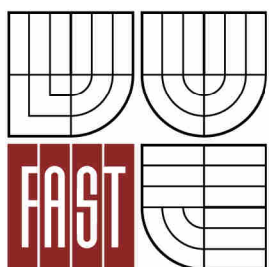




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

OPRAVA A ZESÍLENÍ ŽELEZOBETONOVÉ STROPNÍ KONSTRUKCE

RECONSTRUCTION AND STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE CEILING CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. PETR KLIMEŠ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JAN PERLA

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Petr Klimeš
Název	Oprava a zesílení železobetonové stropní konstrukce
Vedoucí diplomové práce	Ing. Jan Perla
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015
V Brně dne 31. 3. 2014	

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

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

Podklady a literatura

Podklady:

Situace, řezy, půdorysy, stavebně technický a materiálový průzkum, IGP

Základní normy (včetně všech změn a doplňků):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí (část 1-1, 1-3 až 1-7)

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

ČSN ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

Literatura:

podle doporučení vedoucího diplomové práce

Zásady pro vypracování

Návrh rekonstrukce a úpravy stávající nosné rámové konstrukce pro vsazení eskalátorů a změnu užívání (boční vstup na výstaviště).

Podrobný výpočet konstrukce podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic).

Výkresová část:

- výkresy tvaru bouracích prací (včetně montážních podepření) a upravených konstrukcí;

- výkresy výztuže upravovaných a zesilujících prvků.

Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce).

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....

Ing. Jan Perla
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá zesílením stávající konstrukce monolitického stropu pro vestavbu dvojice eskalátorů. V rámci úprav je budována nová předpjatá výměna, sloupy osazené v nových polohách a zhotoveno zesílení stávajících průvlaků pomocí lan bez soudržnosti. U všech prvků, včetně těch stávajících, jsou ověřeny mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Pro srovnání výpočetní metodiky a jednotlivých aspektů použití je provedeno alternativní řešení s aplikací lan se soudržností.

Klíčová slova

rekonstrukce, vestavba, zesílení, předpětí, lana se soudržností, lana bez soudržnosti, jednolanový systém, kruhový sloup, trámový strop, průvlak, výměna, podélný smyk, spřahující prvky, 3D model, vlepovaná výztuž, kotvení, železobeton, ocel, výztuž

Abstract

The final thesis deals with strengthening of cast-in-place concrete ceiling in existing construction for couple of escalators. New prestressed beam, columns in new positions and strengthened girder with unbonded strands are building in this adjustments. Every member, including the existing construction, is verified for ultimate and serviceability limit state. Prestressed members are alternatively designed with bonded strands and these variants are comparison in terms of utilization and calculation.

Keywords

reconstruction, built-in, strengthening, prestressed, bonded strand, unbonded strand, monostrand, circle column, beam ceiling, girder, beam, longitudinally shear, composite members, 3D model, rebar fastening, anchorage, reinforced concrete, steel, reinforcement

...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Petr Klimeš *Oprava a zesílení železobetonové stropní konstrukce*. Brno, 2015. 24 s., 376 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jan Perla

.

Prohlášení:

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

V Brně dne 14. 1. 2015

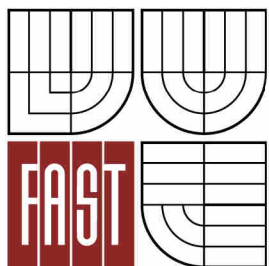
.....
podpis autora
Bc. Petr Klimeš

Poděkování

Děkuji vedoucímu diplomové práce, panu Ing. Janu Perlovi, za ochotu, vstřícnost, věnovaný čas a poskytnuté rady při vypracování této práce.



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

PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

OPRAVA A ZESÍLENÍ ŽELEZOBETONOVÉ STROPNÍ KONSTRUKCE
RECONSTRUCTION AND STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE CEILING CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. PETR KLIMEŠ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JAN PERLA

BRNO 2015

Obsah

1. Úvod	1
2. Historie objektu	1
3. Konstrukční řešení objektu	2
4. Úpravy objektu.....	2
5. Předpoklady výpočtů	3
6. Materiály.....	4
7. Zatížení.....	4
8. Návrh předpětí.....	5
8.1. Předpětí výměny.....	5
8.2. Předpětí průvlaků	6
9. Posouzení předepnutých prvků	8
9.1. Výztuž výměny	9
9.2. Výztuž průvlaků	10
10. Posouzení nových železobetonových prvků	11
10.1. Prodlužovaná část průvlaku.....	11
10.2. Deska	12
10.3. Nové sloupy	12
11. Posouzení stávajících prvků	12
11.1. Průvlaky	12
11.2. Trámy	13
11.3. Krajiní trám	13
11.4. Deska	14
11.5. Sloupy	14
12. Srovnání předpětí se soudržností a bez soudržnosti	15
13. Závěr.....	20
14. Seznam použitých zdrojů a literatury	21
14.1. Normy	21
14.2. Ostatní literatura	21
14.3. Internetové zdroje	21
14.4. Použitý software	21
15. Seznam použitých zkratk a symbolů	22
16. Seznam příloh textové části.....	24

1. Úvod

Diplomová práce se zabývá statickým řešením úprav nosných částí konstrukce pavilonu G4 na Brněnském výstavišti, kdy je do stávajícího objektu plánovaná vestavba dvojice eskalátorů, díky které dojde k lepšímu využití stavby investorem. Před plánovanou rekonstrukcí byl objekt využíván jako restaurace a částečně jako kancelářské prostory, po vestavbě již zmíněných eskalátorů bude stavba sloužit jako vstupní portál do prostor výstavního areálu a spojení úrovně areálu s úrovní přilehlé tramvajové zastávky na ulici Hlinky.

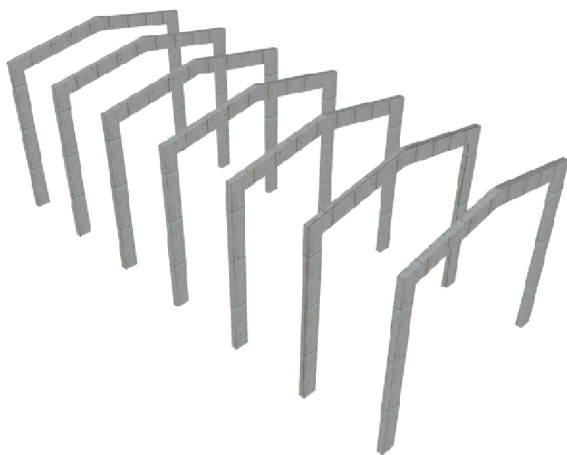
Jako podklady pro statické řešení slouží výkresová dokumentace stávajícího stavu, stavebně-technický průzkum a dále schémata nové konstrukce poskytnutá vedoucím práce.

Pro zajištění únosnosti konstrukce budou použity předpjaté prvky předepnuté lany bez soudržnosti. Předpětí bude navrženo tak, aby došlo k co největšímu vyrovnání posouvajících sil a ohybových momentů bez zbytečného přetěžování stávající konstrukce. Ta bude následně přepočtena, jestli vyhovuje veškerému zatížení ve všech zatěžovacích kombinacích.

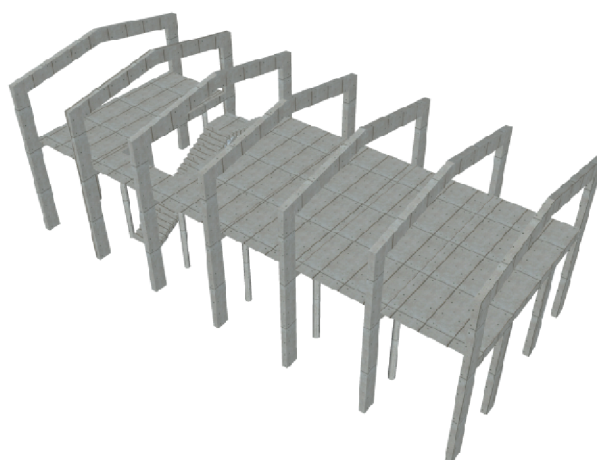
Po volbě vhodného statického řešení a ověření všech podmínek bude následovat výpočet předpjatých prvků předepnutých pomocí lan se soudržností. Varianta lan se soudržností bude srovnána s variantou první, lan bez soudržnosti. Tyto varianty budou srovnány z hlediska výpočtových parametrů a také z hlediska dosažených výsledků.

2. Historie objektu

Budova pavilonu G4 na Brněnském výstavišti má bohatou historii. Původní pavilon byl postaven v letech 1927 až 1928. Tvořilo jej sedm betonových ráků s keramickými žebírkovými stropy (zastřešení) a dřevěnými štítovými stěnami.



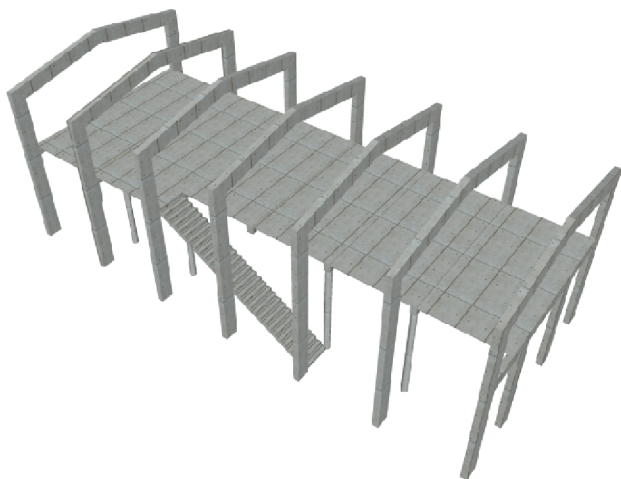
Obr. 2.1. Ráky z betonu C8/10 (1928)



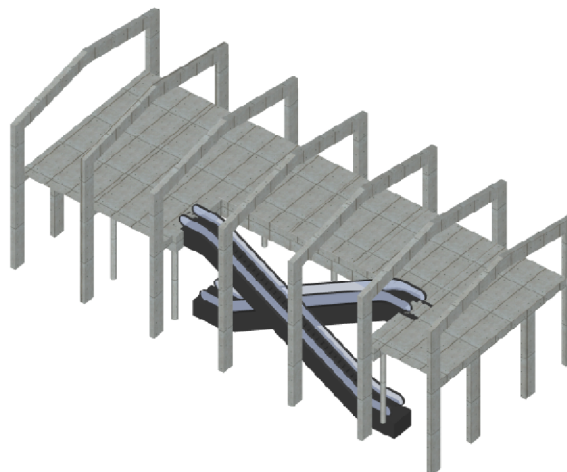
Obr. 2.2. Vestavěný ŽB. strop se schodištěm (1956)

V letech 1955 až 1956 byl do daného objektu vestavěn železobetonový trémový strop vynášený průvlaky uloženými na kónických sloupech. Díky této vestavbě vznikla z původní jednopatrové dvojpátrová konstrukce. V těchto letech byly také asanovány dřevěné štítové stěny a následně nahrazeny novými zděnými.

V roce 1995 byla provedena poslední úprava konstrukce. V severní části byla vybourána konstrukce schodiště a přilehlé monolitické stropy byly nahrazeny novým spřaženým stropem. Další úpravou bylo bourání stropní desky ve východní části budovy a vestavba nového schodiště. V neposlední řadě byly opraveny statické vady jako smykové trhliny nebo nedostatečná příčná výztuž sloupů v místech styků svislé výztuže.



Obr. 2.3. Po úpravách v roce 1995



Obr. 2.4. Plánovaná vestavba eskalátorů

3. Konstrukční řešení objektu

Stávající objekt je dvoupodlažním, dilatačně samostatným objektem. Původně se jednalo o jednopodlažní halu s půdorysnými rozměry cca 25,1 m × 10,9 m. Hala je tvořena rámy v příčném směru po 4,1 m. Tyto rámy (sloupy i průvlak) mají obdélníkový průřez 300 mm × 700 mm, přičemž průvlaky mají tvar mírného sedla. Při horním líci průvlaků je plošná betonová žebírková konstrukce celkové tloušťky 220 mm s vylehčujícími keramickými tvarovkami Triplex. Dle provedených průzkumů jsou tvořeny rámy betonem třídy B10 (C8/10).

