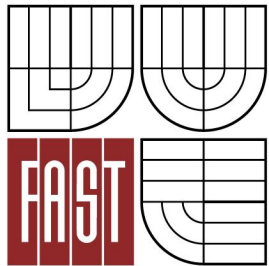




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ  
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ  
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

## ÚPRAVA BETONOVÉ PRŮVLAKOVÉ KONSTRUKCE

ADJUSTMENT CONCRETE GIRDER FRAME

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

ADAM FIALA

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JAN PERLA

BRNO 2014



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

<b>Student</b>	Adam Fiala
<b>Název</b>	Úprava betonové průvlakové konstrukce
<b>Vedoucí bakalářské práce</b>	Ing. Jan Perla
<b>Datum zadání bakalářské práce</b>	30. 11. 2013
<b>Datum odevzdání bakalářské práce</b>	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**

Podklady:

Situace, řezy, půdorysy, stavebně technický průzkum.

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 ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura:

podle doporučení vedoucího bakalářské práce

## **Zásady pro vypracování**

Návrh úpravy a zesílení stávající nosné konstrukce rámového skeletu jednoho podlaží vícepatrové výrobní budovy (textilky) pro fitness.

Podrobný výpočet předmětného podlaží podle pokynů vedoucího bakalářské práce.

Požadované výstupy:

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

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresová část:

- výkresy tvaru předmětného podlaží s vyznačením zesilovaných prvků;

- výkres výztuže zesilovaných prvků (dle pokynů vedoucího bakalářské práce).

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím bakalářské práce).

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

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

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

## **Předepsané přílohy**

.....

Ing. Jan Perla  
Vedoucí bakalářské práce

## **Abstrakt**

Bakalářská práce se zabývá zesílením vícepodlažní konstrukce z betonů nižších pevností pro účely fitness centra. Průvlaky jsou zesíleny volně vedenými lany, trámy přídatnou výztuží s použitím stříkaného betonu. Desky jsou nadbetonovány vrstvou z lehkého betonu.

## **Klíčová slova**

zesílení betonové konstrukce, betony nižších pevností, vnější předpětí

## **Abstract**

Bachelor's thesis deals with strengthening of multi-storey construction made of lower-strength concrete for purpose of fitness-centre. Ceiling beams are reinforced with loosely guided pre-stressed cables, and added reinforcement with use of shotcrete. Slabs are strengthened by topping made of light concrete.

## **Keywords**

strengthening of concrete construction, lower-strength concrete, external pre-stressing

...

## **Bibliografická citace VŠKP**

Adam Fiala *Úprava betonové průvlakové konstrukce*. Brno, 2014. 24 s., 67 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jan Perla

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 30.5.2014

.....  
podpis autora

Adam Fiala

Děkuji ing. Perlovi za jeho cenné rady a vstřícnost při konzultacích. Dále děkuji své rodině a přítelkyni za podporu, kterou jsem v průběhu tvorby práce potřeboval.

V Brně dne 30.5.2014

Adam Fiala

## OBSAH

1. Úvod .....	9
2. Cíl práce .....	9
3. Popis objektu .....	9
4. Konstrukční uspořádání.....	10
5. Stavební průzkum .....	10
6. Metodika posuzování prvků z betonů nízkých pevností.....	11
7. Způsob výpočtu.....	12
8. Návrh sanace poruch.....	14
9. Deska .....	14
• Montážní stav.....	14
• Nový stav – nadbetonávka z betonu LC20/22 o tl. 90mm.....	15
10. Trám .....	16
• Montážní stav.....	16
• Nový stav .....	16
11. Předpínací výztuž .....	17
12. Příčel – prostřední pole .....	19
• Montážní stav.....	19
• Nový stav .....	19
13. Dimenzování prvků montážních podpor .....	20
• Deska .....	20
• Trám ve stropě 1NP .....	21
14. Příčel krajní pole.....	21
15. Závěr.....	21
16. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ .....	22
17. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK.....	23
18. SEZNAM PŘÍLOH.....	24



## 1. Úvod

V bakalářské práci je řešeno zesílení betonové průvlakové konstrukce z dvacátých let minulého století pro nové využití prostor – umístění fitness centra. Hlavním tématem je způsob zesílení, dimenzování prvků na nové zatížení a využití stávající konstrukce v kontextu dnešních norem (zejména betonu nízkých pevností).

Průvodní zpráva ke statickému výpočtu stručně popisuje řešenou problematiku. Čísla stran vedle odstavců odpovídají stranám ve statickém výpočtu, kde je dané téma rozebráno.

## 2. Cíl práce

V bakalářské práci jsem byl postaven před úkol navrhnout zesílení podlahové plochy jednoho podlaží budovy na ulici Dornych v Brně. Důvodem rekonstrukce je nedostatečná únosnost stropů pro záměr majitele – umístění Fitness centra. Hlavním cílem je tedy posouzení stávajícího stavu a navržení opatření pro zvýšení únosnosti na požadovanou hodnotu odpovídající charakteru využití prostor (Přetížení novou podlahou a užitným zatížením – kategorie C4 5kN/m<sup>2</sup>).

Výstupem práce je posouzení stávajícího stavu, navržení potřebných úprav v posuzované části konstrukce včetně vyřešení montážního stavu pro tři prvky konstrukce – desku, trám a příčel.

## 3. Popis objektu

Předmětné podlaží určené pro umístění Fitness centra se nachází v jedné z budov na ulici Dornych v Brně. Tento komplex továrních objektů původně sloužil k výrobě textilu. Všechny budovy vznikly v rozmezí let 1922-1925.

