

# BETON A ZDIVO

1-2/93

## Vážení čtenáři !

Obsah tohoto dvojčísla časopisu BETON A ZDIVO tvoří příspěvky přednesené na Konferenci o betonových a zděných konstrukcích, která se konala 9. a 10. prosince 1993 v Pardubicích pod záštitou České betonářské společnosti při Českém svazu stavebních inženýrů. Příspěvky, které nemohly být z časových a prostorových důvodů otištěny, budou uvedeny v dalším čísle 1/94.

Návaznost na "nultou", a dodejme velice úspěšnou, konferenci Spřažené železobetonové konstrukce, která se konala pod záštitou ČBS OP ČSSI Pardubice a Kloknerovým ústavem ČVUT v Praze právě před rokem 9. prosince 1992 také v Pardubicích, je zřejmá: pracovní charakter je předurčen aktivní účastí odborníků a zástupců výrobních, dodavatelských, projektových, zkušebních a výzkumných organizací; náplň tvoří aktuální otázky a problémy oboru betonového a zděného stavitelství :

**Technologie betonu** - dodržování předepsaných materiálových vstupů a technologických pravidel při výrobě, dopravě a zpracování je základem pro hospodárné a bezpečné provedení betonových konstrukcí.

**Betonářská výztuž s povrchovou úpravou** je novinkou na našem trhu. Její použití v prostředí se zvýšenými nároky na povrchovou úpravu bude jistě pro mnohé účastníky výstavby vítané.

**Technologie předpínání nesoudržnými kabely** se již běžně používá v mostním stavitelství. Předpokládá se v budoucnu i použití pro některé konstrukční prvky monolitických i prefabrikovaných konstrukcí pozemního stavitelství.

Stanovení **velikosti dilatačních celků** je pro mnohé stále obtížnou úlohou. Ozřejmení mnoha souvislostí a závislostí u betonových konstrukcí velkých půdorysných rozměrů je určeno zejména projektantům.

**Zděné konstrukce** prožívají svoji renesanci. Množství nových výrobků a technologií se stává nepřehledné. Spolu s novými výpočetními metodami je vyvolána potřeba urychleného toku potřebných informací projektantům a dodavatelům. Představení výrobců, dodavatelů a projektových firem je neopomenutelnou součástí konference a má vyvolat podněty i inspirace pro všechny, kteří se obory betonového a zděného stavitelství zabývají.

Vzpomeňme při příležitosti konání této konference nedožitého stého výročí narození Prof. Konráda Hrubana, DrSc, který se významně zasloužil o rozkvět betonového stavitelství u nás. Mistrné ovládnutí odborných a teoretických poznatků, výjimečná tvůrčí schopnost vědecké práce skloubené s praktickými poznatky i vlastní návrhové, projekční a realizační činností, zejména v mládosti, to vše bylo u něho samozřejmostí. Sklony k filozofickému myšlení a etické chování činily z Prof. K. Hrubana vzácného a kultivovaného člověka. Všimněme si jen jeho literárního a publikačního odkazu : 16 knižně vydaných obsáhlých vědeckých monografií, 12 svazků skript, nepřehledné množství článků a vědeckých pojednání. Mimo jiné napsal a vydal u nás první knihu o statické zděných konstrukcí.

Rozvoj betonového a zděného stavitelství si zajisté nedovedeme představit bez předávání zkušeností našich předků písemnou formou pro širokou odbornou veřejnost a nastupující generace, jakožto zdroj poznání a poučení. Písemný odkaz Profesora budiž nám příkladem a výzvou: publikovat nové poznatky a zkušenosti! Široká a cílená publicita je zaručena tím, že se časopis BETON A ZDIVO dostane do rukou všech členů ČBS, projektových, dodavatelských a výrobních organizací, kterých problematika betonu dotýká.

Zatímco v tomto dvojčíslu autorské příspěvky nebyly lektorovány, od příštího roku bude za vydávání zodpovědná redakční rada ve složení: Prof.B.Voves, Doc.V.Meloun, Doc.J.Klouda, Ing.V.Urban a Ing.P.Čížek, pod vedením Prof.M. Tichého. Pevně věřím, že náš časopis, vydávaný čtvrtletně, se stane Vaším nepostradatelným a věrným pomocníkem.

Ing. Pavel Čížek  
tajemník ČBS při ČSSI



## Obsah:

### TECHNOLOGIE BETONU A SOUČASNÉ PROBLÉMY PŘI VÝROBĚ A NA STAVBÁCH

Výroba a technologie betonu - současné problémy a možnosti <i>Ing. B. Horký</i> .....	2
Současný stav normalizačních předpisů v technologii betonu <i>Doc. Ing. J. Novák, CSc.</i> .....	3
Možnosti snižování energetického a ekologického zatížení při výrobě betonu <i>Doc. Ing. J. Dohnálek, CSc.</i> .....	5
Stříkaný beton a urychlující přísady <i>Ing. T. Klečka, CSc.</i> .....	6
Mechanické vlastnosti betonu do stáří 24 hodin <i>Ing. B. Horký, CSc.</i> .....	7
Zkušenosti s využíváním výpočetní techniky ve zkušebně <i>Ing. A. Šrůtková</i> .....	7
Experimentální výzkum lomových vlastností betonu a aplikace <i>Ing. P. Bouška, CSc.</i> .....	8
Současný stav výzkumu a aplikace vláknobetonu <i>Doc. Ing. K. Trtík, CSc. a Ing. J. Vodička, CSc.</i> .....	9
Možnosti recyklace stavební suti <i>Ing. V. Vacek</i> .....	10

### BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Vlastnosti a použití výztuže s epoxidovým povlakem <i>Ing. V. Urban, CSc.</i> .....	12
Protikoroziční ochrana výztuže organickými povlaky <i>Ing. P. Súkeník</i> .....	15
Zkoušky soudržnosti žebírkové výztuže s epoxidovým povlakem <i>Ing. J. Rozehnal</i> .....	16
Příčiny nadměrné koroze ocelové výztuže v betonu a možnosti její povrchové ochrany <i>Ing. V. Pešat</i> .....	18
Soudržnost výztuže 10 105 s povlakovou úpravou <i>Ing. P. Bouška, CSc., Ing. J. Rozehnal</i> .....	20

### TECHNOLOGIE PŘEDPÍNÁNÍ NESOUDRŽNÝMI LANY

Předpínání kluznými a volnými předpinacími prvky <i>Prof. Ing. L. Janda, DrSc.</i> .....	22
Konstrukce z předpjatého betonu s volnými kabely <i>Prof. Ing. B. Voves, DrSc.</i> .....	23

Navrhovanie čiastočne predpjatých betónových konštrukcií vyztužovaných lanami bez súdržnosti <i>Doc. Ing. I. Harvan, CSc.</i> .....	24
Betónové konštrukcie vystužené lanami bez súdržnosti. Konštrukčné zásady navrhovania <i>Doc. Ing. Chandoga, CSc.</i> .....	30
Mezinárodní federace pro předpjatý beton <i>Prof. Ing. L. Janda, DrSc.</i> .....	34
Předpínání konstrukcí výztuží bez soudržnosti <i>Doc. Ing. V. Hradoušek</i> .....	34
Niektoré poznatky z návrhu a realizácie predpjatých konštrukcií s nesúdržnou výstužou MONOSTRAND <i>Doc. Ing. M. Chandoga, CSc.</i> .....	36

### ZDĚNÉ KONSTRUKCE

Svislé zděné konstrukce z lehkých betonů <i>Ing. J. Ledererová, CSc.</i> .....	41
Pomocné prvky pro novodobé zděné konstrukce <i>Doc. Ing. J. Klouda, CSc.</i> .....	44
Vodorovné konstrukce s využitím kusových staviv <i>Ing. M. Lavický</i> .....	46
Mosty z kusových staveb, současný stav a rekonstrukce <i>Doc. Ing. J. Tomek, CSc.</i> .....	49

### BETONOVÉ KONSTRUKCE VELKÝCH PŮDORYSNÝCH ROZMĚRŮ

Betonové konstrukce velkých půdorysných rozměrů <i>Prof. Ing. J. Bradáč, CSc.</i> .....	53
Teplotní účinky velkoplošných základových konstrukcí <i>Ing. R. Čajka</i> .....	57
Interakční modely velkoplošných základů <i>Prof. Ing. J. Bradáč, CSc.</i> .....	60
Dilatační spáry budov <i>Prof. Ing. V. Rojčík, DrSc.</i> .....	65

### VÝZNAMNÉ REALIZACE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA POSLEDNÍ TŘI ROKY

Dům techniky a Agrobanka v Pardubicích <i>Ing. Pavel Čížek</i> .....	69
Přemyslové stavby ZIIP <i>Ing. J. Schmuck</i> .....	73

BETON A ZDIVO - odborný čtvrtletník České betonářské společnosti (ČBS) při Českém svazu stavebních inženýrů (ČSSI).

