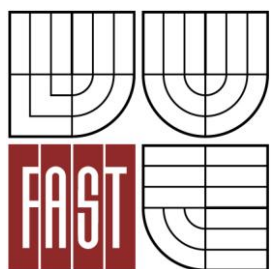




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH STROPNÍ PŘEDPJTÉ KONSTRUKCE BUDOVY

DESIGN OF THE PRESTRESSED CEILING STRUCTURE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BARBORA PÍRKOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Barbora Pírková
Název	Návrh stropní předpjaté konstrukce budovy
Vedoucí bakalářské práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2013
Datum odevzdání bakalářské práce	30. 5. 2014
V Brně dne 30. 11. 2013	

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

ČSN EN 1992

firemní materiály DYWIDAG

Zásady pro vypracování

Zásady pro vypracování:

Návrh předpjaté spojitě stropní desky v budově skladu provést metodou vyrovnání zatížení s využitím dalších omezujících podmínek

Požadované výstupy:

A) Textová část

A1) Technická zpráva

A2) Průvodní zpráva statickým výpočtem

B) Netextová část (resp. Přílohy textové části)

B1) Použité podklady,

B2) Statický výpočet,

B3) Přehledná grafická dokumentace získaných výsledků

B4) Výkresová dokumentace řešené konstrukce v rozsahu dle vedoucího práce

Předepsané přílohy

.....
doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem a řešením předpjaté stropní konstrukce budovy, přičemž předběžný návrh je stanoven pomocí metody vyrovnání ekvivalentního zatížení omezeného volbou průměrného normálového napětí a metody plochy realizovatelného předpětí. Cílem práce je posoudit, zda takto navržená předpjatá stropní deska vyhoví na mezní stavy použitelnosti a únosnosti a zhodnotit reálnost návrhu tohoto typu konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stropní konstrukce, předpjatý beton, změny předpětí, mezní stavy použitelnosti, mezní stav únosnosti, zhodnocení návrhu.

ABSTRACT

This bachelor's thesis deals with the design and the solution of a prestressed ceiling structure of a building. The preliminary design is established using the method of balancing the equivalent load which is limited by choice of the average normal stress and the method of a surface of feasible prestress. The aim of this thesis is to assess whether such proposed prestressed slab meets the limit states of usability and load capacity and ultimate assessment of the feasibility of the design of this type of construction.

KEYWORDS

Ceiling construction, prestressed concrete, changes of prestressing, limit states of usability, limit state of load capacity, evaluation of design.

Bibliografická citace VŠKP

Barbora Pírková *Návrh stropní předpjaté konstrukce budovy*. Brno, 2014. 77 s., 104 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 30.5.2014

.....

podpis autora

Barbora Pírková

Poděkování:

Na tomto místě bych především ráda poděkovala mému vedoucímu bakalářské práce panu doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za odbornou pomoc, cenné rady, trpělivost a připomínky v průběhu zpracování této práce.

Rovněž děkuji mé rodině za podporu v průběhu mého dosavadního studia a mým kamarádům Marku Krčmovi, Adamovi Kirschbaumovi a Markétě Lugerové za pomoc a užitečné rady.

OBSAH

ÚVOD.....	12
1 NÁVRH STROPNÍ KONSTRUKCE	13
1.1 Popis budovy	13
1.2 Nosná konstrukce.....	14
1.3 Základní parametry nosné konstrukce	14
1.4 Skladba podlahy	14
2 ZATÍŽENÍ	14
2.1 Stálá zatížení	14
2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	15
2.1.2 Ostatní stálé zatížení	15
2.2 Užité zatížení	15
2.3 Celkové zatížení	15
2.4 Kombinace	15
2.4.1 Charakteristická kombinace.....	16
2.4.2 Častá kombinace	16
2.4.3 Kvazistálá kombinace	16
2.4.4 Návrhová kombinace zatížení	16
3 PRVNÍ METODA NÁVRHU.....	17
3.1 První podmínka.....	18
3.2 Druhá podmínka	19
3.3 Vyhodnocení v grafu	20
4 DRUHÁ METODA NÁVRHU.....	21
4.1 Výchozí předpoklady a podmínky návrhu ohýbaných prvků	21
4.2 Úprava a znázornění návrhových podmínek.....	23
4.2.1 Průřezové charakteristiky.....	24
4.2.2 Dovolená namáhání betonu.....	25

4.3	Plocha realizovatelného předpětí	31
4.4	Volba výstřednosti a velikosti předpínací síly	36
4.5	Minimální předpínací síla P_0	40
4.6	Maximální předpínací síla P_0	41
4.7	Výsledná předpínací síla P	42
5	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY	42
5.1	Srovnání první a druhé metody návrhu	42
5.2	Volba parametrů desky	42
6	NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY KONSTRUKCE	43
6.1	Materiálové charakteristiky	43
6.1.1	Beton	43
6.1.2	Betonářská výztuž	43
6.1.3	Předpínací výztuž	44
6.2	Návrh krytí	44
6.3	Průřezové charakteristiky	45
6.3.1	$x = 5 \text{ m}$	45
6.3.2	$x = L/2$	45
6.4	Časové působení konstrukce	46
7	ZMĚNY PŘEDPĚTÍ	47
7.1	Krátkodobé ztráty – výrobní	47
7.1.1	Ztráta předpětí třením	48
7.1.2	Ztráta předpětí pokluzem	49
7.1.3	Ztráta předpětí postupným napínáním	50
7.1.4	Ztráta předpětí relaxací výztuže	50
7.1.5	Celkové krátkodobé ztráty předpětí	51
7.2	Dlouhodobé ztráty – provozní	52
7.2.1	Ztráta předpětí smršťováním betonu	52
7.2.2	Ztráta předpětí dotvarováním betonu	53

7.2.3	Ztráta předpětí relaxací výztuže	54
7.2.4	Celkové ztráty předpětí a výsledné napětí	55
8	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	57
8.1	Omezení normálových napětí	57
8.2	Omezení normálových napětí – zvýšení třídy betonu + redistribuce momentu	59
8.3	Omezení vzniku trhlin	61
9	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	63
10	POSOUZENÍ NA SMYK	65
10.1	Únosnost prvku bez smykové výztuže	66
11	KOTVENÍ PŘEDPÍNACÍCH LAN	67
11.1	Kotvy	67
11.2	Vyztužení kotevní oblasti	67
12	ZÁVĚR	68
13	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	69
13.1	Studijní opory a učebnice	69
13.2	Odborné publikace	69
13.3	Internetové stránky	69
14	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	70
14.1	Latinská písmena	70
14.2	Řecká písmena	73
15	SEZNAM OBRÁZKŮ	75
16	SEZNAM GRAFŮ	75
17	SEZNAM TABULEK	76
18	SEZNAM PŘÍLOH	77

ÚVOD

Úkolem této bakalářské práce je návrh předpjaté stropní konstrukce skladovací budovy. Pro účely této práce byla navržena dvoupodlažní nepodsklepená hala obdélníkového půdorysu. Parametry stropní desky jsou řešeny na základě dvou metod. Nejdříve pomocí vyrovnaní zatížení, a protože má tato podmínka mnoho řešení, je omezena volbou vhodného průměrného napětí v konstrukci. Druhá metoda návrhu je podle plochy realizovatelného předpětí.

Při řešení je deska uvažována na jeden běžný metr šířky a je zjednodušena na spojitý nosník o dvou polích, jehož teoretické rozpětí jednoho pole 12,335 m.

Cílem této práce je posouzení, zdali je stropní deska navržená těmito metodami reálně dimenzovatelná a reálně proveditelná.

1 NÁVRH STROPNÍ KONSTRUKCE

1.1 Popis budovy

Pro tuto práci byla navržena dvoupodlažní nepodsklepená skladovací hala podélného rozpětí 40 m a příčného rozpětí 25,35 m. Stropní deska, která byla řešena, se nachází mezi 1. a 2. nadzemním podlažím a je spojitá přes dvě pole. V příčném směru je světlost jednoho pole 11,885 m. Stropní konstrukce v 2. nadzemním podlaží je řešena podhledem a konstrukce střechy je vazníková z ocelových trubek. Hala není umístěna do konkrétní lokality.



Obr. 1: Skladovací hala



Obr. 2: Skladovací hala

1.2 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena deskou o dvou polích prostě podepřenou na obvodových stěnách a stěně vnitřní. Při řešení je zjednodušena na spojitý nosík přes dvě pole a řešena na jeden běžný metr.

1.3 Základní parametry nosné konstrukce

účinné rozpětí v příčném směru	24 670 mm
rozpětí v podélném směru	35 000 mm
tloušťka desky	220 mm

1.4 Skladba podlahy

Podlaha je standardní skladby i tloušťky.

Tab. 1: Skladba podlahy

	tloušťka [m]	objemová tíha [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
keramická dlažba	0,010	26	0,23
cementové lepidlo	0,010	23	0,26
betonová mazanina	0,060	23	1,38
tepelná izolace	0,030	1,5	0,05
celkem	0,110	celkem	1,92

2 ZATÍŽENÍ

2.1 Stálá zatížení

Mezi stálá zatížení nosné konstrukce je zahrnuta vlastní tíha nosné konstrukce a podlaha v 2. nadzemním podlaží budovy.

2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Ve výpočtu je uvažováno s objemovou hmotností betonu 25 kN/m^3 a výškou desky 220 mm .

2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ve výpočtu je uvažováno zatížení podlahou o charakteristické velikosti $1,92 \text{ kN/m}^2$.

2.2 Užité zatížení

Podle kategorie budovy E – skladovací prostory, včetně přístupových, kde může dojít k nahromadění zboží, podkategorie E1: plochy pro skladovací účely, je charakteristická hodnota užitého zatížení $7,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3 Celkové zatížení

Tab. 2: Celkové zatížení

	zatížení [kN/m ²]
stálé zatížení g_{0k}	5,50
ostatní stálé g_{1k}	1,92
užité q	7,50

2.4 Kombinace

Norma ČSN EN 1990 uvažuje pro výpočty a posouzení v mezních stavech použitelnosti tři základní kombinace zatížení – charakteristická, častá a kvazistálá. Pro posouzení a dimenzování v mezním stavu únosnosti se uvažuje s návrhovou kombinací zatížení.

2.4.1 Charakteristická kombinace

– celkové účinky od všech zatížení na konstrukci

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2.4.2 Častá kombinace

– stálá zatížení a časté hodnoty nahodilého zatížení na konstrukci

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.4.3 Kvazistálá kombinace

– pouze stálá, v čase neměnná zatížení na konstrukci

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro kombinace zatížení pro pozemní stavby

kategorie E: skladovací plochy: $\psi_0 = 1,0$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = 0,8$$

2.4.4 Návrhová kombinace zatížení

Pro mezní stav únosnosti je v tomto případě rozhodující kombinace 6.10a – z důvodu hodnoty součinitele ψ_0 .

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

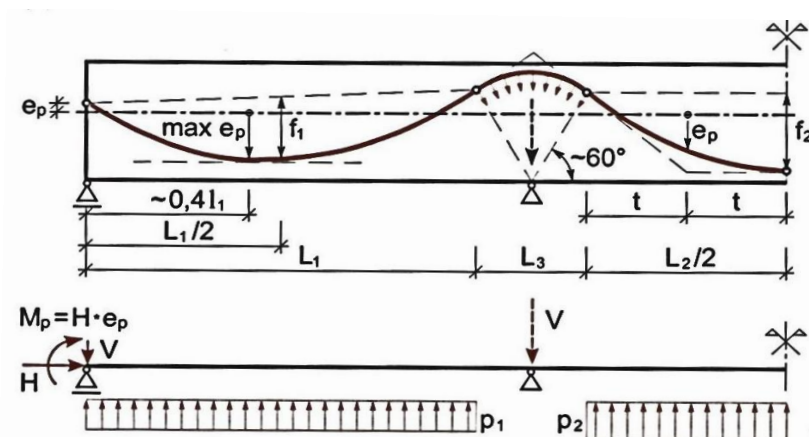
3 PRVNÍ METODA NÁVRHU

K návrhu předpjaté stropní desky mohou být využity různé metody – vyrovnání ekvivalentního zatížení od předpětí na určité procento stálého nebo užitého zatížení a další. Pro předběžný návrh předpjaté desky proto existuje mnoho možností.

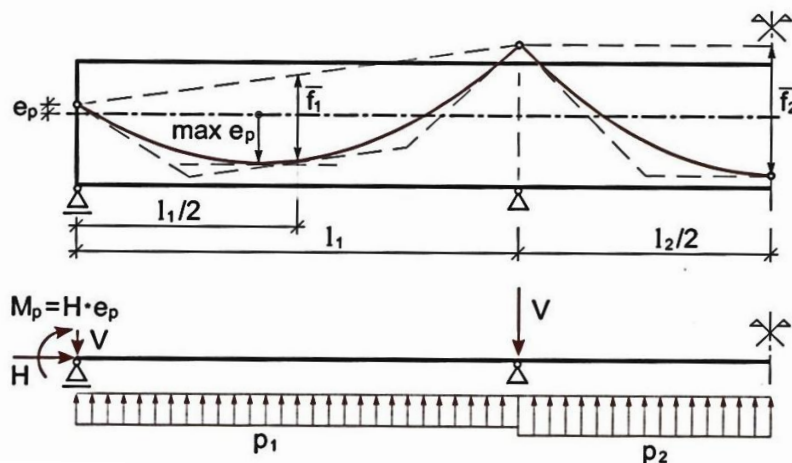
Při předběžném návrhu je hodnota ekvivalentního zatížení vyrovnána na 90 % stálého zatížení. Tato podmínka byla omezena ještě druhou podmínkou, a to zvolením průměrného napětí na konstrukci. Pro vyhledání určité shody těchto dvou podmínek byla volena proměnná tloušťka desky od 200 do 320 mm a průměrné napětí 0,15, 0,2, 0,25, 0,3 a 0,4 f_{ck} . Vše bylo řešeno pro beton třídy C 35/45, zpracováno v programu Excel a výsledky byly vyhodnoceny v grafu.