Vestavěný monolitický železobetonový strop byl proveden ve výšce 4,55 m, který je samostatnou konstrukcí vynášenou kónickými kruhovými sloupy průměru 300 mm v patě a 400 mm pod hlavou. Primární nosnou konstrukcí jsou příčné průvlaky průřezu 300 mm x 450 mm se středním polem o rozpětí 6,2 m a oboustrannými konzolami s vyložení 1,65 m až k lícům rámových sloupů (**tyto různě staré konstrukce nejsou nijak spojeny**). Sekundární nosnou konstrukcí je betonový trámový strop s trámy šířky 160 mm a výšky 250 mm se stropní deskou tloušťky 80 mm (osová rozteč trámů je 1,55 m). Daná konstrukce je tvořena betonem třídy B25 (C20/25) a hladkou výztuží s podélným žebírkem (10200).

Při poslední rekonstrukci v polovině 90. let minulého století byla poslední dvě betonová pole vestavovaného stropu včetně dvouramenného schodiště nahrazena novou spřaženou ocelobetonovou stropní konstrukcí. Ta je tvořena z ocelových válcovaných profilů a trapézového plechu s betonovou deskou tloušťky 50 mm nad vlnami plechu. V místě posledního vnitřního příčného rámu byl proveden nový průvlak včetně podpůrných kónických sloupů. Spřažení bylo provedeno kotvami Hilti.

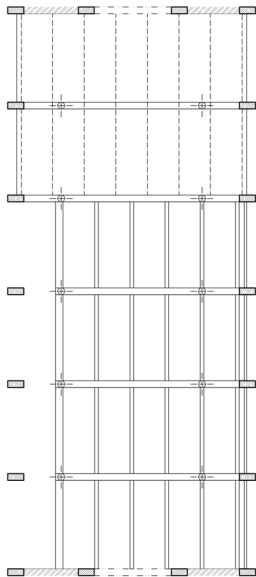
4. Úpravy objektu

V rámci úprav a výstavby nových pavilonů G je požadována i úprava konstrukce pavilonu G4. Daný pavilon bude sloužit jako vstup na Brněnské výstaviště z ulice Hlinky. Předmětem této práce je tedy úprava konstrukce průvlakového stropu z konce 50. let minulého století pro vestavbu dvojice eskalátorů.

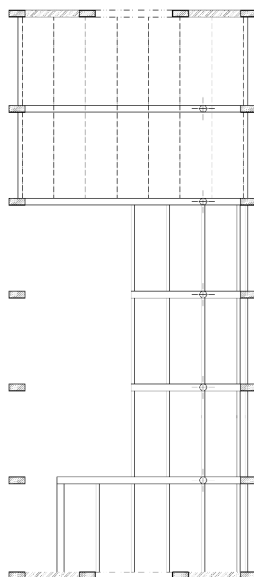
Úprava konstrukce spočívá ve vybourání dvou polí železobetonového stropu ve východní části budovy, zkrácení příčných průvlaků do cca poloviny světlosti haly a odstranění všech východních sloupů podírající vestavěný strop.

Sloupy budou postaveny v nových polohách, jejich kónický tvar však bude zachován. K vynesení zkrácených průvlaků bude sloužit nová železobetonová výměna umístěná v podélném směru objektu.

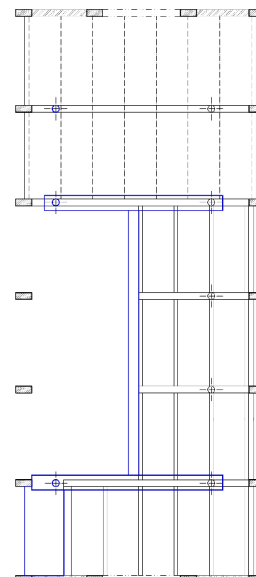
Dále bude provedeno zesílení průvlaků vynášející tuto výměnu a v neposlední řadě bude dobetonována deska v jihovýchodním rohu pavilonu.



Obr. 4.1. Stávající stav bez schodiště



Obr. 4.2. Stav po bourání



Obr. 4.3. Nové konstrukce

5. Předpoklady výpočtů

Rámy z let 1927-1928 z betonu C8/10 nejsou nijak spojeny s konstrukcí vestavovaného stropu z betonu C20/25, tudíž se jich plánované úpravy nijak nedotknou, úpravy budou prováděny pouze na vestavovaném monolitickém stropě. Do výpočtu ani výpočtového modelu nebudou uvažovány.

Dvě severní pole vestavovaného stropu nebudou úpravami výrazně ovlivněny, nebudou tedy ověřovány výpočtem, pouze budou zahrnuty do výpočtového modelu a to pomocí náhradních sil.

V těsné blízkosti pavilonu G4 byla provedena zemní sonda, která dodala potřebné informace o typu a mocnosti jednotlivých zemin. Podloží je tvořeno skalními horninami z arkózových pískovců a křemenných slepenců, které se nacházejí v hloubce 6,9 m. Tento předkvarterní pokryv je překryt proměnlivou vrstvou kvartérních pokryvů. Ty tvoří především svahové (deluviální) hlíny mocnosti 1,8 m, které nasedají na štěrkovité a písčité sedimenty mocnosti 5,1 m, které tvoří terasu řeky Svatky. Štěrkovité sedimenty jsou pak uloženy na již zmíněném skalním podloží. Na základě typů zemin a jejich vlastností předpokládáme, že již výrazná část konsolidace proběhla, proto se nebude do výpočtů uvažovat sednutí a model podloží.

Vzhledem k rozmanité historii objektu bylo nutno zvážit modelování jednotlivých fází konstrukce a jejich ovlivňování se reologickými jevy. Poslední významná úprava proběhla v letech 1955 až 1956, od této doby uběhlo více jak 58 let, ovlivnění reologickými jevy by tedy nebylo příliš významné. Nahrazení monolitického stropu novým spřaženým stropem v roce 1995 se uvažovat také nebude, předpokládá se oddílatování této konstrukce od stávající.

Ovlivnění zesilovaného průvzlaku bude provedeno pomocí náhradní tuhosti průřezu, kdy velikost průřezu zůstane zachována tak, aby se dala dobře vystihnout vlastní tíha průvzlaku. Budou však dopočítány nové charakteristiky takového průřezu.

Do statického výpočtu není uvažováno se starou výztuží zesilovaného průvzlaku, bude pouze tvořit rezervu únosnosti.

Ve stávajících prvcích bude uvažováno rozmístění výztuže dle stavebně-technického průzkumu a výkresové dokumentace.

6. Materiály

BETON:

- stávající konstrukce

BETON C20/25 (dle ČSN EN 206 - 1), B25 (dle ČSN 73 2400)

$$f_{ck}=20 \text{ MPa} \qquad f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=20/1,5=13,33 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}=28 \text{ MPa}$$

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

- nové konstrukce

BETON C30/37 (dle ČSN EN 206 - 1)

$$f_{ck}=30 \text{ MPa} \qquad f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=30/1,5=20 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}=38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}=2,9 \text{ MPa}$$

BETON C35/45 (dle ČSN EN 206 - 1)

$$f_{ck}=35 \text{ MPa} \qquad f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=35/1,5=23,33 \text{ MPa}$$

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

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

OCEL:

- stávající konstrukce

OCEL 10200 (dle ČSN 73 2400)

$$f_{yk}=200 \text{ MPa} \qquad f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=200/1,15=173,9 \text{ MPa}$$

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

- nová konstrukce

OCEL B500B (dle ČSN EN 10080)

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

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

PŘEDPÍNACÍ LANA:

LANA Y 1860 S7 - 15,7 - A

$$f_{pk}=1860 \text{ MPa} \qquad f_{pd}=f_{p0,1k}/\gamma_p=1600/1,15=1391 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k}=1600 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_p=15,7 \text{ mm}$$

$$A_{p,1}=150 \text{ mm}^2$$

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

$$\epsilon_{ud}=0,02=0,9\epsilon_{uk} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_{uk}=0,0222$$

$$\sigma_{p,max}=\min \{0,8 f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}\} = \min \{1488; 1440\} = 1440 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0,max}=\min \{0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}\} = \min \{1395; 1360\} = 1360 \text{ MPa}$$

7. Zatížení

ZS 1: VLASTNÍ TÍHA

stav generován softwarem

ZS 2: PODLAHA

	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
nášlapná vrstva (keramická dlažba tl. 10 mm)	22	0,22
lepící tmel tl.10mm	25	0,25
cementový potěr tl.40mm	25	1,00
		$\Sigma g_{2k}=1,47 \text{ kN/m}^2$

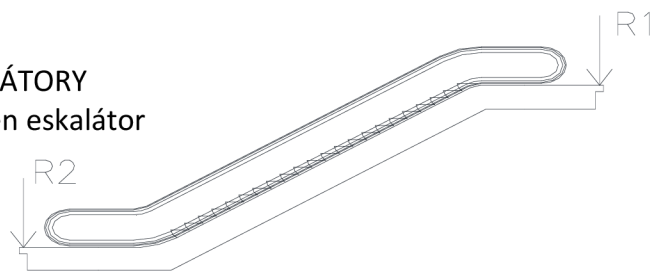
ZS 3: PODHLED

hliníkový rošt + instalace
sádkartonové desky tl.12,5mm

g_k [kN/m²]
0,08
0,12
 $\Sigma g_{3k}=0,20$ kN/m²

ZS 4: ESKALÁTORY

jeden eskalátor



$R_{1k}=61,50$ kN $R_{2k}=55,80$ kN

ZS 5: NÁHRADNÍ SÍLY ZA SEVERNÍ POLE

beton (c20/25) $a=0,082$ m²
trapezový plech (0,090 kN/m²)
podlaha + podhled
IPE 140 dl. 3800 mm $g=14,4$ kg/m
ZATÍŽENÍ NA JEDEN NOSNÍK:

$g_k=0,082*1,9*25=3,90$ kN/m
 $g_k=0,090*1,9=0,17$ kN/m
 $g_k=(g_{2k}+g_{3k})*1,9=(1,47+0,20)*1,9=3,17$ kN/m
 $g_{5k}=G*1,9=27,36$ kN

nosníky po 1,39 m $\Rightarrow F_{ik}=(3,9+0,17+3,17)*1,39+27,36=37,42$ kN

SÍLA PŮSOBÍ NA EXCENTRICITĚ 150 mm

$M_{ik}=F_{ik}*0,15=5,61$ kNm

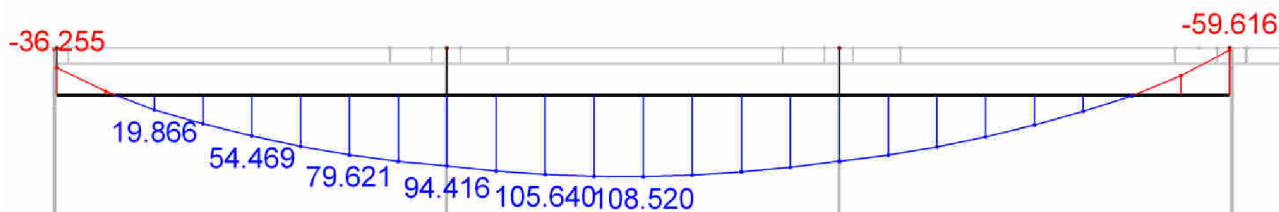
ZS 6: PŘEDPĚTÍ

Kombinace zatížení viz příloha 04. Statický výpočet.

