu, nebo se předpokládá, že $E_{ps} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ bez zkušebních údajů.

Statistiky parametru φ , které zahrnují průměr, směrodatnou odchylku a variační koeficient, jsou vypočítány pro různé sady dostupných experimentálních výsledků. Směrodatná odchylka a bezrozměrný variační koeficient jsou mírou šíření distribuce. V tabulce 1 jsou shrnuty experimentální výsledky parametru φ od devíti různých výzkumných pracovníků a histogram relativní frekvence je znázorněn na obr. 4.

Table 1. Statistics of the parameter φ based on results from different investigators

Authors	No. of beams	Mean	Standard deviation	Coefficient of variation
Pannell ⁴	32	12.4	3.6	0.29
Tam and Pannell ⁶	8	10.8	1.7	0.15
Cooke <i>et al.</i> ⁹	9	17.3	2.5	0.15
Du and Tao ¹⁰	20	21.4	3.3	0.16
Campbell and Chouinard ¹²	6	15.7	1.8	0.11
Harajli and Kanj ¹⁵	26	10.5	2.9	0.27
Chakrabarti ¹⁶	33	21.7	8.4	0.39
Tan and Ng, ¹⁷ and Tan <i>et al.</i> ²¹	10	19.4	4.6	0.24
Aparicio <i>et al.</i> ²²	4	10.1	0.42	0.04
All	148	16.1	6.8	0.42

V případě těchto vzorků šlo o jednoduše podepřené nosníky a desky, vyztužené s nebo bez doplňkové soudržné výztuže a širokou škálou poměrů rozpětí a výšky v rozmezí od 8 do 45. Je třeba uvést, že zkoušky Tan a Ng (22), a Tan et al. (23) sestávaly ze dvou samostatných částí. První část byla zaměřena na vliv deviátorů a konfigurace lan na chování externě předpjatých nosníků. Druhá část byla zaměřena na chování jednopolových železobetonových nosníků lokálně zesílených externím předpětím. Pět poddimenzovaných železobetonových nosníků bylo zesíleno ocelovými lany nebo karbonovými vlákny a testováno na selhání při zatížení bodovými silami umístěnými ve třetinách rozpětí. Ve studii, kterou provedli Aparicio et al. (24), byly tři externě předpjaté monolitické nosníky, a jeden nosník externě předpjatý segmentový.

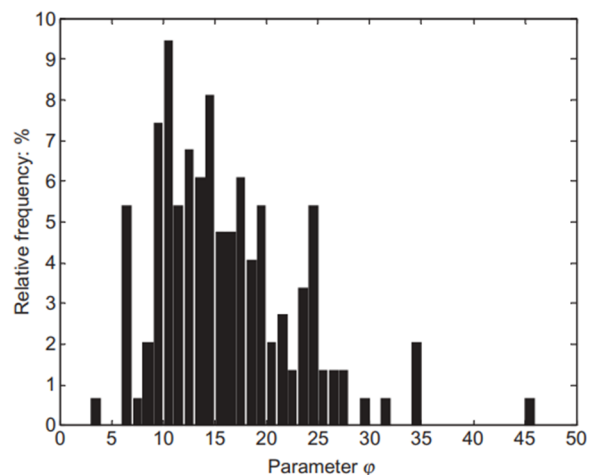


Fig. 4. Relative frequency histogram for the parameter φ

Z tabulky 1 a obrázku 4 lze pozorovat, že i když existuje odchylka parametru φ , hodnoty jsou obecně stabilní a v určité sérii zkoušek mají tendenci být konstantní. Průměr, směrodatná odchylka a variační koeficient parametru φ pro 148 jednoduše podepřených vzorků jsou (16,1; 6,8; 0,42). Je třeba zdůraznit, že střední hodnota, směrodatná odchylka a variační koeficient parametru φ získané Chakrabartiho (16) testem jsou nadměrně větší než hodnoty jiných zkoušek. Rozdíl v technikách a metodách měření, změna vlastností materiálu a kritéria selhání vzorků přijatých různými zkoušejícími mohou rovněž způsobit rozdílnost výsledků.