Rekonstrukce byla řešena pro prostřední budovu, jež byla ze všech objektů postavena jako poslední a to kolem roku 1925. Tato budova sestává ze dvou částí – nárožní části s atypickým konstrukčním uspořádáním spojující budovu se severní částí komplexu, a části situované podél ulice Dornych, která má typický obdélníkový půdorys. Právě pro tuto část byla rekonstrukce řešena.



Obr. 1 Pohled na objekt. Na pravé straně je část budovy s řešeným podlažím.

#### 4. Konstrukční uspořádání

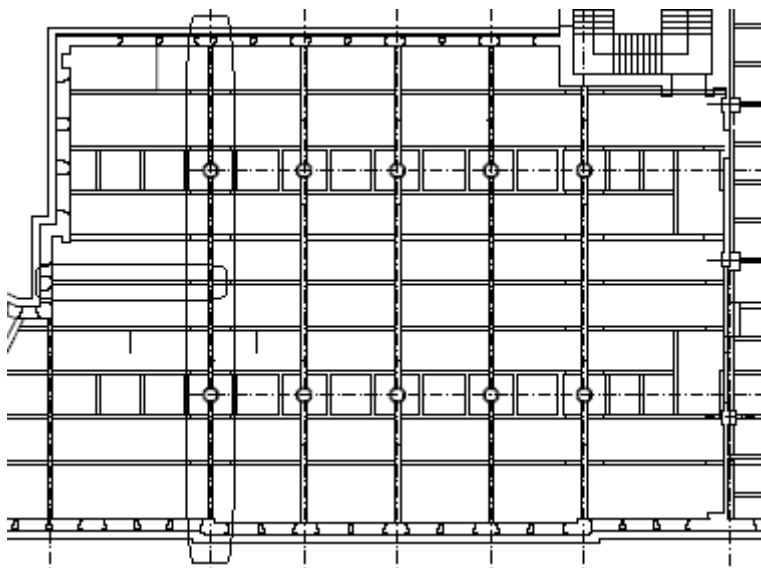
Část budovy, pro kterou je rekonstrukce řešena, má obdélníkový půdorys o rozměrech 31x22,3m. Z konstrukčního hlediska se jedná o betonový skelet tvořený pěti rámy v příčném směru s obvodovými zděnými stěnami. Vnitřní rámy jsou v osové vzdálenosti 4,3m, osa krajního rámu je od stěny přilehlé k nárožní části vzdálena 7,415m a na protilehlé straně 6,43m.

Rámy tvoří tři pole – příčle mají v krajních polích světlé rozpětí 5,425m a v prostředním poli 10,350m. Průřez příčle je v prostředním poli 250x890mm a v krajním poli 260x710mm (včetně tloušťky desky 90mm). Příčle mají u sloupů náběhy – krajní v délce 2m a výšce 420mm a prostřední v délce 1,35m a výšce 330mm.

Trámy přenášející zatížení do příčle mají světlé rozpětí 4,05m ve vnitřních polích. V krajním poli přilehlém k nárožní budově je světlé rozpětí 7,165m a na protilehlé straně 6,335m. Rozměr trámu je 200x440mm (včetně tl. desky 90mm) a v krajním (nejdelším poli) je trám náběhován směrem ke příčli v délce 0,775m. Rozteč trámů je od 2,0 do 2,2m, v krajním poli je světlá vzdálenost trámu a obvodové stěny 2,712m (na straně přilehlé k ulici Dornych).

Deska má tloušťku 90mm a její rozpětí odpovídá roztečím trámů, viz výše.

Pro posouzení byly vybrány následující prvky: deska, trám v krajním poli a příčel v krajním poli.



Obr. 2 Půdorys předmětného podlaží s lokalizací řešených prvků

#### 5. Stavební průzkum

Ze stavebního průzkumu byly odvozeny informace o pevnosti betonu a také o rozmístění a profilech použité výztuže.

Pro výpočet charakteristické válcové pevnosti betonu  $f_{ck}$  ze souboru zjištěných hodnot byl použit normový vztah dle [3] ČSN ISO 13822 - Hodnocení existujících konstrukcí.

$$X_k = m_x (1 - k_n * V_x) = m_x - k_n * s_x$$

Kde součinitel  $k_n$  byl uvažován pro  $V_x$  neznámé (doporučováno pro starší konstrukce).

Jelikož neměl histogram pevnosti betonů (pro celou konstrukci) výrazný vrchol (směrodatná odchylka byla velká), byl soubor rozdělen mezi jednotlivé prvky. Charakteristická pevnost byla tedy určena zvlášť pro příčle, trámy a desky.

Objekt B 2NP	Sloupy	Příčle, trámy, deska	Příčle	Trámy	Deska
n	20	20	5	10	5
$m_x$	22,72	16,1	15,87	17,16	14,18
$s_x$	2,67	3,88	4,67	3,87	2,9
$k_n$	1,76	1,76	2,33	1,92	2,33
$f_{ck}$	18,0	9,3	5,0	9,7	7,4

Výztuž byla klasifikována jako hladká, průměr profilů v konstrukci je v rozmezí  $\Phi 6 - \Phi 20$ .

Charakteristická mez kluzu výztuže z plávkové oceli (která se používala cca do roku 1925) je  $f_{yk} = 210\text{MPa}$ . Návrhová mez kluzu výztuže byla stanovena na  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 210/1,15 = 182,6\text{MPa}$ .

Informace o počtu a rozmístění betonářské výztuže ze stavebního průřezu byly dále využity pro posouzení a dimenzování zesílení jednotlivých prvků.

## 6. Metodika posuzování prvků z betonů nízkých pevností

Při posuzování jednotlivých prvků bylo postupováno dle článku Ing. Perly [1].

