

# SANACE A ZESÍLENÍ NÁSTUPIŠTNÍCH PŘÍSTŘEŠKŮ VE STANICI ČESKÉ VELENICE ■ RECONSTRUCTION AND STRENGTHENING OF STATION ROOFINGS AT RAILWAY STATION CESKE VELENICE

Vladimír Vančík, Pavel Kormaňák

Příspěvek popisuje rekonstrukci železobetonových přístřešků na nástupištích v železniční stanici České Velenice. Přístřešky tvaru hyperbolického paraboloidu byly postaveny ve druhé polovině čtyřicátých let minulého století podle projektu profesora Hacara. Nezbytným předpokladem úspěšné rekonstrukce byl podrobný statický přepočít, pro zesílení bylo využito uhlíkových tkanin. ■ The article describes the reconstruction of station roofings at railway station Ceske Velenice. The hyper shaped roofing structures were built in the middle of last century according to a design of Prof. Hacar. The main condition of a successful reconstruction was a detailed structural analysis, the strengthening was designed using carbon fibre reinforced sheets.

Na konci druhé světové války bylo nádraží v Českých Velenicích vybombardováno a v roce 1948 byly na nástupištích postaveny nové přístřešky. Autorem návrhu skořepinové železobetonové konstrukce byl akademik Bedřich Hacar, pozdější ředitel Kloknerova ústavu a přední český odborník na železobetonové konstrukce (obr. 1).



Mezi jeho další známá díla patří zastřešení haly v Šumperku, nosná konstrukce zastřešení plaveckého stadionu v Podolí, Podolská vodárna ad.

Přístřešky se vlivem nedostatečné údržby dostaly do špatného stavebního stavu a uvažovalo se i o jejich demolici. Rekonstrukce přístřešků byla řešena v rámci stavby modernizace koridoru a přáním investora i zástupců města bylo jejich zachování.

## POPIS KONSTRUKCE

Železobetonové skořepinové přístřešky stojí v železniční stanici České Velenice na nástupišti u výpravní budovy a na ostrovních nástupištích.

Přístřešky ostrovního nástupiště sestávají z jednotlivých betonážních dílů (segmentů) o půdorysných rozmě-

rech 8,15 x 9,8 m, které svým tvarem připomínají obrácený deštník obdélníkového půdorysu. Horní povrch každého segmentu zastřešení je vyspádován do středu nad sloup, středem sloupů jsou vedeny svody dešťové kanalizace.

Přístřešky u výpravní budovy jsou půdorysně menší (8,15 x 5,55 m) a mezi- lehly prostor mezi přístřešky a výpravní budovou je rovněž zastropen. Zastropení bylo provedeno ze sklobetonových tvárníc (luxfer), osazených v železobetonových roštích mezi přístřešky a výpravní budovou.

Konstrukce jednoho segmentu přístřešku je navržena jako monolitická železobetonová skořepina tloušťky 80 mm tvaru hyperbolického paraboloidu, vyztužená žebry a podepřená sloupem vetknutým do základové patky. Sloupy jsou osmiúhelníkového průřezu s průměrem opsané kružnice 450 mm. Segmenty byly po třech, respektive po čtyřech spojeny do jednoho dilatačního celku. Tvar přístřešků je zřejmý z obr. 2 a 3.

Skořepiny jsou v obou půdorysných osách podporovány celkem čtyřmi nosnými žebry, která jsou vykonzolována z centrálních sloupů. Tato nosná žebra jsou široká 186 mm a mají proměnnou výšku od 70 do 385 mm. Po obvodě jsou dále navržena vyztužná lemující žebra o průřezu 160 x 190 mm, která působí jako táhlo (obruč) skořepinové konstrukce.

Hlavní příčinou špatného stavebního stavu přístřešků byla nedostatečná údržba, nízká kvalita provedených oprav a neodborné a necitlivé zásahy do konstrukce, jako byly prostupy pro elektroinstalaci a způsob zavěšování informačních tabulí. Nefunkční izolace umožnila zatékání vody do konstrukce (obr. 4), což na mnoha místech způsobovalo odpadávání krycí vrstvy betonu a obnažování a korozi vyztuže.

## STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY

Konstrukce přístřešků byla postupně podrobena třem stavebně-technickým průzkumům.