Vzhledem k výše uvedenému není nepřiměřené brát parametr φ v předpjatých betonových nosnících s předpětím bez soudržnosti jako konstantní hodnotu. Uspořádáním rovnice (19), může být parametr φ vyjádřen jako

$$\varphi = \frac{\Delta f_{ps}}{E_{ps} \varepsilon_{cu} (d_p/L) (1 - c/d_p)} \quad (24)$$

Lze pozorovat, že pokud je vztah mezi přírůstkem napětí Δf_{ps} a parametry (L/d_p) a $(1-c/d_p)$ lineární nebo přibližně lineární, může být parametr φ konstantou. Ve skutečnosti parametr c/d_p již odráží tuto informaci na návrh, s výjimkou poměru rozpětí a výšky L/d_p . Testy, které provedli Du a Tao (12), a Campbell a Chouinard (13) ukazují, že přírůstek napětí Δf_{ps} se zvyšuje s poklesem hodnoty c/d_p . Du a Tao také zavedly parametr $q_0 = (A_{ps} f_{pe} + A_s f_y) / b d_p f_c$, který byl měřítkem obsahu oceli včetně předpjaté a nepředpjaté oceli. Pro obdélníkový řez se zanedbáváním příspěvku tlačené výztuže, q_0 nějak odráží silovou rovnováhu po výšce řezu a je přibližně úměrný c/d_p . Du a Tao (12) vytvořili na základě regrese jejich experimentálních dat lineární vztah mezi přírůstkem napětí Δf_{ps} a parametrem q_0 . Du a Tao (12), Campbell a Chouinard (13), a Aparicio et al. (24), ve svých testech udržovali poměr rozpětí a výšky konstantní, zatímco parametr q_0 byl různorodý. Jak je uvedeno v tabulce 1, variační koeficienty parametru φ jsou poměrně malé a to (0,16; 0,11 a 0,04).

Pokud jde o vliv poměru rozpětí a výšky na přírůstek napětí Δf_{ps} , Mojtahedi a Gamble (9) navrhly příhradový model, který ukázal, že poměrné přetvoření, a tedy i napětí, v lanech bez soudržnosti se s poměrem rozpětí a výšky L/d_p zvýšilo. Harajli a Kanj (15) pracovali na podobném tématu a zjistili, že je obtížné vyvodit přesné závěry kvůli závislosti přírůstku napětí na jiných konstrukčních parametrech, jako je množství tažené výztuže a pevnost betonu. Celkově však bylo možné pozorovat globální snížení přírůstku napětí Δf_{ps} s rostoucím poměrem rozpětí a výšky. Analýza parametru φ z výsledků testů, které provedli Harajli a Kanj (15) ukazuje, že s poklesem poměru rozpětí a výšky hodnota tohoto parametru mírně klesá. Nicméně v testech, které provedli Tam a Pannell (8), a Cooke et al. (11), žádný jasný trend kolísání poměru rozpětí a výšky není pozorován. To může být způsobeno různými zkušebními technikami, jako je uspořádání zatížení, použití lan nebo drátů uzavřených ve velkých ocelových nebo malých plastových kanálcích, techniky měření zatížení předpětím a profily lan.

Navrhovaná metoda

Tento dokument doporučuje přijetí Pannellova (6) přístupu se stanovením přiměřené hodnoty pro parametr φ . Zde se studují tři různé hodnoty φ , a to (a) střední hodnota parametru φ v tabulce 1 ($\varphi = 16,1$), (b) původní hodnota φ podle Pannella (6) ($\varphi = 10$), a (c) průměrná hodnota mínus směrodatná odchylka parametru φ v tabulce 1 ($\varphi = 16,1 - 6,8 = 9,3$).

Hodnoty napětí v lanech f_{ps} na mezi únosnosti se opět vypočítají podle rovnice (21) s výše uvedenými třemi hodnotami φ spolu s podmínkou $f_{ps} \leq f_{py}$. Následně byly provedeny korelační analýzy napětí v lanech na mezi únosnosti f_{ps} mezi experimentálními výsledky a vypočtenými hodnotami na základě tří případů hodnoty parametru φ . Korelační koeficienty pro tyto tři případy jsou: a) 0,83, b) 0,79 a (c) 0,79.

Případ (a) vytváří lepší korelaci mezi vypočtenými a experimentálními hodnotami f_{ps} . Ze statistického hlediska však může případ (c) s $\varphi = 9,3$ poskytnout konzervativní odhad, který přesahuje přibližně 84 % případů, a proto tento dokument navrhuje přijmout tuto hodnotu jako návrhovou. Ve většině případů se hodnota druhého členu ($\varphi E_{ps} \varepsilon_{cu} A_{ps}/0,85 \beta_1 f'_c b_w L$) jmenovatele na pravé straně rovnice (21a) pohybuje od 0,01 do 0,05.

Vynechání tohoto množství nebude mít významný vliv na konečný výsledek. Kromě toho vzorec v rovnici (21b) pro hodnocení c_{pe} není příliš praktický. Vzhledem k tomu, že napětí v lanech f_{ps} na mezi únosnosti není známo předem, není vhodné posoudit, zda tlačaná výztuž dosáhne své meze kluzu a zda je výška neutrální osy c v mezním stavu větší než výška tlačené příruby h_f .