Byly stanoveny základní předpoklady:

- 1) Platí Bernoulliho-Navierova hypotéza (o zachování rovinatosti průřezu před a po přetvoření)
- 2) Existuje rovnováha mezi vnitřními a vnějšími silami
- 3) Přenos vnitřních sil ve vyztuženém průřezu je zajištěn spolupůsobením betonu a zabudované výztuže
- 4) Beton v tahu nepůsobí
- 5) Napětí v betonu a výztuži je určeno pracovními diagramy použitých materiálů
- 6) Pracovní diagramy všech materiálů musí zohledňovat časovou posloupnost zatěžování zesilovaného průřezu při respektování statického uspořádání (i dočasného) a postupně upravované ohybové tuhosti.
- 7) Porušení průřezu je dosaženo překročením mezního přetvoření alespoň jednoho materiálu (betonu nebo původní či nové výztuže)

Minimální pevnost betonu dle normy ([2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí) je C12/15. Z hlediska tohoto požadavku není možné stávající konstrukci posuzovat podle této normy, a tudíž bylo třeba do výpočtu zavést několik předpokladů.

- Z důvodu nízkých pevností betonu v tlaku (respektive v tahu) hrozí riziko vytáhnutí kotvené výztuže z podpor (způsobené právě nízkou pevností v tahu, která určuje soudržnost výztuže s betonem). V krajních polích trámů a příčlí a rovněž u desek byla proto snížena návrhová mez kluzu. Do výpočtu bylo toto snížení zavedeno hodnotou 10%, tedy návrhová mez kluzu  $f_{yd}' = 164,34\text{MPa}$ .

- Poměrné přetvoření ve výztuži bylo omezeno hodnotou 10‰

- Poměrné přetvoření ve stávajícím betonu bylo omezeno hodnotou 2‰ (v novém betonu hodnotou 3,5‰, což je standartní hodnota)

Pro beton s charakteristickou pevností  $< 10\text{MPa}$  se dle [1] doporučuje zvýšit rezervu únosnosti v tlačené oblasti přibetonovanou vrstvou (v tomto případě lehkým beton LC 20/22 tl. 90mm nabetonovaným na desku). Dále je nutné dovyztužit smykovou výztuží oblastí u podpor (toho bylo dosaženo umístěním přídavných třmínků do obálky ze stříkaného betonu u příčlí a trámů – tyto obálky byly využity i pro umístění spodní tažené výztuže zvyšující momentovou únosnost průřezu v poli).

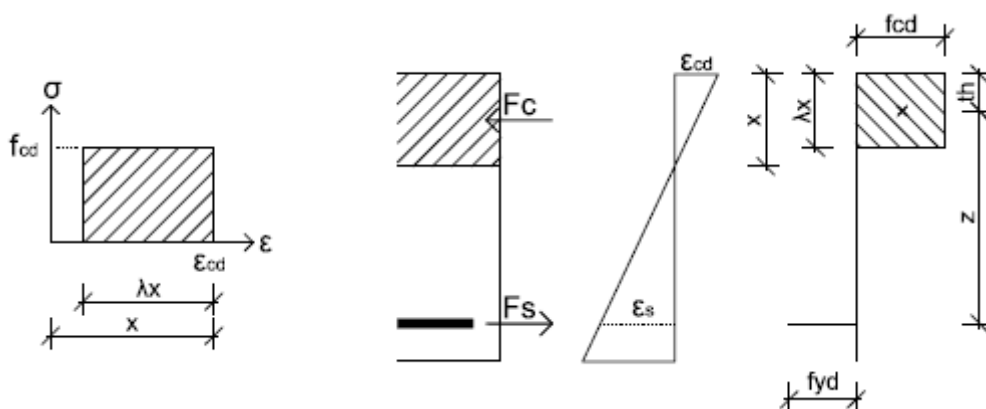
## 7. Způsob výpočtu

Ohýbané prvky (příčel, deska, trám) byly posuzovány na stávající i nový stav.

Výpočet posouzení těchto prvků má následující strukturu

### 1) Výpočet dle MSÚ

V tomto kroku byl prvek posuzován dle normy (ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí) klasickým způsobem. Pracovní diagram betonu byl uvažován dle MSÚ, omezení přetvoření v betonu bylo uvažováno příslušnou hodnotou a přetvoření ve výztuži nebylo omezeno.

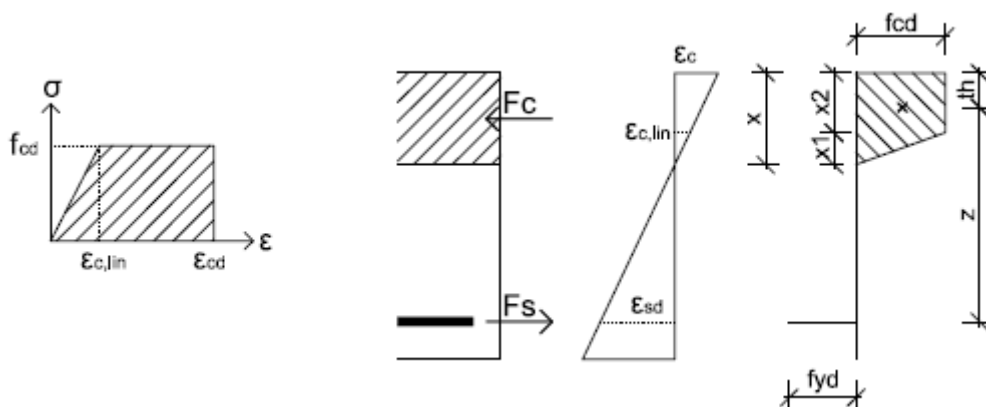


Obr. 3 Pracovní diagram betonu dle MSÚ, přetvoření na ohýbaném průřezu, rozložení napětí v průřezu dle MSÚ

Následně bylo zkontrolováno přetvoření ve výztuži. Pokud nepřekročilo příslušnou hodnotu (pro stávající výztuž omezeno hodnotou 10‰), byla stanovena ramena vnitřních sil a momentová únosnost průřezu  $M_{rd}$ . V opačném případě se přistoupilo ke kroku 2.