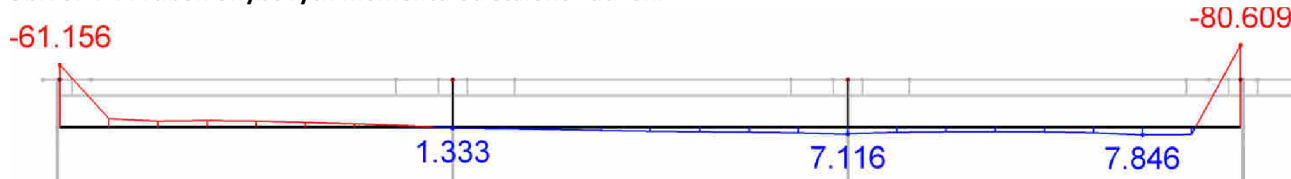
8. Návrh předpětí

8.1. Předpětí výměny

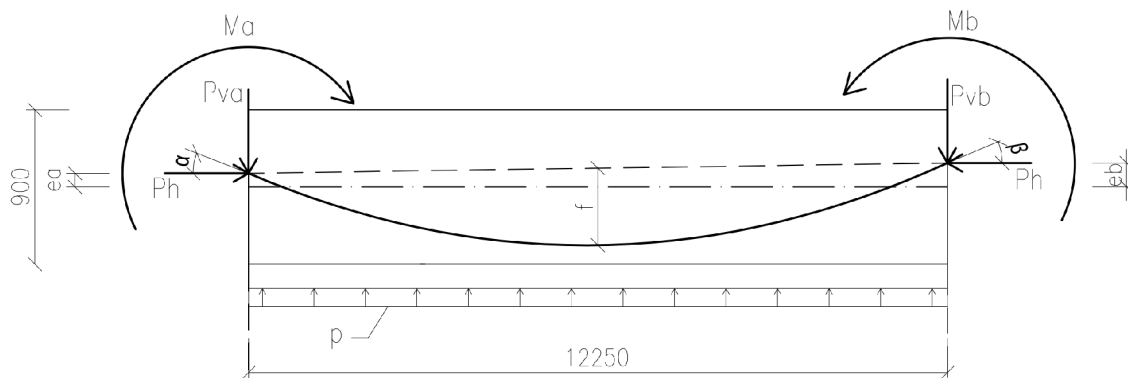
Na základě průběhu ohybových momentů od stálého zatížení, který má tvar paraboly 2°, bylo navrženo trasování předpjatých lan. Vzhledem k prostorové tuhosti konstrukce a její neurčitosti nedošlo k požadovanému vyrovnání pomocí dvou lan. Proto bylo přidáno ještě jedno předpjaté lano a upraveno trasování. Těmito úpravami se podařilo ohybové momenty vyrovnat na 95% na většině délky nosníku. Pouze v okrajích nedošlo k úplnému vyrovnání, kde lokálně vznikly záporné momenty.



Obr. 8.1.1. Průběh ohybových momentů od stálého zatížení



Obr. 8.1.2. Průběh ohybových momentů po vyrovnání



Obr. 8.1.3. Trasování lan a ekvivalentní zatížení

výměna 450mm x 900mm

$e_a=80$ mm

$e_b=140$ mm

$f=450$ mm

$L=12250$ mm

$\alpha=8,634^\circ$

$\beta=8,084^\circ$

$P_h=592,20$ kN

$P_{va}=89,92$ kN

$P_{vb}=84,12$ kN

$M_a=47,376$ kNm

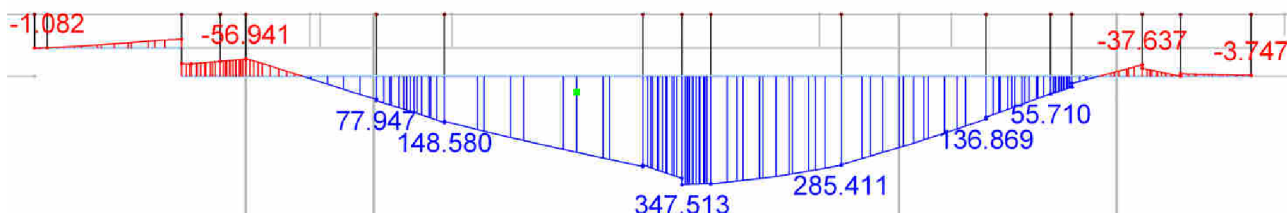
$M_b=82,908$ kNm

$p=14,207$ kN/m

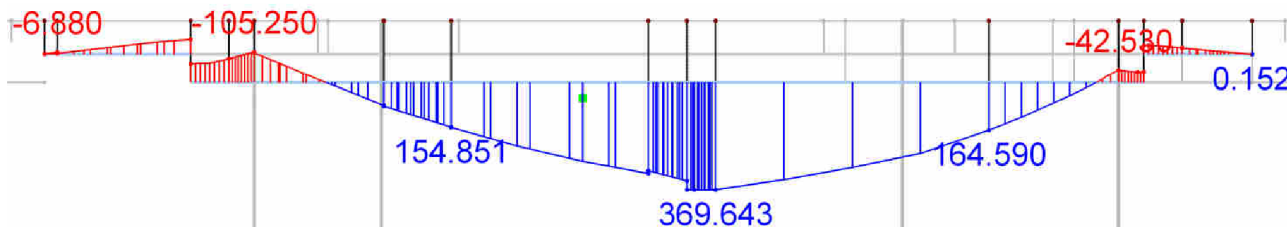
8.2. Předpětí průvlaků

U průvlaků byl návrh předpětí složitější, průběh ohybových momentů od stálého zatížení se nedal jednoduše vystihnout a dobře vyrovnat. Vyrovnání se podařilo pouze lany, která však nesplňovala požadavky na prostorové uspořádání dané výrobcem. Následkem toho byla zvolena metoda zkoušení různých poloh lan tak, aby se ohybové momenty co nejvíce vyrovnaly a zároveň splňovaly veškeré požadavky na prostorové uspořádání.

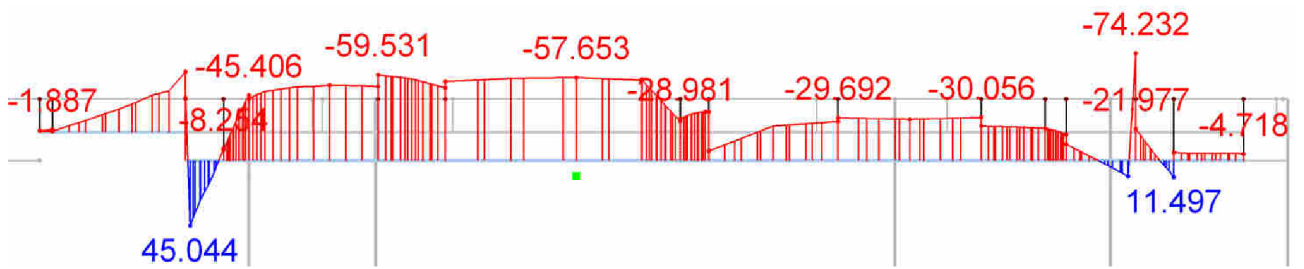
Vzhledem k obdobným průběhům vnitřních sil na obou vyztužovaných průvlacích bylo zvoleno stejné trasování a výškové uspořádání kabelů. Odlišné je pouze uspořádání kabelů v průřezu viz obr. 8.2.7.



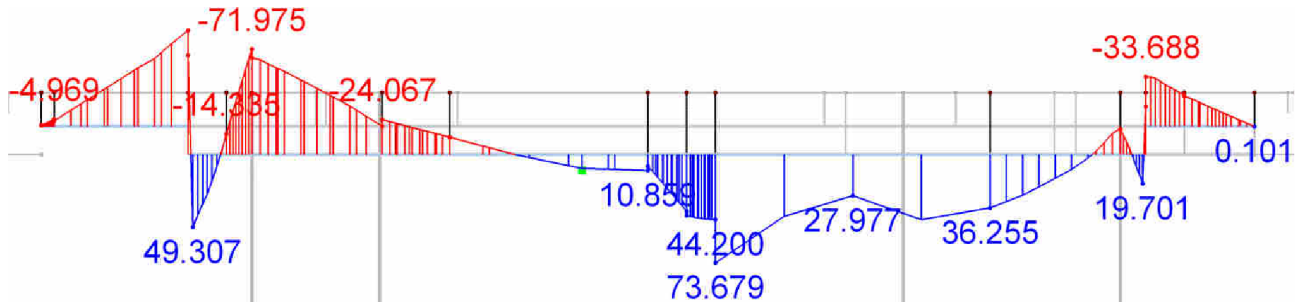
Obr. 8.2.1. Průběh ohybových momentů od stálého zatížení na jižním průvlaku



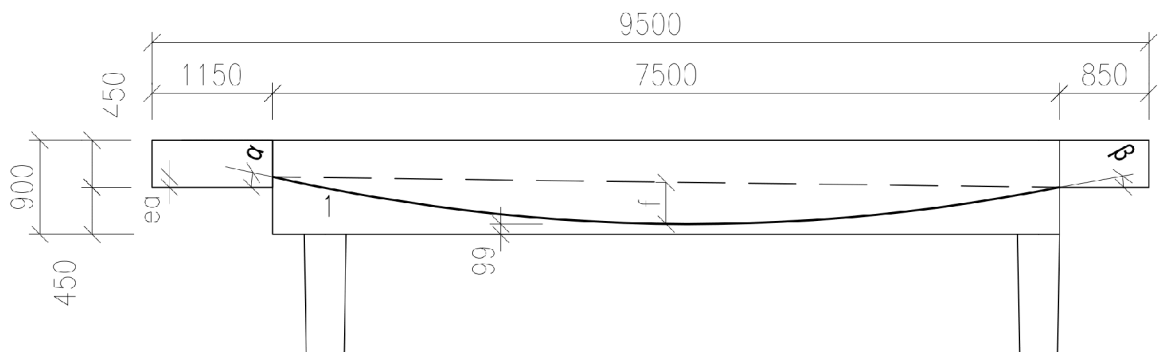
Obr. 8.2.2. Průběh ohybových momentů od stálého zatížení na severním průvlaku



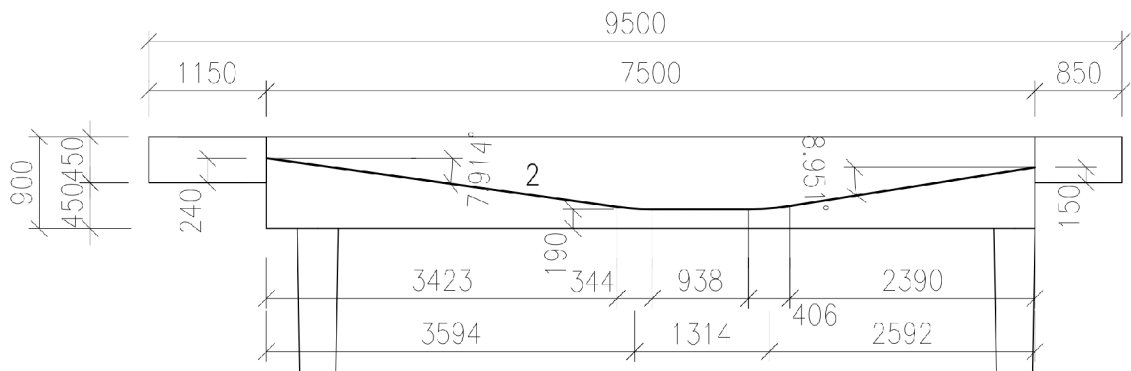
Obr. 8.2.3. Průběh ohybových momentů po vyrovnání na jižním průvlaku



Obr. 8.2.4. Průběh ohybových momentů po vyrovnání na severním průvlaku



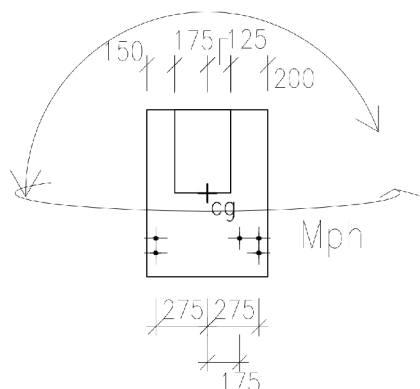
Obr. 8.2.5. Trasování lan 1. skupiny (parabolické) - 2 lana



