

ZVÝŠENÍ ÚNOSNOSTI STROPNÍ DESKY S WÜNSCHOVÝMI HLAVICEMI ■ INCREASE OF BEARING CAPACITY OF THE FLOOR SLAB WITH WÜNSCH CAPITALS

Pavel Beran

Článek se věnuje problematice zesílení stropní konstrukce, která je tvořena prefabrikovanými dodatečně předpínanými Wünschovými hlavicemi a železobetonovou deskou. Pomocí nabetonávky byla výrazně zvýšena únosnost konstrukce. Po realizaci byla její spolehlivost ověřena zatěžovací zkouškou. ■ This paper is focused on the reinforcement of the structure which is created of prefabricated post-tensioned Wünsch capitals and a reinforced concrete slab. The bearing capacity of the structure was significantly increased by means of concrete overlay. The reliability of the structure was verified by the loading test which was made after realisation.

Článek se věnuje popisu rekonstrukce stropní desky ve skladové hale, která byla postavena v 70. letech 20. století, v areálu Cembrit, a. s., v Berouně. Vlastní konstrukce je tvořena prefabrikovanými dodatečně předpjatými Wünschovými hlavicemi, které jsou podporovány ocelobetonovými sloupy, a stropní deskou, která byla dodatečně dobetonována mezi hlavicemi. Tato stropní deska je pojižděna vysokozdvížnými vozíky a zároveň je na ní skladován materiál.

Během užívání stropu se zjistilo, že při pojiždění konstrukce vysokozdvížnými vozíky se deska chvěje („plave“). Ve stropní konstrukci byly také zjištěny trhliny, které prostupovaly skrz celou tloušťku desky.

Vlastník objektu oslovil odbornou firmu, aby zjistil únosnost konstrukce stropu a příčinu poruch.

STAV PŘED REKONSTRUKCÍ

Popis konstrukce

Řešená skladová hala má jedno podzemní a jedno nadzemní podlaží, půdorysné rozměry jsou přibližně 25 x 56 m. Z hlediska zatížení a užívání je stropní deska rozdělena na dvě části. Ve své větší části je strop pojižděn vysokozdvížnými vozíky a je na něm skladován materiál na paletách. Ve své druhé části je deska převážně zatížena regály, ve kterých je drobný kusový materiál, přičemž mezi regály je umožněn jen pohyb osob.

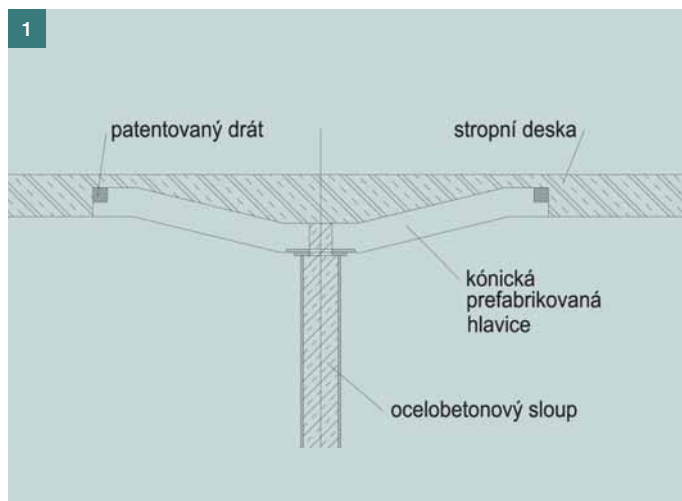
Deska je podporována ocelobetonovými sloupy v rastru 6 x 6 m, obvodovými železobetonovými stěnami a příčnou stěnou. Na sloupech jsou osazeny prefabrikované dodatečně předpínané kónické Wünschovy hlavice o průměru 2,8 m z betonu B600, který odpovídá třídě betonu C45/55. Mezi hlavicemi byla provedena železobetonová deska tloušťky 260 mm z betonu třídy B250, který odpovídá třídě betonu C16/20 [8]. Stropní železobetonová deska byla na svém obvodu a v místě příčné stěny opatřena náběhy. Po obvodu je tedy deska částečně vetknutá do železobetonových stěn.