## 2) Výpočet s omezením napětí ve výztuži

V tomto posudku byl pro beton využit bilineární pracovní diagram. Pro výztuž byl uvažován návrhový diagram s vodorovnou horní větví.



Obr. 4 Bilineární pracovní diagram betonu, přetvoření na ohýbaném průřezu, rozložení napětí v průřezu

Při výpočtu výšky tlačené plochy  $x$  se vycházelo z předpokladu rovnosti vnitřních sil v betonu a ve výztuži.

$$F_c = F_s$$

Dále bylo nutno stanovit vztah mezi  $x_1$  (výška tlačené oblasti betonu v pružné oblasti – trojúhelníkové rozložení napětí) a  $x_2$  (výška tlačené oblasti betonu v plastické oblasti – obdélníkové rozložení napětí).

Z geometricko-přetvárných podmínek plyne  $x_1 = \epsilon_{c,lin} * (d_1 - x_2) / (\epsilon_{sd} + \epsilon_{c,lin})$ , kde

$\epsilon_{c,lin}$ ... mezní pružné přetvoření,  $\epsilon_{c,lin} = f_{cd} / E_c$ .

$d_1$ ... účinná výška pro výztuž

$\epsilon_{sd}$ ... mezní hodnota přetvoření ve výztuži

Neznámá výška  $x_2$  byla určena iterováním. Podmínkou byla přitom rovnost sil  $F_s = F_c$ , kde byla známa síla ve výztuži. Iteračními kroky se došlo k hodnotě  $x_2$ , pro kterou byla splněna podmínka

$$f_{cd} * b * x = f_{yd} * A_{st}, \text{ kde } x = x_1 + x_2$$

$f_{cd}$ ... návrhová pevnost betonu v tlaku

$f_{yd}$ ... návrhová mez kluzu výztuže

b... šířka průřezu

$A_{st}$ ... plocha výztuže

Pro iteraci byl použit program MS Excel, konkrétně nástroj Analýza hypotéz – hledání řešení.

Dále bylo kontrolováno přetvoření v betonu, které je shora omezeno příslušnou hodnotou  $\epsilon_c$  (ve stávajícím betonu omezeno hodnotou 2‰, v novém betonu hodnotou 3,5‰) a zdola hodnotou  $\epsilon_{c,lin}$ . Pokud přetvoření v betonu nedosáhlo této hodnoty, nebyl beton plně využit a bylo třeba upravit výpočet (pro tlačенou plochu pouze v pružné oblasti).

Po výpočtu výšky tlačené oblasti bylo třeba spočítat polohu jejího těžiště. Pro vzdálenost těžiště  $t_h$  od horní hrany (viz obrázek 2) průřezu byl odvozen vzorec

$$t_h = \frac{\frac{x_1^2}{2} + \frac{x_1 * x_2}{2} + \frac{x_2^2}{6}}{(x_1 + x_2)}$$

Z polohy těžiště tlačené plochy betonu byla odvozena ramena vnitřních sil a z nich určena momentová únosnost průřezu .

## 8. Návrh sanace poruch

Na konstrukci byly zjištěny poruchy, které bylo třeba před samotným zesilováním sanovat. Zejména šlo o příčné trhliny v desce, příčlích a trámec. Aby bylo možno počítat s konstrukcí dle výše uvedených předpokladů, bylo nutné trhliny stabilizovat – vyplnit takovým materiálem, který by zajišťoval silové působení konstrukce (tedy nestlačitelným materiálem). Pro všechny prvky bylo předepsáno epoxidové lepidlo. Pro desky bude použito metody od vstupu ke vstupu – utěsnění trhliny ze spodní i horní strany s předem připravenými vstřikovacími otvory, které budou sloužit postupně jako injektážní i odvzdušňovací (viz výkres Původního stavu, detail oprav poruch). Pro sloup bude použito rovněž utěsnění a dvojice vyvrtaných otvorů (pro injektáž a odvzdušnění).

## 9. Deska

Str. 1-5

- Montážní stav

Deska byla uvažována jako spojitý nosník na pevných podporách (trámy), výpočet vnitřních sil byl proveden v programu SCIA Engineer .

V montážním stavu byly uvažovány následující zatěžovací stavy

ZS1 – Vlastní tíha

ZS2 – Čerstvý beton LC20/22 ( $\rho = 1780\text{kg/m}^3$ ) v tloušťce rovné dvojnásobku projektované tloušťky (90mm). Zároveň bylo toto zatížení umísťováno do jednotlivých polí tak, aby vystihlo nepříznivý efekt nahromadění čerstvého betonu.

Pro kombinaci 6.10b byl určen maximální moment v poli  $M_{ed} = 5,33\text{kNm}$

Dále byla určena momentová únosnost původního průřezu o rozměrech 1000x90mm dle odst. 6) a 7),  $M_{rd} = 1,38\text{kNm}$ .

Montážní podpory byly vloženy do každého pole. Díky tomu byl zmenšen účinek vnějších sil na  $M_{ed} = 1,13\text{kNm} < M_{rd} = 1,38\text{kNm}$ .