V konstrukci jsou lana reálně vedena parabolicky a nad vnitřní podporou jsou zaoblена kružnicovým obloukem o proměnném poloměru od 5 do 6 m podle tloušťky desky. Radiální síly z tohoto zaoblení směřují do podpory, a proto je lze nahradit pouze silou.

Pro zjednodušení byla do výpočtu však použita náhrada rovnoměrným zatížením, místo síly z kružnicového zaoblení nad vnitřní podporou. S ohledem na rozměry parabol toto zjednodušení nevedlo k významnějším odchylkám od reálného vedení lan.



Obr. 3: Skutečné vedení lana [2]



Obr. 4: Vedení lana použité do výpočtu [2]

3.1 První podmínka

Z první podmínky vyplývá, že předpínací síla P roste se snižující se tloušťkou desky h_s . Je to způsobeno zmenšujícími se radiálními účinky od ekvivalentního zatížení, zmenšuje se vzepětí parabol. Průměrné normálové napětí roste.

Tab. 3: První podmínka předběžného návrhu

h_s [mm]	l_{eff} [mm]	g_{0k} [kN/m]	g_{1k} [kN/m]	g_k [kN/m]	$0,9 g_k$ [kN/m]	f [m]	p [kN/m]	P [kN]
320	12375	8,00	1,92	9,92	8,93	0,160	-8,93	1068,16
310	12375	7,75	1,92	9,67	8,70	0,152	-8,70	1096,04
300	12375	7,50	1,92	9,42	8,48	0,145	-8,48	1119,25
290	12370	7,25	1,92	9,17	8,25	0,137	-8,25	1152,23
280	12365	7,00	1,92	8,92	8,03	0,130	-8,03	1180,22
270	12360	6,75	1,92	8,67	7,80	0,121	-7,80	1231,47
260	12355	6,50	1,92	8,42	7,58	0,115	-7,58	1257,34
250	12350	6,25	1,92	8,17	7,35	0,108	-7,35	1298,03
240	12345	6,00	1,92	7,92	7,13	0,100	-7,13	1357,88
230	12340	5,75	1,92	7,67	6,90	0,094	-6,90	1397,82
220	12335	5,50	1,92	7,42	6,68	0,085	-6,68	1494,22
210	12330	5,25	1,92	7,17	6,45	0,077	-6,45	1592,60
200	12325	5,00	1,92	6,92	6,23	0,071	-6,23	1665,61

3.2 Druhá podmínka

Z druhé podmínky vyplývá, že předpínací síla P roste s tloušťkou desky a zároveň se zvyšujícím se průměrným normálovým napětím od předpětí, které je ovlivněno pouze plochou průřezu.

průměrné napětí: $0,15 f_{ck} = 0,15 \cdot 35 = 5,25 \text{ MPa}$

$0,20 f_{ck} = 0,20 \cdot 35 = 7,0 \text{ MPa}$

$0,25 f_{ck} = 0,25 \cdot 35 = 8,75 \text{ MPa}$

$0,30 f_{ck} = 0,30 \cdot 35 = 10,5 \text{ MPa}$

$0,40 f_{ck} = 0,40 \cdot 35 = 14,0 \text{ MPa}$

Tab. 4: Druhá podmínka předběžného návrhu

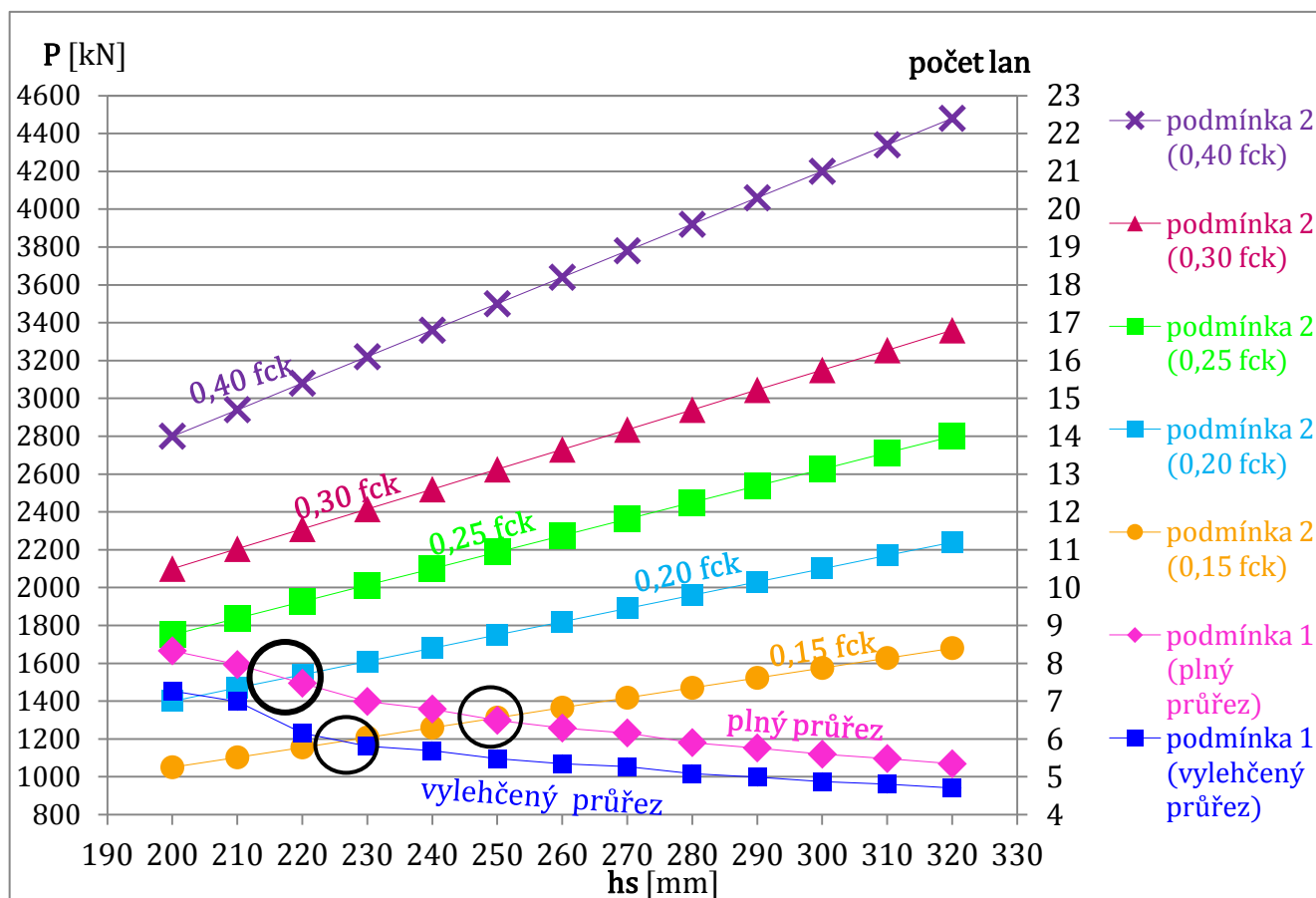
	0,15 f_{ck}	0,2 f_{ck}	0,25 f_{ck}	0,3 f_{ck}	0,4 f_{ck}
h_s [mm]	P [kN]	P [kN]	P [kN]	P [kN]	P [kN]
320	1680,00	2240,00	2800,00	3360,00	4480,00
310	1627,50	2170,00	2712,50	3255,00	4340,00
300	1575,00	2100,00	2625,00	3150,00	4200,00
290	1522,50	2030,00	2537,50	3045,00	4060,00
280	1470,00	1960,00	2450,00	2940,00	3920,00
270	1417,50	1890,00	2362,50	2835,00	3780,00
260	1365,00	1820,00	2275,00	2730,00	3640,00
250	1312,50	1750,00	2187,50	2625,00	3500,00
240	1260,00	1680,00	2100,00	2520,00	3360,00
230	1207,50	1610,00	2012,50	2415,00	3220,00
220	1155,00	1540,00	1925,00	2310,00	3080,00
210	1102,50	1470,00	1837,50	2205,00	2940,00
200	1050,00	1400,00	1750,00	2100,00	2800,00

3.3 Vyhodnocení v grafu

Z grafu je možné vyčíst, že druhá podmínka pro průměrné napětí 0,3 a 0,4 f_{ck} se vůbec neprotne s podmínkou jedna. V úvahu proto připadá pouze průměrné napětí 0,25, 0,2 a 0,15 f_{ck} . Pro srovnání byla ještě první podmínka rozšířena o vylehčený průřez trubkami průměru 120 (100) mm.

Jako optimální návrh desky při splnění daných podmínek bylo zvoleno průměrné napětí 0,2 f_{ck} , tloušťka desky 220 mm a předpínací síla 1500 kN. Tato předpínací síla odpovídá 8 lanům na jeden běžný metr desky, při úvaze maximální předpínací síly pro jedno lano 200 kN. Do návrhu byla použita lana bez soudržnosti typu monostrand. Průměr jednoho lana je 15,7 mm, plocha 150 mm² a pevnost 1770 MPa. Po úvaze 5% ztrát předpínací síly pro předběžný návrh, byl průřez posouzen na mezní stav použitelnosti – omezení napětí. Daný průřez vyhověl, a proto bylo možné říci, že deska s těmito zvolenými parametry je vhodná pro předběžný návrh předpjaté stropní konstrukce. Napětí se drží pod dovolenou hranicí.

Graf 1: Vyhodnocení první a druhé podmínky předběžného návrhu



4 DRUHÁ METODA NÁVRHU

Jako druhá metoda návrhu byla použita metoda plochy realizovatelného předpětí. Tato metoda byla převzata ze skript „Předpjatý beton pro mostní stavby“, které byly vydány pod jménem Ing. Jaroslava Váchy v roce 1984. Metodu však vymyslel doc. Zdeněk Kaucký, který působil na Stavební fakultě Vysokého učení technického v Brně.

Tato metoda vychází z normy ČSN 73 1251 - „Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu“ – což je navrhování konstrukcí podle dovolených namáhání. Dnes je tato norma již neplatná, proto je metoda aplikována na aktuálně platné normy podle EN.

Tab. 5: Součinitelé zatížení podle EN

γ_G	1,35
γ_Q	1,50
γ_P	1,00

Pro výpočet maximálního momentu byla rozhodující kombinace 6.10a. Jelikož se jedná o staticky neurčitou konstrukci, bylo by třeba plochu realizovatelného předpětí vyšetřit pro kritický průřez jak v poli, tak nad podporou. V rozsahu bakalářské práce se vyšetřoval pouze kritický průřez v poli.

4.1 Výchozí předpoklady a podmínky návrhu ohýbaných prvků

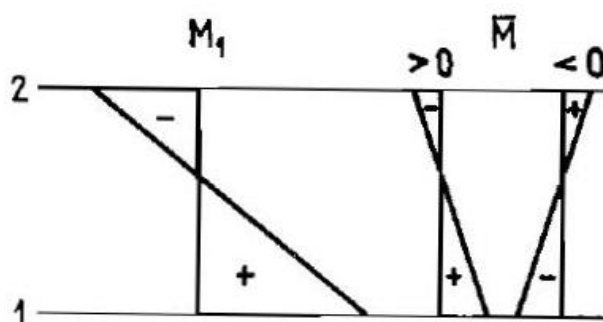
Při odvození návrhových vzorců se vycházelo z podmínek dodržení dovolených namáhání betonu v normálovém tahu a tlaku podle ČSN 73 1251. Místo charakteristických hodnot momentů byly uvažovány hodnoty návrhové, podle aktuálně platné normy (ČSN 73 6208) ČSN EN 1992-2.

Průřez, ve kterém jsou dodržena dovolená namáhání betonu, obvykle vyhoví i při posouzení v mezním stavu.

V nebezpečném průřezu, působí rozhodující momenty od zatížení:

M_1 vyvozuje největší napětí (tj. největší tahové) v krajním vlákne 1 a nejmenší napětí (tj. největší tlakové) v krajním vlákne 2

$\bar{M}$ vyvozuje nejmenší napětí (tj. největší tlakové) ve vlákne 1 a největší napětí (tj. největší tahové) ve vlákne 2



Obr. 5: Moment M_1 a $\bar{M}$ [5]

Předpokládá se, že při působení momentu $\bar{M}$ působí vždy počáteční předpínací síla P_0 a s momentem M_1 provozní předpínací síla P'_∞ . Ztráty předpětí se mohou při návrhu odhadnout, proto se uvažovali 5 %.