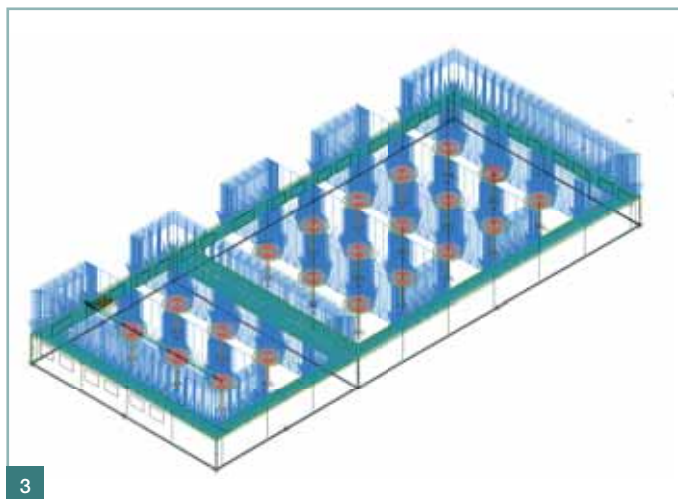
Návaznost desky, hlavice a sloupu je uvedena na obr. 1. Dle výkresové dokumentace měla stykem desky a hlavice procházet radiální výztuž, která měla být zabetonována do hlavice při výrobě. V oblasti styku byla projektována prstencová výztuž při horním povrchu desky. Pomocí tohoto kon-

strukčního opatření měl být zabezpečen přenos sil mezi deskou a hlavicí. Dle konzultace s Prof. Ing. Jaroslavem Procházkou, CSc., bylo však zjištěno, že se tyto stropy někdy realizovaly i bez radiální výztuže na styku mezi hlavicí a deskou. Absence této výztuže by neměla být problémem při použití prstencové výztuže v oblasti styku. Zjednodušené konstrukční opatření však není spolehlivé a několik podobných konstrukcí, které měly nekónické hlavice, se v minulosti zřítily. Pro ověření přítomnosti výztuže proběhl průzkum konstrukce a bylo zjištěno, že v oblasti styku se nachází pouze prstencová výztuž (obr. 2). Vlastní železobetonová deska byla dle projektu vyztužena betonářskou výztuží při spodním povrchu v celé ploše. Při horním povrchu byla vyztužena na obvodu, tedy v místě vetknutí desky do stěn.

Únosnost původního stropu

Pro výpočet vnitřních sil na stropní desce byl vytvořen numerický model konstrukce v programu FEAT 2000 (obr. 3), který zahrnoval kromě samotné desky s hlavicemi i sloupy a stěny, které podporují desku. Vliv náběhů a kónický tvar hlavic byl v globálním modelu stropní konstrukce aproximován dvacíti soustřednými deskami kruhového tvaru, z nichž každá měla jinou tloušťku. Tloušťka dvou sousedních desek se lišila o 20 mm a byla pro každou desku v celé ploše konstantní. Tento globální model byl zatížen jednotlivými zatěžovacími stavy, jako je např. zatížení v ce-





3

lé ploše, v pruzích, šachovnicové nebo vysokozdvíhacími vozíky.

Pro věrnější popis chování hlavice byly vytvořeny dva její numerické modely. První z nich byl 3D model hlavice ve FEATu, který se skládal z plošných částí konstrukce. V tomto modelu byla kuleť plocha hlavice aproximována 72 rovinnými plochami (obr. 4). Správnost postupu aproximace zakřivené plochy rovinnými plochami byla ověřena v [1]. Model hlavice byl zatížen reakcemi desky, které byly získány z globálního numerického modelu konstrukce, a předpětím v úrovni obvodového prstence hlavice. Předpětí bylo během realizace původní konstrukce vyvozeno pomocí napínání patentovaného drátu, který byl „omotáván“ kolem obvodu hlavice. Tahové napětí ve výztuži vlivem zakřivení vyvozuje radiální tlaky na obvodu hlavice a kompenzuje tak účinky zatížení od vlastní tíhy a užitého zatížení. Nutno ještě poznamenat, že předpětí bylo vypočteno po ztrátách v čase $t = \infty$. Tento model byl použit pro posouzení namáhání hlavice v radiálním směru.

Druhý numerický model hlavice byl vytvořen v programu ADINA, ve kterém byla hlavice vymodelována jako 3D těleso (obr. 5). Pro numerické řešení byly použity 3D prvky. V tomto modelu byla hlavice zatížena předpětím v čase $t = \infty$ a průměrnou hodnotou reakce mezi deskou a hlavicí. Model byl použit pro posouzení hlavice na protlačení a namáhání hlavice v tangenciálním směru.