S ohledem na tyto hodnoty je hodnota c_{pe} předefinována jako $c_{pe} = (A_{ps} f_{pe} + A_s f_y)/0,85 \beta_1 f'_c b$, kde b je šířka tlačené oblasti. Kromě toho musí být přijata opatření, která zajistí, že rovnice (21) bude použitelná pro spojitě nosníky.

Porovnání MSÚ u předpjatých konstrukcí se soudržnou a nesoudržnou výztuží

Použitím hodnoty (c) pro parametr φ , přičemž mezní poměrné přetvoření v horních vláknech betonu je uvažováno jako $\epsilon_{cu} = 0,003$ a přijetím nové definice pro parametr c_{pe} , se rovnice (21) se přepíše takto:

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + \frac{9.3 \times 0.003 \times E_{ps}(d_p - c_{pe})}{l_e} \\ &= f_{pe} + \frac{0.0279 E_{ps}(d_p - c_{pe})}{l_e} \leq f_{py} \end{aligned} \quad (25a)$$

$$c_{pe} = \frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y}{0.85 \beta_1 f'_c b} \quad (25b)$$

kde b je šířka tlačené oblasti a l_e je délka lana mezi koncovými kotevními úchyty dělená počtem plastických kloubů n potřebných k vytvoření poruchového mechanismu v uvažovaném rozpětí.

Je vidět, že rovnice (25) je v podobné formě jako rovnice (22), což je návrhový vzorec kanadského kódu A23.3-94 (21). Napětí f_{ps} na mezi únosnosti zkoumaných vzorků se opět vypočítalo pomocí obou rovnic (25) a (22). Poté byly provedeny korelační analýzy těchto vypočtených napětí f_{ps} s experimentálními výsledky. Výsledky korelačních analýz rovnic (25) a (22) jsou vykresleny na obrázcích 5 a 6.

Korelační koeficienty pro rovnice (25) a (22) jsou 0,79 a 0,81. I když korelační koeficient rovnice (22) je o něco lepší než rovnice (25), na obr. 6 lze pozorovat, že mnoho vypočtených hodnot napětí f_{ps} na mezi únosnosti není na straně bezpečí. Kromě zajištění přiměřené bezpečnosti je rovnice (25) uvedena výslovně z hlediska Youngova modulu pružnosti E_{ps} . Proto může být použita i na jiné typy lan, jako například na lana vyztužená vlákny polymerních kompozitů.

Při použití rovnice (25) na jednoduše podepřené nosníky je počet plastických kloubů $n = 1$ a l_e se rovná

celkové délce rozpětí mezi koncovými kotevními úchyty L . V odpovídající analýze spojitých nesoudržně předpjatých betonových nosníků závisí počet plastických kloubů n na způsobu zatížení, a to na počtu a umístění zatížených polí. Obrázek 7 ukazuje spojitý předpjatý betonový nosník o dvou polích s předpětím bez soudržnosti zatížený bodovými silami v každém poli. Použitím probírané teorie je protažení lan do značné míry určeno deformacemi nosníku v plastických oblastech.

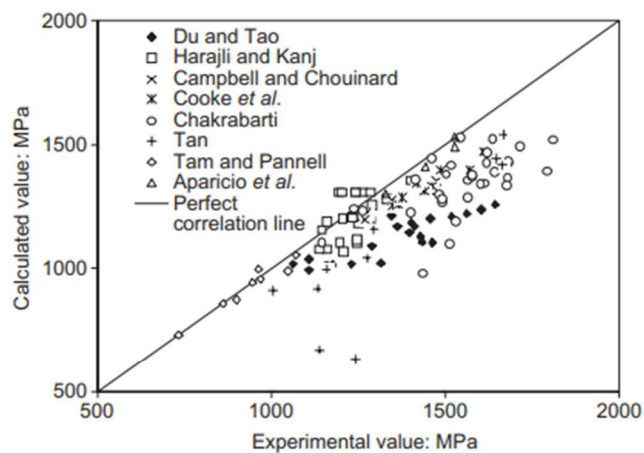


Fig. 5. Comparison of calculated values of f_{ps} based on equation (25) against experimental values of f_{ps}