Redakční rada:

Předseda:

Prof. Ing. Milík Tichý, DrSc.

Členové:

Prof. Ing. Bohumil Voves, DrSc.

Doc. Ing. Vladimír Meloun, CSc.

Ing. Pavel Čížek

Ing. Vladimír Urban CSc.

Vydavatelství, redakce, Inzerce:

Oblastní pobočka ČBS Pardubice

Masarykovo nám. 1484

532 30 Pardubice

tel.: 040/581 376

tel./fax: 040/512 241

Vydavatelství řídí: Ing. Věra Prokopová

Tisk:

EGAPRESS

R. Frimla 816

541 01 Trutnov

tel./fax: 0439/5340

Grafická úprava: EGAPRESS

Časopis je určen členům ČSSI združeným v ČBS, je registrován pod číslem OKÚ Pce 11/R/93.

Podávání novinových zásilek povoleno ObSP Pardubice č. j.: PP/1-3579/93 ze dne 19. 10. 1993.

## VÝROBA A TECHNOLOGIE BETONU - SOUČASNÉ PROBLÉMY I MOŽNOSTI

**Perspektivy uplatnění betonu - efektivnost výroby - vysokohodnotné betony. Vazby mezi druhem a třídou cementu a dosažitelnou třídou betonu - limitní hodnoty.**

Beton v současné době má dominantní postavení v oblasti stavebnictví. I když v následujícím období se předpokládá širší uplatnění dalších stavebních materiálů (určitý rozvoj a větší diferenciacie bude i v oblasti betonářských technologií), přesto beton zůstane i pro příštích 20 až 30 let jedním ze základních prostředků pro realizaci našich záměrů v oblasti výstavby, oprav, rekonstrukcí apod.

Do konkrétní výroby betonu se samozřejmě promítají podmínky technické, technologické, materiálové, energetické, organizační, ekonomické, ale i spolehlivostní, hygienické, demografické a v poslední době se začínají prosazovat i ekologické a recyklační.

Dominantní postavení pro řízení výroby a jakosti betonu má v současné době, a bude mít i v budoucnosti, plánovitě řízená systematická i namátková přejímka a kontrola jakosti složek, betonové směsi, čerstvého a zatvrdělého betonu.

Pro vlastní řízení výroby i jakosti podle místních podmínek i možností se musí postupně vytvořit určitý okruh orientačních (případně i vizuálních) zkušebních postupů pro operativní přejímku vstupních složek i posouzení skutečných vlastností betonu v konkrétním prostředí a časovém požadavku. Tyto metody nemusí a někdy ani nemohou nahrazovat oficiální normové zkoušky, ale v konkrétních materiálových i technologických podmínkách mají dostatečnou účinnost a přesnost. Normové provedení pak pouze dodatečně potvrzuje příslušný orientační výsledek, ale i zárok technologické služby ve výrobě. Samozřejmě orientační postupy nutno neustále zpřesňovat (kalibrovat) na podkladě definitivních výsledků. Systém řízení s uplatněním jednotlivých prvků umožňuje dostatečnou úroveň jakosti výroby i její postupné zvyšování, která zajistí pak požadované projekční parametry betonu i jejich dodatečný či následný průkaz vnější kontrolou (např. na podkladě inspekční činnosti či certifikačního řízení apod.).

Pro řízení vlastních zkoušek složek i betonů (hlavně složitějších a časově náročných např. modulů pružnosti apod.), pro vyhodnocení běžné technologické i kontrolní agendy, materiálovou evidenci a vlastní řízení výroby je třeba postupně zavádět vhodnou počítačovou techniku s automatizovanými prvky (např. předávání výsledků zkoušek i jejich zhodnocení včetně statistického).

Spolehlivá, efektivní a konkurenčně schopná výroba betonu vedle komerčních podmínek (objektivní průzkum trhu s jeho určitou a časově omezenou prognózou) vyžaduje dostatečný sortiment a kvalitu složek, skutečnou znalost vstupních materiálových parametrů, potřebnou technickou i kapacitní úroveň výrobního zařízení, zajištění technologické kázně v celém procesu, pružnou a odborně zdatnou řídicí podnikovou organizaci /1/.

Společný trend daný předchozími podmínkami, zvyšování technické i technologické úrovně výroby se současným zvyšováním homogenity (zužováním tolerančních mezí deklarovaných vlastností) umožňuje zvýšení jakosti výrobku (např. u betonu umožní vyšší třídu) či snížení hmotnostní koncentrace cementu (při zachování původní třídy betonu), které se projeví ve zvýšené efektivnosti konkrétní výroby. Jde o ekonomický efekt, který se ve svém důsledku promítá i do zmenšení energetického a ekologického zatížení výroby betonu.

Zvýrazňuje se zde i úloha projektu a odpovědně stanovených sle-

dovaných vlastností, ne pouhé mechanické vyžadování požadavků projektových norem a předpisů. Zároveň vystupuje do popředí i otázka celoživotní výchovy pro oblast technologie, jakosti i zkušebnictví.

V současné době lze vytypovat dva převládající základní typy technologie betonu:

- výroba prvků a jejich dodatečné zmonolitnění na stavbě,
- výroba betonové směsi s přímým zabudováním do konstrukce (transportbeton).

Oba základní typy mají celou řadu variant a modifikací, všeobecně i konkrétně mají vždy určité výhody a nevýhody, rozhodnutí o realizaci musí předcházet skutečné posouzení a zhodnocení všech podmínek i důsledků.

První typ zjednodušeně umožňuje dosažení vyšších hodnot pevností, modulů pružnosti, zmenšení objemových změn betonu apod., které vychází z technologických podmínek. Hlavní podmínkou je zajištění dobrého ztuhnutí (vibrací, vibrolisováním apod.) a náležitého ošetření betonu (v ambulantních, UTB výrobnách či u speciálních konstrukcí). Výrazným ekonomickým fenoménem je zde otázka obratovosti forem (to částečně omezuje uplatnění dostupných plastifikačních přísad, které v našich podmínkách převážně vykazují vždy určitou míru zpožďujícího efektu).

Druhý typ se většinou opírá o výrobu betonu na velkokapacitních betonárnách, dopravu směsi většinou v autodomíchávacích a na vlastní stavbě pomocí čerpadel. Uvedený typ nevykazuje výraznou spotřebu hutnicí energie, vyžaduje dobrou homogenitu dodávek složek i zajištění potřebných podmínek ošetření betonu, na něž se v našich podmínkách rádo zapomíná. Jeho rozhodující výhodou je výrazné snížení výkonu a snížení pracnosti na vlastní stavbě /2/.

Další technologie nedosahují sice výrazných výkonů oproti základním typům, ale jejich uplatnění bývá většinou specifického charakteru. Jedná se v poslední době o úspěšné aplikace stříkaného betonu (např. pro sanační úpravy a podzemní konstrukce), vláknobetonu (základy strojních zařízení). Jsou intenzivně propracovávány varianty s využitím stavebních sutí, uvažuje se i o válcovaném betonu (hlavně v oboru vodohospodářských staveb apod.).

Podmínky omezování i vyčerpávání materiálových zdrojů v protikladu se zajišťováním požadované spolehlivosti staveb v celé jejich předpokládané životnosti (zajišťované hlavně potřebnou úrovní kvality výroby), snížení spotřeby vynaložené energie, možnosti úspěšné konkurence a omezení ekologických dopadů výstavby vedou k výraznější diferenciaci v získávání jednotlivých složek betonu i k individuálnímu posuzování konkrétní konstrukce.

Jednou z cest zajišťování předchozích požadavků je výroba vysokohodnotných betonů /3/. To zjednodušeně představují betony vyšších tříd. Jejich uplatnění vede ke snížení hmotnosti konstrukce, ovšem musí se zachovat její požadovaná spolehlivost a životnost.