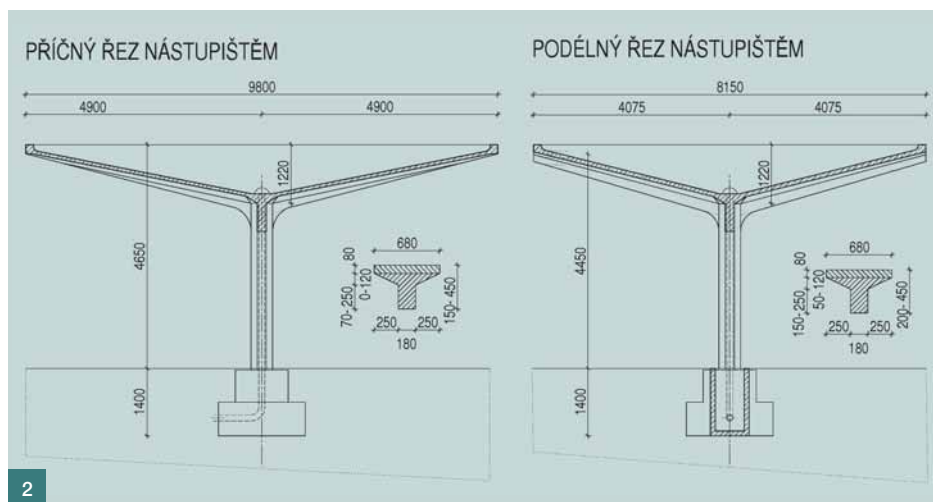
První průzkum z roku 2000 stano- vil pevnost betonu, vyztuž sloupů

a žeber. Pro stanovení pevnosti betonu bylo použito Schmidtovo kladívko a pro statické posouzení konstrukce bylo doporučeno uvažovat beton třídy B15 a vyztuž 10216 s pevností 180 MPa.

Doplňující průzkum byl proveden v roce 2008 již v průběhu zpracování podrobného projektu rekonstrukce za účelem ověření a zpřesnění výsledků předběžného průzkumu. Tento průzkum nepřinesl žádné nové informace, pouze potvrdil nízkou kvalitu betonu B15, která velice komplikovala statický návrh sanace. Zjištěná pevnostní třída betonu se však jevila jako nereálně nízká s ohledem na skutečnost, že konstrukce přístřešků po padesáti letech životnosti nevykazovala žádné větší statické poruchy.

Výsledky obou průzkumů byly doplněny o údaje z dochované projektové dokumentace a chybějící podrobnosti vyztuže byly extrapolovány na základě odborného odhadu zpracovatele projektu. Přesto se však statický posudek konstrukce jevil nadále jako problematický, první výpočty s hodnotami z průzkumů prokazovaly, že konstrukce nevyhovuje. Uvažované možnosti zesílení železobetonové konstrukce přístřešků byly obtížně proveditelné a zvažovala se i demolice konstrukcí, která však byla pro investora nepřijatelná. Proto byl na objednávku zpracovatele návrhu rekonstrukce v dubnu 2008 proveden třetí diagnostický průzkum. Zpracovatelem průzkumu byl Doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc. Poloha sond je zakreslena na obr. 5, detail sondy č. 6 je na obr. 6.

V tomto průzkumu bylo s ohledem na jemnozrnou skladbu betonu použito metody Maškova špičáku a konstatovány byly hodnoty pevnosti betonu v rozmezí 31 až 39 MPa. Dále byly provedeny destruktivní zkoušky a zde se hodnoty pohybovaly v intervalu 18,2 až 28,8 MPa. Protože u jádrových výtřtů menších průměrů platí, že výsledky jsou cca o 15 % nižší, lze prohlásit, že zjištěné hodnoty odpovídaly nede- struktivním zkouškám. Nakonec byly ještě provedeny zkoušky tahové pevnosti betonu a z nich byly přepočítá-