Výpočtem bylo zjištěno, že kritickým místem celé stropní konstrukce je styk desky a hlavice. Únosnost stávající konstrukce byla snížena, protože chybí výztuž, která měla dle projektu procházet stykem hlavice a desky. Statickým výpočtem byla únosnost stanovena na 11 kN/m^2 . V případě, že by

o únosnosti desky rozhodovala spodní tahová výztuž, byla by zatížitelnost desky 15 kN/m^2 .

Trhliny, které prostupovaly skrz celou tloušťku konstrukce, byly pravděpodobně způsobeny absencí horní tahové výztuže v desce. V případě, že je deska zatížena v pruzích, vznikají v nezatížených pruzích záporné momenty, které při hodnotě plošného zatížení $7,5 \text{ kN/m}^2$ překračují návrhovou hodnotu momentu únosnosti průřezu z prostého betonu.

REKONSTRUKCE – ZVÝŠENÍ ÚNOSNOSTI

Cílem bylo zvýšit zatížitelnost stropní desky v prostoru, který je pojižděn vysokozdvíhacími vozíky, z hodnoty užitého zatížení 11 kN/m^2 na hodnotu 25 kN/m^2 .

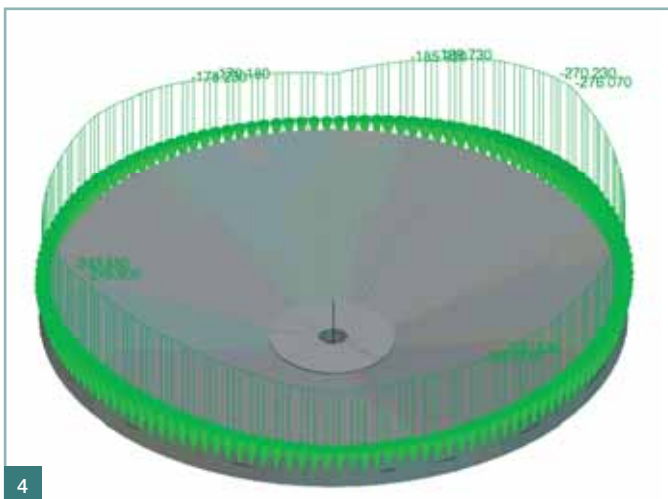
Návrh zesílení

Pro zvýšení únosnosti stropní desky na požadovanou úroveň bylo navrženo nadbetonování vrstvou o tloušťce 160 mm s odpovídajícím vyztužením.

Spražení

Pro plné spolupůsobení nabetonované desky s deskou původní bylo nutné zajistit sprážení obou vrstev. V první fázi byla odstraněna stávající stěrková povrchová úprava podlahy spolu se zdrsňením povrchu stávající betonové desky pomocí frézování. Tímto bylo dosaženo vyšší hodnoty tzv. hrubosti povrchu, tak aby odpovídala kvalitě povrchu dosažené otryskáním vysokotlakým proudem vody.

V dalším kroku byly do stávající desky osazeny spřahovací prvky. Do smykově nejvíce namáhaných míst, tj. v oblasti kontaktu hlavice a desky, byly vloženy prvky Hilti – HCC-B. V prostoru přímo nad sloupem a v jeho okolí byl



4

Obr. 1 Návaznost desky, hlavice a sloupu – původní stav ■ Fig. 1 Contact among slab, capital (head) and column – original stage

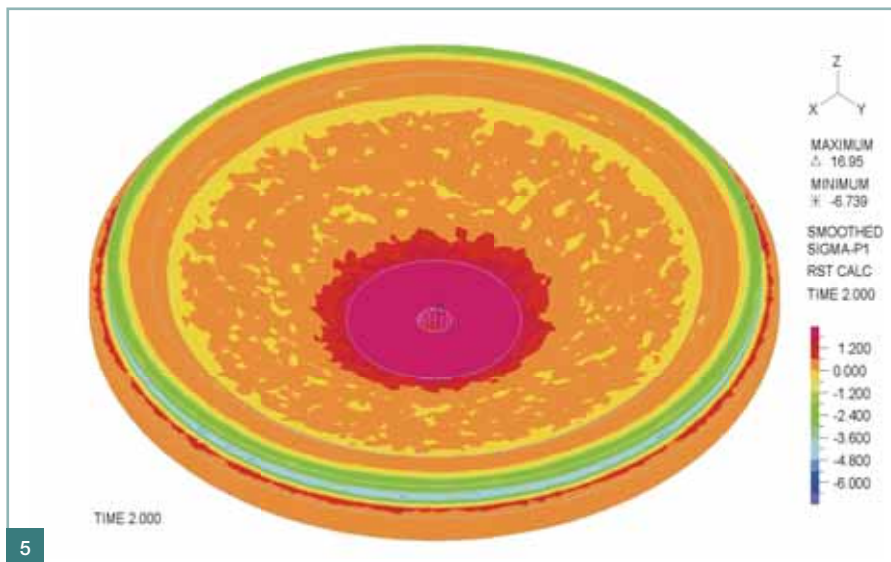
Obr. 2 Horní výztuž v oblasti styku hlavice a desky ■ Fig. 2 Upper reinforcing bars in the region of contact between capital and slab