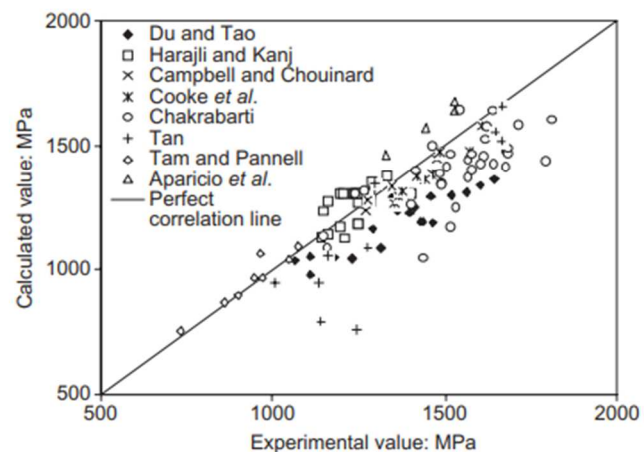


Fig. 6. Comparison of calculated values of f_{ps} based on equation (22) against experimental values of f_{ps}

Celková délka ekvivalentní plastické oblasti ve spojitém nosníku, kde jsou předpínací lana ukotvena pouze na dvou koncích, je součtem ekvivalentních délek plastických oblastí, kde vznikají plastické klouby, jak je znázorněno schematicky na obr. 7. Proto je přírůstek napětí Δf_{ps} v laně úměrný počtu plastických kloubů, které mohou vzniknout pod daným modelem zatížení mezi kotvami, což se projevuje v rovnici (25). Pro návrhové účely je hodnocení přírůstku napětí Δf_{ps} v laně často zpracováno za předpokladu, že je zatíženo jedno koncové pole, jelikož to poskytne nižší mez pro Δf_{ps} . Tudíž při výpočtu přírůstku napětí Δf_{ps} u konstrukcí těchto spojitých nosníků, jsme uvažováním $n = 2$ na bezpečné straně.

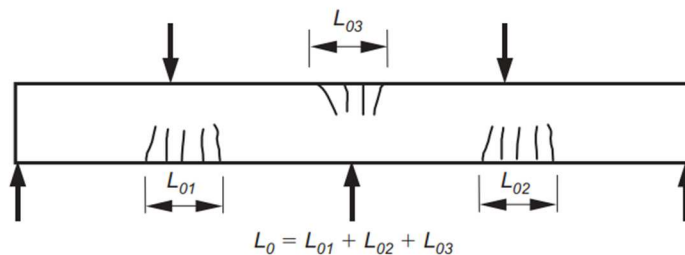


Fig. 7. Total length of equivalent plastic region L_0 in a continuous beam

Při výzkumu spojitých nosníků, Burns et al. (10) testovali dva modely prototypu jednosměrně pnuté spojitě desky o třech stejně velkých polích v polovičním měřítku. Vzorky, označené jako deska A a deska B, byly zatíženy různými modely zatížení. Experimentální hodnoty parametru φ pro tyto vzorky zatížené různými modely zatížení jsou vypočítány pomocí rovnice (20) a jsou uvedeny v tabulce 2. Pokud jsou tyto experimentální hodnoty φ dělené 9,3 (tj. hodnota pro jeden plastický kloub), parametr n odrážející počet plastických kloubů se vypracuje a zapíše do tabulky 2. Tyto vypočtené hodnoty n jsou všechny větší než 2. Tím je znovu potvrzeno, že užívání $n = 2$ je na bezpečné straně.

Table 2. Possible number of plastic hinges n in the tests of Burns et al.⁸

Slab ID	Test no.	Parameter φ	Parameter n
Slab A	108	31.1	3.3
	109	39.0	4.2
	110	21.0	2.3
Slab B	208	41.0	4.4
	209	27.0	2.9
	210	25.0	2.7

Srovnání s výsledky workshopu o externím předpětí z roku 1993

V roce 1993 uspořádalo sdružení Francaise Pour la Construction (AFPC) ve Francii workshop o chování externě předpjatých konstrukcí. Kromě toho byli účastníci vyzváni, aby numericky studovali dva případy předpjatých konstrukcí pomocí nelineárních výpočetních metod. Organizátoři konference poskytli detaily o prostém a spojitém nosníku, který měl být analyzován, a účastníci byli požádáni, aby poskytli předepsané formy výstupu, včetně křivky odezvy zatížení na deformaci. Z celého světa bylo obdrženo čtrnáct výstupů a soubor získaných výsledků byl prezentován v příloze záznamu tohoto workshopu (25). Vzhledem k tomu, že se tato studie zaměřuje na stanovení mezního napětí v lanech při ohybovém selhání nesoudržně předpjatých betonových nosníků, jsou ve workshopu AFPC na základě rovnice (25) vypočteny pouze mezní zatížení nosníků a ty jsou následně porovnávány s výsledky AFPC.