Obr. 8.2.6. Trasování lan 2. skupiny (polygonální) - 3 lana

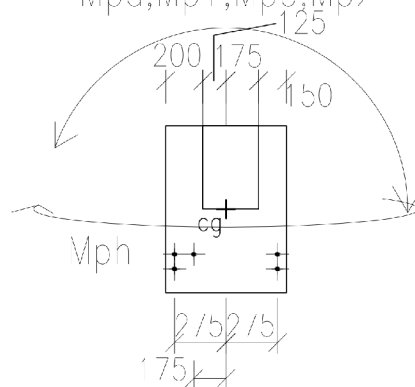
SEVERNÍ PRŮVLAK

$M_{oc}, M_{p1}, M_{pb}, M_{p2}$

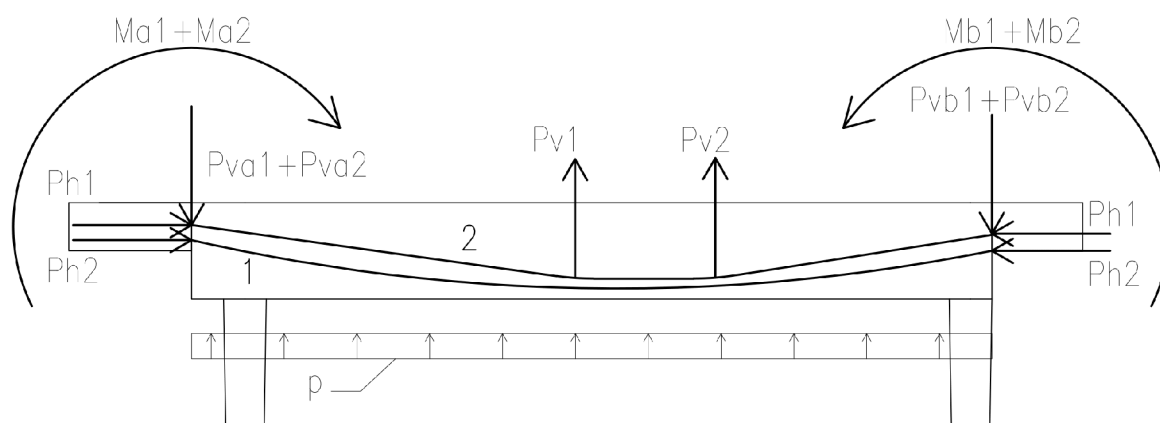


JIŽNÍ PRŮVLAK

$M_{pa}, M_{p1}, M_{pb}, M_{p2}$



Obr. 8.2.7. Uspořádání lan v příčném směru + ekvivalent způsobený nesymetrií uspořádání



Obr. 8.2.8. Ekvivalentní zatížení

průvlaky 650mm x 900mm

$e_a=100$ mm

$e_b=0$ mm

$f=400$ mm

$L=7500$ mm

$\alpha=11,310^\circ$

$\beta=12,771^\circ$

$P_{h1}=360,6$ kN

$P_{va1}=78,12$ kN

$P_{vb1}=88,54$ kN

$M_{a1}=39,06$ kNm

$M_{b1}=0,00$ kNm

$p=22,221$ kN/m

$P_{h2}=585,9$ kN

$P_{va2}=P_{v1}=80,93$ kN

$P_{vb2}=P_{v2}=91,53$ kN

$M_{a2}=140,616$ kNm

$M_{b2}=87,885$ kNm

$M_{ph}=33,79$ kNm

$M_{pa}=M_{p1}=4,667$ kNm

$M_{pb}=M_{p2}=5,278$ kNm

9. Posouzení předepnutých prvků

Po výpočtu krátkodobých a dlouhodobých ztrát přišlo na řadu posouzení samotné výměny a obou průvlaků. U všech třech prvků bylo uvažováno s následujícími vnitřními silami: M_y (vyrovnávaný moment), M_z , V_y , V_z , M_t a N . Vzhledem k prostorovému působení konstrukce a

nezanedbatelnému namáhání měkkých os prvků byly prvky posuzovány na kombinaci ohybových momentů M_y a M_z a na kombinaci smykových sil V_y , V_z s krouticím momentem M_t .

U prvků byl posouzen také mezní stav použitelnosti (omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybu), vzhledem k dobrému vyrovnání zatížení nedošlo k potrhání prvků a velikosti průhybů jsou takřka zanedbatelné.

Jak u průvlaků, tak především u výměny, kde se kotví předpětí do stávajícího betonu, byly posouzeny kotevní oblasti a navržena vhodná výztuž na zachycení lokálních tahů vznikajících pod kotvami.

U průvlaků byla navíc posouzena soudržnost starého a nového betonu, který byl před betonáží otryskán vysokotlakým proudem vody pro zjištění vyšší soudržnosti.

Vyztužení prvků viz schematické obrázky a viz příloha 05. Výkresová dokumentace.

9.1. Výztuž výměny

horní povrch:

6 ks $\varnothing 14$ mm
 $A_s=9,24e-4$ m²

dolní povrch:

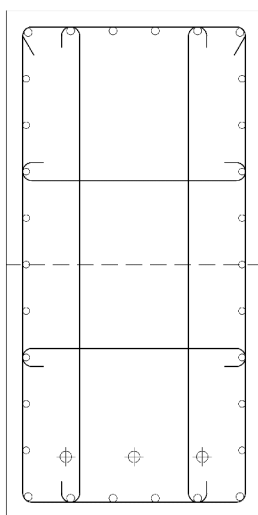
6 ks $\varnothing 14$ mm
 $A_s=9,24e-4$ m²

levý povrch:

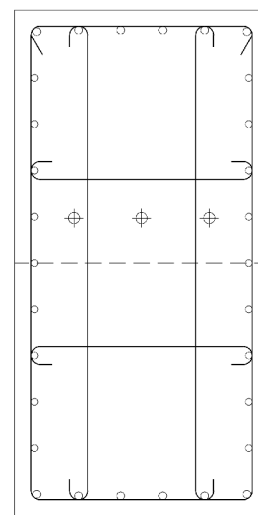
9 ks $\varnothing 12$ mm
 $A_s=1,02e-3$ m²

pravý povrch:

9 ks $\varnothing 12$ mm
 $A_s=1,02e-3$ m²



Obr. 9.1.1. Výztuž v poli



Obr. 9.1.2. Výztuž nad podporou

Výztuž v poli i nad podporou je shodná.

Třmínky po 230 mm v krajních částech nosníku a po 300 mm (konstrukčně) uprostřed nosníku.

Třmínky $\varnothing 8$ mm tvořeny jednou větví na kroucení, dvěma C sponami ve svislém směru a dvěma C sponami ve vodorovném směru.

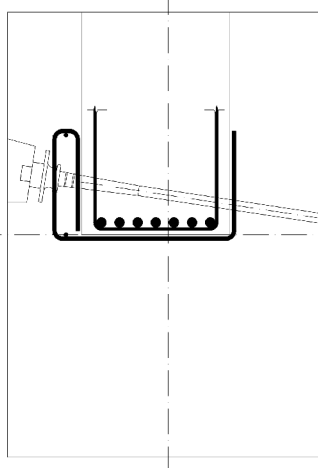
Výztuž v kotevní oblasti výměny je tvořena ohýbanými pruty $\varnothing 8$ mm (6 ks), které jsou uspořádány okolo kotev, a dvěma podélnými pruty $\varnothing 8$ mm.

6 ks $\varnothing 8$ dl.1000 mm

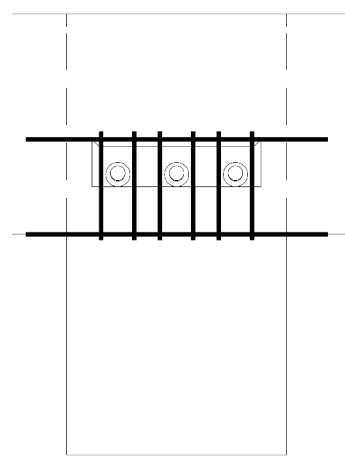


2 ks $\varnothing 8$ dl.620 mm

Obr. 9.1.3. Výztuž kotevní oblasti



Obr. 9.1.4. Řez kotevní oblastí



Obr. 9.1.5. Pohled na kotevní oblast

9.2. Výztuž průvleků

horní povrch:

5 ks $\varnothing 18$ mm

$A_s=1,272e-3$ m²

dolní povrch:

7 ks $\varnothing 18$ mm

$A_s=1,781e-3$ m²

levý povrch:

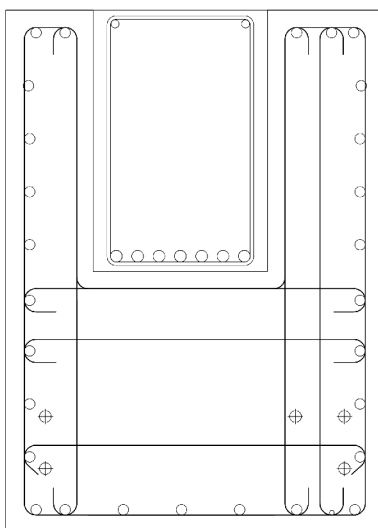
8 ks $\varnothing 18$ mm

$A_s=2,036e-3$ m²

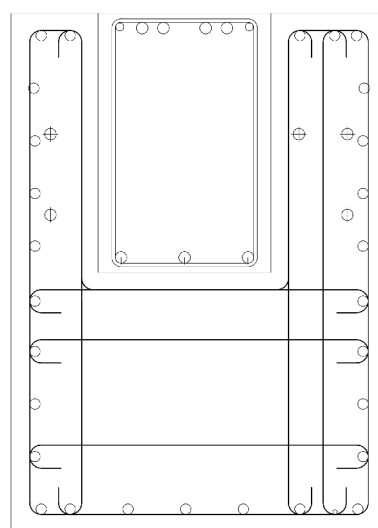
pravý povrch:

8 ks $\varnothing 18$ mm

$A_s=2,036e-3$ m²



Obr. 9.2.1. Výztuž v poli



Obr. 9.2.2. Výztuž nad podporou

Výztuž v poli i nad podporou je shodná.

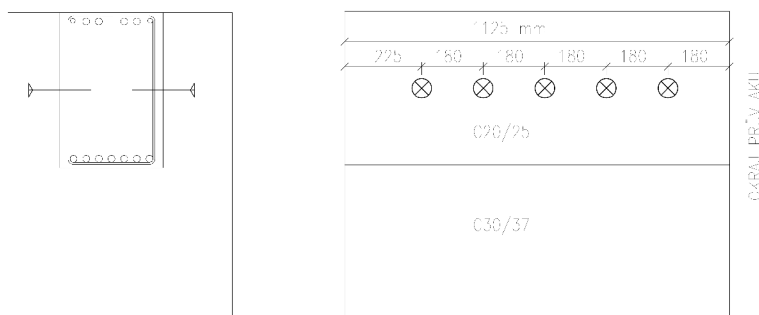
Třmínky po 95 mm po celé délce nosníku.

Třmínky $\varnothing 8$ mm tvořeny jednou větví na kroucení, která obíhá celý obvod nového průřezu, třemi C sponami ve svislém směru a třemi C sponami ve vodorovném směru.

Dále je navrženo ukotvení nové části průvleku ke staré pomocí spřahovacích trnů v krajní části průvleku, tedy ve vzdálenosti 1,125 m od kraje. V této oblasti vznikají nadměrné síly od smršťování betonu. Ve zbylé části nosníků nebylo třeba navrhovat spřahovací trny, podélné a příčné smykové namáhání přeneše otryskaná spára kohezí.

Spřahovací trny: Hilti HCC-B

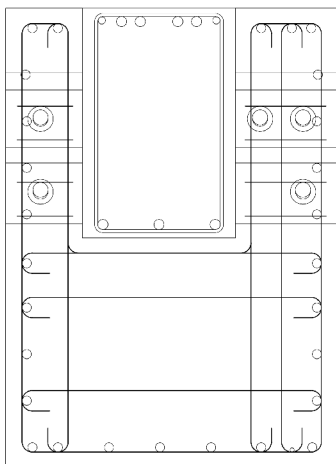
Kotvení: Lepící malta Hilti HIT-RE 500



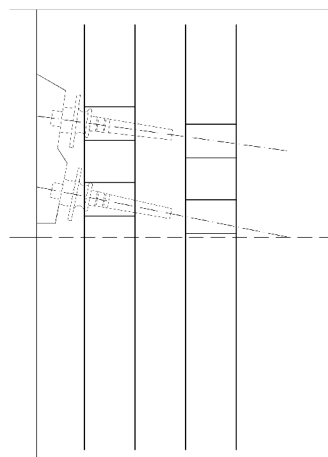
Obr. 9.2.3. Rozmístění spřahovacích trnů

Výztuž v kotevní oblasti výměny je tvořena stejnými třmínky jako celý průvlek, tato čtveřice třmínků je navržena po 100 mm. Ve výsledku tedy dojde k zahuštění v kotevní oblasti a třmínky budou kladeny po 47 mm.