Obr. 3 Globální numerický model konstrukce – zatížení v pruzích ■ Fig. 3 Global numerical model of the structure – loading in zones

Obr. 4 2D model hlavice – zatížení krajní hlavice ■ Fig. 4 2D numerical model of the capital – loading the corner capital

navržen nižší počet spřahovacích trnů, protože posouvající síly a namáhání přebírá předpjatá hlavice. Směrem k ose sloupu roste velmi rychle posouvající síla. V blízkosti sloupu jsou hodnoty posouvající síly tak velké, že není možné je přenést pomocí výše uvedených spřahovacích prvků. Pro statické propojení půdorysně protilehlých částí nabetonované desky nad hlavicemi byla proto k hornímu povrchu nabetonávky nad sloupy vložena tahová výztuž. Pro sprážení původní a nabetonované desky v celé ploše byla použita lepená výztuž – ohnutý prut betonářské výztuže, dva kusy na m^2 .

Při sprážení desky zabraňují spřahovací prvky „nadzvednutí“ nově nabetonované vrstvy betonu od původní desky, čímž je dosaženo spolupůsobení obou vrstev. Dle [2] má být hodnota únosnosti kotvy v tahu alespoň $11,1 \text{ kN}$ na spřahovací prvek. Hodnota tahové únosnosti prvku závisí na hloubce kotvení do původní desky a nabetonávky. Je zřejmé, že tato tahová únosnost závisí i na vzdálenostech mezi jednotlivými prvky a třídě betonu. Smykové síly, které vznikají mezi nabetonovanou vrstvou a původní deskou, jsou přenášeny ze-



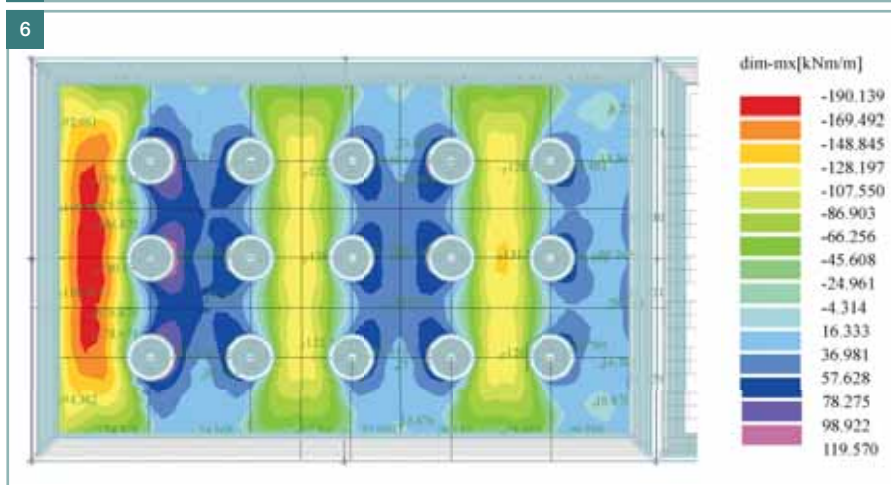
Obr. 5 3D model hlavice – rozložení prvního hlavního napětí – zatížení: předpětí, stálé a užité 20 kN/m² ■ Fig. 5 3D numerical model of capital – distribution of the first principal stress – loading: prestress, permanent, live load 20 kN/m²

Obr. 6 Globální model konstrukce – průběh ohybových momentů od zatížení v pruzích ■ Fig. 6 Global numerical model – distribution of bending moments which is caused by the loading in zones

Obr. 7 Řez 3D modelem hlavice – normálové napětí ve směru tangenciálním ■ Fig. 7 Cutting plane of the 3D model of capital – normal stress in tangential direction

Obr. 8 Provádění nabetonované vrstvy ■ Fig. 8 Realization of concrete overlay

Obr. 9 Průběh poměrného přetvoření v nabetonávce ■ Fig. 9 History of the strain in a concrete overlay



tláčení, výrazně zvýšila únosnost styku hlavice a desky a zlepšila statické chování konstrukce v oblasti hlavice, jelikož v původní desce chyběla horní výztuž nad hlavici.