2

Obr. 1 Akademik Bedřich Hacar ■

Fig. 1 Academic Bedřich Hacar

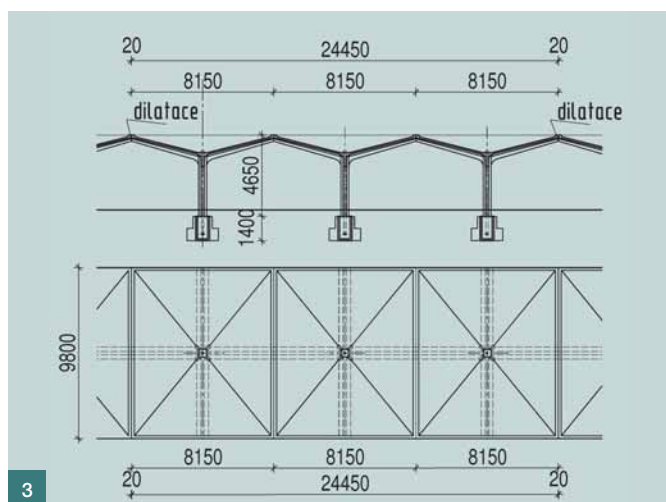
Obr. 2 Příčný a podélný řez nástupištěm ■ Fig. 2 Sections of the railway platform

Obr. 3 Půdorys a řez dilatačního celku ■ Fig. 3 Layout and section of dilatation unit

Obr. 4 Detail poškození kraje přístřešku ■ Fig. 4 Defective edge of the roofing

Obr. 5 Rozmístění sond na konstrukci ■ Fig. 5 Probing layout

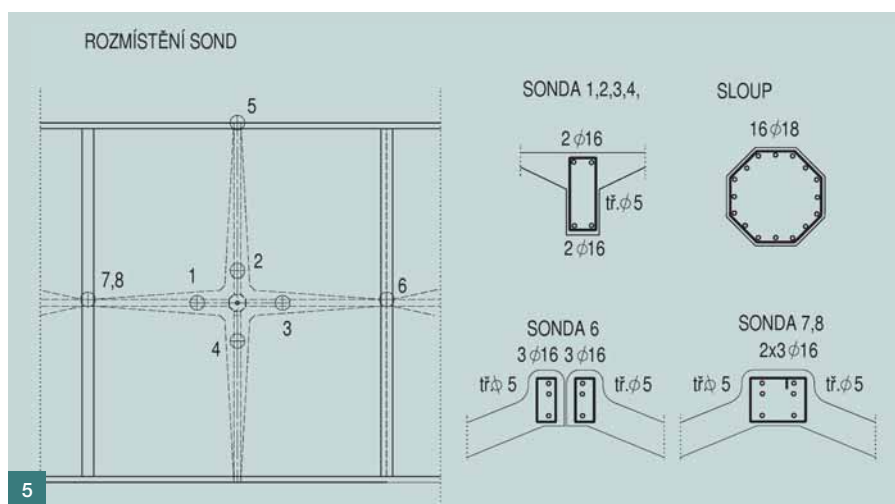
Obr. 6 Detail sondy č. 6 ■ Fig. 6 Detail of the probe Nr. 6



3



4



5



6

ny pevnosti betonu v tlaku, přitom byly předchozí výsledky potvrzeny.

Výsledné vyhodnocení průzkumu zařadilo beton skořepin do třídy C20/25 a beton trámů do třídy C25/30. Kromě klasifikace betonu byl dále stanoven modul pružnosti 29,5 MPa, tloušťka krycí vrstvy od 16 do 25 mm a typ výztuže v táhlech Roxor s pevností 340 MPa.

V závěru průzkumu bylo formulováno doporučení pro opravu konstrukce:

- obnova izolace střechy přístřešků (horní povrch skořepiny),
- odstranění stávající cementové omítky (podhled a sloupy),
- odstranění porušené krycí vrstvy betonu a provedení reprofilace s celoplošnou stěrkou se zaručenou paropropustností, aby nedošlo k uzavření průřezu.

Nutnou podmínkou pro možnou opravu bylo samozřejmě vyhovující statické posouzení.

## STATICKÉ POSOUZENÍ

### Zatížení

Zatížení konstrukce bylo uvažováno dle současných normových požadavků. Vlastní tíha konstrukce byla zadána dle průzkumu hodnotou 22 kN/m<sup>3</sup>, jako nahodilá zatížení byla uvažována zatížení sněhem 1,5 kN/m<sup>2</sup> a zatížení větrem se základním tlakem 0,36 kN/m<sup>2</sup>. Oproti původnímu výpočtu akademika Hacara je zatížení sněhem dvojná-

sobné a zatížení větrem nebylo původně uvažováno vůbec. U nahodilých zatížení bylo uvažováno i s nesymetrickým působením.