Druhá cesta je ve využívání místních a méně kvalitních zdrojů (přírodního či recyklovaného materiálu) při výrobě betonu pevností nižších tříd. Pro tuto výrobu se však výrazněji projevují ekonomické aspekty (mimo



Ing. Bohumil Horký, CSc.  
Kloknerův ústav ČVUT, Praha

omezení délky přepravy složek, které tím přispívá i zlepšování životního prostředí v širším regionu).

Pro zlepšení současné úrovně výroby betonu lze doporučit uplatnění vhodné vazby mezi druhem třídy cementu a třídou i požadovanými vlastnostmi betonu. U tříd betonu B > 25 tato otázka by měla již být řešena v projektu.

Projekt konstrukce by při aplikaci čerpaného betonu měl počítat s reálnou hodnotou statického výpočetního modulu pružnosti (pokud tento parametr je vyžadován při posouzení její spolehlivosti), při vyšším požadavku předepsat např. vhodnější hrubé kamenivo (s vyšším vlastním modulem např. uplatnění čedičové drtě apod.) či zvýšení jeho maximálního zrna (uplatněním další frakce apod.).

Uplatnění plastifikačních i ztekujících přísad je přínosem, ovšem za předpokladu potřebné úrovně technologické kázně v celém procesu výroby. Při jejich aplikaci v kombinaci s urychlovacími přísadami přímo na staveništi pomocí domíchávacích jednotek (např. autodomíchávač apod.) se tento přínos podstatně zvyšuje.

V našich současných materiálových podmínkách a pro kontrolní pevnosti ve stáří 28 dní lze počítat s reálným dosažením tříd betonu (opět při předpokladu čerpaného betonu):

- bez aplikace přísad: SPC 325 - B 35,
- s aplikací běžných ztekujících přísad: PC 475 - B 45,
- při použití účinných ztekujících přísad (zatím většinou zahraniční provenience): PC 475 - B 50 (při aplikaci přímo na staveništi i B 55), ovšem s reálnými dopady na úroveň smrštění vzhledem ke skutečným hmotnostním koncentracím použitého cementu. Další zvýšení třídy betonu by vyžadovalo dovoz např. PZ 55 ze SRN /4/.

Při výrobě prvků lze uvažovat se zvýšením uvedených hodnot o cca 10 MPa.

Závěrem je třeba zdůraznit, že základními trendy výroby betonu musí být jeho jakost a snížení jeho energetické a ekologické zátěže. To lze docílit racionálním využíváním dostupných zdrojů složek, jejich správným použitím a zvýšením úrovně technologické kázně v celém procesu výroby. Současně k tomu přispívá i odpovědný projekt s jeho reálnými požadavky na fyzikálněmechanické vlastnosti betonu v konkrétním prostředí využívané konstrukce.

#### LITERATURA

/1/ HORKÝ, B.: Význam zkušebnictví pro zdokonalování technologie a jakosti betonu. In: Zdokonalování technologie betonu na podkladě rozvoje jeho zkušebnictví.

KÚ ČVUT, Praha, 1991.

/2/ HORKÝ, B.: Technologická zajištění betonu požadovaných vlastností. Stavební obzor, 1993, v tisku.

/3/ ŘÍHA, J.: Vliv třídy cementu a betonu na spotřebu energie. Stavivo, 1984, č.6.

/4/ HORKÝ, B. Fyzikálněmechanické vlastnosti betonu B 35.

Zpráva KÚ ČVUT, Praha, 1993

#### Ing. Bohumil Horký, CSc.

vědecký pracovník Kloknerova ústavu ČVUT absolvoval Stavební fakultu ČVUT v r. 1961, jedenáct let působil v technologické službě Vodních staveb (VD Nechanice, VD Horka, betonárna Rohanský ostrov Praha), od r. 1973 v KÚ ČVUT, kde řeší výzkumné úkoly spojené s problematikou technologie a zkoušení betonu.

## SOUČASNÝ STAV NORMALIZAČNÍCH PŘEDPISŮ V TECHNOLOGII BETONU

**Aktuální stav platnosti ČSN - vztah ČSN k evropským normám - změny předpisů pro kontrolu jakosti - seznam připravovaných norem ČSN ISO - povinná certifikace betonu v zemích ES.**

### 1. České státní normy pro technologii betonu

Většina předpisů pro betonářské práce byla vydána jako ČSN, pouze několik norem pro složky betonu (např. speciální druhy cementů nebo přísady do betonu) bylo vydáno jako normy oborové (ON).

Základní normou je ČSN 73 2400 "Provádění a kontrola betonových konstrukcí" z r. 1986, včetně jejich čtyř změn vydaných do letošního roku a na ni navazující předpisy ČSN 73 2401 pro konstrukce z předpjatého betonu, ČSN 73 2402 pro lehké betony z pórovitého kameniva a ČSN 72 1209 pro konstrukce z vodostavebního betonu. Přitom ČSN 73 2400 obsahuje veškerá ustanovení od požadavků na jakost, složení, výrobu betonu, přes kontrolu jakosti čerstvého i ztvrdlého betonu až po ustanovení pro provádění konstrukcí, týkající se dopravy čerstvého betonu, ukládání a ošetřování betonu, ale i bednění, betonářské výtluže a jejich kontroly. Všechny tyto normy se odvolávají na příslušné jakostní normy složek betonu a na normy zkušební.

Z posledních změn a revizí ČSN z oblasti technologie betonu byla revize norem pro kamenivo. Původní ČSN 72 1512 "Hutné kamenivo do betonu. Technické požadavky" byla v r. 1990 nahrazena společnou normou ČSN 72 1512 "Hutné kamenivo pro stavební účely. Technické požadavky" s novým značením tříd kameniva (A až E) a s upravenými hodnotami technických požadavků. V návaznosti na to vyšla letos Změna 4 - ČSN 73 2400, podle které je možno použít do betonu pouze kamenivo třídy A nebo B a omezuje podmínky použití příměsí popílku do železobetonu.

### 2. Vztah ČSN k evropským normám

Všechny ČSN a ON byly u nás, na rozdíl od západních zemí, plně závazné a k odchýlkám od jejich ustanovení si musel výrobce betonu požádat o udělení výjimky, což nebylo vždy jednoduché. Protože se naše republika snaží o přidružení k zemím ES, zavázala se podpisem tzv. Evropské (asociační) dohody k postupnému sbližování (harmonizaci) stávajících a budoucích právních a technických norem. Z tohoto důvodu postupně převzeme do našich předpisů, a to již v době, kdy ještě nebudeme řádným členem ES, všechny vydané technické normy EN a zavedeme obdobný způsob jejich závaznosti.

Prvním krokem k tomu bylo vydání zákona o čsl. technických normách č. 142/91 Sb., ve kterém je stanoveno, že podnikatelé (fyzické i právnické osoby) a orgány státní správy jsou povinny se řídit ve své činnosti pouze těmi ustanoveními ČSN, která jsou závazná. Přitom úplná závaznost všech státních a oborových norem vydaných před rokem 1991 byla tímto zákonem zrušena k 31.12. 1992. Novelou zákona, vydanou pod č. 632/92 Sb. byla opět závaznost prodloužena u ČSN do 31.12. 1994 a u ON do konce letošního roku. Oborové normy se musí k 1.1. 1994 buď zrušit nebo převést revizí na ČSN. To se např. stalo revizí ON 72 2320 až 2328 pro přísady do betonu, kterou zpracoval TZÚS v Brně.



Doc. Ing. Jaroslav Novák, CSc.  
Katedra stavebních hmot  
FS - ČVUT Praha

Druhým krokem je postupné přejímání evropských norem (EN). Důvodem k jejich vydávání je stanovení technických specifikací potřebných pro certifikaci výrobků podle evropských předpisů. Beton patří mezi výrobky pro stavění, které by mohly ohrozit veřejný zájem jako je bezpečnost, zdraví a životy lidí, životní prostředí aj. Na tyto výrobky se v zemích ES vztahuje povinná certifikace, tj. před uvedením na trh musí být certifikovány nezávislým pověřeným certifikačním orgánem a musí vyhovovat normám EN, s jejichž technickými specifikacemi bude nutno prokazovat shodu jejich vlastností.

Pro navrhování betonových konstrukcí byl vypracován a schválen návrh evropské normy EN 1992-1-1 "Navrhování betonových konstrukcí, část 1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby" (známý také pod pracovním názvem EUROCODE 2) a k němu byla již předem vydána norma ENV 206 "Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení", která obsahuje technologická ustanovení, specifikace vlastností a požadavky na kontrolu jakosti betonu. Protože povinná certifikace se týká pouze betonu obyčejného a hutného lehkého betonu z pórovitého kameniva tříd C 12/15 (naše dosavadní B 15) a vyšších, jsou v těchto evropských normách požadavky na betony těchto druhů a tříd. ENV 206 byla již u nás převzata a vydána přesným překladem jako ČSN P ENV 206 (ČSN 73 2403).