Styk hlavice a desky

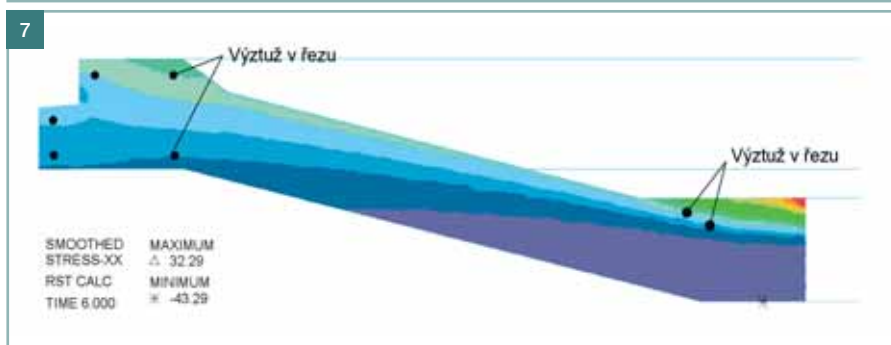
Únosnost styku hlavice a desky byla zvýšena pomocí nabetonované vrstvy tloušťky 160 mm, do které byla při horním povrchu vložena podélná tahová výztuž dostatečně zakotvená za oblast styku. Únosnost byla dále zvýšena vložением 4 × 2 × U65 / hlavici do nabetonované vrstvy. Tyto ocelové nosníky byly vetknuty do nabetonované vrstvy v oblasti desky mezi hlavicemi, přičemž zasahovaly nad hlavici cca 150 mm. Přesah ocelových nosníků o hodnotě 150 mm tak zvyšuje únosnost na protlačení a brání propadnutí desky mezi hlavicemi.

Horní výztuž

V původní stropní konstrukci chyběla i horní výztuž v ploše desky mezi hlavicemi. Protože při některých kombinacích zatěžovacích stavů dochází k tahovému namáhání při horním povrchu desky, bylo nutné k hornímu povrchu nabetonávky vložít minimální množství výztuže, které odpovídá požadavkům normy [3]. K hornímu povrchu nabetonávky byly vloženy i sítě, které zachycují síly od smršťování.

Spodní výztuž

Při zatížení stropní konstrukce plošným zatížením v pruzích vznikají ohybové momenty, které způsobují tah ve spodních vláknech v krajních polích v obou směrech. Hlavní vázaná výztuž byla však pouze v jednom směru (obr. 6). Momenty byly v původní des-



jména drsností (hrubostí) povrchu původní desky.

Nově nabetonovaná vrstva tvoří konečný povrch průmyslové podlahy. Desku nebylo možné dilatovat obvyklým způsobem, jelikož původní deska také není dilatována. Nová vrstva má tendenci se během několika let po realizaci smršťovat, zatímco smrštění původní desky již proběhlo. Mezi těmito vrstvami budou proto vznikat síly, které je nutné přenést. Pro tento účel byl při realizaci navýšen počet spřahovacích prvků na obvodu stropní desky, podrobněji viz [2]. Síly od smrštění jsou přenášeny i pomocí drsnosti betonu a tahové výztuže v nabetonávce. Dal-

ším opatřením, které redukovalo nepříznivé účinky smršťování nabetonávky, bylo použít betonu s atypickým složením. Do betonu třídy C30/37 byla přidána přísada pro redukcii smrštění – Stach Stachment AC 600. Množství této přísady bylo 1 % cementu. Předpokládané smrštění za 28 dní bylo 0,3 mm.

VÝZTUŽ V NABETONÁVCE

Hlavice

V prostoru nad hlavicí, na úrovni styku hlavice a desky, byla do desky vložena podélná výztuž ve dvou směrech. Tato výztuž zvýšila únosnost hlavice na pro-



8

ce zachyceny pouze sítěmi u spodního povrchu. Při hodnotě plošného zatížení v pružích 11 kN/m^2 bylo množství této výztuže ve stávající desce dostatečné. Pro nově uvažované zatížení 25 kN/m^2 by však vyztužení již nebylo vyhovující. Ke spodnímu povrchu nabetonávky byla proto přidána podélná tahová výztuž. Toto řešení je nestandardní, protože výztuž se obvykle dává do betonu k taženému povrchu, kde má nejvyšší účinnost. V tomto případě je ale nutné přihlížet ke skutečností, že tloušťka nadbetonávky je 160 mm , třída betonu je C30/37 a hodnota ohybového momentu nenabývá svého maxima v celé konstrukci. Kombinace těchto příčin způsobuje, že výztuž bude účinná i při spodním povrchu nadbetonávky, protože přetvoření výztuže při spodním povrchu nové vrstvy je vyšší než přetvoření betonářské výztuže na mezi kluzu. Přetvoření sítí při spodním povrchu desky je menší než je jejich tažnost, tudíž nedojde k jejich přetržení.