Kromě již zmíněné sestavy třmínku jsou navrženy malé třmínky (sponky), které obepínají tyto sestavy v podélném směru v oblasti nad a pod lanem.



Obr. 9.2.4. Pohled na kotevní oblast



Obr. 9.2.5. Řez kotevní oblastí

10. Posouzení nových železobetonových prvků

10.1. Prodlužovaná část průvlaku

V roce 1995 došlo ke zkrácení jižního průvlaku v jeho východní části tak, aby se do tohoto prostoru dalo umístit jednoramenné schodiště. Nyní je navrženo prodloužení na jeho původní délku.

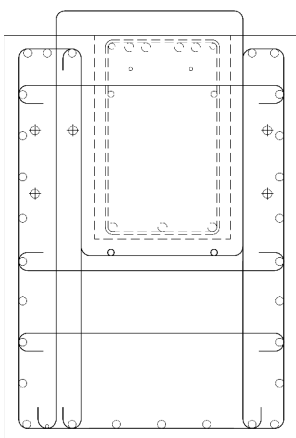
U této části průvlaku byly zvoleny stejné rozměry jako v přilehlé zesilované části (650mm x 900mm).

Byl zde proveden návrh výztuže na prostorový ohyb a kombinaci kroucení a smykových sil. Výsledné plochy výztuží byly menší než v zesilované části, a proto s ohledem na stykování výztuží a pracnost armování bylo využito zatažení výztuže ze zesilovaného průvlaku až do jeho prodlužované části.

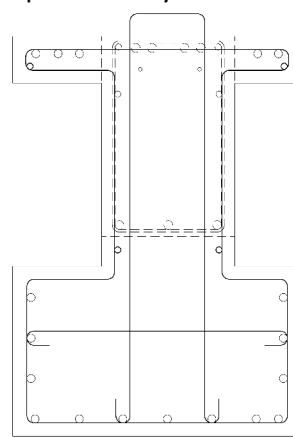
V prodlužované části se nevyskytuje výztuž stávajícího průvlaku, tudíž je v porovnání se zesilovanou částí toto místo hluché a není splněno kritérium pro maximální vzdálenost výztuže na kroucení. Z toho důvodu bylo nutno navrhnout konstrukční výztuž, která by následující podmínku splnila. Tu tvoří pruty $\varnothing 8\text{mm}$ a 14mm vlepené do stávajícího průvlaku pomocí lepící malty Hilty HIT-HY 150.

Prodlužovaná část je také využita pro kotevní sklípky, kde jsou umístěny kotvy. Nosník byl proto rozdělen na dvě oblasti - před kotvou a za kotvou. Oblast před kotvou nebylo nutné posuzovat, bylo využito třmínků kotevní oblasti a třmínků zesilované části průvlaku. Oblast za kotvou byla samostatně posouzena. Kromě standardních posudků bylo provedeno posouzení usmýknutí části průvlaku v oblasti nad kotevním sklípkem.

Všechny navržené výztuže musely ještě projít úpravou tak, aby došlo k dobrému propojení s nově betonovanou deskou, kterou bude prodlužovaná část průvlaku vynášet.



Obr. 10.1.1. Výztuž v oblasti před kotvou



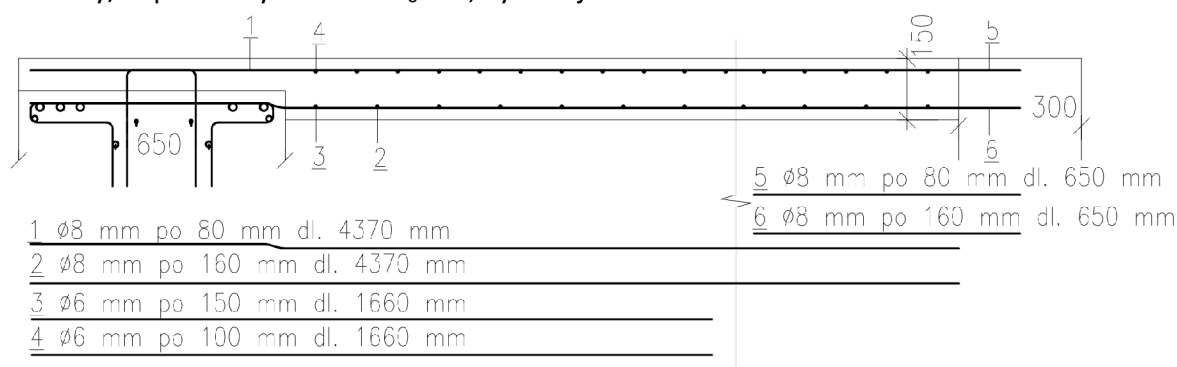
Obr. 10.1.2. Výztuž v oblasti za kotvou

10.2. Deska

Tak jako prodlužovaná část průvlaku bude i deska v jihovýchodní části pavilonu znovu budována. Na rozdíl od původní desky v tomto místě, která tvořila součást trémového stropu mezi průvlakly, je nová deska uvažována podepřená na svých kratších stranách. Podpory tvoří již zmíněný prodlužovaný průvlak a krajní štítový průvlak, do kterého bude deska zakotvena pomocí lepené výztuže. Při změně statického schématu desky nebylo možné dostat se na původní výšku desky 80 mm, proto byla volena nová výška 150 mm. Tato výška již zaručuje plnou únosnost a splnění podmínek maximálního průhybu.

Pomocí manuálu Hilti bylo navrženo zakotvení lepené výztuže ve stávajícím průvlaku. Posouvající síly je deska schopná přenést bez smykové výztuže. Kromě ohybových momentů M_y a síly V_z jsou ostatní síly pro výpočet zanedbatelné.

V mezních stavech použitelnosti deska ve všech návrhových situacích - beton potrháný/nepotrháný v časech t_0 i t_∞ , vyhovuje.



Obr. 10.2.1. Výztuž desky

10.3. Nové sloupy

Kvůli nedostatku prostoru v prostoru výstupu z eskalátorů byly stávající sloupy zbourány. Nové sloupy jsou navrženy v nových polohách tak, aby nebránily bezproblémovému užití eskalátorů. Kónický tvar i rozměry prvků byly kvůli architektonické symetrii se stávajícími sloupy zachovány.

Stejně tak zůstaly stejné rozměry nových výztužných prutů, tzn. 8 ks $\varnothing 14$ mm a příčná výztuž $\varnothing 6$ mm po 200 mm se zahuštěním na 120 mm v patě a ve vrcholu sloupu. Oproti původnímu řešení byla zvolena výztuž B500B s větším krytím a beton C35/45. Tento beton je kvůli nedostatku prostoru pro vibrátor proveden jako samozhutnitelný. V bednění jsou umístěny proto dva otvory, jeden plnicí a druhý odzdušňovací.

Při výpočtech sloupů byl uvažován jak vliv imperfekce, tak vliv II. řádu počítaný metodou založenou na jmenovité tuhosti.

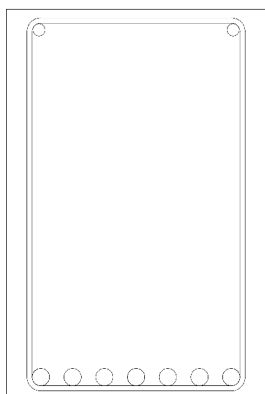
11. Posouzení stávajících prvků

U stávajících prvků ověřován mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti, z důvodu omezení rozsahu práce byl v mezních stavech použitelnosti ověřen jen stav mezního napětí, nikoliv však omezení trhlin a průhybu.

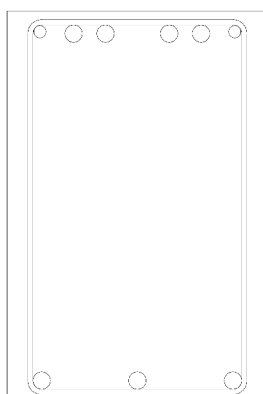
11.1. Průvlakly

Zkrácené průvlakly, které byly nesené dvojicí sloupů, jsou nyní vynášeny pomocí stávajícího sloupu a předepnuté výměny. Na těchto průvlakcích o rozměrech 300 mm x 450 mm jsou významné síly M_y , M_t , V_y , V_z a N . Naopak moment M_z je pro výpočet zanedbatelný. Nosník je po délce různě

vyztužen. Výztuž tvoří 7 prutů $\varnothing 20$ mm a 2 pruty $\varnothing 14$ mm. Na 3 kusech $\varnothing 20$ mm jsou vytvořeny ohyby a tak vyvedeny ze spodního líce k líci hornímu, místo ohybu však není známo. Smykovou výztuž tvoří třmínek $\varnothing 6$ mm po 120 mm.



Obr. 11.1.1. Výztuž v poli



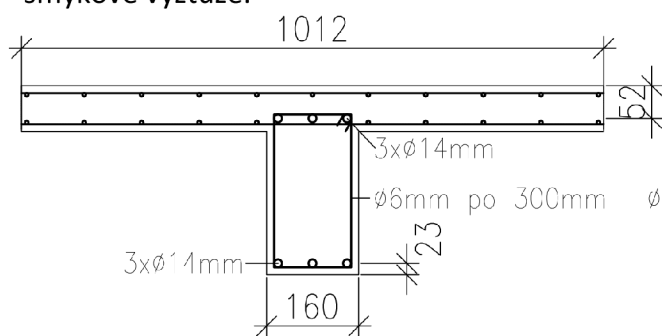
Obr. 11.1.2. Výztuž nad podporou

Při posouzení prvků bylo zjištěno, že stávající smyková výztuž je nevyhovující, a to jak na podmínku únosnosti, tak na podmínku minimálního smykového vyztužení průřezu. Dle odhadu by výztuž dle starších norem vyhověla, nyní by se ale muselo provést smykové zesílení průvlaků, které však v rámci rozsahu práce není navrženo.

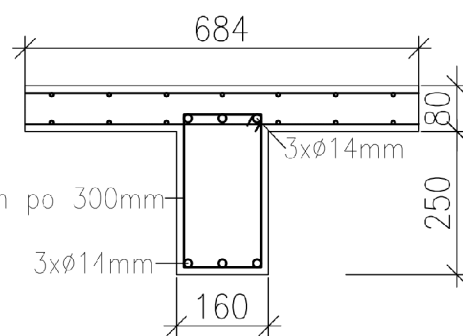
11.2. Trámy

Na rozdíl od průvlaků jsou trámy namáhány silami M_y , V_z a N . Ostatní síly byly pro výpočet zanedbatelné. Výztuž viz obr. 11.2.1. a 11.2.2.

Nosníky trémového stropu vyhovují na působící ohybové momenty, smykové síly však třmínky $\varnothing 6$ mm po 300 mm nejsou schopny přenést. Nevyhovující je také podmínka minimální smykové výztuže.



Obr. 11.2.1. Trám v poli

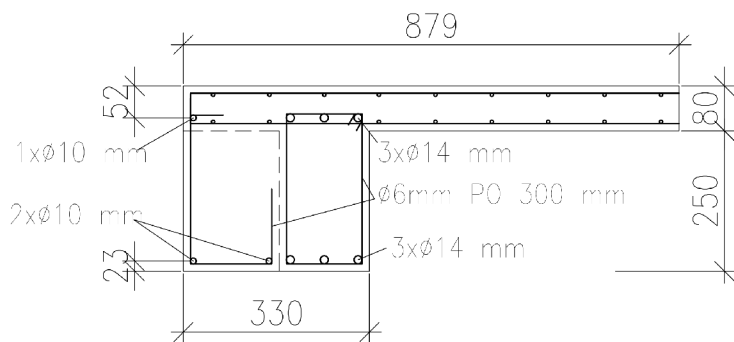


Obr. 11.2.2. Trám nad podporou

11.3. Krajní trám

V konstrukci se nachází trám, který byl v letech 1995 zesilován. Po bourání zůstala jen část takto zesilovaného prvku. I tu však bylo třeba posoudit.

Tak jako ostatní stávající prvky krajní trám nevyhověl podmínce minimálního smykového vyztužení, posouvající síly však byl schopen přenést pomocí smykové únosnosti betonu. Třmínky zde byly voleny zřejmě jen z konstrukčních důvodů, i přesto by nevyhovující podmínka minimálního smykového vyztužení vedla k návrhu zesílení.