ω = součinitel účinnosti předpětí

$$\omega = \frac{P'_\infty}{P_0} = \frac{1425}{1500} = 0,95$$

Pro návrh průřezu rozhodují čtyři nerovnosti vyjadřující podmínky dodržení dovolených namáhání betonu při působení momentu M_1 a síly $P'_\infty = P_0 \cdot \omega$ a momentu $\bar{M}$ a síly V_0 :

$$\text{vlákno 1, tah} \quad -\omega \cdot P_0 \cdot (e_V + j_2) + M_1 \leq W_1 \cdot \sigma_{+dov1} \quad (\text{I})$$

$$\text{tlak} \quad -P_0 \cdot (e_V + j_2) + \bar{M} \geq W_1 \cdot \sigma_{-dov1} \quad (\text{II})$$

$$\text{vlákno 2, tah} \quad +P \cdot (e_V - j_1) - \bar{M} \leq W_2 \cdot \sigma_{+dov2} \quad (\text{III})$$

$$\text{tlak} \quad +\omega \cdot P_0 \cdot (e_V - j_1) - M_1 \geq W_2 \cdot \sigma_{-dov2} \quad (\text{IV})$$

dovolené namáhání:

σ_{+dov1} – v tahu v tažené oblasti = f_{ctm}

σ_{-dov1} – v tlaku v tažené oblasti

σ_{+dov2} – v tahu v tlačené oblasti = f_{ctm}

σ_{-dov2} – v tlaku v tlačené oblasti

$$\text{vlákno 1, tah} \quad -\omega \cdot P_0 \cdot (e_V + j_2) + M_1 \leq W_1 \cdot f_{ctm} \quad (I)$$

$$\text{tlak} \quad -P_0 \cdot (e_V + j_2) + \bar{M} \geq W_1 \cdot \sigma_{-dov1} \quad (II)$$

$$\text{vlákno 2, tah} \quad +P_0 \cdot (e_V - j_1) - \bar{M} \leq W_2 \cdot f_{ctm} \quad (III)$$

$$\text{tlak} \quad +\omega \cdot P_0 \cdot (e_V - j_1) - M_1 \geq W_2 \cdot \sigma_{-dov2} \quad (IV)$$

f_{ctm} – pevnost betonu v tahu

σ_{-dov1} – dovolené namáhání v tlaku v tažené oblasti

σ_{-dov2} – dovolené namáhání v tlaku v tlačené oblasti

4.2 Úprava a znázornění návrhových podmínek

- MOMENTY V POLI (x= 5 m)

M_1 = předpětí + vl. tíha + ostatní stálé + užité

$$M_1 = 1,0 \cdot (-71,26) + 1,35 \cdot 57,35 + 1,35 \cdot 20,41 + 1,50 \cdot 79,72$$

$$\underline{M_1 = 153,296 \text{ kNm}}$$

$\bar{M}$ = předpětí + vl. tíha

$$\bar{M} = 1,0 \cdot (-71,26) + 1,35 \cdot 57,35$$

$$\underline{\bar{M} = 6,163 \text{ kNm}}$$

4.2.1 Průřezové charakteristiky

$$h_s = 220 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$P = 1500 \text{ kN (počáteční předpínací síla)}$$

$$P'_\infty = 1425 \text{ kN (5 \% odhad ztrát – provozní předpínací síla)}$$

$$A = 0,22 \text{ m}^2 (=F_b)$$

$$I_y = 8,8733 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_z = 1,8333 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i_y = 63,51 \text{ mm} = 0,06351 \text{ m}$$

$$i_z = 288,68 \text{ mm} = 0,28868 \text{ m}$$

$$W_{el,y} = 8,0667 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_{el,z} = 3,6667 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$e_v = 0,06 \text{ m (v poli)}$$

$$e_v = 0,06 \text{ m (nad podporou)}$$

$$z_1 = z_2 = 110 \text{ mm} = 0,11 \text{ m}$$

$$W_1 = \frac{I_y}{z_1} = \frac{8,873 \cdot 10^{-4}}{0,11} = 8,067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_2 = \frac{I_y}{z_2} = \frac{8,873 \cdot 10^{-4}}{0,11} = 8,067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$j_1 = \frac{W_2}{F_b} = \frac{8,067 \cdot 10^{-3}}{0,22} = 0,036667 \text{ m}$$

$$j_2 = \frac{W_1}{F_b} = \frac{8,067 \cdot 10^{-3}}{0,22} = 0,036667 \text{ m}$$

pro průřezové parametry platí:

$$w = \frac{z_1}{z_2} = \frac{j_1}{j_2} = \frac{W_1}{W_2} = \frac{0,11}{0,11} = \frac{0,036667}{0,036667} = \frac{8,067 \cdot 10^{-3}}{8,067 \cdot 10^{-3}} = 1$$

4.2.2 Dovolená namáhání betonu

beton B500 (C 35/45)

dovolené namáhání betonu $|\sigma_{b,dov}| = 16,8 \text{ MPa}$

pevnost v tahu $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

V TLAKU

- v tlaku v tažené oblasti: $\sigma_{-dov1} = 18 \text{ MPa}$
- v tlaku v tlačené oblasti: $\sigma_{-dov2} = 16 \text{ MPa}$

V TAHU

- v tahu v tažené oblasti: $f_{ctm} (\sigma_{+dov1}) = 3,2 \text{ MPa}$
- v tahu v tlačené oblasti: $f_{ctm} (\sigma_{+dov2}) = 3,2 \text{ MPa}$

Zvolíme-li dovolené namáhání betonu v tlaku v tlačené oblasti $\sigma_{-dov2} = -16 \text{ MPa}$ za hodnotu základní a budeme-li ji dále označovat jako $\sigma_{b,dov}$ ($\sigma_{b,dov} = \sigma_{-dov2} = -16 \text{ MPa}$), můžeme se velikost ostatních dovolených namáhání vyjádřit pomocí bezrozměrných součinitelů γ , δ a λ .

$$\gamma = -\frac{f_{ctm}}{\sigma_{b,dov}} = -\frac{3,2}{-16} = 0,200$$

$$\delta = -\frac{\sigma_{-dov1}}{\sigma_{b,dov}} = -\frac{-18}{-16} = -1,125$$

$$\lambda = -\frac{f_{ctm}}{\sigma_{b,dov}} = -\frac{3,2}{-16} = 0,200$$

m = poměr momentů

$$m = \frac{\bar{M}}{M_1}$$

vzhledem k návrhovým momentům je vždy $m < 1$

(obvykle má hodnotu kladnou, ale může být i záporný)

KRITICKÝ PRŮŘEZ V POLI

$$m = \frac{6,163}{153,296} = 0,04023$$

r = bezrozměrný součinitel, má vždy kladnou hodnotu a charakterizuje nosnost průřezu

$$r = |\sigma_{b,dov}| \cdot \frac{W_1}{M_1}$$

$$r = |\sigma_{b,dov}| \cdot \frac{W_1}{M_1} = 16 \cdot 10^6 \cdot \frac{8,067 \cdot 10^{-3}}{153,296 \cdot 10^3} = 0,841948$$

Po dosazení za ω a r do nerovností a po jejich úpravě dostaneme:

$$-\omega \cdot \frac{P_0}{M_1} \cdot (e_v + j_2) + 1 \leq \gamma \cdot r$$

$$-\frac{P_0}{M_1} \cdot (e_v + j_2) + m \geq \delta \cdot r$$

$$+\frac{P_0}{M_1} \cdot (e_v - j_1) - m \leq w \cdot \lambda \cdot r$$

$$+\omega \cdot \frac{P_0}{M_1} \cdot (e_v - j_1) - 1 \geq -w \cdot r$$

P_0 a její výstřednost e_v považujeme za neznámé a proměnné veličiny, pro které vždy platí:

$$P_0 > 0$$

$$1500 > 0$$

$$e_v > -j_2$$

$$0,060 \text{ m} > -0,036667 \text{ m}$$

Zavedení nových proměnných η a R :

$$\eta = \frac{e_v - j_1}{e_v + j_2}$$

$$R = \frac{M_1}{P_0 \cdot (e_v + j_2)}$$

$$\eta = \frac{0,06 - 0,036667}{0,06 + 0,036667} = 0,241375$$

$$R = \frac{153,296}{1500 \cdot (0,06 + 0,036667)} = 1,057210$$

Proměnná η je přímo závislá na výstřednosti e_v . Dosazením za η a R přejdou nerovnosti vyjadřující podmínky dodržení dovolených namáhání v betonu na tvar:

$$-\frac{\omega}{R} + 1 \leq \gamma \cdot r$$

$$\frac{1 - \gamma \cdot r}{\omega} \cdot R - 1 \leq 0$$

$$-\frac{1}{R} + m \geq \delta \cdot r$$

$$(m - \delta \cdot r) \cdot R - 1 \geq 0$$

$$+\frac{\eta}{R} - m \leq w \cdot \lambda \cdot r$$

$$\eta - (m + w \cdot \lambda \cdot r) \cdot R \leq 0$$

$$+\frac{\omega \cdot \eta}{R} - 1 \geq -w \cdot r$$

$$\eta + \frac{1 - w \cdot r}{\omega} \cdot R \geq 0$$

Součinitelé stojící u proměnné R jsou konstanty, označují se jako G, D, K a L.

$$G = \frac{1 - \gamma \cdot r}{\omega} = \frac{1 - 0,2 \cdot 0,841948}{0,95} = 0,875379$$

$$D = m - \delta \cdot r = 0,040203 - (-1,125 \cdot 0,841948) = 0,987395$$

$$L = m + w \cdot \lambda \cdot r = 0,040203 + 1 \cdot (0,2) \cdot 0,841948 = 0,208593$$

$$K = \frac{1 - w \cdot r}{\omega} = \frac{1 - 1 \cdot 0,841948}{0,95} = 0,166371$$

L a K mohou nabývat kladných i záporných hodnot.

L je kladné, když:

$$m > -w \cdot \lambda \cdot r$$

$$0,040277 > -1 \cdot (0,2) \cdot 0,841948$$

$$0,040277 > -0,168390 \dots\dots \text{splněno}$$

K je kladné, když:

$$r < \frac{1}{w}$$

$$0,841948 < 1 \dots\dots \text{splněno}$$

G je kladné, když:

$$\gamma \cdot r < 1$$

$$0,2 \cdot 0,841948 < 1$$

$$0,168390 < 1 \dots\dots \text{splněno}$$

$$\text{pak } \frac{M_1}{W_1} > f_{ctm}(= \sigma_{+dov1})$$

$$\frac{153,296 \cdot 10^3}{8,067 \cdot 10^{-3}} = 19,0 \text{ MPa} > 3,2 \text{ MPa} \dots \dots \text{splněno}$$

D je kladné, když:

$$m > \delta \cdot r$$

$$0,040203 > -1,125 \cdot 0,841948$$

$$0,040203 > -0,947192 \dots \dots \text{splněno}$$

$$\text{pak } \frac{M_1}{W_1} > \sigma_{-dov1}$$

$$\frac{153,296 \cdot 10^3}{8,067 \cdot 10^{-3}} = 19,0 \text{ MPa} > 18 \text{ MPa} \dots \dots \text{splněno}$$

Po zavedení součinitelů D , G , K a L dostáváme podmíněčné nerovnosti v jednoduchém tvaru:

$$G \cdot R - 1 \leq 0 \quad (\text{I})$$

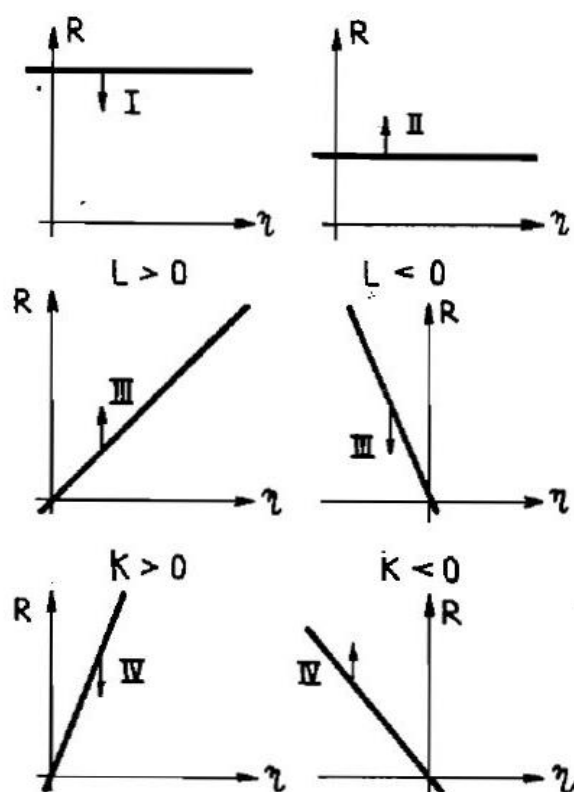
$$D \cdot R - 1 \geq 0 \quad (\text{II})$$

$$\eta - L \cdot R \leq 0 \quad (\text{III})$$

$$\eta - K \cdot R \geq 0 \quad (\text{IV})$$

V rovině ortogonálních souřadnic η a R se tyto nerovnosti zobrazují jako přímky, přičemž nerovnosti (I) a (II) se zobrazují jako rovnoběžky s osou η v prvním a druhém kvadrantu (= oblast kladných pořadnic R), nerovnosti (III) a (IV) jsou přímky procházející počátkem souřadnic.

Smysl nerovností určuje polorovinu, ve které je daná nerovnost splněna.



Obr. 6: Zobrazení přímek I až IV v rovině ortogonálních souřadnic [5]

4.3 Plocha realizovatelného předpětí

Má-li navrhovaný průřez při posouzení vyhovět, musí být současně splněny všechny podmínky dodržení dovolených namáhání vyjádřené nerovnostmi (I) až (IV).