Posouzení konstrukce

Výpočet vnitřních sil v desce byl proveden pomocí globálního numerického modelu konstrukce (obr. 3), přičemž hodnoty zatížení byly určeny dle normy [4] a požadavků vlastníka, kombinace zatěžovacích stavů byly sestaveny dle normy [5]. Posouzení jednotlivých částí konstrukce proběhlo dle nyní platných norem [3, 6].

Vnitřní síly, které působí na hlavici, byly získány z 2D numerického modelu hlavice v programu FEAT 2000 a 3D modelu hlavice v programu ADINA. Kónická hlavice je vyztužena ve směru povšek radiální výztuží při horním a spodním povrchu. Na svém obvodu je hla-

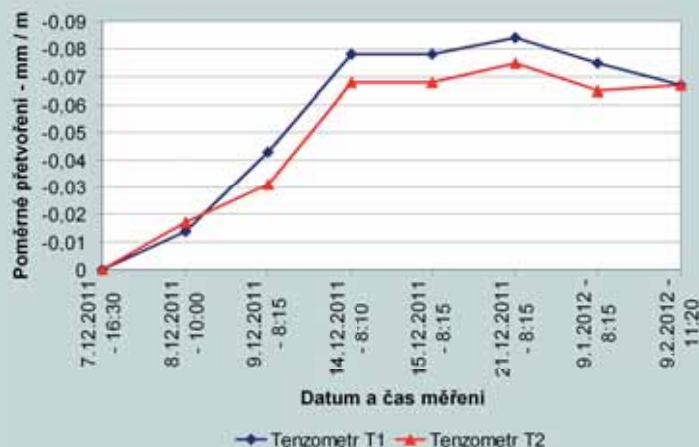
více vyztužena kruhovou výztuží, která tvoří „obruč“, kterou je hlavice stažena. V místě návaznosti hlavice na sloup je hlavice stažena dvěma silnými pruty ve tvaru kružnice. Ve střední části hlavice není žádná výztuž ve směru tangenciálním (kolmém k površkám). Veškeré tahové síly v tangenciálním směru přebírá výztuž na obvodu hlavice a výztuž v blízkosti návaznosti na sloup. Rozložení napětí a poloha výztuže je uvedena na obr. 7.

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

Betonáž vrstvy tloušťky 160 mm proběhla dne 7. prosince 2011 po navlčení původní stropní konstrukce (obr. 8). Zatěžovací zkouška následovala ve dnech 5. až 13. ledna 2012. Byly zkoušeny dva zatěžovací stavy.

Prvním zatěžovacím stavem bylo zatížení v pruhu, který přiléhá k obvodové stěně. Do tří krajních polí bylo navedeno užité zatížení o hodnotě 25 kN/m^2 . Následně byl změřen průhyb konstrukce, jehož hodnota nepřesáhla 3 mm . Naměřená hodnota průhybu odpovídá hodnotě vypočtené pomocí globálního numerického modelu. V druhém kroku bylo do stejného prostoru navedeno zatížení o hodnotě 35 až 37 kN/m^2 [7]. V tomto případě byl průhyb konstrukce do 4 mm . Výsledek opět odpovídal očekávané hodnotě, která byla získána výpočtem. Při prohlídce spodní strany stropu bylo zjištěno, že ve stropní konstrukci při tomto zatížení nevznikly viditelné trhliny.

Shodný postup byl použit i pro druhý zatěžovací stav, ve kterém byla čtyři pole v okolí hlavice zatížena užitným zatížením. Při tomto zatěžovacím stavu taktéž nedošlo k viditelným vadám, naměřené průhyby byly do 4 mm .