### Výpočetní model

Jednotlivé dilatační úseky přístřešků sestávají ze tří nebo čtyř skořepinových dílů (segmentů). Srovnávací výpočty prokázaly malý vliv spojitosti konstrukce dilatačního úseku a pro statické posouzení byly proto sestaveny prostorové modely jednoho segmentu. Konstrukce byla modelována jako prostorová skořepina podepřená žebry vetknutými do sloupů a táhly umístěnými po obvodu skořepiny vytvářejícími obvodovou obruč.

První modely byly sestaveny dle běžných zvyklostí jako roštová konstrukce, kdy trámy spolupůsobí se skořepinou. Výsledky výpočtů na těchto modelech však prokázaly, že konstrukce nevyhoví. Proto byly výpočetní modely postupně optimalizovány za účelem reálného zhodnocení stávajícího stavu napjatosti konstrukcí a v konečné fázi doplněny o ortotropii skořepiny.

Ortotropie skořepiny byla variantně zadána za účelem prověření možného stavu napjatosti, kdy teoreticky dojde k překročení tahové pevnosti betonu a vytvoření trhlin. Byla zadána rozdílná tuhost ve směru hlavních os skořepiny (osa  $x$  směřuje do středu skořepiny). Tuhost v tomto směru odpovídá rozměrům a materiálu konstrukce, tuhost ve směru  $y$  byla uvažována desetkrát menší. Pro ověření výsledků byly prováděny paralelní výpočty na programových systémech RIB Trimas a SCIA Engineer.

Na základě vyhodnocení řady výpočtů na izotropních i ortotropních modelech byl proveden rozbor statického působení konstrukce a následně dokončen návrh sanace.

### Statické působení konstrukce

Na centrálním sloupu je osazen kříž konzolových hlavních nosníků, který je po obvodě stažen táhlem (obručí). Konstrukce zastřešení je tvořena membránou tloušťky 80 mm tvaru hyperbolického paraboloidu. Hlavní nosníky i táhla jsou vyztužena málo, skořepina prakticky vůbec (výztuž sítí  $\phi 5/15/15$  z oceli 10216 cca v ose membrány).

Při výpočtech na původním modelu byly hlavní nosníky uvažovány jako spřažené se spolupůsobící částí membrány, proto byly ohybové momenty výrazně vyšší a poměrně nízký průřez

s horní výztuží 100 mm pod povrchem nebyl dimenzovatelný.

V konečném výpočetním modelu jsou **hlavní konzolové nosníky** zadány jako žebra pod skořepinou, která jsou ke skořepině kinematicky připojena. Nosníky jsou tedy sice s membránou kinematicky spojeny, ale působí odděleně. Takto zadané nosníky jsou namáhány normálovou silou a malým ohybovým momentem, přitom i horní vlákna jsou tlačena a konstrukce vyhoví pouze s minimální konstrukční výztuží. Zajímavé je, že rozdíl namáhání hlavních nosníků pro izotropní a ortotropní působení skořepiny je malý. Ohybové namáhání sice vzroste, ale normálová síla stále převažuje a výztuž je konstruktivní.

Soudržnost skořepiny s hlavními nosníky je zajištěna **obvodovým táhlem**. Působení táhla redukuje velikost smykových napětí ve spáře mezi hlavním nosníkem a membránou na řád  $0,15 \text{ MN/m}^2$ , což je s rezervou přípustné i pro nízkou pevnostní třídu betonu.

**Skořepinová membrána** je namáhána hlavním tlakem v radiálním směru a hlavním tahem v tangenciálním směru. Problémem jsou trojúhelníky v rozích, kde velikosti hlavních tahů jsou řádu 1 až  $1,5 \text{ MN/m}^2$ , což je pro prostý beton B15 nepřijatelné (maximální tahové napětí by mělo být řádu třetiny tahové pevnosti, tj. cca  $0,5 \text{ MN/m}^2$ ).

Pro prověření změny napjatosti skořepiny po vzniku eventuálních trhlin byly provedeny výpočty na ortotropním modelu. Přitom se předpokládalo vytvoření radiální trhliny kolmo na směr tahových napětí a pruhy mezi trhlínami by měly zůstat nosné. Předpoklady byly provedenými výpočty potvrzeny, napjatost skořepiny a hlavních nosníků se po vytvoření trhlin změnilo málo, výrazně však vzrostou síly v táhlech.