Jestliže tyto nerovnosti znázorníme graficky, musí se platné poloroviny navzájem překrývat. Mohou vzniknout tři varianty vzájemné polohy přímek I až IV.

$$0,875379 \cdot R - 1 \leq 0 \quad (I)$$

$$0,987395 \cdot R - 1 \geq 0 \quad (II)$$

$$\eta - (0,208593) \cdot 1,057210 \leq 0 \quad (III)$$

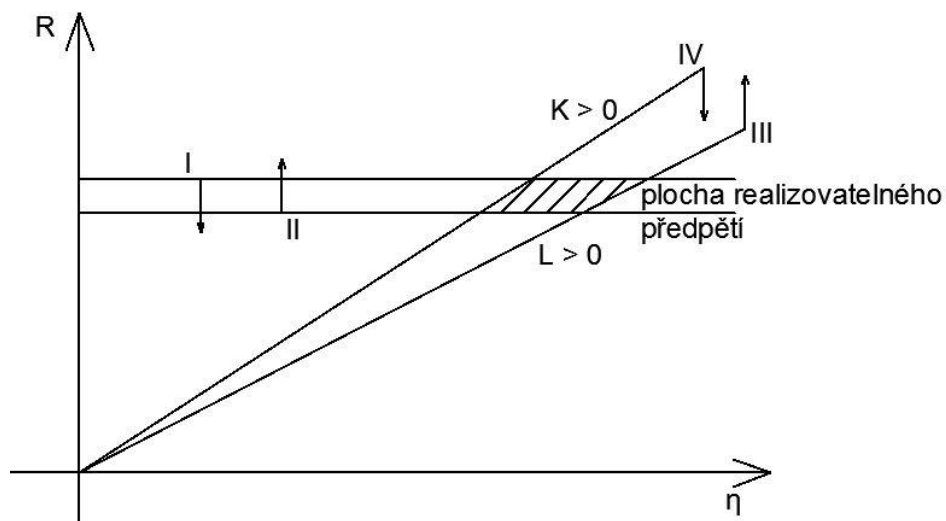
$$\eta - (0,166371) \cdot 1,057210 \leq 0 \quad (IV)$$

$$R \leq 1,142362 \quad (I)$$

$$R \geq 1,012766 \quad (II)$$

$$\eta \leq 0,220527 \quad (III)$$

$$\eta \geq 0,175889 \quad (IV)$$



Obr. 7: Plocha realizovatelného předpětí

Potom množina bodů určených souřadnicemi η a R vyhovující nerovnostem (I) až (IV), která je zobrazena čtyřúhelníkovou plochou omezenou přímkami I až IV, budeme nazývat plochou realizovatelného předpětí.

Má-li tato plocha skutečně vzniknout, musí platit:

a)

$$R_I \geq R_{II} \rightarrow \frac{1}{G} \geq \frac{1}{D}$$

$$\frac{1}{0,875379} \geq \frac{1}{0,987395}$$

$$1,142362 \geq 1,012766 \dots \text{splněno}$$

protože G a D je vždy kladné $D \geq G$

dostaneme:

$$m - \delta \cdot r \geq \frac{1 - \gamma \cdot r}{\omega}$$

$$r \cdot (\gamma - \omega \cdot \delta) \geq 1 - \omega \cdot m$$

rozdíl mezi $\gamma - \omega \cdot \delta$ je vždy kladný:

$$r \geq \frac{1 - \omega \cdot m}{\gamma - \omega \cdot \delta} = r_R$$

$$r \geq \frac{1 - 0,95 \cdot 0,040203}{0,2 - 0,95 \cdot (-1,125)}$$

$$r_R = 0,758075$$

$$0,841948 \geq 0,758075 \dots \text{splněno}$$

b)

$$\eta_{III} \geq \eta_{IV} \rightarrow L \geq K$$

$$0,208593 \geq 0,166371 \text{ splněno}$$

po dosazení L a K dostaneme:

$$m + w \cdot \lambda \cdot r \geq \frac{1 - w \cdot r}{\omega}$$

$$w \cdot r \cdot (1 + \omega \cdot \lambda) \geq 1 - \omega \cdot m$$

součet $1 + \omega \cdot \lambda$ je vždy kladný:

$$r \geq \frac{1 - \omega \cdot m}{w \cdot (1 + \omega \cdot \lambda)} = r_{\eta}$$

$$r \geq \frac{1 - 0,95 \cdot 0,040302}{1 \cdot (1 + 0,95 \cdot 0,2)}$$

$$r_{\eta} = 0,808241$$

$$0,841948 \geq 0,808241 \text{ splněno}$$

Blíže si povšimněme podmínek vzniku plochy realizovatelného předpětí:

- hodnoty r_R a r_η závisí jen na veličinách, které jsou funkcí průřezových parametrů, zatížení a dovolených namáhání betonu
- nezávisí ani na velikosti předpínací síly, ani na její výstřednosti
- vznik plochy realizovatelného předpětí je nutnou, ne však postačující podmínkou pro to, aby byl průřez vyhověl

Největší proveditelná výstřednost:

$$\bar{e}_V = z_1 - a_{\min}$$

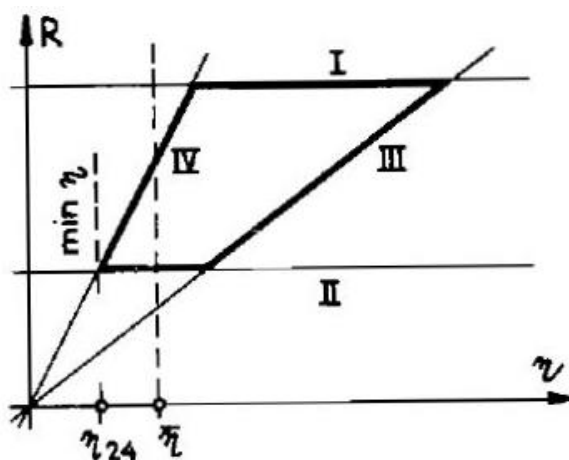
$a_{\min}$ můžeme u desek odhadnout jako 0,05 až 0,07d

$$a_{\min} = 50 \text{ mm}$$

$$\bar{e}_V = 110 - 50 = 60 \text{ mm} = 0,06 \text{ m}$$

Aby byla dodržena výstřednost $\bar{e}_V$, musí platit, že teoretická minimální výstřednost $\min e_V$ odpovídající dolnímu levému omezení plochy realizovatelného předpětí je menší než výstřednost $\bar{e}_V$. Tato podmínka se musí kontrolovat jen tehdy, kdy $\eta > 0$ a kdy tedy $\min e_V > j_1$ (tento případ nastává při $K > 0$; kdy přímka IV prochází prvním kvadrantem)

$$\bar{\eta} = \frac{\bar{e}_V - j_1}{\bar{e}_V + j_2} = \frac{z_1 - a_{\min} - j_1}{z_1 - a_{\min} + j_2} = \frac{0,110 - 0,050 - 0,036667}{0,110 - 0,050 + 0,036667} = 0,241375$$



Obr. 8: Pořadnice $\bar{\eta}$ [5]

Úsečka $\min \eta$ je dána úsečkou η_{24} průsečíku přímk II a IV:

Přímka II:

$$D \cdot R - 1 = 0$$

$$R_{II} = \frac{1}{D}$$

Přímka IV:

$$\eta - K \cdot R = 0$$

$$\eta_{24} = \frac{K}{D} = \frac{1 + w \cdot r}{\omega \cdot (m - \delta \cdot r)}$$

Z podmínky $\bar{\eta} \geq \eta_{24}$ dostaneme $\bar{\eta} \geq \frac{K}{D}$ nebo po úpravě:

$$r \geq \frac{1 - \omega \cdot m \cdot \bar{\eta}}{w - \omega \cdot \delta \cdot \bar{\eta}} = \bar{r}$$

$$r \geq \frac{1 - 0,95 \cdot 0,040302 \cdot 0,241375}{1 - 0,95 \cdot (-1,125) \cdot 0,241375}$$

$$\bar{r} = 0,787603$$

$$0,841948 \geq 0,787603 \text{ splněno}$$

Z důvodu hospodárnosti (zmenšení předpínací síly) je vhodné nahradit podmínku

$\bar{\eta} \geq \frac{K}{D}$ přísnější podmínkou (její splnění není ovšem nezbytně nutné).

$\bar{\eta} \geq \frac{K}{D}$ po úpravě:

$$r \geq \frac{1 - \bar{\eta}}{w - \gamma \cdot \bar{\eta}} = r_0$$

$$r \geq \frac{1 - 0,241375}{1 - 0,2 \cdot 0,241375} = r_0$$

$$r_0 = 0,797105$$

$$0,841948 \geq 0,797105 \text{ splněno}$$

Tím bude zajištěno, že předpínací síla P_0 bude vždy určena přímkou I.

4.4 Volba výstřednosti a velikosti předpínací síly

Předpínací sílu P_0 volíme co nejmenší.

e_v vyjádříme jako funkci η :

$$e_v = \frac{j_1 + \eta \cdot j_2}{1 - \eta} = j_2 \cdot \frac{w + \eta}{1 - \eta}$$

$$\text{a dosadíme do } R = \frac{M_1}{P_0 \cdot (e_v + j_2)}$$

$$R = \frac{M_1}{P_0 \cdot (j_2 \cdot \frac{w + \eta}{1 - \eta} + j_2)} = \frac{M_1 \cdot (1 - \eta)}{P_0 \cdot j_2 \cdot (1 + w)}$$

Hodnota síly P_0 se v rovině souřadnic η a R zobrazuje opět jako přímka V, která prochází bodem o souřadnicích $[1;0]$ a na ose R vytíná úsek c_v o velikosti:

$$c_v = \frac{M_1}{P_0 \cdot j_2 \cdot (1 + w)}$$

$$c_v = \frac{153,296}{1500 \cdot 0,036667 \cdot (1 + 1)} = 1,393587$$

Čím menší je předpínací síla, tím je tento úsek větší.

Síla $\bar{P}_0$ je nejmenší možnou, ale při $e_v > j_1$ současně i jedinou možnou velikostí předpínací síly, která zaručuje dodržení dovolených namáhání betonu.

Jestliže však při $e_{13} < \bar{e}_v$ zvolíme e_v o hodnotu Δd menší než e_{13} , odpovídá výstřednosti $e_v = e_{13} - \Delta d$ určité rozmezí velikosti předpínací síly od min V_0 do max V_0 .

$\Delta d = 1/100$ až $1/50$ výšky průřezu d

Návrhová sílu P_0 se zvolí tak, že $\min P_0 < P_0 < \max P_0$. Je velmi pravděpodobné, že skutečně dosažená předpínací síla, jejíž velikost bude vždy poněkud odlišná od hodnoty předpokládané v návrhu, stále ještě vyhoví.

Jestliže $\bar{e}_v < e_{13}$ zvolíme výstřednost $e_v = \bar{e}_v$.

$\bar{e}_v = 0,06 \text{ m} < e_{13} = 0,0596 \text{ m}$ nesplněno

Jestliže $\bar{e}_v > e_{13}$ a zároveň $e_{13} > j_1$ zvolíme výstřednost $e_v = e_{13} - \Delta d$.

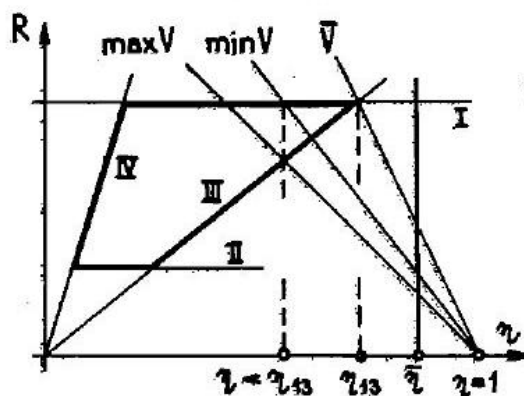
$\bar{e}_v = 0,06 \text{ m} > e_{13} = 0,0596 \text{ m}$ a zároveň $e_{13} = 0,0596 \text{ m} > j_1 = 0,036667 \text{ m}$

$e_v = 0,059 - 0,0046 = 0,055 \text{ m}$

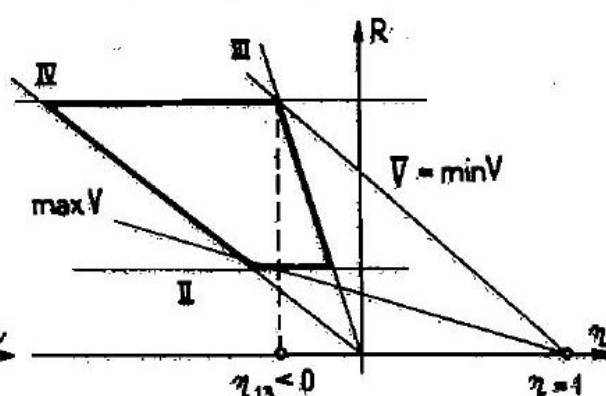
Zvolené výstřednosti e_v odpovídá při zobrazení v rovině η a R přímka rovnoběžná s osou R , jejíž rovnice je:

$$\eta_v = \frac{e_v - j_1}{e_v + j_2} = \frac{0,055 - 0,036667}{0,055 + 0,036667} = 0,2$$

a) $\bar{\eta} > \eta_{13} > 0 \Rightarrow$
navrhujeme $e_v < e_{13}$



b) $\eta_{13} < 0 \Rightarrow$
navrhujeme $e_v = e_{13}$



Obr. 10: Výstřednost e_v [5]

Průsečík této přímky s horním omezením plochy realizovatelného předpětí a bod o souřadnicích (1;0) určují přímku min V, které odpovídá nejmenší možné předpínací síle min P_0 příslušná zvolené výstřednosti e_v .