Za předpokladu, že sekundární efekt kolísání excentricity lana v důsledku deformace nosníku je malý nebo zanedbatelný, pro externě předpjaté betonové nosníky rovnice (25) stále platí. Vypočtené mezní zatížení pro prostý monolitický nosník plně předpjatý vnějším předpětím je 2835 kN. Na obr. 8 je znázorněno srovnání s výsledky AFPC. Obecně řečeno, mezní zatížení založené na rovnici (25) se pohybuje kolem středu výsledků AFPC. Pro monolitický spojitý nosník plně předpjatý vnějším předpětím je vypočtené konečné zatížení 1994 kN. Na obr. 9 je zobrazeno srovnání s výsledky AFPC. Přestože je mezní zatížení spojitého nosníku založené na rovnici (25) menší než některé výsledky AFPC, je stále v rozsahu, který vymezují.

Závěr

Tento článek zkoumal různé návrhové metody pro stanovení mezního napětí v předpínacích lanech při ohybovém selhání nesoudržně předpjatých betonových nosníků. Byly identifikovány dvě široké kategorie na deformaci založených přístupů, a to na základě poměru rozpětí a výšky spolu s typem zatížení reprezentovaným Harajliho (17) modelem a přístupy založené na výšce neutrální osy reprezentované Pannellovým (6) modelem. Tyto metody jsou kriticky přezkoumány. S ohledem na dostupné experimentální údaje byl navržen nový návrhový vzorec a byly vyvozeny následující závěry.

- g) Harajliho (17) model klade velký důraz na vliv typu zatížení na přírůstek napětí v nesoudržných lanech při poruše nosníku ohybem. Poměr ekvivalentní délky plastické oblasti k celkové délce rozpětí mezi koncovými kotevními úchyty, jmenovitě L_0/L , je v podstatě další formou Bakerova (2) koeficientu redukce soudržnosti λ .
- h) V Pannellově (6) modelu se poměr ekvivalentní délky plastické oblasti k výšce neutrální osy, konkrétně parametru φ , po analýze výsledků zkoušek provedené různými vědeckými pracovníky, považuje za konstantu. Rozdíly v parametru φ se vyskytují jak v různých sériích experimentů, tak stejně mezi experimenty různých výzkumných pracovníků. Tyto rozdíly by však mohly být rovněž přičítány různým metodám měření, různým kritériím selhání atd. Proto za předpokladu, že návrhy s uvažovaným parametrem φ jakožto konstantou, jsou podporovány experimentálními výsledky, zdá se tento předpoklad jako rozumný.
- i) Při hledání vhodné hodnoty pro parametr φ byly zváženy tyto tři hodnoty (16,1; 10; 9,3). Použití $\varphi = 16,1$ vytváří relativně lepší korelaci mezi vypočtenými a experimentálními hodnotami napětí v lanech f_{ps} v mezním stavu než ostatní dvě hodnoty. Další dvě možnosti $\varphi = 10$ a $\varphi = 9,3$ určily f_{ps} na bezpečné straně. Ze statistického hlediska může volba $\varphi = 9,3$ zajistit, že asi 84 % vypočtených hodnot f_{ps} bude na bezpečné straně. Proto tento dokument navrhuje přijetí $\varphi = 9,3$ pro praktické použití.
- j) Rovnice (25), která byla získána ze zjednodušení rovnice (21), může být přijata k předvídání hodnoty šlachového napětí f_{ps} při konečném designu. Je použitelná nejen pro konvenční vysokopevnostní ocelové předpětí šlachy, ale také pro ty, které jsou vyrobeny z jiných materiálů, jako je polymer vyztužený vlákny

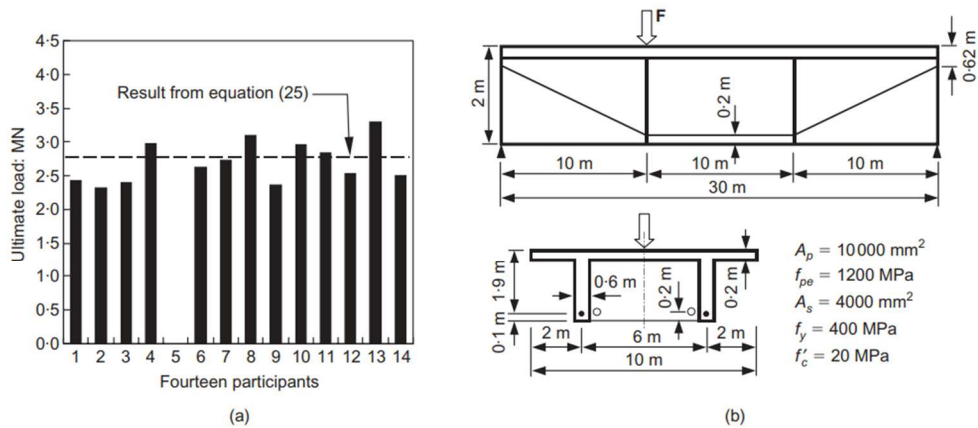


Fig. 8. Ultimate load of a single-span beam: (a) comparison of result from equation (25) with the AFPC results; (b) details of the beam