Písmena V v označení před číslem evropské normy a P u čs. normy znamenají, že jde o tzv. předběžnou normu, která se po třech letech ověřovacího používání stane teprve řádnou normou. Toto tříleté období pro ENV 206 letos skončilo a příslušná technická komise CEN (TC 104) projednává její vyhlášení za EN 206.

Vydáním ČSN P ENV 206 se pro přechodnou dobu neruší stávající ČSN 73 2400, 73 2401, 73 2402 a 73 1209, případně další normy obsahující ustanovení pro výrobu betonu a kontrolu jeho jakosti, avšak odběratel s dodavatelem se musí ve smlouvě dohodnout, podle které z nich se budou řídit. Protože v ČSN P ENV 206 nejsou předpisy pro provádění a kontrolu hotových betonových konstrukcí, zůstávají tato ustanovení v dosavadních ČSN 73 2400, 73 2401 a 73 2402 platná až do doby vydání a převzetí ENV \*\*\* "Provádění betonových konstrukcí", která se v současné době v CEN připravuje. Teprve potom budou i na našem území v oblasti technologie betonu platit pouze předpisy převzatých norem EN.

Pro složky betonu jsou zatím v ES vydány pouze normy pro cement EN 197 "Cement. Složení, specifikace a kritéria shody" a EN 196 "Metody zkoušení cementu", jejichž převzetí do ČSN se připravuje. V současné době se připravují normy prEN 480-1 "Přísady do betonu a malt. Srovnávací beton pro zkoušení", prEN 934-2 "Přísady do betonu a malt. Názvosloví, požadavky a kritéria shody" a prEN 1008 "Záměsová voda do betonu. Požadavky a zkoušení". K těmto návrhům se již můžeme vyjadřovat a uplatňovat svoje připomínky prostřednictvím ÚNMZ. Zatím však nemáme právo hlasování při schvalování norem EN, protože nejsme řádnými členy ES, na rozdíl od schvalování norem ISO, kde ČR jako nástupník ČSFR je řádným členem.

### 3. Změny předpisů v oblasti zkušebních norem

ENV 206 se v ustanoveních pro kontrolu a zkoušení odvolává na zkušební normy ISO, které budou rovněž u nás převzaty doslovným překladem s označením ČSN ISO (viz seznam norem připravovaných k vydání) a jejich vydání se připravuje. Převzetím se zruší obdobné dosavadní normy ČSN buď úplně nebo jen v těch částech, které budou převzatým předpisem ISO nahrazeny. Toto převzetí však nevyvolá podstatné změny metodiky zkoušek, protože naše normy již dříve byly většinou dány do souladu s mezinárodními normami ISO.

Významnější rozdíl je pouze u stanovení vodotěsnosti betonu, které se podle ISO 7031 provádí pouze jedním zatěžovacím postupem (48 hod. tlak 100 kPa - 24 hod. 300 kPa - 24 hod. 700 kPa) a hodnocení vodotěsnosti betonu zkouškou podle ISO je přísnější než pro V 12 podle ČSN 73 1321.

Navíc převzetím norem ISO získáme dvě další potřebné zkušební normy, které jsme dosud neměli a to pro provádění a zkoušení vývrtů ze ztvrdlého betonu (ISO 7034) a pro stanovení pevnosti betonu v konstrukci vytrháváním (ISO 8046).

### 4. Závěr

Převzetím evropské normy pro beton ENV 206 a návazných mezinárodních norem ISO pro zkoušení betonu do čs. norem jsou vytvořeny předpoklady pro zapojení našeho stavebnictví v oblasti betonu do Evropských společenství. Důležitost převzetí uvedených norem je zvýrazněna tou skutečností, že beton jako výrobek, který by mohl ohrozit veřejný zájem (bezpečnost), bude zařazen mezi výrobky podléhající povinné certifikaci.

### Seznam norem, jejichž vydání se připravuje

ČSN ISO 1920	Zkoušení betonu - Rozměry, mezní odchylky a použití zkušebních těles
ČSN ISO 2736	Zkoušení betonu - Výroba zkušebních těles
ČSN ISO 4012	Beton - Stanovení pevnosti v tlaku zkušebních těles
ČSN ISO 4013	Beton - Stanovení pevnosti v tahu ohybem zkušebních těles
ČSN ISO 4103	Beton - Klasifikace konzistence
ČSN ISO 4108	Beton - Stanovení pevnosti v příčném tahu na zkušebních tělesech
ČSN ISO 4109	Čerstvý beton - Stanovení konzistence - zkouška sednutím
ČSN ISO 4110	Čerstvý beton - Stanovení konzistence - zkouška Vebe
ČSN ISO 4111	Čerstvý beton - Stanovení konzistence - stupeň zhutnitelnosti
ČSN ISO 4848	Stanovení obsahu vzduchu v čerstvém betonu - tlaková metoda
ČSN ISO 6275	Ztvrdlý beton - Stanovení objemové hmotnosti
ČSN ISO 6276	Čerstvý ztuhlý beton - Stanovení objemové hmotnosti
ČSN ISO 7031	Ztvrdlý beton - Stanovení hloubky průsaku vody pod tlakem
ČSN ISO 7034	Vývrt z ztvrdlého betonu - Odběr, vyšetření a zkouška v tlaku
ČSN ISO 8045	Ztvrdlý beton - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem
ČSN ISO 8046	Ztvrdlý beton - Stanovení pevnosti vytrháváním
ČSN ISO 8047	Ztvrdlý beton - Stanovení rychlosti ultrazvukových impulzů
ČSN ISO 9690	Výroba a kontrola betonu - Klasifikace podmínek chemického agresivního prostředí působícího na beton
ČSN ISO 9812	Čerstvý beton - Stanovení konzistence - zkouška rozlítím

**Doc. Ing. Jaroslav Novák, CSc.,**

*zástupce vedoucího katedry stavebních hmot Fakulty stavební ČVUT Praha, člen Vědecké rady FSv - ČVUT, člen Technické normalizační komise č. 36 pro betonové konstrukce a předseda subkomise technologie betonu při ÚNMZ. Zabývá se technologií, zkušebnictvím a kontrolou jakosti betonu.*

**Výroba betonu - energetická optimalizace - ekologizace výroby betonu - zlepšení zařízení a postupů - betony s nízkou pórovitostí - nové ztekucující přísady - speciální betony s vlákny - impregnace polymery - bezcementové betony.**

Diskuse o nezbytnosti energetických úspor probíhají téměř 20 let a byly vyvolány především tzv. první energetickou krizí v roce 1974. Tehdejší prudký nárůst cen, zejména ropy, naznačil, že představy o exponenciálním růstu průmyslové výroby by velmi brzo vedly k vyčerpání řady tradičních energetických zdrojů a celkově ke krizi industriální společnosti.

I když tyto obavy jsou často odmítány s poukazem na blízkost vyřešení problematiky jaderné fúze, která by lidstvu měla dát k dispozici z dnešního pohledu takřka neomezené zdroje energie, zůstává skutečností, že reálný horizont využitelnosti této technologie je zatím v nedohlednu.

Energetické úspory jsou proto tím nejreálnějším, co lze v současné době při řešení energetických problémů dělat.

V případě betonu lze pochopitelně nejprve analyzovat energetickou náročnost a možné energetické úspory při výrobě jednotlivých složek (cement, kamenivo, výztuž), ale i samotná výroba betonu vytváří řadu možností pro výrazné energetické úspory. Zároveň je možné konstatovat, že většina energetických úspor se současně promítá i do ekologizace výroby a spotřeby, což je opět často ještě významnější.