**Sloupy přístřešků** působí staticky jako jednoduché konzoly vetknuté do základových patek. Od stálého zatížení jsou prakticky centricky tlačeny, rozhodující ohybové namáhání vzniká od nahodilého zatížení větrem a případného nesymetrického zatížení sněhem. Výpočet sloupů byl proveden dle teorie 2. řádu se zohledněním fyzikální i geometrické nelinearity. Pro extrémní kombinaci s výrazně zvýšeným nahodilým zatížením sněhem a větrem a současným zohledněním asymetrie bylo prokázáno využití výztuže sloupů na 103 %. Při původních předpokladech a technických možnostech výpočtu se i zde jedná o pozoruhodnou prozíravost a kvalitu návrhu.

### Interpretace výsledků

Výpočty objasnily skutečné statické působení přístřešků a jejich relativně dobrý stavební stav. Pro správnou funkci konstrukce jsou nezbytné:

- dostatečná rezerva v únosnosti primárních konzolových křížů,
- dostatečná rezerva v únosnosti táhla,
- únosnost radiálních pruhů skořepiny, která je podmíněna správnou funkcí hlavních nosníků a táhel. To znamená, že se nesmí zvyšovat ohybové namáhání skořepiny.

Vlastní skořepiny přístřešků, hlavní nosníky i sloupy vyhovely i pro výrazně zvýšené zatížení. Slabším místem konstrukce se při zvýšeném nahodilém zatížení ukázala jednoznačně okrajová táhla, především u větších ostrovních přístřešků. Zatímco pro izotropní působení skořepiny (bez trhlin) jsou táhla využita na 100 %, při případném ortotropním působení je jejich vyztužení nedostatečné. I když na základě doplňujícího diagnostického průzkumu by pro beton B25 ke vzniku trhlin ve sko-

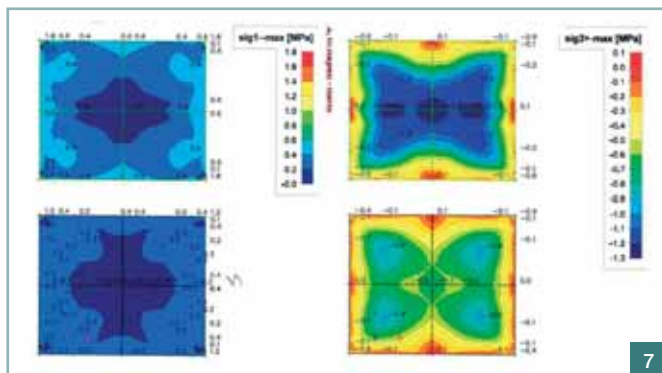
Tab. 1 Rekapitulace výsledků posouzení ■ Tab. 1 Overview analysis results

Konstrukční prvek	Průřez $b \times d$ (cm)	Výztuž 10216	Nutná výztuž Izotropní model	Nutná výztuž ortotropní model
Sloup	45 x 45	16 $\phi$ 18 40,7 cm <sup>2</sup>	41,8 cm <sup>2</sup>	–
Trám 1 příčný směr nástupiště	(18–68) x 37 až 18 x 7 *	2 $\phi$ 16 horní 2 $\phi$ 16 spodní 4 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	1 cm <sup>2</sup>
Trám 2 podélný směr nástupiště	(18–68) x 37 až (18–68) x 20 **	2 $\phi$ 16 horní 2 $\phi$ 16 spodní 4 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	1 cm <sup>2</sup>
Táhlo	16 x 20	3 $\phi$ 16 6 cm <sup>2</sup> (=72 kN)	5 cm <sup>2</sup> (=60 kN)	8 cm <sup>2</sup> (=129 kN)***