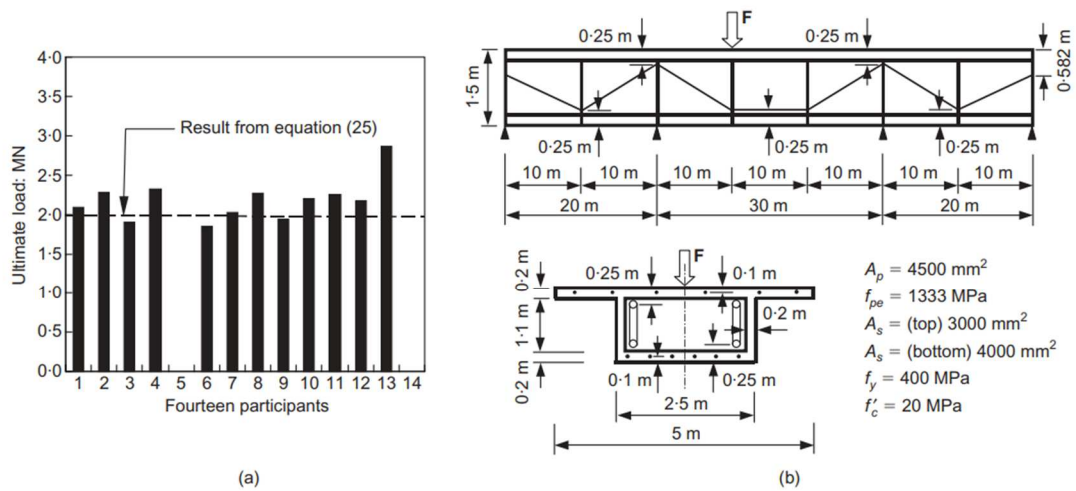


Fig. 9. Ultimate load of a continuous beam: (a) comparison of result from equation (25) with the AFPC results; (b) details of the beam

16. Reference

1. ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. - : Český normalizační institut, 2006.
2. BAKER A. L. L. *Plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete including moment redistribution in continuous members.* - : Magazine of Concrete Research, 1949. 1, No. 2, 57–66.
3. Naaman A. E. and Alkhairi F. M. *Stress at unbonded posttensioned tendons: part 1 — evaluation of the state-of-the-art.* - : ACI Structural Journal, 1991. 88, No. 5, 641–651..
4. Janney J. R., Hognestad E. and McHenry D. *Ultimate flexural strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams.* - : ACI Journal, Proceedings, 1956. 52. No. 6, 601-620.
5. Warwaruk J., Sozen M. A. and Siess C. P. *Investigation of prestressed reinforced concrete for highway bridges, part III: strength and behavior in flexure of prestressed concrete beams.* . Urbana : Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1962. 105 pp..
6. Pannell F. N. *The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams.* - : Magazine of Concrete Research, 1969. 21, No. 66, 43-54.
7. Mattock A. H., Yamazaki J. and Kattula B. T. *Comparative study of prestressed concrete beams with and without bond.* - : ACI Journal, 1971. 68, No. 2, 116–125.
8. Tam A. and Pannell F. N. *Ultimate moment of resistance of unbonded partially prestressed reinforced concrete beams.* - : Magazine of Concrete Research, 1976. 28, No. 97, 203–208.
9. Mojtahedi S., and Gamble W. L. *Ultimate steel stresses in unbonded prestressed concrete.* - : Journal of the Structural Division, ASCE, 1978. 104, No. 7, 1159–1165.
10. Burns N. H., Charney F. A. and Vines W. R. *Test of one-way post-tensioned slabs with unbonded tendons.* - : PCI Journal, 1978. 23, No. 5, 66–81.
11. Cooke N., Park R. and Yong P. *Flexural strength of prestressed concrete members with unbonded tendons.* - : PCI Journal, 1981. 26, No.6, 52–80.
12. DU G. C. and TAO X. K. *Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams.* - : PCI Journal, 1985. 1985, 30, No. 6, 72–91.
13. Campbell T. I. and Chouinard K. L. *Influence of non-prestressed reinforcement on the strength of unbonded partially prestressed concrete members.* - : ACI Structural Journal, 1991. 88, No. 5, 546–551.
14. Naaman A. E. and Alkhairi F. M. *Stress at unbonded posttensioned tendons: part 2 — proposed methodology.* - : ACI Structural Journal, 1991. No. 6, 683–692..
15. Harajli M. H. and Kanj M. Y. *Ultimate flexural strength of concrete members prestressed with unbonded tendons.* - : ACI Structural Journal, 1991. 88, No. 6, 663–673.
16. Chakrabarti P. R. *Ultimate stress for unbonded post-tensioning tendons in partially prestressed beams.* - : ACI Structural Journal, 1995. 92, No. 6, 689–697.
17. HARAJLI M.H. *Effect of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members.* - : ACI Structural Journal,, 1990. 87, No. 3, 305–312.