Předpokladem proto, aby úsporná opatření byla skutečně globálně efektivní, je jejich komplexní posuzování. Často dílčí resortní úspory mohou vést ke značným celkovým ztrátám. Typickým příkladem může být vylehčování obytných prefabrikovaných budov v 60. a počátkem 70. let na úkor jejich tepelně izolační schopnosti. Tehdejší materiálové úspory je nyní třeba nahrazovat zvýšenou provozní náročností nebo dodatečnými rekonstrukcemi. V oblasti čistě betonářské je podobným jevem naše energeticky špičkově úsporné kamenivo, které však svou kvalitou vyvolává zvýšenou spotřebu energeticky mnohem náročnějšího cementu. Podstatnou užžitnou vlastností, která by neměla být při energetické optimalizaci opomenuta, je trvanlivost betonu, resp. železobetonové konstrukce. Dosahovat úspor na úkor životnosti je sice často jednoduché a po několika letech již obtížné i právně postižitelné, ale frekvence těchto škod má rostoucí tendenci a negativně se odráží na celkové efektivnosti stavebnictví. Proto by mělo být zřejmé, že zvětšování tlaku na úspory by mělo být provázáno nesmlouvavou, nezávislou kontrolní činností.

Pro systémový přístup k úsporám energie platí, že prvotním krokem v každé hospodářské jednotce na všech úrovních musí být nejprve analýza současného stavu. Další fází by mělo být vytvoření soupisu všech úsporných opatření. Tento seznam je třeba rozdělit na:

- opatření okamžitě realizovatelná s minimálními investičními náklady,
- opatření s návratností 1 až 5 let,
- vhodná opatření s delší návratností,
- opatření přicházející v úvahu při prudkém vzestupu cen energií.

Logickým doplněním přijatých opatření pak musí být program kontroly jejich plnění a vyhodnocování efektů. Rozhodujícím by tedy nemělo být členění opatření podle toho, na kterou z fází výrobního programu jsou úspory zaměřeny, ale především jejich praktická realizovatelnost a investiční náročnost. Tak by měly být odděleny reálně získané úspory od stejně snadno formulovatelných návrhů, které však vyžadují takové náklady, které nemá podnik v daném období k dispozici.

Zároveň z toho vyplývá, že zejména dříve používaná indexová metoda plánování úspor obvykle selhává, protože potenciál investičně nenáročných opatření se záhy vyčerpá a další úspory je možno získat jen s podstatně většími investičními vklady.

S ohledem na omezený rozsah příspěvku je v dalším textu uveden

pouze stručný výčet možných opatření vedoucích k úsporám energie, který si v žádném případě nedělá nároky na úplnost. Spíše naznačuje, jak různorodé je spektrum možných opatření.

## **Organizační opatření a zlepšení existujících zařízení a postupů**

- Zajištění technologické kázně ve všech fázích výroby a zpracování betonu.
- Pravidelná údržba a kontrola strojního zařízení, zejména vážících a dávkovacích mechanismů i dopravních prostředků.
- Pravidelná vstupní kontrola složek a výstupní kontrola betonové směsi, resp. betonu se zpětnou vazbou na receptury, které by měly zajistit maximální stejnoměrnost kvalitových znaků.
- Pravidelná kontrola a údržba všech přístrojů a pomůcek používaných při výrobě a zkoušení betonových kontrolních těles.
- Zvyšování kvalifikace všech výrobních i technickohospodářských pracovníků.
- Zajištění řádného ošetření vyrobených betonových konstrukcí, které zabrání vzniku trhlin v důsledku rychlých objemových změn při vysychání betonu a vzrůstu, resp. poklesu jeho teploty. Tím by odpadly značné materiálové i energetické vklady do sanace těchto poruch.
- Stabílní dodávky kameniva a cementu, které umožní zvýšit stejnoměrnost betonu a tím i omezit dávky cementu.
- Rekonstrukce skládek kameniva tak, aby zásadně nedocházelo k mísení jednotlivých frakcí a zajištění podmínek pro skladování minimálně třech frakcí.
- Zvýšení kvality kameniva, zlepšení "ostrosti" třídění, čistoty, omezení podsítného a nadsítného.
- Vyhrazení těženeho kameniva pro betonářské účely.
- Předepsané skladování cementu (nemísit třídy ani druhy) a dokonalé vyprazdňování sil a dopravních prostředků.
- Používat v maximální míře popílek jako příměs, zejména u betonů nižších tříd.
- Výroba a používání kvalitních plastifikátorů. Předpokladem jejich aplikace je však i dostupnost spolehlivých dávkovacích zařízení.
- Optimalizace rozvozu betonové směsi. Neměla by však být dosahována na úkor stejnoměrnosti betonu v konstrukci.
- Dodržování rozměrů konstrukčních prvků, zejména u základových konstrukcí a podkladních betonů.
- Využívání dlouhodobých nárůstů pevnosti betonů vyrobených ze směsných cementů a to zejména u základových konstrukcí a inženýrských staveb.
- Preferovat výstavbu monolitických konstrukcí realizovaných progresivními bednicími systémy.

## **Zavedení nových, ale dostupných zařízení a postupů**

- Tuzemská produkce nebo dovoz dostatečného množství moderního technologického zařízení pro výrobu kvalitního, zejména drceného kameniva.
- Tuzemská výroba nebo dovoz kompaktní rychle přemístitelné betonárny o výkonu 10 až 15 m<sup>3</sup> betonové směsi za hodinu.
- Rekonstrukce starších nebo výstavba nových centrálních betonáren vybavených přesnými vážícími a dávkovacími mechanismy a systémem automatického řízení výroby.
- Rozšířit výrobu suchých maltových směsí dávkovaných jak v oválných tak v transportovatelných sílech.



Doc. Ing. J. Dohnálek CSc.,  
Kloknerův ústav ČVUT Praha

- Nasazení autodomíchávačů s větším obsahem než 4 m<sup>3</sup> betonové směsi.
- Dovybavit část současných autodomíchávačů malými pásovými dopravníky, umožňující dopravovat směsi méně tekuté než při použití čerpadla.
- Vybavit všechny větší betonárny zařízením pro průběžné měření vlhkosti kameniva.
- Využívat v maximální možné míře zpracování betonu vakuováním.
- Zavedení progresivních balčích a paletizačních systémů, které by omezily na minimum znehodnocování pytlovaného cementu při jeho přepravě.
- Na větších centrálních betonárnách využívat solárních systémů pro ohřev užitkové vody v zimním období.
- Používání účinných speciálních přísad, zejména bezchloridových urychlovačů tuhnutí betonu.

#### Vývoj a použití principiálně nových zařízení a postupů

- Vývoj betonů s nízkou pórovitostí dosahující pevnosti v tlaku přes 100 MPa (současně s přijatelnou zpracovatelností) při použití běžných portlandských cementů a speciálních přísad.
- Vývoj přísad, zejména ztekucujících, umožňujících markantní snížení

dávky záměsové vody při zachování prakticky přijatelné zpracovatelnosti betonové směsi.

- Vývoj speciálních betonů, které přesně odpovídají zvýšeným požadavkům na požadované užitné vlastnosti. Splnění těchto nároků lze dosáhnout různými technologickými postupy (přidáním vláken, impregnace polymery atd.), zatímco dnes se běžně řeší tyto požadavky zvýšenou dávkou cementu.
- Vývoj bezcementových betonů, tj. hmot, kde je veškerý cement nahrazen např. směsí popílku a vápna, sádroou nebo sírou. Aplikace těchto pojiv je aktuální především v souvislosti s programem odsířování tepelných elektráren.
- Vývoj betonů využívajících jako část pojiva nebo plniva odpadní látky z nejrůznějších průmyslových odvětví. Cílem je nejen energetická úspora, ale i fixace těchto hmot v betonu a tedy ochrana životního prostředí.

Z uvedeného spektra možných úsporných opatření vyplývá, že řada úspor může být dosažena jen při vynaložení nemalých investičních prostředků. S tím je třeba počítat a řešit problematiku úspor koncepčním strategickým způsobem. Současně je třeba poznamenat, že většina opatření všech skupin vyžaduje kooperaci výrobců betonu, cementu, kameniva i přísad s pominutím úzce lokálních zájmů.

## STŘÍKANÝ BETON A URYCHLUJÍCÍ PŘÍSADY

### Tunelové stavitelství - stříkaný beton - dávkování a kvalita složek - výsledky zkoušek vlastností urychlujících přísad tuzemských a zahraničních.

Stříkaný beton je třeba sestavit ze stanovených složek betonu (cementu, kameniva, příměsí, vody a přísad) tak, aby za očekávaných poměrů na stavbě byl možný jeho spolehlivý nástřik a byly s jistotou dosaženy jeho požadované vlastnosti.