Str. 6-13

- Nový stav – nadbetonávka z betonu LC20/22 o tl. 90mm

Pro nový stav byly uvažovány následující zatěžovací stavy

ZS 1 – Vlastní tíha ( $2,25\text{kN/m}^2$ )

ZS 3 – Tíha nadbetonávky LC20/22 v projektované tl. 90mm ( $1,78\text{kN/m}^2$ )

ZS 4 – Těžká podlaha pro účely fitness ( $1,21\text{kN/m}^2$ )

ZS 5 – Užité zatížení, kategorie C4 ( $5\text{kN/m}^2$ ) – Zatížení bylo dle příč. čar rozmístěno do nejméně příznivých poloh jak pro momenty záporné (nad podporou), tak momenty kladné (v poli)

Dle komb. 6.10b byly stanoven maximální moment v poli  $M_{ed} = 9,25\text{kNm}$  a nad podporou  $M_{ed} = -10,27\text{kNm}$ .

Dle odst. 6) a 7) byla určena momentová únosnost průřezu v poli s nadbetonávkou (bez přidané výztuže). Únosnost  $M_{rd} = 3,201\text{kNm} < M_{ed} = 9,25\text{kNm}$ , proto bylo třeba dovyztužit nadbetonávku u spodního líce KARI sítě  $\Phi 5$  oka 100/100mm. Jelikož se bod nulového přetvoření nacházel nad KARI sítí, byla výztuž započtena jako tažená. Návrhový moment únosnosti vzrostl na  $M_{rd} = 9,49\text{kNm} > M_{ed} = 9,25\text{kNm}$ . Stejná výztuž byla použita i nad podporou u horního líce. V tomto případě  $M_{rd} = 14,84\text{kNm} > M_{ed} = 10,27\text{kNm}$ .

Přestože KARI síť nad podporou nebyla zcela využita, byla upřednostněna oproti sítím s většími oky z důvodu eliminace smršťovacích trhlin betonu, které vznikají při vysychání a hydrataci.

Str. 13-14

Bylo ověřeno spřažení stávající desky a nadbetonávky. Výpočet stanovil velikost síly vyvolané podélným smykem a následně únosnost na styku starého a nového betonu vlivem tření.

$\tau_{rdi} = 0,20\text{MPa} > \tau_{ved} = 0,08\text{MPa}$

Přestože početně bylo dosaženo požadované hodnoty, v souladu s [1] bylo třeba zajistit dostatečné spojení tlačené (nové) vrstvy a stávající výztuže. Bylo využito spřahovacích trnů a zároveň smykové výztuže trámů (třmínků) a příčlív, vytažených skrze stávající desku.

## 10. Trám

Str. 15-19

- Montážní stav

Trám byl uvažován jako spojitý nosník na pevných podporách (příčle). Pro dimenzování byl vybrán trám v krajním poli o ZŠ = 1,043m a světlém rozpětí l = 7,165m. Zatěžovací šířka byla uvažována jako poloviční díky montážním podporám umístěným uprostřed rozpětí desek. Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu SCIA Engineer .

V montážním stavu byly uvažovány následující zatěžovací stavy

ZS 1 – Vlastní tíha

ZS 2 – Tíha stávající desky

ZS 3 – Čerstvý beton LC20/22 ( $\rho = 1780\text{kg/m}^3$ ) v tloušťce rovné dvojnásobku projektované tloušťky (90mm) umístěné do krajního pole.

Pro kombinaci 6.10b byl určen maximální moment v poli a nad podporou.

Dále byla určena momentová únosnost stávajícího průřezu v poli a nad podporou dle odst. 6) a 7)

$$M_{rd,pole} = 68,76\text{kNm} > M_{ed,pole} = 42,18\text{kNm}$$

$$M_{rd,podpora} = 45,33\text{kNm} > M_{ed,podpora} = 42,69\text{kNm}$$

Z toho vyplývá, že trám v montážním stavu není nutné podepřít.

Str. 19-27

- Nový stav

Pro nový stav byly uvažovány následující zatěžovací stavy. Byla uvažována standartní zatěžovací šířka odpovídající rozteči trámů, ZŠ = 2,087m.

ZS 1 – Vlastní tíha

ZS 2 – Tíha původní desky (2,25kN/m<sup>2</sup>)

ZS 4 – Tíha nadbetonávky LC20/22 v projektované tl. 90mm (1,60kN/m<sup>2</sup>)

ZS 5 – Těžká podlaha pro účely fitness (1,21kN/m<sup>2</sup>)

ZS 6 – Užité zatížení, kategorie C4 (12,25kN/m) – Pro maximální účinek byla tedy určena nejúčinnější poloha užitého zatížení jak v podélném (dle příčinkových čar spojitého nosníku), tak v příčném směru (dle maximální hodnoty reakce na modelu desky – odtud hodnota liniového zatížení 12,25kN/m).

Pro kombinaci 6.10b byl určen maximální moment v poli a nad podporou (který byl redukován dle podporové reakce).

Průřez byl zesílen jak zmiňovanou nadbetonávkou z lehkého betonu LC20/22 o tl. 90mm, tak obálkou ze stříkaného betonu (předepsaná charakteristická pevnost  $f_{ck} = 20\text{MPa}$ ) u spodního líce a po stranách průřezu. Tato obálka umožnila umístění přídatné



betonářské výztuže 2xΦ12, které zvýšily její momentovou únosnost. Tato výztuž není aktivovaná a tudíž se její aktivace omezí na aktivaci novým zatížením (od lehkého betonu a nové podlahy). Dále byl průřez doplněn třmínky Φ6 á 150mm a konstrukční podélnou výztuží Φ6, která zajistila dostatečně hustý rastr pro aplikaci stříkaného betonu (150x150m). V nadbetonávce byla nadimenzována přídatná výztuž 4xΦ12 na záporný ohybový moment nad podporou.