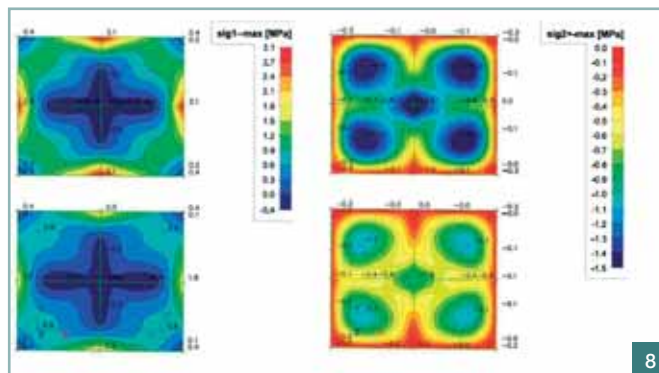
\* Náhradní průřez 26 x 37 až 18 x 7

\*\* Náhradní průřez 26 x 37 až 24 x 20

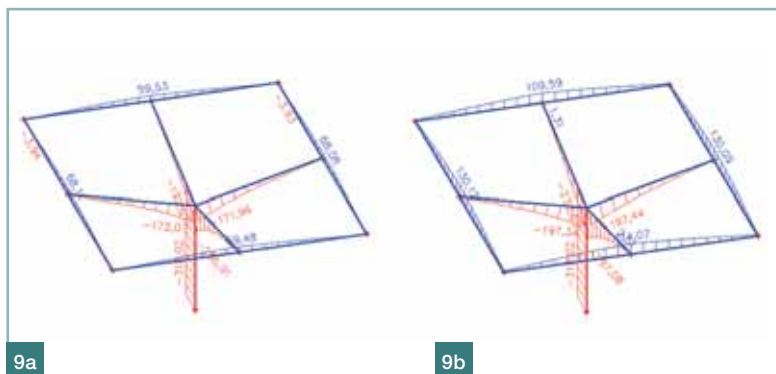
\*\*\* Doplněna uhlíková tkanina S&P C-Sheet 240, 300 g/m<sup>2</sup>, b=150 mm, 2 vrstvy, E=240 GPa,  $\sigma_{pt}$ =3 800 MPa,  $\epsilon_{pt}$ =1,5



7

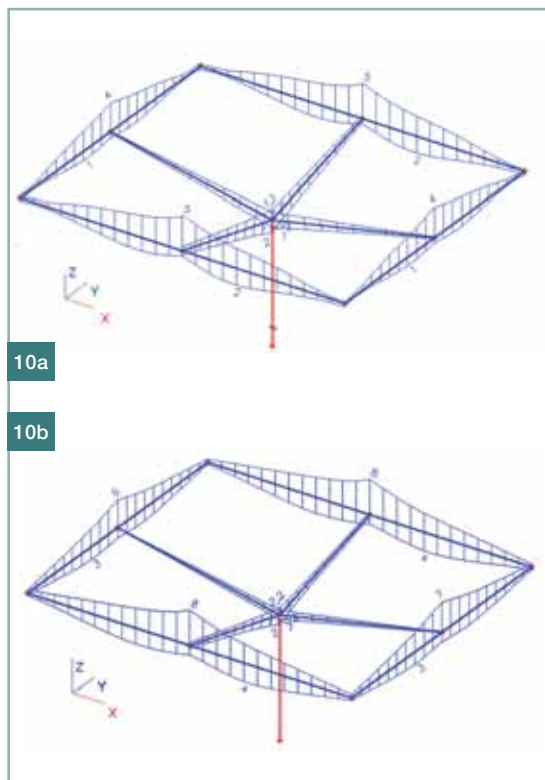


8



9a

9b



10a

10b

Obr. 7 Hlavní napětí (stálé a celkové zatížení) – ortotropní model ■ Fig. 7 Main stresses (dead load and total load) – orthotropic model

Obr. 8 Hlavní napětí (stálé a celkové zatížení) – izotropní model ■ Fig. 8 Main stresses (dead load and total load) – isotropic model

Obr. 9 Průběh normálových sil v táhlech, a) izotropní model, b) ortotropní model ■ Fig. 9 Normal forces in ties, a) isotropic model, b) orthotropic model

Obr. 10 Nutná výztuž, a) izotropní model, b) ortotropní model ■ Fig. 10 Required reinforcement, a) isotropic model, b) orthotropic model

řepině dojít nemělo, byla táhla velkých přístřešků zesílena dle výsledků ortotropního výpočtu. Zde je vhodné připomenout pravděpodobnostní princip výpočtů na mezi únosnosti, vznik trhlin ve skořepině v provozním stavu se tedy nepředpokládá.

Výpočet prokázal zásadní vliv krajních táhel na únosnost konstrukce. Táhla byla v jedné z variant přípravě fáze projektu navržena k odříznutí z důvodu rozšíření kolejiště, bez táhel by však konstrukce přístřešků nemohla být vůbec zachována.