Volba cementu je odvislá od vlastností, jež jsou od stříkaného betonu požadovány. Přednost se dává cementům portlandským vytvářejícím vazkoplastickou lepkavou maltu měkké konzistence. Vaznost cementu by měla odpovídat třídě 325 nebo 400. Vzhledem k tomu, že při výrobě stříkaného betonu se často používá vyšších dávek cementu a výsledná hutnost betonu je nižší ve srovnání s betony zpracovanými tradičním způsobem, bývá i smrštění stříkaného betonu výrazně vyšší. Míra smrštění závisí především na obsahu cementu a vody v jednotce objemové směsi, protože tato veličina určuje objem kapilárních pórů ve struktuře betonu, přičemž objem kapilárních pórů rozhodujícím způsobem určuje rychlost odparu vody ze struktury betonu a tedy i rychlost jeho smršťování. Jak z těchto, tak i z ekonomických důvodů se doporučuje dávkování cementu maximálně 400 kg.m<sup>-3</sup>. Použitý cement musí být co nejčerstvější (maximálně jeden měsíc starý). Obzvláštní význam pro možnost používání pojiva je jeho rovnoměrná kvalita, především z hlediska chemické skladby a jemnosti mletí. Průměrná hodnota měrného povrchu podle Blaina by se měla u portlandských cementů pohybovat v rozmezí 350 až 400 m<sup>2</sup>.kg<sup>-1</sup>, přičemž odchylka od zvolené hodnoty smí dosáhnout maximálně ± 10%.

Velmi důležitou roli na vlastnosti stříkaného betonu má kamenivo. Jeho optimální skladba má podstatně větší význam než je tomu u běžného betonu. Nejde totiž jen o vliv skladby kameniva na pevnost betonu, ale i na vnitřní soudržnost betonové směsi, její přilnavost na nanášený povrch a v konečném důsledku o odpad - ztráty, vznikající odrazem části zrn od podkladu. Vzhledem k tomu, že v odpadu se nacházejí zrna největších frakcí použitého kameniva, dochází ke zmenšování hmotnostní koncentrace kameniva ve stříkaném betonu, což má nepříznivé důsledky na jeho fyzikálně - mechanické vlastnosti projevující se snížením modulu pružnosti, poklesem pevnosti v tlaku, zvětšením objemových změn a dotvarování.

Nejvhodnější křivka zrnitosti je definována na základě praktických zkušeností a je uvedena v zahraničních normách ÖNORM B 3304, DIN 4226 a DIN 1045. Porovnáním mezních hodnot těchto křivek s křivkami zrnitosti dostupných šterkopísků frakce 0 - 8 mm (Velvary, Jevíněves, Kozlovice, Chržín, Čičelice) se ukazuje, že žádná z nich nespĺňuje parametry požadované zahraničními normami. S výjimkou lokality Čičelice a Chržín obsahují ostatní šterkopísky minimum zrn menších než 0,25 mm a i relativně málo frakcí 2-8 mm. Zatímco nedostatek jemných částic lze částečně vyrovnat použitím popílku nebo křemičitého úletu, nedostatek hrubších frakcí lze zvýšit pouze doplněním šterkopísku ostře tříděným kamenivem

frakce 2-4 nebo 2-8 mm.

V tomto směru jsou mimořádně cenné lokality Čičelice a Chržín, které obsahují optimální podíly hrubších frakcí a mají pouze menší obsah zrn menších než 0,25 mm, resp. 0,5 mm, který, jak již bylo uvedeno, lze částečně redukovat přísadou popílku nebo křemičitého úletu.

Uvedené křivky zrnitosti jsou v hrubých rysech typické pro stře-dočeskou oblast a nelze tedy předpokládat nalezení zcela optimálních lokalit. Z těchto důvodů je nutné počítat se skládáním kameniva ze dvou až tří frakcí, resp. obohacováním běžných šterkopísků o hrubší (> 2 mm) a jemnější frakce (< 0,25 mm). Ve všech případech je třeba počítat s přísadou popílku nebo křemičitého úletu.

Je třeba vzít v úvahu, že pominutí optimální skladby kameniva s poukazem na organizační komplikace se negativně projeví na užitných vlastnostech stříkaného betonu.

Teplota kameniva, resp. suché betonové směsi nemá před zpracováním poklesnout pod 5°C a přestoupit 30°C. Teploty pod 5°C ovlivňují vývoj počáteční pevnosti, teploty nad 30°C urychlují předhydrataci. Vnitřní vlhkost písku 0 - 4 nemá poklesnout pod 2% a nesmí překročit 6%. Vnitřní vlhkost celkového kameniva (plniva) nemá být vyšší než 4%. Při příliš nízké vnitřní vlhkosti se suchá betonová směs předvlihčí skrápěním bezprostředně před dalším zpracováním.

Záměsová voda pro výrobu stříkaných betonů musí vyhovovat stejným nárokům na čistotu, jaké jsou kladeny na výrobu ostatních betonů. Voda musí být do stříkací pistole dopravována s dostatečným tlakem hadicemi nebo trubkami. Její teplota by neměla poklesnout pod 8°C a přestoupit 50°C. Při započítávání obsahu vody v kamenivu kolísá vodní součinitel v/c v rozsahu 0,45 až 0,5.

V zahraničí se používá celá řada komerčních práškových i tekutých přísad urychlujících a tvrdnutí betonu. Základními hmotami těchto přísadků je buď chlorid vápenatý nebo uhličitán sodný, hlinitan sodný, fluorid sodný, resp. křemičitan sodný nebo draselný (vodní sklo). Urychlovače na bázi CaCl<sub>2</sub> nelze používat u armovaných konstrukcí a jsou v některých zemích zakázány (Rakousko, SRN). Vodní sklo urychluje tuhnutí stříkaného betonu velice málo, zvyšuje pouze významně lepkavost v důsledku vytváření gelu s vodou. Neumožňuje nástřikání srovnatelných vrstev betonu a především výrazně snižuje konečnou pevnost stříkaného betonu.

Nezbytným faktorem určujícím možnost použití přísady do stříkaného betonu je jeho pozitivní vliv na zvýšení počátečních pevností,



Ing. Tomáš Klečka, CSc.,  
Kloknerův ústav ČVUT Praha



aniž by došlo k výraznému poklesu konečných pevností (po 28 dnech proti nulovému betonu).

V Kloknerově ústavu byly laboratorně ověřovány vlastnosti řady urychlujících přísad jak tuzemského, tak zahraničního původu: Alsit, Vukosal, Testudix AB, URL 02 (Torganit L 02), Barra Gunit, Uma Gunit a Sigunit N 71. Z těchto sledovaných přísad má nejpříznivější vliv na zvýšení počátečních pevností betonu přísada Barra Gunit. Ta však negativně působí na konečnou 28-denní pevnost, kde klesá pevnost o cca 45%. Nejpomalejší nárůsty pevností jeví směsi s přísadou Alsit, resp. Vukosal, přičemž tyto přísady též negativně působí na konečnou pevnost. Směsi s přísadou Testudix lze hodnotit jako dobré. Uvedená přísada příznivě působí na urychlení počátečních pevností s tím, že konečná pevnost klesá o cca 40%. Celkově nejlepší výsledky vykazují

směsi s přísadou Sigunitu a zejména URL 02, u kterých jsou poměrně dobré nejen počáteční pevnosti, ale i konečné pevnosti, které jsou proti nulovému betonu dokonce vyšší.

Ze zhodnocení dosud získaných výsledků a zkušeností vyplývá, že stříkané betony jsou v oblasti tunelového stavitelství velmi racionální a ekonomicky výhodnou technologií.

**Ing. Tomáš Klečka, CSc.**

*vědecký pracovník Kloknerova ústavu ČVUT, kam nastoupil po absolvování VŠCHT Praha v r. 1974. V KÚ ČVUT řeší výzkumné úkoly spojené s problematikou trvanlivosti a technologie betonu. Deset let působil jako technický poradce při stavbě Nové odvodňovací štoly v Banské Štiavnici.*

## VLASTNOSTI STŘÍKANÉHO BETONU DO STÁŘÍ 24 HODIN

**Podzemní konstrukce - stříkaný beton - mechanické vlastnosti po 24hodinách - kalibrační vztahy - zkoušky krychelné pevnosti a modulu pružnosti.**

Spolehlivost stříkaného betonu hlavně ve složitých hydrogeologických poměrech vyžaduje znalost jeho základních mechanických vlastností jako je krychelná pevnost v tlaku  $R_{c,cu}$  a výpočtový statický modul pružnosti v tlaku  $E_e$  a to v reálných teplotních a vlhkostních poměrech i do jeho stáří 24 hodin. Vlastní pokus byl realizován přímo na stavbě prodlužování trasy B pražského metra do stáří 72 hodin.