Při výpočtu ohybové únosnosti tohoto průřezu dle odst. 6) a 7) bylo třeba počítat s novými materiály a to zejména s tlačnou obálkou při spodním líci průřezu nad podporou – z tohoto důvodu je třeba zajistit předepsanou pevnost stříkaného betonu. Rameno vnitřních sil bylo určeno k těžišti tlačené oblasti, která byla složena ze starého betonu a obálky.

Na takto zesíleném průřezu byly stanoveny následující momentové únosnosti

$$M_{rd,pole} = 144,58kNm > M_{ed,pole} = 143,26kNm$$

$$M_{rd,podpora} = 165,84kNm > M_{ed,podpora,red} = 148,26kNm$$

Str. 28-29 Dále byl průřez posouzen na podélný smyk ve třech místech: V nadbetonávce v rovině kolmé na desku, na styku nadbetonávky a původního T průřezu trámu a mezi obálkou ze stříkaného betonu a původním trámem.

V nadbetonávce byla započítána výztuž navržená na ohyb (Kari síť Φ5 100/100mm), které jsou při spodním i horním povrchu. Na styku starého a nového materiálu bylo počítáno s únosností třením a u obou těchto styčných ploch byla prokázána dostatečná únosnost na podélný smyk.

Str. 30 Průřez byl posouzen na smyk. Plocha původní výztuže nebyla započítána – její zavedení by nevedlo na úsporu materiálu, jelikož jsme počítali s maximální roztečí třmínků 150m (pro zajištění rastru na stříkaný beton). Třmínky Φ6 á 150mm splnily požadavek na únosnost s rezervou.

### **11. Předpínací výztuž**

Str. 30 - 34 Předpínací výztuž tvoří dvojice lan Φ15,7,  $f_{pk} = 1860\text{MPa}$ , která jsou zakotvena za sloupem středního pole, procházejí přes stávající desku a trám ke spodnímu líci příčle, kde se nachází deviátor zajišťující jejich geometrii.

Pro jedno lano byla stanovena maximální předpínací síla o hodnotě  $P_{max} = 221,4\text{kN}$ . Ta klesla po ztrátách třením o 5,6%, po ztrátách dlouhodobou a krátkodobou složkou relaxace o 4,3%, celková hodnota ztrát tedy činila 9,9% a předpínací síla pro čas  $t_{00}$  byla stanovena hodnotou 200kN.

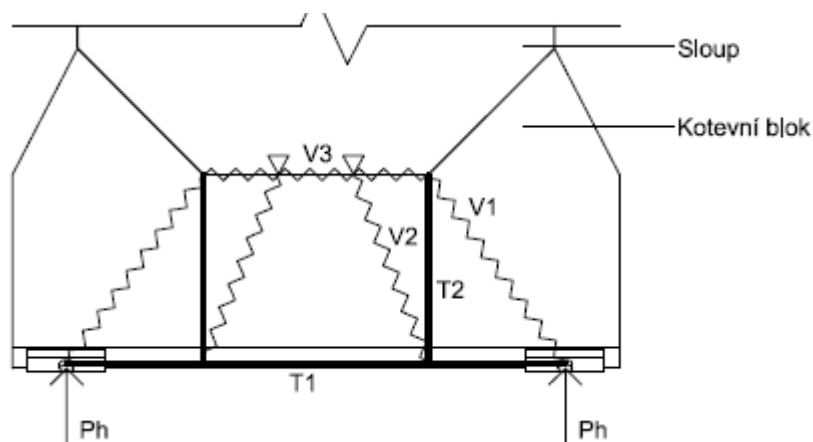
Dalším krokem byl výpočet ekvivalentu předpětí, kterým byl zatěžován model konstrukce (rám). Jedná se o svislou složku  $P_v$  v místě elevátorů a kotevního bloku (pro obě lana  $P_v = 2 \times 51,76 = 103,52\text{kN}$ ) a vodorovnou složku  $P_h$  v místě kotevního bloku ( $P_h = 2 \times 193,18 = 386,36\text{kN}$ ).

V neposlední řadě bylo třeba vyřešit kotevní oblast – otláčení betonu na styku s roznášecí deskou, vnitřní tahové (štěpné) síly a zajištění samotného bloku jako celku působícího v konstrukci.

Rozměr roznášecí desky byl optimalizován s ohledem na výšku nadbetonávky (90mm), rozměry roznášecího hranolu v betonu a maximální možnou pevnost použitého betonu. Namáhání roznášecí desky je stanoveno předpínací silou  $P_{max} = 221,4\text{kN}$ . Pro zvolené rozměry desky 60x60mm je minimální pevnost betonu 65MPa, jehož návrhová únosnost na dané ploše odpovídá 228,8kN. Této pevnosti odpovídají vysokopevnostní zálivky firmy PAGEL.

Pro dimenzování výztuže na štěpné síly pod kotevní deskou byla využita analogie vzpěra táhlo. Na zachycení vnitřních tahových sil byla nadimenzována výztuž 6x $\Phi 6$  (v obou směrech), což odpovídá trojici třmínků  $\Phi 6$ . Na odštípnutí čela (tahových sil při povrchu) byla nadimenzována výztuž 2x $\Phi 6$ .