Horní omezení plochy realizovatelného předpětí tvoří přímky I a IV, jejichž průsečík má úsečku:

$$\eta_{14} = \frac{K}{G}$$

$$\eta_{14} = \frac{0,166371}{0,875379}$$

$$\eta_{14} = 0,190056$$

$$\eta_{14} < \eta_v$$

$$0,190056 < 0,2$$

4.5 Minimální předpínací síla P_0

$$\circ \quad \eta_v > \eta_{14}$$

Horní omezení plochy tvoří přímka I, jejíž průsečík s přímkou η_v má pořadnici:

$$R_I = \frac{1}{G}$$

$$\min P_0 = G \cdot \frac{M_1}{e_v + j_2}$$

$$\min P_0 = 0,875379 \cdot \frac{153,296}{0,055 + 0,036667}$$

$$\min P_0 = 1463,91 \text{ kN}$$

$$\circ \quad \eta_v < \eta_{14}$$

Horní omezení plochy tvoří přímka IV, z rovnice této přímky $\eta - K \cdot R = 0$ se určí pořadnice průsečíku přímek η_v a IV:

$$R_{IV} = \frac{\eta_v}{K} = \frac{1}{K} \cdot \frac{e_v - j_1}{e_v + j_2}$$

$$\min P_0 = K \cdot \frac{M_1}{e_v - j_1}$$

4.6 Maximální předpínací síla P_0

Průsečík přímky η_V s dolním omezením plochy realizovatelného předpětí, které je tvořeno přímkami II, III a IV, vede k největší možné velikosti předpínací síly.

$$\eta_{23} = \frac{L}{D} = \frac{0,208593}{0,987395} = 0,211256$$

$$\eta_{24} = \frac{K}{D} = \frac{0,166371}{0,987395} = 0,168495$$

$$\eta_V = 0,2$$

$$\eta_{23} > \eta_V > \eta_{24}$$

$$0,211256 > 0,2 > 0,168495$$

$$\circ \quad \eta_V > \eta_{23}$$

$$\max P_0 = L \cdot \frac{M_1}{e_V - j_1}$$

$$\circ \quad \eta_{23} > \eta_V > \eta_{24}$$

$$\max P_0 = D \cdot \frac{M_1}{e_V + j_2}$$

$$\max P_0 = 0,987395 \cdot \frac{153,296}{0,055 + 0,036667}$$

$$\max P_0 = 1651,23 \text{ kN}$$

$$\circ \quad \eta_V < \eta_{24}$$

$$\max P_0 = K \cdot \frac{M_1}{e_V - j_1}$$

4.7 Výsledná předpínací síla P

Předpínací síla se navrhne jako:

$$P = \min \left\{ 1,03 \cdot \min P_0; \frac{1}{2} \cdot (\min P_0 + \max P_0) \right\}$$

$$P = \min \left\{ 1,03 \cdot 1463,91; \frac{1}{2} \cdot (1463,91 + 1651,23) \right\}$$

$$P = \min \{1507,83; 1557,57\}$$

$$P = 1507,83 \text{ kN}$$

5 NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY

5.1 Srovnání první a druhé metody návrhu

Z první metody předběžného návrhu vyšla hodnota předpínací síly $P = 1500 \text{ kN}$.

Z druhé metody potom předpínací síla vyšla $P = 1508 \text{ kN}$.

Ze srovnání těchto dvou metod předběžného návrhu předpjaté desky vyplývá, že výpočet plochy realizovatelného předpětí téměř odpovídá návrhu předpínací síly pomocí podmínky vyrovnání zatížení na 90 % stálého zatížení a volby průměrného napětí $0,2 f_{ck}$. Proto je možno metodu plochy realizovatelného předpětí využít pro návrh předpínací síly.

5.2 Volba parametrů desky

předpínací síla	$P = 1500 \text{ kN}$
výška desky	$h = 220 \text{ mm}$
průměrné napětí	$0,2 \cdot f_{ck} = 7 \text{ MPa}$

6 NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY KONSTRUKCE

6.1 Materiálové charakteristiky

Nosná konstrukce je navržena z betonu pevnostní třídy C 35/45. Prostředí XC1 (koroze způsobená karbonatací) – suché nebo stále mokré – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí; beton trvale ponořený ve vodě. Třída betonu je podřízena předběžnému návrhu předpjaté stropní desky. Je navržena předpínací výztuž typu monostrand Y1770-S7-15,7-A a na dovyztužení betonářská ocel B 500B. Charakteristiky daných materiálů jsou uvedeny v následujících odstavcích.

6.1.1 Beton

třída C 35/45 XC1

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{35}{1,5} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$$

6.1.2 Betonářská výztuž

B500 B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

6.1.3 Předpínací výztuž

Výztuž typu monostrand je předpínací výztuž bez soudržnosti. Není vedena v kanálcích, ale sedmidrátové lano je obaleno v HDPE chrániče (ochranný povlak) s mazivem, což má za důsledek nízké ztráty předpětí třením. Vnější průměr lana byl uvažován 20 mm.

Y1770-S7-15,7 typ monostrand

$$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2 = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_p = 1200 \text{ mm}^2 = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1,k} = 1560 \text{ MPa}$$

6.2 Návrh krytí

$\varnothing_p = 20 \text{ mm}$ (průměr nesoudržné předpínací výztuže typu monostrand)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} = \varnothing_p; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{min} = \max\{20; 15; 10\} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm} - \text{krytí pro betonářskou výztuž}$$

$$c_{nom} = 50 \text{ mm} - \text{krytí pro předpínací výztuž}$$

6.3 Průřezové charakteristiky

6.3.1 $x = 5 \text{ m}$

průřezové charakteristiky ideálního průřezu

$$A_c = b \cdot h = 0,22 \text{ m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 8,873 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,714$$

$$A_i = A_c + A_{st} \cdot \alpha_e = 0,2288 \text{ m}^2$$

$$t_i = \frac{A_{st} \cdot \alpha_e \cdot a_s}{A_i} = 0,002806 \text{ m}$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot t_i^2 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (a_s - t_i)^2 = 9,324 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

průřezové charakteristiky průřezu porušeného trhlinou

$$x_r = \frac{-A_{st} \pm \sqrt{A_{st}^2 + 2 \cdot A_{st} \cdot d \cdot b \cdot \frac{1}{\alpha_e}}}{\frac{1}{\alpha_e} \cdot b} = 0,0281 \text{ m}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_r^3 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_r)^2 = 2,184 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

6.3.2 $x = L/2$

průřezové charakteristiky ideálního průřezu

$$A_c = b \cdot h = 0,22 \text{ m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 8,873 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,714$$

$$A_i = A_c + A_{st} \cdot \alpha_e = 0,2298 \text{ m}^2$$

$$t_i = \frac{A_{st} \cdot \alpha_e \cdot a_s}{A_i} = 0,003104 \text{ m}$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot t_i^2 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (a_s - t_i)^2 = 9,372 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

průřezové charakteristiky průřezu porušeného trhlinou

$$x_r = \frac{-A_{st} \pm \sqrt{A_{st}^2 + 2 \cdot A_{st} \cdot d \cdot b \cdot \frac{1}{\alpha_e}}}{\frac{1}{\alpha_e} \cdot b} = 0,0292 \text{ m}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_r^3 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_r)^2 = 2,394 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

6.4 Časové působení konstrukce

t_s 14 dní – odstranění bednění, očekávána min. 80 % pevnost betonu
 – vystavení betonu vysychání na spodní straně desky

t₀ 20 dní – čas předepnutí konstrukce

t_g 2 měsíce – působení ostatního stálého zatížení (zhotovena podlaha)

t_∞ 50 let – konec životnosti konstrukce (pouze teoretická hodnota – může vydržet i déle)

7 ZMĚNY PŘEDPĚTÍ

V posudcích na mezní stavy je uvažováno s konstantní předpínací silou, ta se však mění po délce lana a v čase. Pro správné posouzení předpjaté konstrukce je třeba znát hodnotu předpínací síly v požadovaném čase a průřezu konstrukce.

Maximální napětí ve výztuži je omezeno následující podmínkou:

$$\sigma_{p,max} = \min \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1,k}\} = \min \{0,8 \cdot 1770; 0,9 \cdot 1560\} = \min \{1416; 1404\}$$

$$\sigma_{p,max} = 1404 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži po zakotvení je omezeno podmínkou:

$$\sigma_{pm0} = 0,9 \cdot \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot 1404$$

$$\sigma_{pm0} = 1263,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} \leq \sigma_{p0,max} = \min \{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1,k}\} = \min \{0,75 \cdot 1770; 0,85 \cdot 1560\}$$

$$\sigma_{p0,max} = \min \{1327,5; 1326\} = 1326 \text{ MPa}$$

$$1263,6 \text{ MPa} \leq 1326 \text{ MPa} \dots \text{VYHOVÍ}$$

7.1 Krátkodobé ztráty – výrobní

V okamžiku předpínání a během zakotvení se po délce lana projevují okamžité ztráty předpětí, a to:

- ztráta předpětí třením
- ztráta předpětí pokluzem
- ztráta předpětí postupným napínáním
- ztráta předpětí relaxací výztuže

7.1.1 Ztráta předpětí třením

Tato ztráta předpětí se projevuje především u dodatečně předpínaných konstrukcí.

Základní vztah pro stanovení ztráty napětí ve výztuži vlivem tření:

$$\sigma_{p\mu}(x) = -\sigma_{p,\max} \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}]$$

$\sigma_{p,\max}$ maximální přípustné napětí v předpínací výztuži během předpínání

μ součinitel tření ($\mu = 0,06$)

θ úhel, který svírá tlaková betonová diagonála se směrem střednice prvku

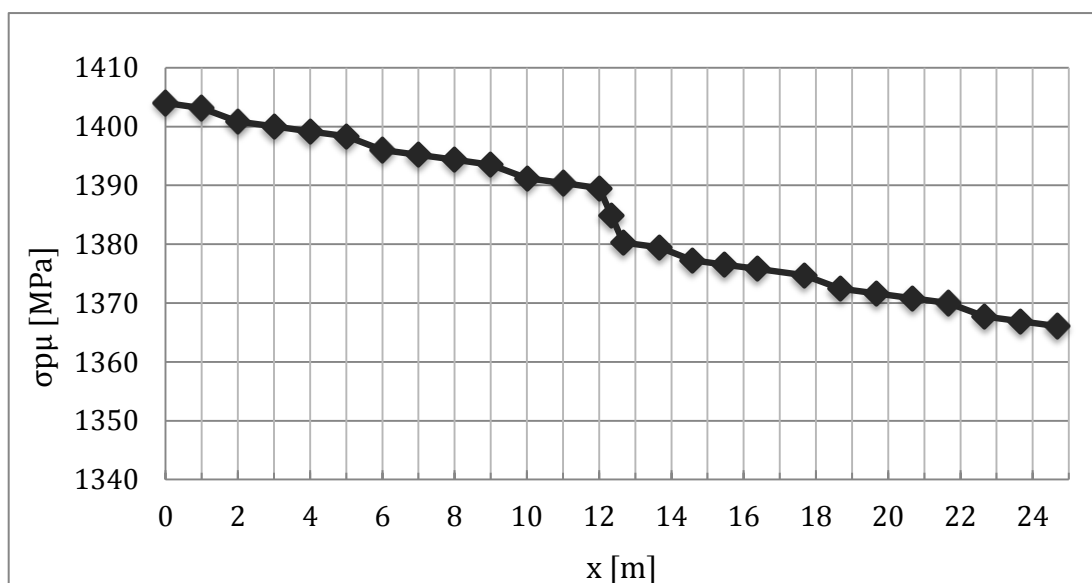
k empiricky stanovená nezamýšlená úhlová změna na jednotku délky kabelu ($= 0,01$)

Výpočet ztrát předpětí byl pro řešení v programu MS Excel. Zde jsou uvedeny pouze hodnoty ztrát ve vyšetřovaných průřezech.

Tab. 6: Ztráty předpětí třením

	x [m]	θ [°]	θ [rad]	μ	k	$\sigma_{p\max}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\sigma_{p\mu}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	1	0,017453	0,06	0,01	1404	-5,6708	1398,33
x = L/2	12,335	6	0,104720	0,06	0,01	1404	-19,0817	1384,92

Graf 2: Ztráta předpětí třením



7.1.2 Ztráta předpětí pokluzem

Při kotvení lana kotevním kuželíkem do kotevní objímky může dojít k pokluzu výztuže a tím i k dalšímu poklesu napětí ve výztuži.

Ve výpočtu je uvažováno s hodnotou pokluzu 3 mm. Pro zjednodušené řešení byla zvolena grafická metoda, kdy se nejdříve stanoví dosah pokluzu na délce lana. Určí se plocha, která je omezena shora křivkou průběhu ztrát předpětí třením a zdola stejnou zezrcadlenou křivkou podle bodu dosahu pokluzu.

U řešené konstrukce byla vzdálenost dosahu pokluzu určena jako:

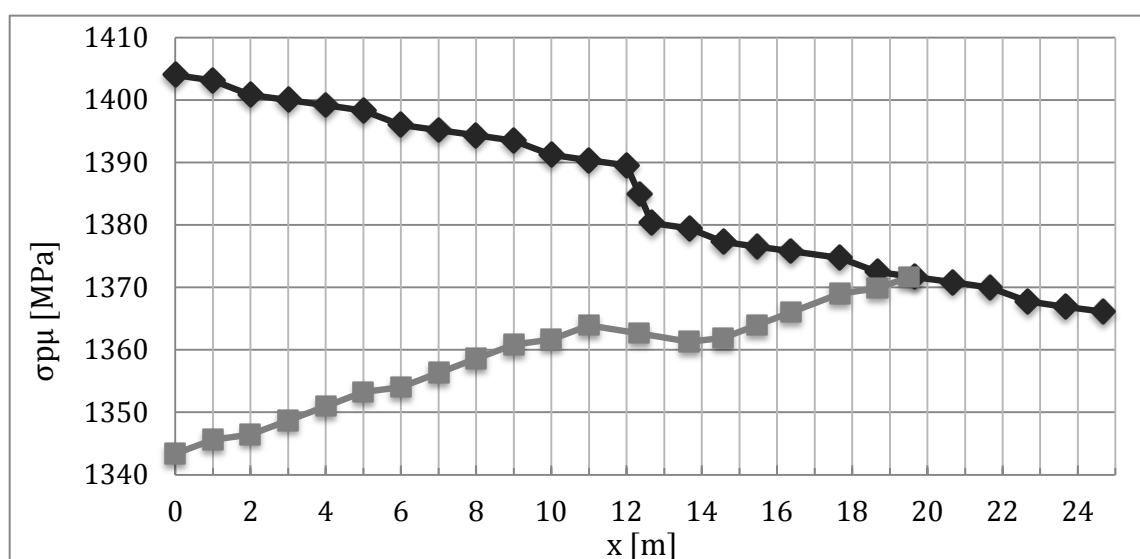
$$l_s = \sqrt{\frac{\delta_{ad} \cdot E_p \cdot L}{-\Delta\sigma_{psl}(B)}} = 19,513 \text{ m}$$

Hodnoty ztrát předpětí pokluzem byly graficky odečteny a spočítány v programu MS Excel.