Kalibrační vztahy mezi měřeními a požadovanými vlastnostmi betonu byly stanoveny experimentálním programem na Kloknerově ústavu. Pro zjištění vlastností betonu v místě uložení byly použity vtačovací a špičkové metody pevnosti, rychlost UZ vlnění s realizací na zkušebních vzorcích 500/500/200 mm. Požadované vlastnosti byly definovány hodnotami  $R_{c,cu}$  s uplatněním zkušebních těles 100/100/100 mm a  $E_e$  použitím trámčů 100/100/400mm. Laboratorní tělesa byla ošetřována a umístěna v prostředí odolném teplotně vlhkostním poměrům stavby.

Při zjišťování vlastností na stavbě i při experimentálním programu byly zachovávány příslušné postupy podle ČSN 73 1311 až 73 1373 a dalších souvisejících zkušebních standardů.

Kontrolní normová pevnost (vzorky uložené v klimatizovaném vlhkém prostředí podle ČSN 73 1311 do stáří 28 dní) dosáhla hodnoty  $R_{c,cu} = 20,9$  MPa při hmotnostní koncentraci cementu PC 400 c = 372 kg.m<sup>-3</sup>, s upraveným kamenivem Chržín na

stavbě do podmínek frakce 0-4 a uplatněním přísady Torganit v koncentraci  $p = 18,5$  l.m<sup>-3</sup>.

Na podkladě zjištěných a zhodnocených výsledků lze uvažovat při podmínkách stavby (teplota vzduchu 9 až 12°C a jeho relativní vlhkost 85 až 95%) s nárůstem pevnosti  $R_{c,cu}$  i modulu  $E_e$  a průběhem jejich vzájemného poměru:



*Ing. Bohumil Horký, CSc.  
Kloknerův ústav ČVUT Praha*

Stáří (hod.)	2	4	6	8	16	24	72
$R_{c,cu}$ (MPa)	0,38	1,12	2,20	3,54	7,93	9,60	13,15
$E_e$ (GPa)	-	3,78	5,71	6,16	8,61	9,74	11,24
$E_e/10^3 R_{c,cu}$	-	3,38	2,60	1,74	1,09	1,01	0,85

Získané hodnoty tak umožňují reálný přepočítání a posouzení napětí i deformace podzemní konstrukce v počáteční fázi její funkce a v jejích skutečných podmínkách.

## ZKUŠENOSTI S VYUŽÍVÁNÍM VÝPOČETNÍ TECHNIKY VE ZKUŠEBNĚ A. S. ARMABETON

**Řízení jakosti - druhy zkoušek ve zkušebně a. s. Armabeton - používaný software pro vyhodnocení zkoušek betonu a zemín a jejich fakturaci.**

Zkušebna a. s. Armabeton má standardní vybavení pro prokazování jakostních parametrů stavební výroby a výstavbových technologií v oboru zemních prací, betonářských prací a prací defektoskopických. Pro tyto vyjmenované obory provádí zkušebna kontrolní zkoušky a jejich výsledky jsou využívány k systémovému řízení jakosti v celé akciové společnosti.

Pro ilustraci uvádíme stručně přehled prováděných zkoušek:

- kameniva (zrnitost, objemová a sypaná hmotnost, odplavitelné látky, humusovitost, tvarový index, mezerovitost),
- betonářské oceli (mechanické zkoušky),
- betonu (tlak, tah za ohybu, vodotěsnost, mrazuvzdornost, nedestruktivní zkouška Schmidovým tvrdoměrem),
- zemín (vlhkost, objemová a měrná hmotnost, zrnitost, Atterbergerovy meze, pedometrický modul stlačitelnosti, smyková pevnost, Proctorova zkouška, zkouška zhutnění radiačním hutnoměrem),
- cementu (pouze do 1.8. 1993),
- zkoušky defektoskopické (svary a vybrané materiály prozářením).

Tyto vyjmenované zkoušky zajišťuje ve zkušebně nebo v terénu celkem šest pracovníků.

Dnes už by bylo nemyslitelné takovou druhovost prací provádět bez

používání výpočetní techniky. Kapacita jednoho, ve zkušebně používaného počítače typu 286 Olymp s tiskárnou EPSON FX - 1050, začíná být nedostatečná. Počítač je vybaven těmito programy:

- fakturace všech zkoušek prováděných zkušebnou,
- hodnocení laboratorních zkoušek zemín podle ČSN 721002 až ČSN 721006,
- vyhodnocení kontrolních zkoušek betonu dle ČSN 732400 včetně hodnocení statistického,
- hodnocení dle metodiky TAZÚS,
- vyhodnocení kontrolních zkoušek betonu dle ČSNP ENV 206.



*Ing. Alena Šrůtková  
a. s. Armabeton*

Z uvedených programů nejvíce využíváme programy pro vyhodnocování kontrolních zkoušek betonu, a to pro pět betonáren a. s. Armabeton a pro tři betonárny cizí. V celém procesu kontrolní činnosti použijeme "propisku" pouze pro zápis objemové hmotnosti krychle a tlakové síly. Programy pro kontrolní zkoušky betonu nám na zakázku dodala spol. s r. o. X Data. Naše zkušebna je s programy spokojena, a to i s dnes již

nevyžívanou metodikou hodnocení TAZÚS. S jejich pomocí lze nejen jakostní parametry dodaného betonu dokladovat, ale navíc na betonárnách operativně řídit technologii výroby betonu. Grafické záznamy využívají betonárny k jejich prezentaci při nabídkové činnosti.

Závěrem můžeme doporučit betonárnám, které mají požádáno o certifikaci systému jakosti pro výrobu betonu podle norem ISO řady 9000, použití těchto nebo obdobných programů. Statistická hodnocení betonů, operativní řízení technolo-

gie výroby betonu, interní audity apod. jsou pro tyto normy nezbytností.

#### Ing. Alena Šrůtková

absolvovala stavební fakultu ČVUT obor pozemní stavby v r. 1972, pět let pracovala v technickém rozvoji s. p. Armabeton Praha, deset let působila v ORKJ s. p. Armabeton Praha a v současné době je vedoucí zkušební a. s. Armabeton Praha.

## EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM LOMOVÝCH VLASTNOSTÍ BETONU A JEHO APLIKACE

### Chování křehkých materiálů při porušení - size effect law SEL - systematický výzkum lomových vlastností betonu - únosnost kotevních prvků - únosnost železobetonových desek v protlačení.

Vliv velikosti tělesa na lomové chování stavebních konstrukcí, tj. závislost nosné způsobilosti na charakteristickém rozměru (tzv. size effect law - SEL) u geometricky podobných objektů, je stále předmětem zájmu teoretického i experimentálního výzkumu v oboru betonových konstrukcí. Vyjadřuje pokles nominálního fiktivního napětí při porušení se vzrůstem rozměru tělesa. Vzhledem k nelinearitě jevu nelze problém dostatečně přesně postihnout běžnými numerickými výpočty ani analytickými metodami. Chování křehkých materiálů se dosud posuzuje převážně experimentálně, anebo na základě empirických vztahů.

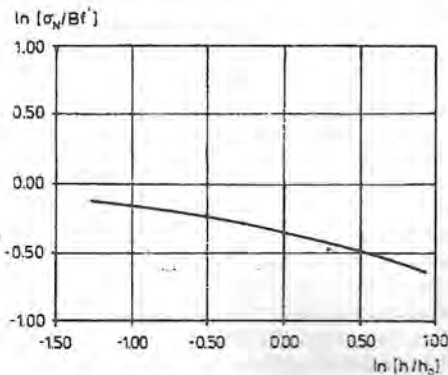
Se systematickým experimentálním výzkumem [1] se započalo v 80-tých letech (Northwestern University, Illinois). Dosud byl experimentálně prokázán SEL na

- vyztužených betonových nosnících namáhaných smykem bez příčné výztuže,
- kroucených prvcích podélně vyztužených bez třmínků,
- deskách vyztužených při jednom povrchu namáhaných v protlačení,
- pull-out zkouškách výztuže,
- zkouškách únosnosti kotevních prvků s hlavou,
- zkouškách vyztužených štíhlých sloupů. - zkouškách těles v příčném tahu,
- zkouškách válců namáhaných soustředěným tlakem.