Kotevní blok bylo třeba zajistit v konstrukci (zajistit proti usmyknutí). Pro každou z dvojice předpínacích sil byla stanovena vzdorující síla vyvolaná třením na styku kotevního bloku a stávající konstrukce. V jejím výpočtu byla zohledněna drsnost (povrch je před betonáží třeba zdrsnit pro dosažení uvažovaných koeficientů) a svislá složka předpínací síly působící příznivě (jako přitlak). Hodnota únosnosti třením byla stanovena na 60,06kN. Zbytek síly bylo třeba přenést jiným způsobem. Znovu byla využita analogie vzpěra – táhlo využívající sloup jako podporu (viz obr. 5)



Obr. 5 Použitý model vzpěra táhlo

Podpory tvořené sloupem byly uvažovány ve třetinách strany sloupu. Výztuž byla nadimenzována na síly v táhlech –  $T1 = 158,4\text{kN}$  (2 $\Phi 14$ ) a  $T2 = 132,0\text{kN}$  (3 $\Phi 10$ ). Dle konstrukčních zásad byla ověřena maximální světlá vzdálenost prutů  $\Phi 14$ . Vzpěry nebyly posuzovány

Blok byl dále dovyztužen konstrukčně (a zároveň pro zachycení tahových sil při vysychání a hydrataci betonu).

Jako poslední byl nadimenzován ocelový deviátor – pásová ocel tl. 10mm s navařenými profily pro zajištění polohy výztuže. Oba takto vytvořené profily byly spojeny třemi pásky šířky 50mm (které zajišťují deviátor proti ohybu způsobenému svislou složkou  $P_v$

a zároveň umožňují aplikaci stříkaného betonu) a opatřeny rameny pro konstrukční uchycení.

## 12. Příčel – prostřední pole

Pro výpočet vnitřních sil byla příčel uvažována jako součást rámu, který byl vymodelován v programu Scia Engineer.

Str. 41 - 46

- Montážní stav

Byly uvažovány následující zatěžovací stavy

ZS 1 – Vlastní tíha

ZS2 – Ostatní stálé zatížení – tíha desky, trámů, příčle, střechy

ZS 3 – Čerstvý beton (byl uvažován v projektované tl. 90mm)

ZS 11 – Ekvivalent předpětí

Ze skladby zatěžovacích stavů vyplývá, že montáž a napínání lan proběhne před betonáží nové desky.

Pro kombinaci 6.10b byl určen maximální moment v poli a nad podporou.

Dále byla určena momentová únosnost původního průřezu v poli a nad podporou dle odst. 6) a 7)

$$M_{rd,pole} = 290,58kNm > M_{ed,pole} = 122,18kNm$$

$$M_{rd,podpora} = 225,96kNm > M_{ed,podpora} = 188,23kNm$$

Z toho vyplývá, že příčel v montážním stavu není nutné podepřít.

Vzhledem k dostatečné únosnosti nebylo nutné zohledňovat horizontální složku předpětí  $P_h$  – průřez byl posouzen na prostý ohyb.

Str. 46 - 61

- Nový stav

V novém stavu byly uvažovány následující zatěžovací stavy.

ZS 1 – Vlastní tíha

ZS2 – Ostatní stálé zatížení – tíha desky, trámů, příčle, střechy

ZS 3 – Tíha nadbetonávky LC20/22 v projektované tl. 90mm (1,60kN/m<sup>2</sup>)

ZS 4 – Těžká podlaha pro účely fitness (1,21kN/m<sup>2</sup>)

ZS 5, ZS 6, ZS 7 – Užitné zatížení, kategorie C4 (5kN/m<sup>2</sup>) –

Pro ZS 5 bylo zatížení uvažováno ve všech polích

Pro ZS 6 a 7 bylo užité zatížení rozmístěno do polí rámu dle příčinkových čar – šach levý, šach pravý

Hodnota zatížení odpovídá maximální reakci trámu, tj. nejúčinnějšímu rozmístění zatížení ve směru kolmo na rám (ve směru trámu).

ZS 8 – Sníh –  $s_k = 0,49 \text{ kN/m}^2$  (odpovídá zjištěné hodnotě z interaktivní mapy [www.snehovamapa.cz](http://www.snehovamapa.cz) jejíž použití je v souladu s [6] ČSN EN 1991-1-3)

ZS 9, ZS 10 – vítr, maximální charakteristický tlak větru  $q_p = 0,72 \text{ kN/m}^2$

- ZS 9 byl uvažován jako vítr pravý, ZS 10 jako vítr levý

ZS 11 – Ekvivalent předpětí

Maximální moment v poli a nad podporou byl určen kombinací 6.10b. Dílčí součinitel zatížení pro ZS 11 – ekvivalent předpětí byl uvažován hodnotou  $\gamma_p = 1,0$  (dle [2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí)

Dále byla ověřena kombinace pro minimální účinek zatížení. V této kombinaci bylo sledováno, zda moment v poli vlivem předpětí nedosáhne záporné hodnoty. V takovém případě by bylo v poli nutno dimenzovat horní výztuž. Bylo však prokázáno, že tento případ nenastane ( $M_{ed,pole} = 104,75 \text{ kNm}$ ).

Průřez byl zesílen obdobně jako trám (viz výše). V poli (v obálce ze stříkaného betonu) byla nadimenzována výztuž  $2 \times \Phi 12$ , nad podporou (v nadbetonávce) byla nadimenzována výztuž  $2 \times \Phi 12$ . Smyková výztuž byla v úseku od sloupu k deviátoru navržena  $\text{tř} \Phi 8$  á 150mm, v poli pak  $\text{tř} \Phi 6$  á 150mm.

Průřez byl posuzován na kombinaci normálové síly (rovné vodorovné složce ekvivalentu předpětí  $P_h$ ) a ohybového momentu. Byla vykreslena část interakčního diagramu zesíleného průřezu a do něj byla zanesena daná kombinace zatížení a tímto způsobem byla prokázána dostatečná únosnost zesíleného průřezu.