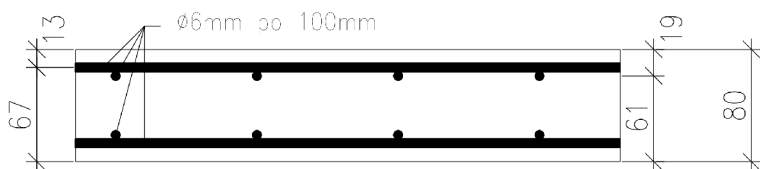


Obr. 11.3.1. Krajní trám

11.4. Deska

Stávající deska o výšce 80 mm je vynášena trámy rovnoběžnými s podélným směrem pavilonu. Výztuž desky nebyla ve stavebně-technickém průřezu definována. Její průměr a ostatní parametry byly nalezeny ve výkresové dokumentaci z roku 1995 poskytnuté vedoucím práce. Je tvořena pruty $\text{Ø}6\text{mm}$ po 100 mm, které jsou vedeny u dolního i horního povrchu v obou směrech. Krytí výztuže desky je 10 mm.

Takto vyztužená deska vyhovuje meznímu stavu únosnosti i omezení napětí ve stavu použitelnosti.



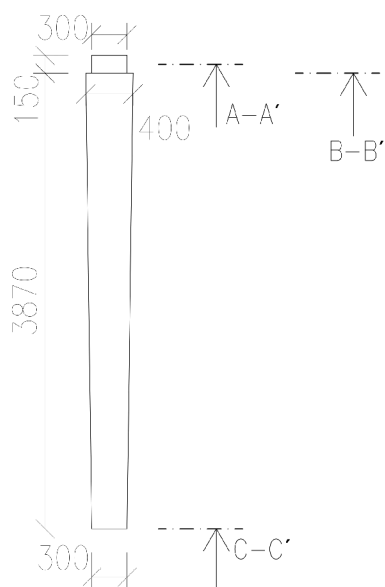
Obr. 11.4.1. Výztuž desky

11.5. Sloupy

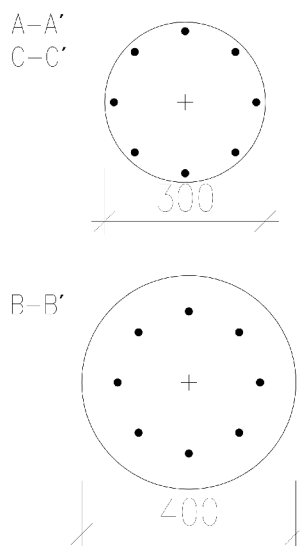
I u stávajících sloupů bylo uvažováno s vlivem imperfekce a vlivem II. řádu vypočteným metodou jmenovitých tuhostí.

Při výpočtu byl přijat zjednodušující předpoklad, že na sloup působí s maximálním momentem minimální síla a naopak. I přes toto zjednodušení stávající sloupy vyhověly.

Příčnou výztuž sloupů nebylo třeba ověřovat, byla již zesilována při úpravách v roce 1995.



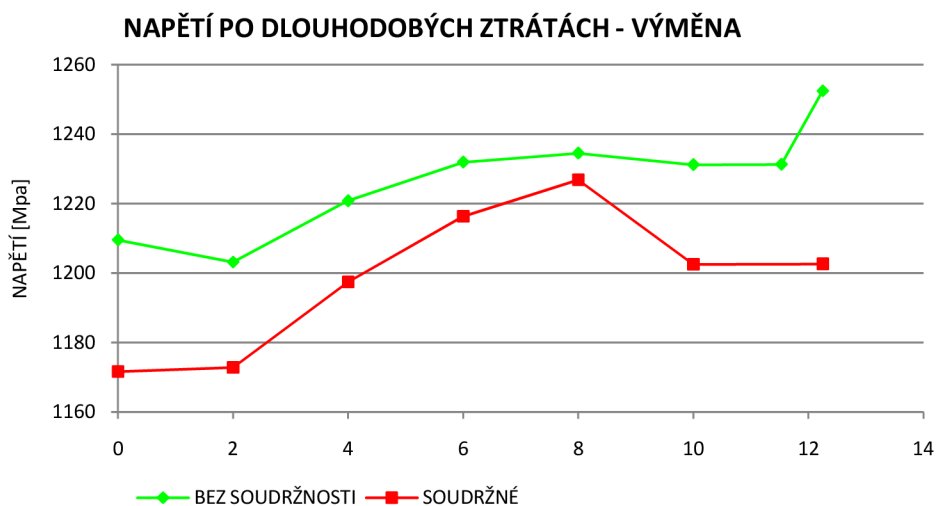
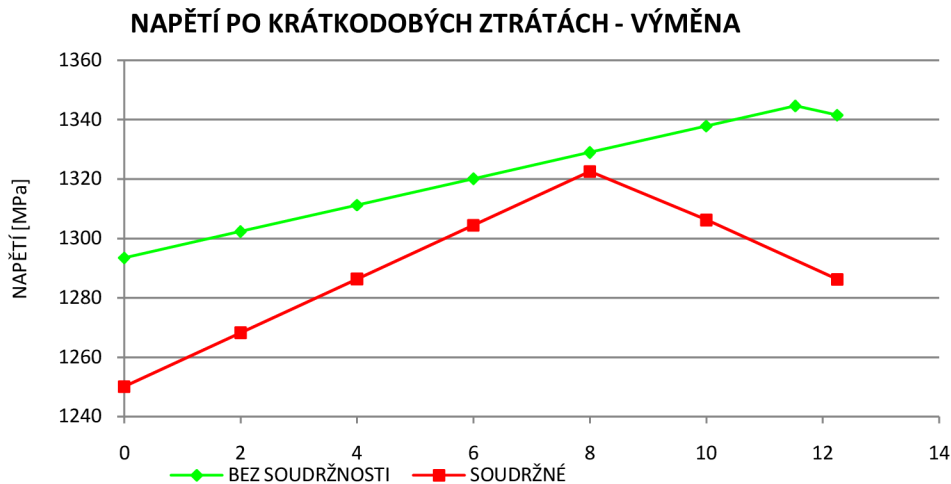
Obr. 11.5.1. Pohled na sloup



Obr. 11.5.2. Řezy sloupem

12. Srovnání předpětí se soudržností a bez soudržnosti

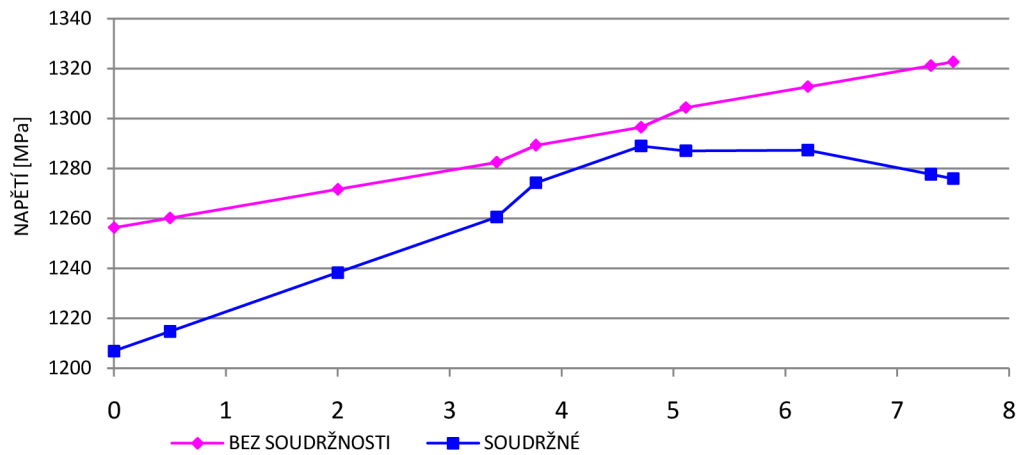
Pro předpjaté prvky (průvlaky a výměna) bylo zvoleno alternativní řešení s použitím lan se soudržností. Na takto předepnutých prvcích byl proveden nový výpočet ztrát, mezních stavů únosnosti a použitelnosti.



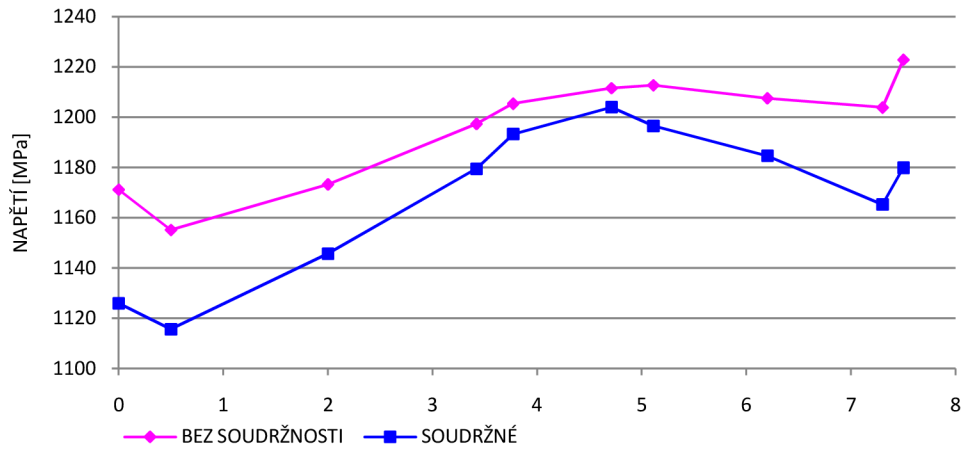
Průběh napětí a ztrát na výměně

x	NESOUDRŽNÉ		SOUDRŽNÉ		NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ
	σ _{pm0}	σ _{pm0}	σ _{pm∞}	σ _{pm∞}	krátkodobé	krátkodobé	dlouhodobé	dlouhodobé	celkové	celkové
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	ztráty	ztráty	ztráty	ztráty	ztráty	ztráty
0,000	1293,411	1250,118	1209,52	1171,66	7,61	10,71	6,49	6,28	13,61	16,31
2,000	1302,313	1268,251	1203,16	1172,82	6,98	9,41	7,61	7,52	14,06	16,23
4,000	1311,210	1286,368	1220,79	1197,45	6,34	8,12	6,90	6,91	12,80	14,47
6,000	1320,100	1304,471	1231,92	1216,34	5,71	6,82	6,68	6,76	12,01	13,12
8,000	1328,983	1322,532	1234,49	1226,81	5,07	5,53	7,11	7,24	11,82	12,37
10,000	1337,862	1306,211	1231,18	1202,51	4,44	6,70	7,97	7,94	12,06	14,11
11,530	1344,667	-	1231,27	-	3,95	-	8,43	-	12,05	-
12,250	1341,558	1286,247	1252,41	1202,64	4,17	8,13	6,65	6,50	10,54	14,10