18. Lee L. H., Moon J. H. and Lim J. H. *Proposed methodology for computing of unbonded tendon stress at flexural failure.* - : ACI Structural Journal, 1999. 96, No. 6, 1040–1048..
19. American Assoc. of State Highway and Transp. Offic. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification.* - : SI Unit 1st edn., 1994.
20. Institution, British Standards. *BSI 8110 – part 1, 2 and 3.* 1985.
21. Association, Canadian Standards. *Design of Concrete Structures.* CSA, Rexdale, Ontario : -, 1994. A23.3-94.
22. TAN K.H. and NG C. K. *Effects of deviators and tendon configuration on behavior of externally prestressed beams.* - : ACI Structural Journal, 1997. 94, No. 1, 13–22.
23. Tan K. H., Farooq M. A. A. and Ng C. K. *Behavior of simple span reinforced concrete beams locally strengthened with external tendons.* - : ACI Structural Journal, 2001. 98, No. 2, 174–183.
24. Aparicio A. C., Ramos G. and Casas J. R. *Testing of externally prestressed concrete beams.* - : Engineering Structures, 2002. 24, No. 1, 73–84..
25. R., Conti E. and Tardy. *External Prestressing in Structures: Proceedings of the Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures.* SaintRemy-les-Chevreuse, France : (E. Conti and B. Foure (eds)), 9–12th June 1993.
26. Allouche E. N., Campbell T. I., Green M. F. and Soudki K. A. *Tendon stress in continuous unbonded prestressed concrete members – part 1: review of literature.* - : PCI Journal, 1998. 43, No. 6, 86–93..
27. —. *Tendon stress in continuous unbonded prestressed concrete members - part 2: parametric study.* - : PCI Journal, 1999. 44, No. 1, 60–73..
28. Institute, American Concrete. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI) 318–83.* Detroit : ACI, 1983. 111 pp.
29. —. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (318R95).* ACI, Farmington Hills, MI : -, 1995. 369 pp.
30. F. T. K. Au and J. S. Du. *Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons.* University of Hong Kong : Magazine of Concrete Research, 2004. 56, No. 1.

17. Seznam použitých zdrojů a literatury

17.1. Normy

1. ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Český normalizační institut, březen 2004.
2. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Český normalizační institut, prosinec 2006.
3. ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, Český normalizační institut, květen 2007.
4. ČSN 73 6207: Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Český normalizační institut, říjen 1993

17.2. Ostatní literatura

1. Předpjatý beton – průvodce předmětem BL11, Modul P01, Doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ing. Miloš Zich, Ph.D., Brno 2006
2. Betonové mosty II, Modul M02, Analýza betonových mostů, Prof. Ing. Jiří Stránský, DSc., Ing. Radim Nečas, Ph.D., Brno 2007
3. F. T. K. Au and J. S. Du., Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons. University of Hong Kong: Magazine of Concrete Research, 2004. 56, No. 1.
4. Ultimate Limit State of Concrete Girders Prestressed with Unbonded Tendons, Dr. Sc. techn. Douglas Paul Gauvreau, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Januar 1993, Birkhäuser Verlag Basel, P.O. Box 133, CH-4010 Basel

17.3. Internetové zdroje

1. Přednášky: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.: 133B03C + 133B03K – Betonové konstrukce 3C + 3K http://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Vyuka_B03.htm
2. Přednášky: Ing. Ivana Laníková, Ph.D.: CL001 Betonové konstrukce (S), <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/CL001/CL001.htm>