V tabulce 1 jsou sestaveny rozhodující údaje posouzení jednotlivých konstrukčních prvků velkých ostrovních přístřešků. Výška trámů je uváděna pod skořepinou  $d = 80$  mm, s ohledem na výrazný náběh v horní části byl pro výpočet zadán náhradní průřez

Průběhy hlavních napětí ve skořepině pro oba modely jsou na obr. 7 a 8. Obrázky v horní části ukazují hod-

noty od stálého zatížení a ve spodní části od celkového zatížení. Na obr. 9 je vykreslen průběh normálových sil, zde jsou jasně vidět vyšší hodnoty u ortotropního modelu. Konečně na obr. 10 jsou zobrazeny vypočtené nutné plochy výztuže v táhle opět pro oba modely.

### PROVÁDĚNÍ A VÝSLEDEK SANACE

Stanovení přesného rozsahu sanačních prací bylo vlivem celoplošné cementové omítky a pásové izolace na konstrukci problematické. Proto bylo v návrhu uvažováno s určitým procentem celkové plochy určené k sanaci. Rozsah prací byl projektem stanoven následovně:

- oprava povrchu v silnější vrstvě na 30 % celkové horní a 30 % celkové dolní plochy skořepiny a žeber,
- vnější obvod jednotlivých betonážních celků (spodní a horní strana le-

mujících táhel) byl navržen k zesílení ovinutím pásem z uhlíkové tkaniny; u krajních sloupů, které byly narušeny svislými trhlinami, bylo rovněž navrženo zesílení ovinutím pásy z uhlíkové tkaniny,

- veškerá pohledová plocha byla opatřena paropropustnou stěrku tloušťky 3 mm,
- izolace konstrukce byla provedena nová v celém rozsahu a vzhledem k tvaru konstrukce byla navržena stříkaná izolace.

Zvláštní pozornost byla věnována izolaci střechy a odvodnění. S ohledem na geometrii skořepiny jsou svislé svody vedeny středem sloupu. Vtok je opatřen litinovým poklopem s příčnými prostory, kterými voda proteče do svislého svodu a z něj skrze základy do kanalizačního systému. Litinové poklopy byly demontovány, očištěny a vráceny na původní místo, porušené svislé svody ve sloupech byly vyměněny.



Obr. 11 Lepení uhlíkových pásů ■ Fig. 11 Bonding of carbon sheets

Obr. 12 Detail pásů u dilatační spáry ■ Fig. 12 Detail of sheets by the expansion joint

Obr. 13 Detail poškození v místě napojení na výpravní budovu ■ Fig. 13 Detail of the damage by the station building

Obr. 14 Odstraňování staré omítky tlakovou vodou ■ Fig. 14 Removing of old plaster with power water

Obr. 15a, b Dokončená sanace ■ Fig. 15a, b Finished reconstruction



Původní špatná izolace byla hlavní příčinou špatného stavu konstrukce, její sanace proto patřila k důležitým prvkům celé opravy. Stávající pásová izolace byla stržena, povrch byl očištěn a porušený betonový povrch sanován. Na očištěný povrch se aplikovala dvousložková epoxidová penetrační pryskyřice na vlhké a zaolejované podklady a následně strojně stříkaná bezešvá membrána na bázi speciálních polyuretanových pryskyřic s uzavíracím polyuretanovým nátěrem proti UV. Zhotovitel během stavby navrhoval změnu systému izolace na pásovou, což projektant z důvodů problematických detailů na hyperbolické ploše neschválil.

Pro statické zesílení konstrukce byly použity uhlíkové tkaniny (obr. 11, 12). Obvodová táhla dilatačního celku a příčná táhla skořepiny byla zesílena uhlíkovou tkaninou, navrženy byly dvě vrstvy tkaniny s pevností v tahu 3 800 MPa. Aplikace pásů šíře 150 mm byla možná po obvodě konstrukce celého dilatačního úseku nebo vždy na horní a spodní straně jednotlivého táhla. Poté byla tkanina překryta krycí stěrkou stejně jako ostatní viditelné části konstrukce. Silně poškozené sloupy byly ovinuty uhlíkovou tkaninou na celou výšku od horního povrchu základu až po spodní hranu žebra, při menším stupni poškození se uhlíková tkanina aplikovala pouze ve spodní části sloupu.

Dalším problematickým prvkem sanace byly značně porušené sklobetonové výplně přístřešku u výpravní budovy (obr. 13) sloužící k prosvětlení prostoru nástupiště. Záměrem projektanta bylo zachovat původní vzhled přístřešků, proto bylo navrženo úplné vybourání stávajících prosklených ploch a jejich náhrada stejným materiálem. Pro zrychlení postupu prací využil zhotovitel předem vyrobené sestavy (panely) sklobetonových tvárcí (obr. 15a), které byly osazovány vcelku, a neby-

lo tak nutné tyto části konstrukce podskružit.