Tab. 7: Ztráty předpětí pokluzem

	x [m]	$\Delta\sigma_{psl}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	44,5968
x = L/2	12,335	22,0572

Graf 3: Ztráta předpětí třením a pokluzem



7.1.3 Ztráta předpětí postupným napínáním

Tato ztráta se projevuje při postupném napínání jednotlivých lan a následném okamžitém pružném přetvoření betonu. Ztráta by se neprojevila, kdyby bylo možné napnout všechny lana současně, což však není reálné.

Základní vztah pro stanovení ztráty napětí ve výztuži postupným napínáním:

$$\Delta\sigma_{peI}(t_0) = E_p \cdot \sum \frac{j \cdot \Delta\sigma_{cp}(t)}{E_{cm}(t)}$$

Změna napětí v betonu se stanoví podle:

$$\Delta\sigma_{cp}(t_0) = -\frac{P_{m,sl}}{A_c} - \frac{P_{m,sl} \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{g0,k}}{I_c} \cdot e_p$$

Tab. 8: Ztráty předpětí postupným napínáním

	x [m]	$\Delta\sigma_{peI}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	25,34
x = L/2	12,335	19,41

7.1.4 Ztráta předpětí relaxací výztuže

Projeví se ve výrobním procesu předpjeté konstrukce. Uvažuje se podržení napětí po dobu 5 minut, přičemž proběhne přetvoření výztuže.

Obecně uznávaným postupem výpočtu je výpočet v jednotlivých časových intervalech a jejich následný rozdíl:

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{pr}(1h) - \Delta\sigma_{pr}(5 \text{ min})$$

Vztah pro výpočet krátkodobé ztráty předpětí relaxací výztuže:

$$\Delta\sigma_{pr} = k_r \cdot \sigma_{p\mu}$$

$$k_r = -0,66 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{p\mu}}{f_{pk}}$$

ρ_{1000} relaxace výztuže po 1000 hodinách při napětí $0,7 \cdot f_{pk}$
(= 2,5 % – pro předpínací výztuž s nízkou relaxací)

Ve výpočtu je uvažováno s časem:

$$t_{cor} = 5 \text{ min}$$

$$t_0 = 1 \text{ h}$$

Tab. 9: Ztráty předpětí relaxací výztuže

	x [m]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	3,31
x = L/2	12,335	3,02

7.1.5 Celkové krátkodobé ztráty předpětí

$$x = 5 \text{ m}$$

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{psl} + \Delta\sigma_{pel} + \Delta\sigma_{pr}$$

$$\sigma_{pm0} = 1353,73 - 25,34 - 3,31$$

$$\sigma_{pm0} = 1325,08 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p$$

$$P_{m0} = 1325,08 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{m0} = 1590,1 \text{ kN}$$

$$x = L/2$$

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{psl} + \Delta\sigma_{pel} + \Delta\sigma_{pr}$$

$$\sigma_{pm0} = 1362,86 - 19,41 - 3,02$$

$$\sigma_{pm0} = 1340,43 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p$$

$$P_{m0} = 1340,43 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{m0} = 1608,52 \text{ kN}$$

7.2 Dlouhodobé ztráty – provozní

Při výpočtu jsou uvažovány průřezové charakteristiky ideálního průřezu.

7.2.1 Ztráta předpětí smršťováním betonu

Smršťování je jednou z nejdůležitějších reologických vlastností betonu, přičemž ke smršťování dochází po hydratačních procesech v betonu. V průběhu tuhnutí a tvrdnutí dochází k odpařování chemicky volné vody z kapilár cementového gelu. To je doprovázeno vznikem povrchových tahových napětí v betonu. Smršťování je tedy závislé především na vlhkosti a teplotě okolního prostředí, na stáří a složení betonové směsi. Také závisí na rozměrech konstrukce, na kvalitě a ošetřování betonu po betonáži.

Vztah pro výpočet ztráty předpětí smršťováním betonu je:

$$\Delta\sigma_{ps} = E_p \cdot \varepsilon_{cs}$$

ε_{cs} poměrné přetvoření od smršťování betonu

E_p modul pružnosti předpínací výztuže

Celkové proměnné přetvoření betonu se skládá z přetvoření od vysychání betonu ε_{cd} a od autogenního smršťování ε_{ca} .

Bylo vypočteno celkové přetvoření betonu od smršťování a stanovena ztráta předpětí:

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0) = \varepsilon_{cd}(t_{\infty}; t_0) + \varepsilon_{ca}(t_{\infty}; t_0)$$

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0) = 3,0825 \cdot 10^{-4} = 0,30825 \text{ ‰}$$

$$\Delta\sigma_{ps}(t_{\infty}; t_0) = E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0)$$

$$\Delta\sigma_{ps}(t_{\infty}; t_0) = 60,11 \text{ MPa}$$

7.2.2 Ztráta předpětí dotvarováním betonu

Dotvarování betonu je jedna z dalších reologických vlastností. Jeho podstata vychází z chování cementového gelu, který obsahuje chemicky vázanou vodu, vodu v mikropórech a kapilární vodu. Dlouhodobým působením na konstrukci vznikají v betonu napětí a těmi je vytlačována voda z mikropórů do kapilár, ze kterých se dále odpařuje. Na pevné části betonové směsi také působí toto napětí a tím vzniká přetvoření betonu dotvarováním. Míra dotvarování je závislá na intenzitě a délce trvání zatížení, proto se při výpočtu uvažují pouze dlouhodobá zatížení – vlastní tíha a ostatní stálé zatížení na konstrukci.

Vztah pro výpočet ztráty předpětí dotvarováním betonu je:

$$\Delta\sigma_{pc} = E_p \cdot \varepsilon_{cc}$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cp}(g + p)}{E_{cm}} \cdot \varphi$$

ε_{cc} poměrné přetvoření od dotvarování betonu

φ koeficient dotvarování v čase t

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = 0,9022$$

Relativní vlhkost byla uvažována 60 %.

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

$$\beta_H = 887,33 \leq 1353,3$$

$$\beta_c(t_\infty; t_0) = \left(\frac{t_\infty - t_0}{\beta_H + t_\infty - t_0} \right)^{0,3} = 0,9858$$

$$\varphi_0(t_\infty; t_0) = 1,85$$

$$\varphi(t_\infty; t_0) = \beta_c(t_\infty; t_0) \cdot \varphi_0(t_\infty; t_0) = 1,824$$

Tab. 10: Ztráty předpětí dotvarováním betonu

	x [m]	$\Delta\sigma_{pc}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	88,95
x = L/2	12,335	106,70

7.2.3 Ztráta předpětí relaxací výztuže

Je nutné stanovit kapacitu relaxace předpínací výztuže $\Delta\sigma_{pr}$ pro vyšetřovaný časový interval.

Vztah pro výpočet ztráty předpětí relaxací výztuže je:

$$\mu = \frac{\sigma_{psl}}{f_{pk}}$$

$$t_0 = 20 \text{ dní} = 480 \text{ h}$$

$$t_\infty = 18250 \text{ dní} = 438000 \text{ h}$$

$$k_r(t_\infty; t_0) = -0,66 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_\infty - t_0}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t_\infty; t_0) = k_r \cdot \sigma_{p\mu}$$

Tab. 11: Ztráty předpětí relaxací výztuže

	x [m]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]
x = 5 m	5,000	68,36
x = L/2	12,335	70,78

7.2.4 Celkové ztráty předpětí a výsledné napětí

Vypočtou se ze vzorce:

$$\Delta\sigma_{p,c+r+s}(t_{\infty}; t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pc} + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{ps}}{1 + \psi_{c,r} \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_{\infty}; t_0)]}$$

$$\mu_{c,r} = \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_c}$$

$$\psi_{c,r} = \mu_{c,r} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2\right)$$

x = 5 m

$$\Delta\sigma_{p,c+r+s}(t_{\infty}; t_0) = \frac{-88,95 + 0,8 \cdot (-68,36) - 60,11}{1 + 0,05924 \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,824]} = -177,84 \text{ MPa}$$

t_0 :

$$\sigma_{pm0} = 1325,08 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} = 1590,10 \text{ kN}$$

t_{∞} :

$$\sigma_{pm\infty} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p,c+r+s} + \Delta\sigma_{el,g1}$$

$$\sigma_{pm\infty} = 1325,08 - 177,84 + 7,92$$

$$\sigma_{pm\infty} = 1155,16 \text{ MPa (kvazistálá hodnota)}$$

$$P_{m\infty} = \sigma_{pm\infty} \cdot A_p$$

$$P_{m\infty} = 1155,16 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{m\infty} = 1386,19 \text{ kN (kvazistálá hodnota)}$$

$$\Delta\sigma_{el,q} = \frac{M_{qk}}{I_c} \cdot e_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{79,72}{8,873 \cdot 10^{-4}} \cdot (0,06) \cdot \frac{195}{34} = 30,92 \text{ MPa}$$

t_∞ :

$$\sigma'_{pm\infty} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p,c+r+s} + \Delta\sigma_{el,q}$$

$$\sigma'_{pm\infty} = 1325,08 - 177,84 + 30,92$$

$$\sigma'_{pm\infty} = 1178,16 \text{ MPa (charakteristická hodnota)}$$

$$P'_{m\infty} = \sigma'_{pm\infty} \cdot A_p$$

$$P'_{m\infty} = 1178,16 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P'_{m\infty} = 1413,79 \text{ kN (charakteristická hodnota)}$$

$$x = L/2$$

$$\Delta\sigma_{p,c+r+s}(t_\infty; t_0) = \frac{-106,70 + 0,8 \cdot (-70,78) - 60,11}{1 + 0,05924 \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,824]} = -194,81 \text{ MPa}$$

t_0 :

$$\sigma_{pm0} = 1340,43 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} = 1608,52 \text{ kN}$$

t_∞ :

$$\sigma_{pm\infty} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p,c+r+s} + \Delta\sigma_{el,g1}$$

$$\sigma_{pm\infty} = 1340,43 - 194,81 + 14,16$$

$$\sigma_{pm\infty} = 1159,78 \text{ MPa (kvazistálá hodnota)}$$

$$P_{m\infty} = \sigma_{pm\infty} \cdot A_p$$

$$P_{m\infty} = 1159,78 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P_{m\infty} = 1391,74 \text{ kN (kvazistálá hodnota)}$$

$$\Delta\sigma_{el,q} = \frac{M_{qk}}{I_c} \cdot e_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{-142,61}{8,873 \cdot 10^{-4}} \cdot (-0,06) \cdot \frac{195}{34} = 55,31 \text{ MPa}$$

t_{∞} :

$$\sigma'_{pm\infty} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p,c+r+s} + \Delta\sigma_{el,q}$$

$$\sigma'_{pm\infty} = 1340,43 - 194,81 + 55,31$$

$$\sigma'_{pm\infty} = 1200,93 \text{ MPa (charakteristická hodnota)}$$

$$P'_{m\infty} = \sigma'_{pm\infty} \cdot A_p$$

$$P'_{m\infty} = 1200,93 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$P'_{m\infty} = 1441,12 \text{ kN (charakteristická hodnota)}$$

8 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Předpjatou stropní desku je nutné posoudit na mezní stavy použitelnosti, které prokazují vlastnosti z hlediska bezproblémové funkčnosti po celou dobu životnosti konstrukce.

8.1 Omezení normálových napětí

Pro dodatečně předpjaté betonové konstrukce je stanovena podmínka, kdy napětí v tlacených vláknech průřezu nesmí překročit hranici $0,6 \cdot f_{ck}$.

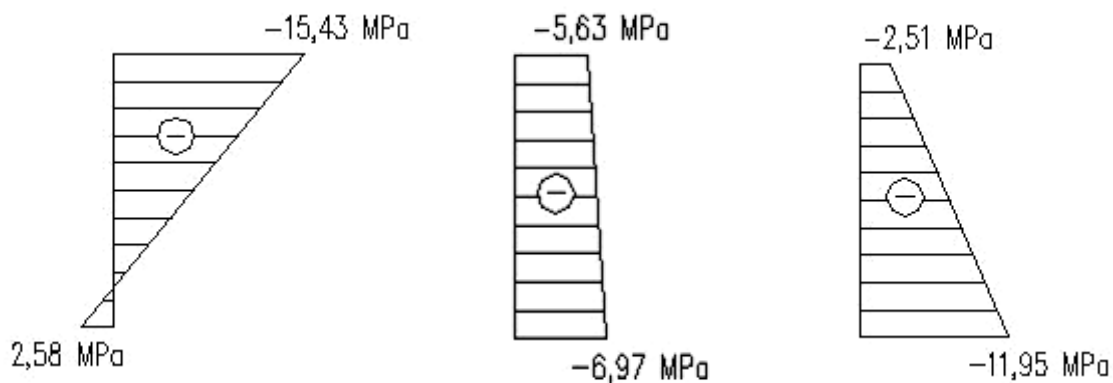
$x = 5 \text{ m}$

kombinace:

charakteristická t_{∞}

kvazistálá t_{∞}

charakteristická t_0

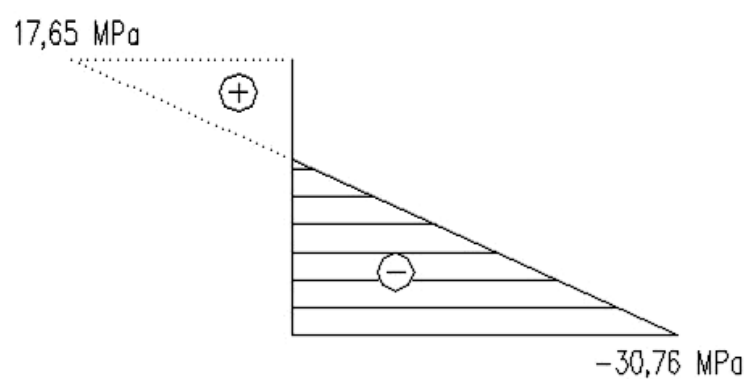


Obr. 11: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

$$x = L/2$$

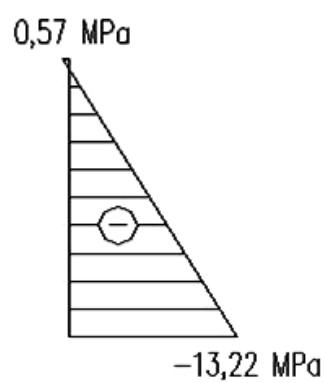
kombinace:

charakteristická t_{∞}



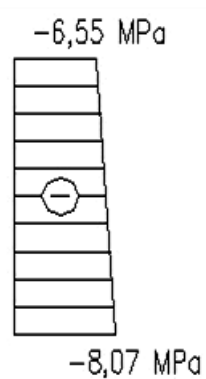
Obr. 12: Normálové napětí $x = L/2$

kvazistálá t_{∞}



Obr. 13: Normálové napětí $x = L/2$

charakteristická t_0



Obr. 14: Normálové napětí $x = L/2$

Jelikož je v průřezu $x = L/2$ překročeno přípustné napětí betonu v tahu bylo přistoupeno k redistribuci momentu nad podporou a zvýšena třída betonu na C 40/50.