18. Seznam obrázků

OBRÁZEK 2.1: SILOVÉ PŮSOBENÍ KABELU V MÍSTĚ ZMĚNY SMĚRU VEDENÍ – ZLOMENÁ ČÁST	2
OBRÁZEK 2.2: SILOVÉ PŮSOBENÍ KABELU V MÍSTĚ ZMĚNY SMĚRU VEDENÍ – ZAKŘIVENÁ ČÁST (KRUŽNICE, PARABOLA).....	2
OBRÁZEK 2.3: SILOVÉ PŮSOBENÍ KABELU V MÍSTĚ KOTVENÍ	2
OBRÁZEK 2.4: SILOVÉ PŮSOBENÍ KABELU V MÍSTĚ KOTVENÍ	2
OBRÁZEK 2.5: SEKUNDÁRNÍ ÚČINKY OD PŘEDPĚTÍ 1.....	3
OBRÁZEK 2.6: SEKUNDÁRNÍ ÚČINKY OD PŘEDPĚTÍ 2.....	3
OBRÁZEK 4.1: METODA VYROVNÁNÍ NAPĚTÍ: A) VEDENÍ KABELŮ B) PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ C) PRŮBĚH POSOUVAJÍCÍCH SIL...	5
OBRÁZEK 4.2: METODA VYROVNÁNÍ ZATÍŽENÍ	6
OBRÁZEK 5.1: MSÚ - EQU.....	7
OBRÁZEK 5.2: MSÚ – GEO	7
OBRÁZEK 5.3: MSÚ - STR	8
OBRÁZEK 6.1: STATICKÉ PŮSOBENÍ PŘEDPJATÉHO BETONU.....	9
OBRÁZEK 7.1: DEFORMACE NOSNÍKU SE SOUDRŽNÝM KABELEM.....	10
OBRÁZEK 7.2: ZÁVISLOST DEFORMACE KABELU BEZ SOUDRŽNOSTI NA DEFORMACI CELÉHO PRVKU	11
OBRÁZEK 7.3: DEFORMACE NOSNÍKU S VNĚJŠÍM KABELEM	11
OBRÁZEK 7.4: DEFORMACE NOSNÍKU S NESOUDRŽNÝM KABELEM.....	11
OBRÁZEK 12.1: PRŮŘEZ NOSNÍKU	21
OBRÁZEK 12.2: BILINEÁRNÍ PRACOVNÍ DIAGRAM BETONU.....	34
OBRÁZEK 12.3: BILINEÁRNÍ PRACOVNÍ DIAGRAM PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.....	34
OBRÁZEK 12.4: NÁVRHOVÝ PRACOVNÍ DIAGRAM	36
OBRÁZEK 13.1: POSUNUTÍ TĚŽIŠŤOVÉ OSY UVAŽOVÁNÍM "IDEÁLNÍHO PRŮŘEZU"	42
OBRÁZEK 13.2: TABULKA CONSTRUCTION STAGE ANALYSIS CONTROL DATA PROGRAMU MIDAS CIVIL 2020	43
OBRÁZEK 13.3: ROZDĚLENÍ ELEMENTU NA SEGMENTY.....	44
OBRÁZEK 14.1: DRÁTĚNÉ ZOBRAZENÍ PRUTOVÉHO MODELU	45
OBRÁZEK 14.2: PROSTOROVÉ ZOBRAZENÍ PRUTOVÉHO MODELU	45
OBRÁZEK 14.3 VÝVOJ PŘETVOŘENÍ OD SMRŠŤOVÁNÍ	47
OBRÁZEK 14.4 SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ	47
OBRÁZEK 14.5 VÝVOJ PEVNOSTI BETONU V TLAKU.....	47
OBRÁZEK 14.6: HODNOTY SOUČINITELŮ ψ	49
OBRÁZEK 14.7: SE SOUDRŽNOSTÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA.....	51
OBRÁZEK 14.8: EXTERNÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - HORNÍ VLÁKNA.....	52
OBRÁZEK 14.9: SE SOUDRŽNOSTÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA.....	52
OBRÁZEK 14.10: SE SOUDRŽNOSTÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA.....	52
OBRÁZEK 14.11: EXTERNÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA	52
OBRÁZEK 14.12: EXTERNÍ - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA.....	52
OBRÁZEK 14.13: BEZ SOUDRŽNOSTI - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - HORNÍ VLÁKNA	53
OBRÁZEK 14.14: BEZ SOUDRŽNOSTI - PRŮBĚH NAPĚTÍ - KVAZISTÁLÁ - DOLNÍ VLÁKNA	53
OBRÁZEK 14.15: MĚD - EXTERNÍ.....	54
OBRÁZEK 14.16: MĚD - NESOUDRŽNY	54
OBRÁZEK 14.17: MĚD - SOUDRŽNY	54
OBRÁZEK 14.18: VĚD - NESOUDRŽNY	55
OBRÁZEK 14.19: VĚD - SOUDRŽNY.....	55
OBRÁZEK 14.20: VĚD - EXTERNÍ	55