### **13. Dimenzování prvků montážních podpor**

Str. 62 - 64

- Deska

Z výpočtu viz odst. 8) vyplývá, že desku je nutno podepřít v každém poli liniovou podporou (ve výpočtu a výkresu označena jako T1). Pro tento účel byl vybrán bednicí trámek H20 Super o momentové únosnosti  $M_0 = 5 \text{ kNm}$ . Pro rozteč stojek 1,3m byl vypočten moment od vnějšího zatížení  $M_{ed} = 2,39 \text{ kNm} < M_0 = 5 \text{ kNm}$

Dalším prvkem byla stojka (S1) podpírající trámek T1. Pro tento účel byla vybrána bednicí stojka se zvýšenou únosností D45 250/450 únosnost 20kN. Reakce přenášená stojkou byla stanovena hodnotou  $16,56 \text{ kN} < F_{rd} = 20 \text{ kN}$ .

Reakci ze stojky bylo třeba přenést do trámů stropu nižšího podlaží. Pro tento účel posloužila dvojice dřevěných nosníků H20 Super (T2) podložené fošnami (tvořícími

podporu) právě v místě trámů. Reakce stojky vyvolala moment  $M_{ed} = 9,97\text{kNm} > 2M_0 = 10\text{kNm}$ .

- Trám ve stropě 1NP

Trám v nižším podlaží přenáší veškerou tíhu montážních podpor ve 2NP. Proto byly podpory rozmístěny ve čtvrtinách rozpětí. Vypočtené zatížení na trám bylo zvýšeno o 15% - tím bylo zohledněno působení vlastní tíhy a tíhy desek v nižším podlaží. Největší reakce do stojky byla stanovena na  $F_{ed} = 34,23\text{kN} * 1,15 = 39,36\text{kN} < 2 * F_{rd} = 40\text{kN}$ . Pro zajištění stability trámu v 1NP byly použity stojky 2xD45 rozmístěné ve čtvrtinách rozpětí.

#### 14. Příčel krajní pole

Str. 65 - 67

Pro posouzení příčle v krajním poli byly uvažovány stejné zatěžovací stavy jako u prostředního pole. Pro kombinaci 6.10b byl určen maximální moment v poli a nad podporou.

Dále byla určena momentová únosnost původního průřezu v poli a nad podporou dle odst. 6) a 7)

$$M_{rd,pole} = 165,56\text{kNm} > M_{ed,pole} = 133,93\text{kNm}$$

$$M_{rd,podpora} = 289,99\text{kNm} > M_{ed,podpora} = 285,58\text{kNm}$$

Z toho vyplývá, že příčel v krajním poli není nutné dovyztužovat podélnou výztuží. Dle [1] byl průřez pouze zesílen ve smykové oblasti třmínky a dále opatřen obálkou ze stříkaného betonu obdobně jako v předchozích případech.

#### 15. Závěr

Byly navrženy úpravy všech tří řešených prvků. Deska byla nadvýšena vrstvou z lehkého betonu se zabudovanou spodní i horní výztuží. Trám byl opatřen obálkou ze stříkaného betonu s vloženou smykovou a spodní podélnou výztuží, nad podporou byl zesílen výztuží v nadbetonované desce. Pro příčel bylo využito změny statického působení volně vedenými lany a stejně jako v případě trámu byla dovyztužena smykovou a podélnou betonářskou výztuží.

Všechny takto zesílené prvky vyhověly na namáhání stávajícím a přidaným zatížením: Nadbetonávkou, těžkou podlahou a užitným zatížením, které odpovídá novému využití prostor – umístění Fitness centra.

## **16. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ**

### Literatura a normy

[1] Perla, Jan: Zesilování konstrukcí z betonu nižších pevností. In: Sanace betonových konstrukcí 2010: XX. Mezinárodní symposium 19. – 21. května 2010: Sborník přednášek. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2010. s. 231 – 243. ISSN 1211-3700

[2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, ČNI, Listopad 2006

[3] ČSN ISO 13822 Hodnocení existujících konstrukcí, srpen 2005.

[4] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002). Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ČNI, 2004.

[5] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI, 2004.

[6] ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI, 2005,Z1 10/2006.

[7] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007, Oprava 1 9/2008.

### Podklady:

[8] Stavebně-technický průzkum supermarketu Delvita Brno – Dorných

[9] Liapor beton – příručka technologa

## **17. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK**

$f_{yk}$  - charakteristická hodnota meze kluzu

$f_{yd}$  - návrhová hodnota meze kluzu

$f_{ck}$  - charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku

$f_{cd}$  - návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku

$\epsilon_{c,lin}$  – přetvoření v betonu na mezi pružných deformací

$\epsilon_{cu}$  - mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku

$\epsilon_s$  - poměrné přetvoření betonářské výztuže

$b$  - šířka průřezu

$d$  - účinná výška průřezu

$x$  - poloha neutrální osy

$z$  - rameno vnitřních sil

$M_{rd}$  - moment na mezi únosnosti

$M_{ed}$  – moment vnějších sil

$A_{st}$  - plocha navržené betonářské výztuže

$P_{m0}$  - maximální hodnota síly v předpínací výztuži po vnesení předpětí do betonu

$P_{max}$  - maximální předpínací síla v předpínací výztuži během předpínání

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

$\sigma_{pm0}$  - napětí v čase zakotvení, po krátkodobých ztrátách

$\sigma_s$  - napětí ve výztuži

## **18. SEZNAM PŘÍLOH**

- A) Statický výpočet
- B) Výkres původního stavu
- C) Výkres montážního stavu
- D) Výkres předpínací výztuže
- E) Schema výztuže desky
- E) Schema výztuže příčle a trámu