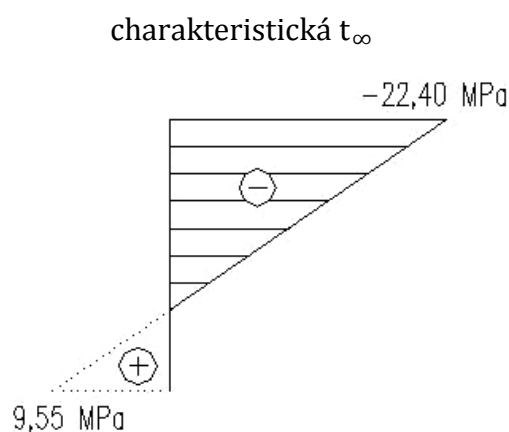
8.2 Omezení normálových napětí – zvýšení třídy betonu + redistribuce momentu

Redistribuce silových účinků (ohybové momenty, normálové síly, posouvající síly a kroutící momenty) je možná pouze u staticky neurčitých konstrukcí. Úprava ohybových momentů je výhodná u spojitých nosníkových desek, kdy při dimenzování na momenty vypočtené bez redistribuce vychází jiná výztuž v každém kritickém průřezu desky. Vyztužení je potom zbytečně komplikované. Proto je v tomto případě redistribuce momentu nad podporou výhodná. Může být až 30 % – u spojitých nosníků (trámy, nosníkové desky), ohýbané a tlačené.

Pro tento případ je uvažována redistribuce momentu nad podporou 20 %.

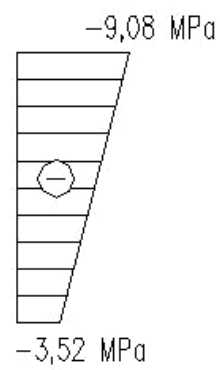
$x = 5 \text{ m}$

kombinace:



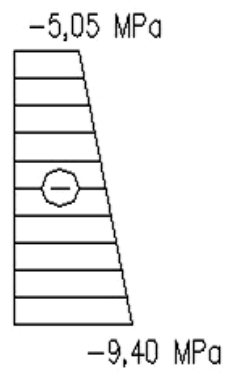
Obr. 15: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

kvazistálá t_{∞}



Obr. 16: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

charakteristická t_0

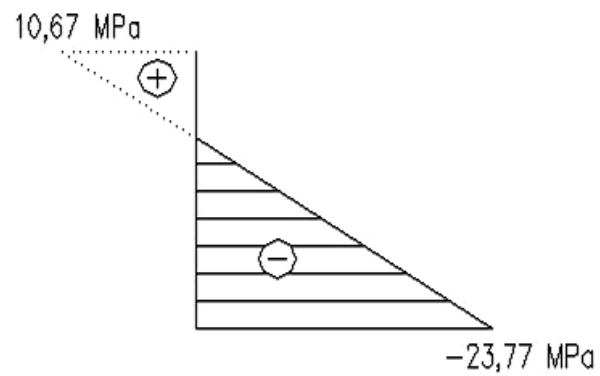


Obr. 17: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

$x = L/2$

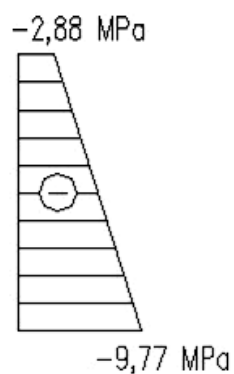
kombinace:

charakteristická t_{∞}



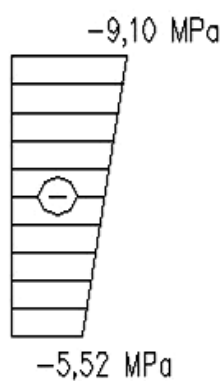
Obr. 18: Normálové napětí $x = L/2$

kvazistálá t_{∞}



Obr. 19: Normálové napětí $x = L/2$

charakteristická t_0



Obr. 20: Normálové napětí $x = L/2$

8.3 Omezení vzniku trhlin

Výpočet vzniku trhlin byl ověřen pro častou kombinaci zatížení, ve které trhliny vznikly. Byla překročena pevnost betonu v tahu. Když trhliny vznikly v časté kombinaci, vniknou i v kombinaci kvazistálé, proto se uvažovalo s průřezem porušeným trhlinou. Limitní šířka trhlin pro kvazistálou kombinaci a prostředí XC1 (dle tab. 7. 1. N EN 1992-1-1) je $w_{\max} = 0,4$ mm. V obou vyšetřovaných průřezích je hodnota šířky trhliny menší než hodnota maximální.

Vztah pro výpočet šířky trhlin:

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

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s}{\rho_{p,eff}}$$

$s_{r,max}$ maximální vzdálenost mezi sousedními trhlinami

$\rho_{p,eff}$ efektivní stupeň vyztužení

c betonová krycí vrstva

$$k_1 = 0,8$$

$$h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot (h - d); (h - x_r)/3; h/2\}$$

$$k_2 = 0,5$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$$

$$k_3 = 3,4$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}}$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$x = 5 \text{ m}$$

$$w_k = 0,364 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

$$x = L/2$$

$$w_k = 0,332 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

9 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Konstrukce byla posouzena na návrhovou kombinaci 6.10a v obou kritických průřezích ($x = 5 \text{ m}$, $x = L/2$). Do mezního stavu únosnosti je již počítáno se zvýšenou pevností betonu.

beton C 40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

Nejprve je nutné stanovit základní napětí σ_p^0 podle vzorce:

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

kde

$$\sigma_{pt} = \sigma'_{pm\infty} \text{ (charakteristická kombinace)}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{N_{Ek}}{A} \pm \frac{M_{Ek}}{I} \cdot e_p$$

$$N_{Ek} = N_{Fk} + N_{Pk}$$

$$M_{Ek} = M_{Fk} + M_{Pk}$$

$$M_{Pk} = P'_{m\infty} \cdot e_p$$

Ze základního napětí se dále určí základní návrhová předpínací síla P_{dp}^0

$$P_{dp}^0 = \gamma_p \cdot \sigma_p^0 \cdot A_p$$

Pro další postup výpočtu je nutné stanovit tlakovou rezervu ve výztuži:

$$\Delta\sigma_p = f_{pd} - \sigma_p^0$$

Dále je možné určit výslednici síly v předpínací výztuži ΔF_p , která bude dosazena do výpočtu únosnosti ohýbaného prvku.

$$\Delta F_p = A_p \cdot \Delta\sigma_p$$

Následuje výpočet polohy neutrálné osy a tím výpočet ohybového momentu na mezi únosnosti.

$$M_{Rd} = \Delta F_p \cdot e_p + F_c \cdot z_c$$

V poslední řadě bylo provedeno porovnání návrhového momentu s momentem na mezi únosnosti.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Průřez $x = 5 \text{ m}$ a $x = L/2$ nevyhověl na maximální ohybový moment a tudíž bylo potřeba dodatečně navrhnout betonářskou výztuž, která zaručí dostatečnou únosnost posuzované konstrukce.

Navržená betonářská výztuž:

$$x = 5 \text{ m}$$

Ø14/100 mm – spodní výztuž v poli

$$x = L/2$$

Ø14/90 mm – horní výztuž nad podporou

Příčná výztuž byla navržena konstrukčně jako 25 % podélné nosné výztuže. Další dovyztužení v desce bylo navrženo pouze jako konstrukční (Ø8/10 mm).

10 POSOUZENÍ NA SMYK

Obecně je v návrhu předpjaté konstrukce uvažováno se zakřivenými kabely, jejichž vlivy se projeví na výsledné návrhové hodnotě smykové síly V_{Ed} . V tomto případě bylo uvažováno zjednodušení.

Když podíl vzepětí paraboly a délky nosníku je menší než 0,067

$$\frac{f}{L} \leq \frac{1}{15}$$

je možné uvažovat předpínací sílu $P_H = P = \text{konstantní}$, proto její vliv není započítán do návrhové posouvající síly V_{Ed} .

Opět byla provedena redukce vnitřních sil, tentokrát síly posouvající, nad podporou. Hodnoty návrhové smykové síly V_{Ed} byly odečteny z programu Scia Engineer, a to pro průřez:

$$x = 0$$

$$V_{Ek} = 114,21 \text{ kN}$$

$$V_{Ek,red} = 91,37 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = \gamma_F \cdot V_{Ek,red} = 1,35 \cdot 91,37$$

$$V_{Ed,red} = 123,35 \text{ kN}$$

$$x = L/2$$

$$V_{Ek} = 68,54 \text{ kN}$$

$$V_{Ek,red} = 91,38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = \gamma_F \cdot V_{Ek,red} = 1,35 \cdot 91,38$$

$$V_{Ed,red} = 123,36 \text{ kN}$$

10.1 Únosnost prvku bez smykové výztuže

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad d \text{ [mm]}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Pokud platí $V_{Rd,c} > V_{Ed}(x)$, je zřejmé, že řešená konstrukce nevyžaduje návrh smykové výztuže.

$$\mathbf{x = 0}$$

$$V_{Rd,c} = 141,78 \text{ kN} \geq V_{Ed,red} = 123,35 \text{ kN}$$

$$\mathbf{x = L/2}$$

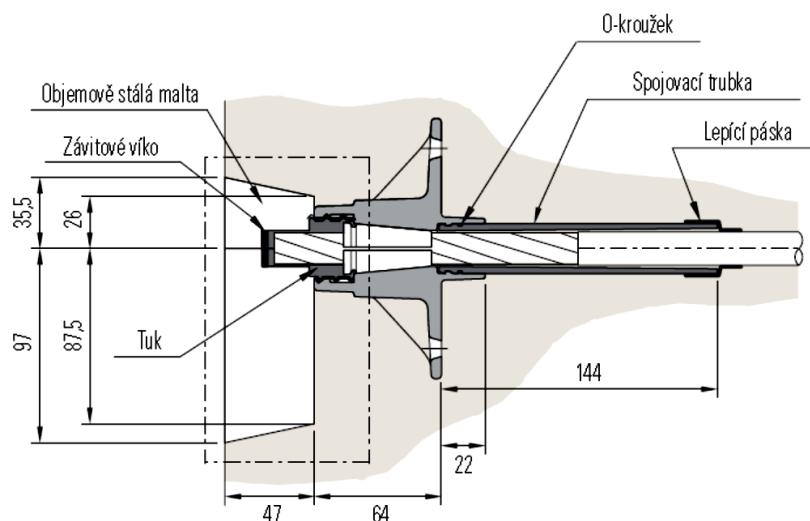
$$V_{Rd,c} = 141,78 \text{ kN} \geq V_{Ed,red} = 123,36 \text{ kN}$$

11 KOTVENÍ PŘEDPÍNACÍCH LAN

Všechny uvedené prvky byly převzaty z katalogu firmy Freyssinet.

11.1 Kotvy

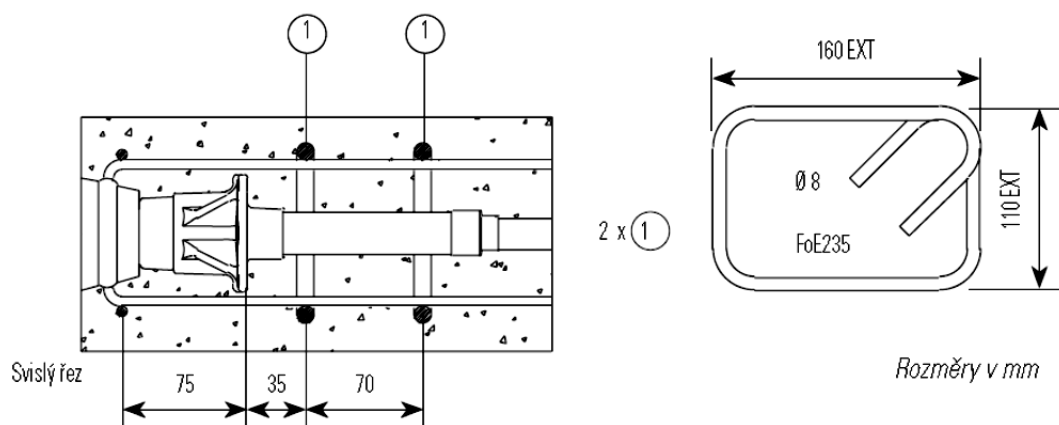
Byly navrženy jednolanové kotvy.