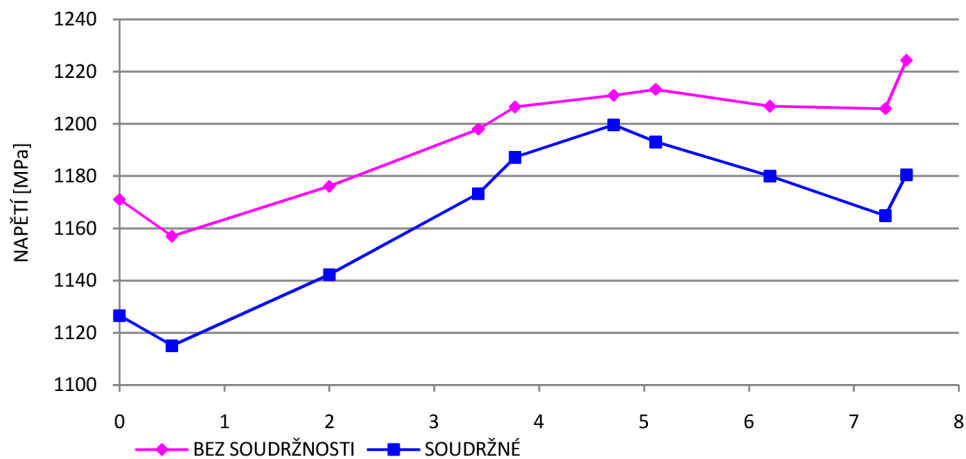
NAPĚTÍ PO KRÁTKODOBÝCH ZTRÁTÁCH - PRŮVLAK SEVERNÍ = JIŽNÍ



NAPĚTÍ PO DLOUHODOBÝCH ZTRÁTÁCH - SEVERNÍ



NAPĚTÍ PO DLOUHODOBÝCH ZTRÁTÁCH - JIŽNÍ



Průběh napětí a ztrát na průvlacích

SEVERNÍ PRŮVLAK

x	NESOUDRŽNÉ		SOUDRŽNÉ		NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ
	σ_{pm0}	σ_{pm0}	$\sigma_{pm\infty}$	$\sigma_{pm\infty}$	krátkodobé ztráty	krátkodobé ztráty	dlouhodobé ztráty	dlouhodobé ztráty	celkové ztráty	celkové ztráty
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%	%	%	%	%	%
0,000	1256,312	1206,842	1171,14	1125,90	10,26	13,80	6,78	6,71	16,35	19,58
0,500	1260,145	1214,698	1155,09	1115,61	9,99	13,24	8,34	8,16	17,49	20,31
2,000	1271,647	1238,256	1173,24	1145,65	9,17	11,55	7,74	7,48	16,20	18,17
3,420	1282,522	1260,526	1197,32	1179,41	8,39	9,96	6,64	6,43	14,48	15,76
3,770	1289,300	1274,234	1205,37	1193,30	7,91	8,98	6,51	6,35	13,90	14,76
4,710	1296,509	1288,991	1211,54	1203,94	7,39	7,93	6,55	6,60	13,46	14,00
5,110	1304,419	1287,055	1212,71	1196,49	6,83	8,07	7,03	7,04	13,38	14,54
6,200	1312,774	1287,337	1207,49	1184,63	6,23	8,05	8,02	7,98	13,75	15,38
7,300	1321,195	1277,671	1203,84	1165,23	5,63	8,74	8,88	8,80	14,01	16,77
7,500	1322,726	1275,913	1222,87	1179,85	5,52	8,86	7,55	7,53	12,65	15,73

JIŽNÍ PRŮVLAK

x	NESOUDRŽNÉ		SOUDRŽNÉ		NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ	NESOUDRŽNÉ	SOUDRŽNÉ
	σ_{pm0}	σ_{pm0}	$\sigma_{pm\infty}$	$\sigma_{pm\infty}$	krátkodobé ztráty	krátkodobé ztráty	dlouhodobé ztráty	dlouhodobé ztráty	celkové ztráty	celkové ztráty
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%	%	%	%	%	%
0,000	1256,312	1206,842	1171,10	1126,58	10,26	13,80	6,78	6,65	16,35	19,53
0,500	1260,145	1214,698	1157,03	1115,09	9,99	13,24	8,18	8,20	17,35	20,35
2,000	1271,647	1238,256	1176,13	1142,27	9,17	11,55	7,51	7,75	15,99	18,41
3,420	1282,522	1260,526	1198,01	1173,32	8,39	9,96	6,59	6,92	14,43	16,19
3,770	1289,300	1274,234	1206,49	1187,24	7,91	8,98	6,42	6,83	13,82	15,20
4,710	1296,509	1288,991	1210,95	1199,66	7,39	7,93	6,60	6,93	13,50	14,31
5,110	1304,419	1287,055	1213,21	1193,11	6,83	8,07	6,99	7,30	13,34	14,78
6,200	1312,774	1287,337	1206,75	1180,07	6,23	8,05	8,08	8,33	13,80	15,71
7,300	1321,195	1277,671	1205,87	1164,91	5,63	8,74	8,73	8,83	13,87	16,79
7,500	1322,726	1275,913	1224,32	1180,59	5,52	8,86	7,44	7,47	12,55	15,67

Dle přiložených tabulek a grafů je vidět, že předpětí lany se soudržností vykazuje větší krátkodobé ztráty. Dlouhodobé ztráty jsou u obou variant srovnatelné. Primární krátkodobou ztrátou je ztráta třením, která je u nesoudržných lan redukována mazivem v kabelové chrániče.

U obou variant je také rozdíl ve ztrátě pokluzem, kdy u soudržných kabelů ztráta vymizí na kratší vzdálenosti než u lan bez soudržnosti, je ale na této délce o to znatelnější.

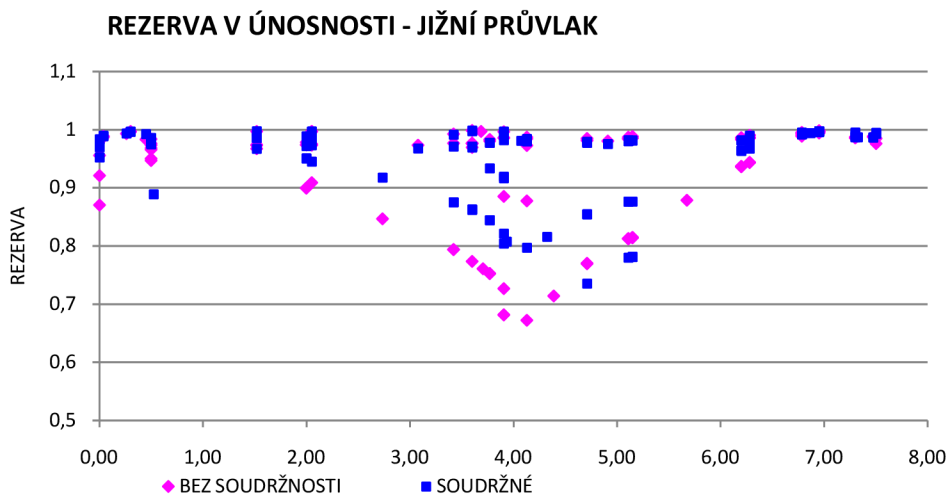
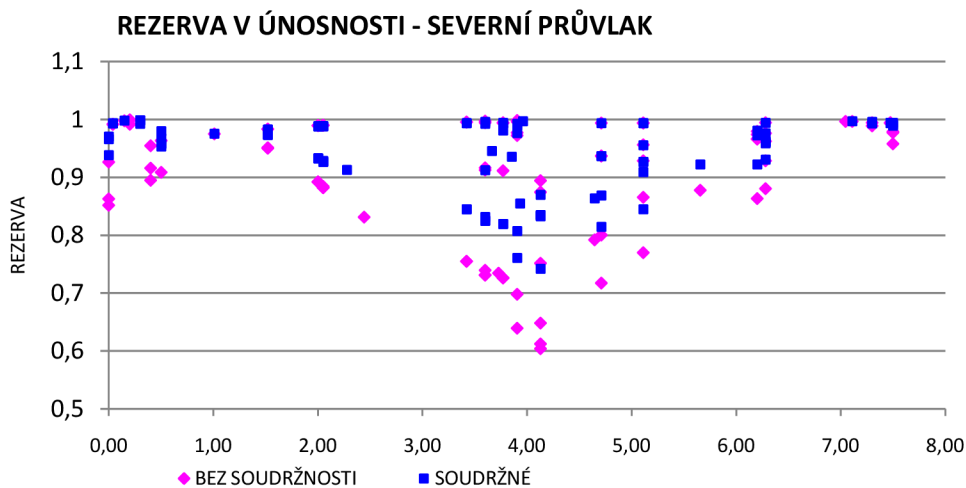
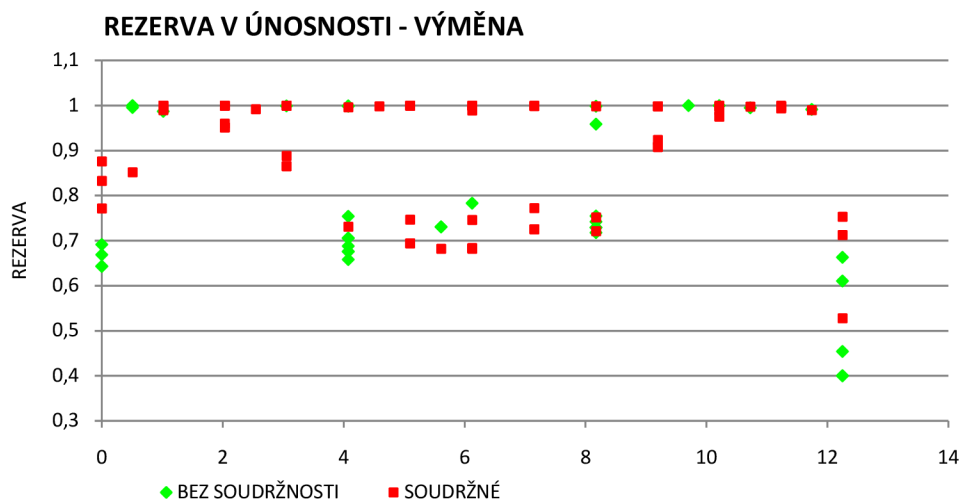
Po výpočtech ztrát přišel na řadu výpočet mezních stavů únosnosti a použitelnosti. U výpočtu napětí bylo zjištěno, že prvky předepnuté soudržnými lany vykazují o něco větší tahová i tlaková napětí. Tento fakt byl přisouzen skutečnosti, že na soudržných lanech jsou větší ztráty, tudíž dojde ke změně ekvivalentního zatížení a tato změna nechá více vyniknout ohybové momenty při stanovení napětí na průřezu.

Trhliny nevznikají ani na jednom z prvků a průhyby jsou takřka totožné.

V mezním stavu únosnosti byly posuzovány prvky na prostorový ohyb a kombinaci posouvajících sil s kroutícím momentem. Při posudku smyku a kroucení nebyly zaznamenány velké odlišnosti v jednotlivých variantách. U výměny zůstala smyková výztuž stejná, u průvlaku došlo k jejímu zanedbatelnému zředění z 95 mm na 100 mm.

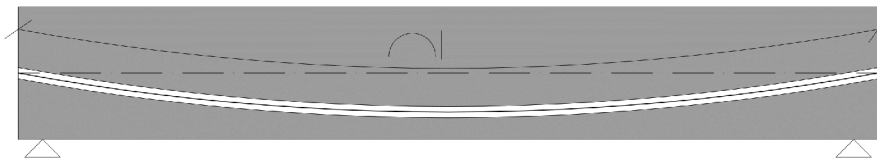
V posouzení na ohyb je již podstatný rozdíl v metodice výpočtu, kdy u lan bez soudržnosti je uvažován základní přírůstek (pokles) napětí v lanech hodnotou 100 MPa. U lan se soudržností je tento přírůstek závislý na přetvoření celého průřezu v daném místě, proto ho bylo nutné v každém bodě dopočítat. Vzhledem k volbě pracovního diagramu předpínací výztuže se zpevněním byl výpočet o to pracnější a časově náročnější.

Výsledky ohybové únosnosti jsou srovnány v následujících grafech.



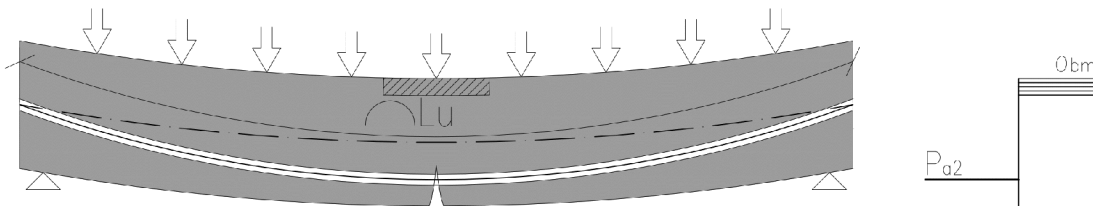
$$\text{rezerva} = 1 - \left(\left(\frac{M_{Ed,y}^2}{M_{Rd,y}} \right) + \left(\frac{M_{Ed,z}^2}{M_{Rd,z}} \right) \right)$$

Srovnávají jen posudky prvků za provozního stavu.