Obtížnost provádění sanace zvyšovala skutečnost, že konstrukce se středovým sloupem je méně odolná nesymetrickému zatížení. Už během stavebních průzkumů docházelo na okraji přístřešku k pružným deformacím. Na konstrukci nemohl být proto skládán materiál a strojní zařízení, nebylo však možné postavit ani lešení podél přístřešku, protože by bránilo pracím v kolejišti. Rovněž pro očištění konstrukce musely být použity šetrnější metody, bylo aplikováno tryskání vodním paprskem UHP (obr. 14).

### ZÁVĚR

- Prvotní snahou investora i zpracovatele návrhu sanace bylo zachování konstrukce přístřešků jako významné technické památky. Opakovanou optimalizací statického modelu při paralelních výpočtech na dvou špičkových programových systémech byla prokázána dostatečná únosnost a použitelnost konstrukce, kterou původní statik navrhl z velké části citem.
- V průběhu zpracování projektu se znovu prokázala nutnost kvalitního průzkumu, který zohlední všechna specifika konkrétní konstrukce a materiálů a použije odpovídající metody pro získání požadovaných údajů. Důležitým prvkem v celém procesu sanace bylo i trvání zpracovatele návrhu na navržených postupech a vhodných materiálech pro sanaci konstrukce.
- Z pohledu statika se jedná o čistou a elegantní konstrukci zasluhující obdiv, na druhé straně však vyžadující dokonalou izolaci, funkční odvodnění a pravidelnou údržbu.
- Výsledný stav přístřešků po sanaci dokazuje (obr. 15a, b), že vynaložené náklady a úsilí stály za to.

#### Literatura:

- [1] ČSN EN 1991-1/2004 EC1: Zatížení konstrukcí
- [2] ČSN EN 1992-1/2006 EC 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [3] Drochytka R., Dohnálek J., Bydžovský J., Pumpr V.: Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK II, Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, Brno 2003

Ing. Vladimír Vančík, CSc.  
e-mail: vladimir.vancik@vinconsult.cz

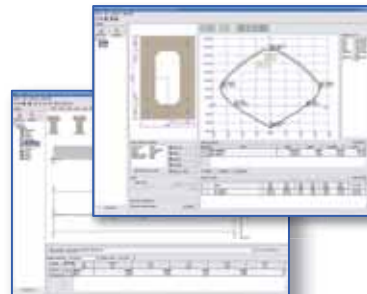


Ing. Pavel Kormanák  
e-mail: pavel.kormanak@vinconsult.cz

oba: VIN Consult, s. r. o.  
Jeremenkova 88, 140 00 Praha 4  
tel.: 244 104 010  
www.vinconsult.cz

## structural engineering FIN EC

### Statika a dimenzace stavebních konstrukcí

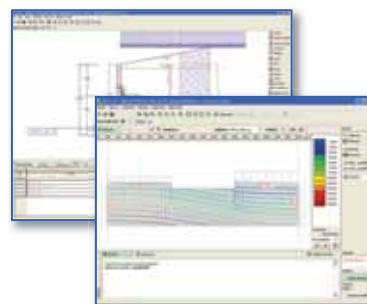


EN - 1990, 1991, 1992, 1993, 1995, 1996

- dimenzování betonu, oceli, dřeva, zdvia podle aktuálních Eurokódů
- automatická generace kombinací podle zatěžovací normy
- možnost zadat součinitele podle libovolné Národní přílohy
- posouzení požární odolnosti
- posouzení MSÚ i MSP (mezí stav napětí a trhlin) v betonech
- Beton 3D - posouzení libovolného tvaru průřezu na všechny vnitřní síly

## geotechnical software suite GEO5

### Geotechnické programy podle Eurokódů



- nové možnosti programů:  
- tažené piloty, proudění, konsolidace
- posouzení podle EN 1997 i původních postupů
- volba dostupných Národních aplikačních dokumentů
- výpočet podle všech tří návrhových přístupů
- automatické stanovení nejneprůzračnějších součinitelů

[www.fine.cz](http://www.fine.cz)

**fine**

tel.: +420 233 324 889  
fax: +420 233 321 754  
E-mail: [hotline@fine.cz](mailto:hotline@fine.cz)