Obr. 21: Kotva [9]

11.2 Vyztužení kotevní oblasti

Posouzení kotevní oblasti již není předmětem této bakalářské práce, proto je dovyztužení kotevní oblasti navrženo dle katalogu.



Obr. 22: Vyztužení kotevní oblasti [9]

12 ZÁVĚR

Úkolem této práce byl návrh předpjaté stropní konstrukce budovy a její následné posouzení na mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Předpjatá stropní deska vyhověla v posudcích na omezení napětí v betonu i vzniku trhlin. Tímto bylo prokázáno, že předběžný návrh předpětí pomocí vyrovnání ekvivalentního zatížení na 90 % stálého zatížení a volby průměrného napětí $0,2 f_{ck}$ byl správný. Taktéž bylo prokázáno, že metoda plochy realizovatelného předpětí aplikovaná na aktuálně platné normy je možná k využití předběžného návrhu předpínací síly.

V mezním stavu použitelnosti bylo využito redistribuce ohybového momentu nad vnitřní podporou 20 % a zvýšena pevnost betonu o jednu třídu oproti prvotnímu návrhu, z důvodu překročení přípustných normálových napětí v betonu.

V mezním stavu únosnosti, v posouzení na ohyb, navržená předpjatá deska neprokázala dostatečnou únosnost, proto bylo nutné dodatečně navrhnout betonářskou výztuž. V posouzení na smyk byla opět provedena redistribuce nad podporou, tentokrát posouvající síly, také o 20 %, což vedlo k výsledku, že řešená konstrukce prokazuje dostatečnou únosnost i bez návrhu smykové výztuže.

Cílem této práce bylo posoudit reálnost návrhu předpjaté stropní desky podle zvolených podmínek předběžného návrhu předpínací síly, tloušťky desky a průměrného napětí. Z posudků je zřejmé, že takto navržená předpjatá stropní konstrukce je reálně proveditelná.

13 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

13.1 Studijní opory a učebnice

- [1] ČÍRTEK, L. *Prvky betonových konstrukcí, Modul CM5, Navrhování jednoduchých prvků*. Brno, 2005.
- [2] NAVRÁTIL, J. *Předpjaté betonové konstrukce*. Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2008.
- [3] NAVRÁTIL, J.; ZICH, M. *Předpjatý beton, Modul P01, Průvodce předmětem BL11*. Brno, 2006.
- [4] ŠTEPÁNEK, P.; ZMEK, B. *Prvky betonových konstrukcí, Modul CM4, Dimenzování betonových prvků – část 3*. Brno, 2005.
- [5] VÁCHA, J. *Předpjatý beton pro mostní stavby*. Vysoké učení technické v Brně. Brno, 1984.
- [6] ZICH, M. a kolektiv. *Příklady posouzení betonových konstrukcí dle eurokód*. Dashöfer Holding, Ltd. & Verlag Dashöfer, nakladatelství, s.r.o. Praha, 2010.

13.2 Odborné publikace

- [7] HERKA, M. *Předpjatá konstrukce z drátkobetonu*: bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Brno, 2011.
- [8] MIECHOVÁ, Z. *Předpjatá stropní konstrukce nákupního centra*: diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav betonových a zděných konstrukcí. Brno, 2011.

13.3 Internetové stránky

- [9] <http://www.freyssinet.cz>
- [10] <http://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/CL01/CL01.htm>

14 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

14.1 Latinská písmena

a_s	pořadnice betonářské výztuže k těžišti průřezu
A_c	plocha betonu
A_{cc}	tlačená plocha betonu
$A_{c,eff}$	efektivní tlačaná plocha betonu
A_i	plocha ideálního průřezu
A_p	průřezová plocha předpínací výztuže
A_{p1}	průřezová plocha jednoho předpínacího lana
$A_{p,req}$	nutná plocha předpínací výztuže
A_{sl}	plocha výztuže, která je zakotvena na kotevní délku l_{bd}
A_{st}	průřezová plocha betonářské výztuže
b	šířka průřezu
b_w	nejmenší šířka průřezu vzdorující smyku
c	betonová krycí vrstva
c_{min}	minimální hodnota betonové krycí vrstvy
$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti
$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
c_{nom}	nominální hodnota betonové krycí vrstvy
d	účinná výška
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
e_p	excentricita předpínací síly
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže
E_s	modul pružnosti betonářské výztuže
f_{cd}	návrhová hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{cm}	střední hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_{pd}	návrhová hodnota pevnosti v tahu předpínací výztuže

f_{pk}	charakteristická hodnota pevnosti v tahu předpínací výztuže
$f_{p0,1,k}$	smluvní mez kluzu předpínací výztuže
$f_{ct,eff}$	průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže
F_c	výslednice tlaku betonu (vnitřní síla v průřezu)
F_p	výslednice tahu v předpínací výztuži (vnitřní síla v průřezu)
F_s	výslednice tahu v betonářské výztuži (vnitřní síla v průřezu)
g_d	návrhová hodnota stálého zatížení
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
g_{0k}	charakteristická hodnota vlastní tíhy konstrukce
g_{1k}	charakteristická hodnota ostatního stálého zatížení
h	výška stropní konstrukce
h_0	náhradní výška stropní konstrukce
$h_{c,eff}$	efektivní výška stropní konstrukce
h_s	výška desky
I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu
I_{cr}	moment setrvačnosti ideálního průřezu porušeného trhlinami
I_i	moment setrvačnosti plně působícího ideálního průřezu
$j_{1,2}$	spodní a horní jádrové úsečky betonové části průřezu
k	empiricky stanovená nezamýšlená úhlová změna na jednotku délky kabelu
k_h	součinitel závislý na náhradní tloušťce h_0
L	rozpětí konstrukce
l_{bd}	kotevní délka
$M_{g0,k}$	charakteristická hodnota ohybového momentu od vlastní tíhy konstrukce
$M_{g0k,red}$	charakteristická hodnota redukovaného ohybového momentu od vlastní tíhy konstrukce
M_{g1k}	charakteristická hodnota ohybového momentu od ostatního stálého zatížení

M_{Ek}	charakteristická hodnota ohybového momentu od svislého zatížení a předpětí
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu od svislého zatížení a předpětí
M_{Fk}	charakteristická hodnota ohybového momentu od svislého zatížení
$M_{Fk\psi 1}$	častá hodnota ohybového momentu od svislého zatížení
$M_{Fk\psi 2}$	kvazistálá hodnota ohybového momentu od svislého zatížení
$M_{Fk,red}$	charakteristická hodnota redukovaného ohybového momentu od svislého zatížení
$M_{Ek\psi 1,red}$	častá hodnota redukovaného ohybového momentu od svislého zatížení
$M_{Fk\psi 2,red}$	kvazistálá hodnota redukovaného ohybového momentu od svislého zatížení
M_{Pk}	charakteristická hodnota ohybového momentu způsobeného předpínací silou
M_{qk}	charakteristická hodnota ohybového momentu od užitého zatížení
M_{Rd}	moment na mezi únosnosti
$\emptyset$	profil, průměr výztužné vložky
n_{req}	nutný počet předpínacích lan
N_{Ed}	návrhová hodnota normálové síly od svislého zatížení a předpětí
N_{Ek}	charakteristická hodnota normálové síly od svislého zatížení a předpětí
P	normálová předpínací síla (jednotlivá stadia působení odlišena indexy stejně jako v případě napětí v předpínací výztuži σ_p)
P_{m0}	normálová síla od předpětí v čase t_0
$P_{m\infty}$	normálová síla od předpětí v čase t_∞ – kvazistálá kombinace
$P'_{m\infty}$	normálová síla od předpětí v čase t_∞ – charakteristická kombinace
$P'_{m\infty}$	normálová síla od předpětí v čase t_∞ – častá kombinace
q_k	charakteristická hodnota užitého zatížení
q_d	návrhová hodnota užitého zatížení
RH	relativní vlhkost
$s_{r,max}$	maximální vzdálenost mezi sousedními trhlinami
t	čas
t_i	vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště betonového průřezu
u	obvod průřezu vystavený vzduchu

$V_{Ed,red}$	návrhová hodnota redukované posouvající síly od svislého zatížení
V_{Ek}	návrhová hodnota posouvající síly od svislého zatížení
$V_{Ek,red}$	charakteristická hodnota redukované posouvající síly od svislého zatížení
$V_{Rd,c}$	návrhová smyková únosnost betonu a podélné výztuže
v_{min}	minimální smykové napětí
w_k	charakteristická šířka trhliny
w_{max}	maximálnídovolená šířka trhliny
x	vzdálenost neutrální osy od horního/spodního okraje průřezu
x_c	výška tlačené části betonu
x_r	výška tlačené části betonu na průřezu porušeném trhlinou
z_1	vzdálenost spodních vláken průřezu (myšleno doslovně) od těžiště průřezu
z_2	vzdálenost horních vláken průřezu (myšleno doslovně) od těžiště průřezu
z_c	vzdálenost výslednice tlaku v betonu od těžiště betonové části průřezu

14.2 Řecká písmena

α_e	poměr modulů pružnosti oceli a betonu
γ_c	dílčí součinitel betonu
γ_p	dílčí součinitel předpínací oceli
γ_s	dílčí součinitel betonářské oceli
Δ	přírůstek, změna
$\Delta\sigma_p$	ztráta napětí v předpínací výztuži
$\Delta\sigma_{p,c+r+s}$	celkové dlouhodobé ztáty
$\Delta\sigma_{pel}$	ztráta předpětí postupným napínáním
$\Delta\sigma_{pc}$	ztráta předpětí od dotvarování betonu
$\Delta\sigma_{pr}$	ztráta předpětí relaxací předpínací výztuže
$\Delta\sigma_{ps}$	ztráta předpětí od smršťování betonu
$\Delta\sigma_{psl}$	ztráta předpětí pokluzem
$\Delta\sigma_{p\mu}$	ztráta předpětí třením

ε_c	poměrné přetvoření betonu
ε_{ca}	poměrné přetvoření od autogenního smršťování betonu
ε_{cc}	poměrné přetvoření od dotvarování betonu
ε_{cd}	poměrné přetvoření od vysychání betonu
ε_{cm}	průměrné poměrné betonu
ε_{cu}	mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
ε_{cs}	poměrné přetvoření od smršťování betonu
ε_p	poměrné přetvoření předpínací výztuže
ε_{sm}	průměrné poměrné přetvoření betonářské výztuže
φ	koeficient dotvarování
μ	součinitel tření
ρ	stupeň vyztužení
$\rho_{p,eff}$	efektivní stupeň vyztužení
σ_c	napětí v betonu
σ_{cp}	napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže
$\sigma_{c1,2}$	napětí v betonu ve spodních a horních vláknech průřezu
$\sigma_{p,max}$	maximální přípustné napětí v předpínací výztuži během předpínání
$\sigma_{p0,max}$	maximální přípustné napětí v předpínací výztuži po vnesení předpětí do betonu
σ_{pm0}	napětí v čase zakotvení, po krátkodobých ztrátách
$\sigma_{pm\infty}$	napětí na konci životnosti konstrukce – kvazistálá kombinace
$\sigma'_{pm\infty}$	napětí na konci životnosti konstrukce – charakteristická kombinace
$\sigma''_{pm\infty}$	napětí na konci životnosti konstrukce – častá kombinace
σ_p	napětí v předpínací výztuži
σ_p^0	základní napětí v předpínací výztuži
σ_{psl}	napětí po ztrátě třením a pokluzem
$\sigma_{p\mu}$	napětí po ztrátě třením
σ_s	napětí v betonářské výztuži
θ	úhel, který svírá tlaková betonová diagonála se směrem střednice prvku
ψ	součinitel pro kombinace zatížení

15 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Skladovací hala

Obr. 2: Skladovací hala

Obr. 3: Skutečné vedení lana

Obr. 4: Vedení lana použité do výpočtu

Obr. 5: Moment M_1 a $\bar{M}$

Obr. 6: Zobrazení přímek I až IV v rovině ortogonálních souřadnic

Obr. 7: Plocha realizovatelného předpětí

Obr. 8: Pořadnice $\bar{\eta}$

Obr. 9: Hodnota síly V_0

Obr. 10: Výstřednost e_v

Obr. 11: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

Obr. 12: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 13: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 14: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 15: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

Obr. 16: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

Obr. 17: Normálové napětí $x = 5 \text{ m}$

Obr. 18: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 19: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 20: Normálové napětí $x = L/2$

Obr. 21: Kotva

Obr. 22: Vyztužení kotevní oblasti

16 SEZNAM GRAFŮ

Graf 1: Vyhodnocení první a druhé podmínky předběžného návrhu

Graf 2: Ztráta předpětí třením

Graf 3: Ztráta předpětí třením a pokluzem

17 SEZNAM TABULEK

Tab. 1: Skladba podlahy

Tab. 2: Celkové zatížení

Tab. 3 První podmínka předběžného návrhu

Tab. 4: Druhá podmínka předběžného návrhu

Tab. 5: Součinitelé zatížení podle EN

Tab. 6: Ztráty předpětí třením

Tab. 7: Ztráty předpětí pokluzem

Tab. 8: Ztráty předpětí postupným napínáním

Tab. 9: Ztráty předpětí relaxací výztuže

Tab. 10: Ztráty předpětí dotvarováním betonu

18 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha B.1	Použité podklady	(samostatně)
Příloha B.2	Statický výpočet	(samostatně)
Příloha B.3	Výkresová dokumentace	(samostatně)