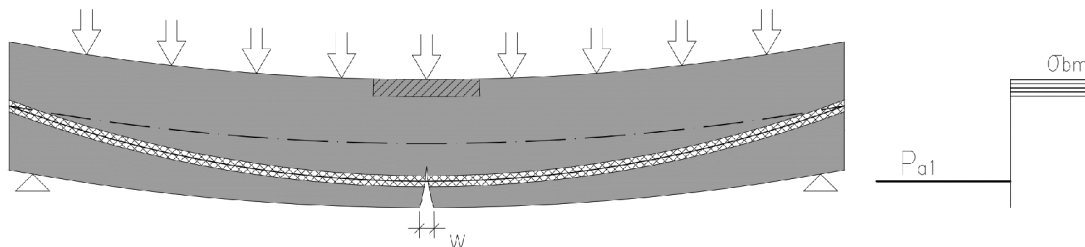
Nesoudržná předpínací lana:

- dráha kabelu sleduje deformaci prvku
- poměrné přetvoření oceli však neodpovídá poměrnému přetvoření betonu
- poměrné přetvoření oceli odpovídá celkovému protažení kabelu



Soudržná předpínací lana:

- u soudržných kabelů injektážní malta zajišťuje ochranu lan proti korozi a také soudržnost oceli s betonem
- poměrné přetvoření oceli odpovídá poměrnému přetvoření betonu
- proto při výpočtu mezního stavu únosnosti vzdoruje v kritickém průřezu síla, která odpovídá poměrnému přetvoření průřezu porušeného trhlinami



Srovnání:

- z výše uvedených vlastností vyplývá, že mezní únosnost lan se soudržností je větší než únosnost lan bez soudržnosti
- ke stejnému závěru se dospělo i při výpočtu předpětí na analyzované konstrukci, kde i přes vyšší ztráty (především ty krátkodobé) vykazovala lana se soudržností vyšší únosnost
- toto srovnání je více zřejmé na vyztužovaných průvlacích
- u výměny se liší místa posouzení pro soudržná a nesoudržná lana, proto rozdíl v únosnostech není zcela patrný
- v rozhodujících místech výměny (0 m; 4 m; 8 m; 12,25 m) je však rozdíl v únosnosti dobře viditelný

13. Závěr

Hlavním úkolem diplomové práce byl návrh zesílení stávající konstrukce pro vestavbu dvojice eskalátorů. Snahou autora práce bylo posouzení konstrukce jako celku, od návrhu podstojkování stávající konstrukce při bourání až po jednotlivé konstrukční detaily zesilování tak, aby diplomová práce nesloužila jen jako teoretická, ale dala se použít i v praxi a reálně se řídit jejími výstupy při rekonstrukci.

V rámci plnění tohoto úkolu se naskytlo hned několik zcela nových a odlišných situací, s kterými se student při studiu nesetká. I když byly někdy situace náročné, s asistencí vedoucího práce pana Ing. Jana Perly se je podařilo vždy vyřešit. Návrh spřažení s výpočtem podélného smyku, prostorové výpočty i vytvoření odpovídajícího modelu tak byly přínosem a možností rozšíření si znalostí a principů navrhování betonových konstrukcí.

Při posudku stávajících prvků (průvlaky a trámy) byla zjištěna nedostatečná smyková výztuž. V rámci omezení rozsahu práce a časové tísně nebylo již navrženo smykové zesílení, stejně jako jejich posouzení na omezení trhlin a průhybu.

Přednějším bylo srovnání předpětí se soudržností a bez soudržnosti na předpínaných prvcích v konstrukci, kde bylo zjištěno, že i přes vyšší ztráty dosahují soudržné kabely větší ohybové únosnosti. I přes tento fakt je dle autora výhodnější při zesilování jednolanovými systémy použití lan bez soudržnosti a to jednak z důvodu menší náročnosti výpočtů. Ale především menší náročnosti při realizaci, protože kabely bez soudržnosti lze umísťovat přímo do konstrukce bez následné injektáže cementovou maltou, kdy HDPE obal a pasivační mazivo tvoří již dostatečnou antikorozi ochranu. Soudržné kabely jsou naopak lepší pro vícelanové systémy, které se používají spíše v mostním stavitelství.

14. Seznam použitých zdrojů a literatury

14.1. Normy

1. ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Český normalizační institut, březen 2004.
2. ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Český normalizační institut, duben 2004.
3. 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.

14.2. Ostatní literatura

4. ZICH, M.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; STRNAD, J., Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů, spec. publikace, ISBN 978-80-86897-38-7, Verlag Dashofer, nakladatelství, Praha, září 2010
5. STRÁSKÝ, Jiří. Betonové mosty. 1. vyd. Praha: Šel, 2001, 103 s. ISBN 80-864-2605-X.
6. NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.
7. ZICH, M.; BAŽANT, Z., Plošné betonové konstrukce nádrže a zásobníky, spec. publikace, ISBN 978-80-7204-693-5, CERM akademické nakladatelství, Brno, srpen 2010
8. TERZIJSKI, I.; ŠTĚPÁNEK, P.; ČÍRTEK, L.; PANÁČEK, J.; ZMEK, B., Betonové prvky. Studijní opora pro programy s kombinovanou formou studia., VUT Brno, Brno, 2005
9. MAJDÚCH, D., Zásady vystužovania betónových konštrukcií, Alfa / Edícia stavebníckej literatury, Bratislava, 1984
10. Hilti. Dimenzování pracovní spáry v ŽB: Příručka pro upevňování. 10/1994.
11. Hilti. Průvodce pro vlepování výztužných prutů: Příručka pro upevňování. 10/1994.
12. Hilti. Dimenzování pracovní spáry v ŽB: Příručka pro upevňování. 10/1994.
13. Hilti. Spřahovací výztuž pro nabetonávky: Technický manuál. 10/1994.
14. Hilti. HCC-B: Technický manuál. 01/2006.

14.3. Internetové zdroje

15. Ing. Petr Šimůnek, Ph.D. Podklady a doplňkové informace ke cvičením. Dostupné z: <http://www.fce.vutbr.cz/BZK/simunek.p/>
16. Ing. Ivana Laníková, Ph.D. Podklady a pokyny pro studenty. Dostupné z: <http://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/>
17. prof. Ing. Ivailo Terzijski, CSc. Osobní stránky. Dostupné z: <http://www.fce.vutbr.cz/BZK/terzijski.i/>
18. Ing. Ivana Švaříčková, Ph.D. Pomůcky. Dostupné z: http://www.fce.vutbr.cz/BZK/svarickova.i/default_soubory/pomucky.htm
19. ŠABATKA Lubomír a NAVRÁTIL Jaroslav. IDEA RS. Dostupné z: <http://www.idea-rs.com/cs/>

14.4. Použitý software

20. MICROSOFT WORD, Microsoft Corporation
21. MICROSOFT EXCEL, Microsoft Corporation
22. AUTODESK AutoCAD 2012, AUTODESK, Inc.
23. Dlubal Software s.r.o., RFEM 5.02
24. Scia Engineer 2013, Scia group nv

15. Seznam použitých zkratk a symbolů

A	průřezová plocha
A_c	průřezová plocha betonu
A_p	průřezová plocha předpínacích vložek, popř. předpínací vložky
A_s	průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže
A_{sw}	průřezová plocha smykové výztuže
$I_y; I_z$	moment setrvačnosti
$i_y; i_z$	poloměr setrvačnosti
$W_y; W_z$	průřezový modul
w	průhyb
c_{min}	minimální krycí vrstva
$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti
c_{nom}	nominální krycí vrstva
$c_{min,dur}$	minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí
$\Delta C_{dur,y}$	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta C_{dur,st}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta C_{dur,add}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany
ΔC_{dev}	přídavek na návrhovou odchylku
$A_{s,req}$	nutná průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,prov}$	skutečná průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,max}$	maximální průřezová plocha betonářské výztuže
ρ_w	stupeň vyztužení smykovou výztuží
$\rho_{w,min}$	minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží
s_{min}	minimální vzdálenost výztuže
s_{max}	maximální vzdálenost výztuže
s_u	skutečná vzdálenost výztuže
s_t	vzdálenost větví třmínků
V_{Rdc}	smyková únosnost průřezu bez smykové výztuže
C_{Rdc}	smykový součinitel
k	součinitel výšky
ρ_t	stupeň vyztužení
k_1	součinitel vlivu normálové síly
σ_{cp}	normálové napětí
A_{sl}	plocha podélné výztuže
V_{Rds}	smyková únosnost průřezu s třmínkovou výztuží
V_{Rdsb}	smyková únosnost průřezu s ohyby podélné výztuže
σ_{sd}	návrhové tahové napětí
η_1	součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu při betonáži
η_2	součinitel závislý na průměru prutu
α_{ct}	součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tahu
l_{brqd}	základní požadovaná kotevní délka
l_{bd}	návrhová kotevní délka
$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_5$	součinitele zahrnující tvar a vlastnosti kotvené výztuže
$l_{b,min}$	minimální kotevní délka

D	vnitřní průměr zakřivení výztuže při jejím ohýbání (průměr trnu)
$E_{c,eff}$	účinný modul pružnosti betonu
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
E_p	návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli
E_s	návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli
El	ohybová tuhost
F_d	návrhová hodnota zatížení
F_k	charakteristická hodnota zatížení
G_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
I	moment setrvačnosti průřezu
L	délka
M	ohybový moment
M_{Ed}	návrhová hodnota působícího vnitřního ohybového momentu
N	normálová síla
N_{Ed}	návrhová hodnota působící normálové síly (tah nebo tlak)
P	předpínací síla
P_0	počáteční síla na aktivním konci předpínací vložky ihned po napnutí
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
S	statický moment
M_t	krouticí moment
T_{Ed}	návrhová hodnota krouticího momentu
V	posouvající síla
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly
b	celková šířka průřezu, popř. skutečná šířka příruby průřezu T nebo L
b_w	šířka stojiny průřezu T, I nebo L
d	průměr; hloubka
d	účinná výška průřezu
d_g	největší jmenovitý rozměr zrna kameniva
e	výstřednost; excentricita
f_c	pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
f_{cm}	průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ctk}	charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_p	pevnost předpínací oceli v tahu
f_{pk}	charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
$f_{p0,1}$	smluvní mez kluzu 0,1 % předpínací oceli
$f_{p0,1k}$	charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % předpínací oceli
f_y	mez kluzu betonářské výztuže
f_{yd}	návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
f_{ywd}	návrhová mez kluzu betonářské smykové výztuže
h	výška
h	celková výška průřezu
i	poloměr setrvačnosti
k	součinitel
l (nebo L)	délka; rozpětí

r	poloměr
t	tloušťka
t	uvažovaný časový okamžik
t_0	stáří betonu v okamžiku zatížení
u	obvod betonového průřezu o ploše A_c
x	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje
z	rameno vnitřních sil
γ_c	dílčí součinitel betonu
γ_F	dílčí součinitel zatížení F
γ_G	dílčí součinitel stálého zatížení G
γ_M	dílčí součinitel vlastnosti materiálu, zahrnující nejistoty vlastností materiálu, geometrických odchylek a použitého výpočetního modelu
γ_P	dílčí součinitel zatížení od předpětí P
γ_Q	dílčí součinitel proměnného zatížení Q
γ_s	dílčí součinitel betonářské nebo předpínací oceli
ϵ_c	poměrné stlačení betonu
ϵ_{c1}	poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c
ϵ_{cu}	mezní poměrné stlačení betonu
ϵ_u	poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
ϵ_{uk}	charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
μ	součinitel tření předpínací vložky o stěny kanálků (trubek)
ρ_{1000}	hodnota ztráty relaxací (v %) 1000 hodin po napnutí při průměrné teplotě 20 °C
ρ_l	stupeň vyztužení podélnou výztuží
ρ_w	stupeň vyztužení smykovou výztuží
σ_c	tlakové napětí v betonu
σ_p	p tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím
σ_u	u tlakové napětí v betonu při mezním poměrném stlačení ϵ
τ_u	t smykové napětí vyvozené kroucením
\emptyset	průměr prutu betonářské výztuže nebo kanálku pro předpínací vložku
\emptyset_n	náhradní průměr svazku prutů betonářské výztuže
$\phi_{(t, t_0)}$	součinitel dotvarování, kterým se definuje dotvarování mezi okamžiky t a t_0 , vztažený k pružné deformaci betonu ve stáří 28 dní
$\phi_{(t_{\infty}, t_0)}$	konečná hodnota součinitele dotvarování
ψ_0	pro kombinační hodnoty
ψ_1	pro časté hodnoty
ψ_2	pro kvazistálé hodnoty

16. Seznam příloh textové části

01. Podklady
02. Statický výpočet
03. Výkresová dokumentace