9

Literatura:

- [1] Beran P., Máca J., Kott J.: Vaults and Shells – Comparison of Numerical and Exact Solution, Engineering Mechanics 2007 [CD-ROM], Prague: Institute of Thermomechanics, AS CR, v. v. i., 2007
- [2] Fastening Technology Manual Hilti HCC-B for concrete overlays – B 2.5, EC-2; 1992
- [3] ČSN EN 1992-1-1, Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [4] ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení pozemních staveb
- [5] ČSN EN 1990, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [6] ČSN EN 1994-1-1, Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN 73 2030, Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení
- [8] ČSN ISO 13822, Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

Během navážení zatížení na strop pomocí vysokozdvizných vozíků bylo od řidičů vozíků potvrzeno, že stropní konstrukce už při pojezdu nekmitá, „neplave“. Zatěžovací zkouškou bylo ověřeno, že stropní konstrukce je schopna bezpečně přenášet požadované zatížení.

SLEDOVÁNÍ POMĚRNÉHO PŘETVOŘENÍ BETONU

Před betonáží byla do prostoru nabetonované vrstvy osazena dvojice tenzometrů. Tenzometry byly uloženy přibližně ve výšce 94 a 122 mm nad horní úroveň původního stropu. Průběh odečteného poměrného přetvoření bě-

hem dvou měsíců od betonáže je uveden na obr. 9. Z grafů je zřejmé, že maximální smrštění bylo 0,084 resp. 0,075 mm/m. Tato hodnota je výrazně nižší než předpokládaná, výrobcem betonové směsi zaručená hodnota.

ZÁVĚR

Cílem rekonstrukce atypického stropu, který je tvořen dodatečně předpřítanými hlavicemi a železobetonovou deskou, bylo zvýšit zatížitelnost stropu užitným zatížením z 11 a 25 kN/m². Tohoto cíle bylo úspěšně dosaženo zvýšením tloušťky železobetonové desky z 260 na 420 mm. Nabetonovaná vrstva tloušťky 160 mm tvořila také finální povrch průmyslové podlahy. Tato vrstva byla s původní deskou spřažena pomocí Hilti spřahovacích prvků a lepené výztuže tvaru L. Do nabetonované desky byla vložena potřebná tahová výztuž a ocelové nosníky, které zvýšily únosnost desky v ohybu a na protlačení. Před rekonstrukcí byl kritickým místem v konstrukci styk hlavice a desky. Po rekonstrukci rozhoduje o únosnosti stropu tahová výztuž při spodním povrchu desky. Při realizaci nabetonávky byl použit beton třídy C30/37 s kompenzovanou hodnotou smrštění. Požadovaná únosnost stropní konstrukce byla ověřena zatěžovací zkouškou. Hodnoty průhybů desky naměřené během zkoušky nepřesáhly hodnoty získané výpočtem.

Projekt a realizace rekonstrukce	Spektra, s. r. o.
Návrh betonové směsi	Ing. Jiří Žáček, Betotech, s. r. o.
Spolupráce na návrhu spřažení	Ing. Jan Jonáš, Hilti ČR, s. r. o.

Autor článku děkuje za konzultaci Prof. Ing. Jaroslavu Procházkovi, CSc., a všem zaměstnancům firmy Spektra, s. r. o., kteří se podíleli na projektu a realizaci.

Tento článek vznikl s podporou RVO: 68378297.

Ing. Pavel Beran, Ph.D.
Spektra, s. r. o.
Ústav teoretické a aplikované
mechaniky AV ČR, v. v. i.
e-mail: pavel.beran@spektra-
beroun.cz
tel.: 311 740 167



Text článku byl posouzen odbornými lektory.

RECENZE

NAPREJ!

ČESKÁ SPORTOVNÍ ARCHITEKTURA 1567–2012

Rostislav Švácha, Martin Horáček, Marcela Horáčková, Jiří Křížek, Martina Mertová, Martin Strakoš, Markéta Svobodová, Robert Šrek



Dne 10. září 2012 se v pražském sídle Autoklubu České republiky uskutečnil křest knihy *Naprej! Česká sportovní architektura 1567–2012*, která byla vydána při příležitosti her XXX. olympiády v Londýně 2012 a 150. výročí založení Sokola. Napsal ji kolektiv osmi autorů v čele s Rostislavem Šváchou.

Rostislav Švácha: „*Naše kniha se věnuje architektonickým dílům, která od šestnáctého století po dnešek sloužila sportu a tělesné výchově. Napsal ji tým osmi převážně mladých akademicky vzdělaných historiček a historiků architektury, tedy lidí, kteří mají rozhodně víc společného s intelektuální než se sportovní oblastí. Pouze jeden z nás se stal členem spolku, který má sportování ve své agendě. Může se to jevit jako problém. Myslíme si totiž, že intelektuálové, a to nejen čeští, obvykle sportovce pokládají za svůj opak. A nepochybujeme, že sportovci spatřují svůj opak v intelektuálech. Nebylo proto pro nás snadné najít si k tématu architektury pro sport a tělesnou výchovu nějaký důvěrnější vztah, třebaže jsme už předem věděli, že pro svůj sport si jeho praktici dokázali objednat vynikající stavby a že vůbec může být zajímavé zkoumat, jak se architekti od renesance po současnost vyrovnávali s proměnami jednoho vyhraněného druhu pohybů lidského těla.*

V dějinách sportu a tělesné výchovy v českých zemích nicméně najdeme pozoruhodnou epizodu, která dokazuje, že antagonismus mezi světem sportu a světem intelektuální práce nemusí být pro obě strany jejich věcným osudem. U počátků českého sportu v moderním smyslu tohoto slova, ale ještě zřetelněji u počátků moderní české tělesné výchovy jako masové a všem zájemcům otevřené aktivity, totiž stáli dva intelektuálové, vzdělaný finančník Jindřich Fügner (1822–1865) a historik umění a architektury Miroslav Tyrš (1832–1884). Oběma těmto přátelům se podařilo vtisknout tělesné výchově a sportu intelektuální obsah, pro nějž by se hodilo slovo ideologie. Přestože oba pocházeli z rodin českých Němců, rozhodli se, že se stanou Čechy a zapojí pohyb těla do služeb české národní emancipace. Jenom národ, jehož členové jsou obratní a silní, obstojí v konkurenčním boji s jinými národy, napsal Tyrš v roce 1871.“

Knihy obsahuje stručný výklad o šedesáti stavbách v českých zemích, od Velké míčovny na Pražském hradě (1567–1569) po zimní stadion v Chomutov (2006–2011). Je rozdělena do pěti kapitol, které odpovídají vývoji politických útvarů na dnešním českém území, ale mají zároveň něco společného s periodizací dějin architektury a periodizací dějin sportu.

První kapitola Aristokratický sport je věnována stavbám, které byly určeny pro činnosti pokládané spíše za zábavu a přípravu na boj – lov, turnaje a karusely, střelba na terč, v pozdní renesanci tenis a od dob napoleonských válek také plavání, jehož výcvik zaváděla rakouská armáda.

Druhá kapitola začíná šedesátými lety 19. století. Poté, co rakouská vláda kodifikovala mnohé politické svobody včetně svobody sdružování, mohly vznikat první sportovní a tělovýchovné spolky. Sport přestává být výsadou bohatých aristokratů či měšťanů a demokratizuje se. Čeští sokolové začínají stavět sokolovny. Stavby sportovců, hlavně různé dřevěné klubovny a tribuny prvních stadionů, však ve srovnání s monumentálními sokolovnami měly dlouho provizorní ráz. Výjimkou jsou stavby pro turistiku – noclehárny, rozhledny a horské hotely.

Třetí kapitola pokrývá léta první Československé republiky (1918 – 1938). V té době prožívá Sokol svůj triumf a začíná se stavět gigantický strahovský stadion ve funkcionalistickém stylu. Právě stadiony a spolu s nimi pak bazény, koupaliště, klubovny veslařských a tenisových klubů se staly pro architektury vážným tématem.

Čtvrtá kapitola představuje výsledky koncepce „sjednocené tělovýchovy“, která zvítězila po komunistickém převratu v roce 1948. Odpovědnost za ni převzal stát a pokusil se ji direktivně řídit. Jejím cílem bylo odstranit roztržičnost zájmů jednotlivých sportovních klubů a s tím související roztržičnost stavebních investic. Areály sokoloven měly být nahrazeny obrovskými polyfunkčními zařízeními. Mezi různými typy sportovní architektury dominovaly velké kryté haly pro plavání a lední hokej. Statici u nich experimentovali s novými druhy konstrukcí o velkém rozponu a postrkávali tak architektury k novým formám.

Poslední kapitola se věnuje období po demokratické revoluci v listopadu 1989. Sport se osvobodil od ideologického dohledu, ale otevřela se otázka financí. Velké stavby mají s finančním problémem. Množí se naopak zajímavé stavby menšího rozsahu pro módní neorganizované a mnohdy i nesoutěžní druhy sportů. Sokol se opět probudil k životu, ale své původní velikosti už asi nedosáhne.

Ydavatelství Prostor – architektura, interiér, design, 2012, 328 stran
ISBN 978-80-87064-08-5

Ydavatelství Prostor – architektura, interiér, design, 2012, 328 stran
ISBN 978-80-87064-08-5