Zákon je vysvětlován postupným uvolňováním akumulované energie při šíření trhliny v konstrukci. Pro geometricky podobná tělesa [2] vyrobená za stejných podmínek se vyjadřuje vztahem

$$\sigma_N = Bf \cdot (1 + h/h_0)^{-0.5}$$

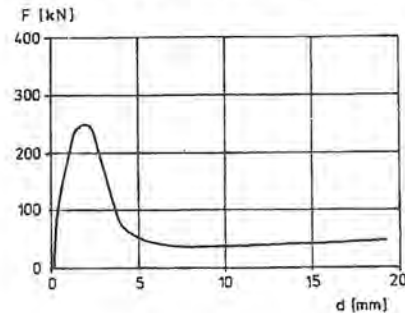
kde  $\sigma_N$  je nominální napětí při porušení,  $h$  je charakteristický rozměr tělesa,  $Bf$  a  $h_0$  jsou experimentálně odvozené konstanty. Zákon charakterizuje závislost fiktivního napětí, které vzniká v lomové ploše, na charakteristickém rozměru tělesa. Grafické znázornění vztahu v logaritmickém měřítku je na obr. 1.



Obr. 1. Size-effect law

V průběhu let 1991-92 byl v Kloknerově ústavu prováděn rozbor únosnosti ocelových kotevních prvků v betonu [3]. Práce byly realizovány jako společný výzkumný program s Ústavem pro stavební materiály při Stutgartské universitě. Pro experimentální vyšetřování byly použity tři velikosti betonových zkušebních těles s geometricky podobným uspořádáním. Tělesa byla navržena ve velikostech s hloubkou kotvení prvků rovnou 50, 150 a 450 mm.

V současné době se uskutečňuje projekt, ve kterém bude zkoušena únosnost osmiúhelníkových železobetonových desek v pro-tlačení. Desky budou prostě podepřeny v kruhu, jejich velikost a tvar je navržen tak, že zkušební tělesa budou geometricky podobná, tloušťky desek budou 45, 142 a 450 mm. Deformační diagram desky střední velikosti při protlačování ocelového kruhového disku při zkoušce řízené deformací je zobrazen na obr. 2, schéma uspořádání zkoušky střední [4] velikosti těles je zřejmé z obr. 3.



Obr. 2. Deformační diagram desky v protlačení

Výsledky experimentálního výzkumu jsou nenahraditelnými výchozími podklady jednak pro další rozvíjení výpočetních numerických metod [5] právě pro skutečnost, že ukázané zákonitosti nelze jinak než experimentálně odvodit, jednak jsou cennými podklady pro zavádění do příslušných předpisů a norem.

#### Literatura:

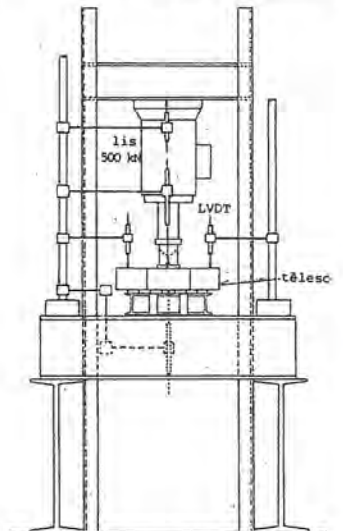
- [1] BAŽANT, Z.P.: Size effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, Jour. of Engineering Mechanics, ASCE, 110(4), 1984
- [2] BAŽANT, Z.P.-OŽBOLT, J. - ELIGEHAUSEN, R.: Fracture Sizeeffect: I. Review of Evidence for Concrete Structure, Northw. Univ., Evanston, Illinois, 1992
- [3] BOUŠKA, P.: Load Carrying Capacity of Anchor Bolts, In.: Workshop 93, CTU, Prague, 1993
- [4] BOUŠKA, P.: Experimentální výzkum vlivu tloušťky betonové desky na únosnost v protlačení - plotní zkoušky, KÚ ČVUT, 1993 [5] PUKL, R.-MARGOLDOVÁ, J.: Simulation of Pull-out Tests of Anchoring Bolts, In.: Workshop 93, CTU, Prague, 1993

#### Ing. Petr Bouška, CSc.

absolvoval stavební fakultu ČVUT, obor pozemní stavby v r. 1963, tři roky projekční praxe, od roku 1967 ve Stavebním ústavu ČVUT, nyní vědecký pracovník Kloknerova ústavu ČVUT, řeší teoretické a experimentální úkoly spojené s problematikou spolehlivosti betonových konstrukcí.



Ing. Petr Bouška, CSc. Kloknerův ústav při ČVUT Praha



Obr. 3. Schéma uspořádání zkoušky desky v protlačení



Doc. Ing. Karel Trtík, CSc.  
ČVUT Fakulta stavební  
Katedra betonových  
konstrukcí a mostů

**Vyztužení betonu náhodně rozptýlenými vlákny - drátkobeton jako konstrukční materiál - pevnostní charakteristiky v porovnání s prostým betonem - předpoklady úspěšného návrhu a výroby betonu s vlákny.**

## 1. Vláknobetony, historie a charakteristika

Prvé zmínky o využití vláken jakožto prostředku pro vyztužení betonu lze nalézt v technické literatuře z dvacátých let. Tato užití vláknobetonů mají většinou charakter jednorázových aplikací. Přesto lze již i v těchto příkladech nalézt velice racionální dodržení zásad formulovaných jako doporučení v období vcelku nedávném.

Obecně lze za důvod, proč jsou do betonové směsi přidávána vlákna, označit snahu pro vyztužení struktury betonu. Vyztužení náhodně rozptýlenými vlákny je jen relativně stejnoměrné ve všech místech a všech směrech. Tato okolnost je současně také důvodem menší efektivity využití výtuzných prvků. Z veškeré výtuzže, která se ve struktuře betonu nachází, je vždy využita jen ta část, která se nachází v oblasti, kde dochází ke vzniku tahových napětí. Navíc účinnost vlákna je ovlivněna i jeho orientací vzhledem ke směru působícího napětí.

Jako suroviny pro výrobu vláken lze použít prakticky každého materiálu s vyšší tahovou pevností nežli vykazuje beton v okolí vlákn a materiálu, jehož životnost v prostředí cementového kamene je dostatečná. V praxi je používáno nejvíce vláken kovových vzhledem k tomu, že splňují veškeré výše uvedené podmínky. V posledních letech se používá v mnoha případech vláken polypropylenových, jejichž tahová pevnost je podstatně nižší, ve srovnání s vláknem kovovým. Vliv na pevnost výsledného betonu je tudíž znatelně nižší. Byly činěny pokusy i s vlákny azbestovými, která však nevyhovují z důvodů zdravotních. Předností skleněných vláken je snadná výroba, postačující pevnost a přijatelná cena. Jejich nevýhodou je nestálost v alkalickém prostředí betonu. Toto prostředí způsobuje rychlou degradaci materiálu vlákna, pokud není vhodnou úpravou tomuto působení zabráněno. Takováto úprava však zvyšuje cenu skleněných vláken a je tudíž příčinou poměrně malého dosavadního uplatnění. Byly činěny i pokusy s využitím vláken přírodních, jako například kokosových vláken.

## 2. Typy vláknobetonů a možnosti jejich praktického užití

Vláknobetony lze obecně rozdělit jednak podle druhu použitého vlákna, jednak podle funkce, která je tomuto betonu přisouzena. Ta může být v podstatě dvojitá. Prvá přisuzuje takto vyztuženému materiálu funkci nosnou, t.j. využívá jej jakožto konstrukčního materiálu. V tomto případě je v současné době v převážné většině případů používáno vláknobetonů s ocelovými vlákny, neboli takzvaných drátkobetonů. Druhým typem jsou betony jejichž hlavní funkcí je izolace a ochrana. Konstrukce z tohoto materiálu vytvořená má sice určitou funkci statickou, avšak napětí v jednotlivých bodech konstrukce vznikající jsou minimální nebo malá. Hlavní důraz se klade na životnost konstrukce, respektive na její neporušenost trhlinkami. U těchto konstrukcí může být s úspěchem použito např. vláken polypropylenových. Zásadní rozhodnutí o způsobu využití vlákno betonu má samozřejmě dopad nejen na volbu použitého vlákna, ale i na ostatní vstupní charakteristiky betonové směsi, jako např. druh a množství použitého cementu, zrnění kameniva a velikost jeho maximálního zrna atp..

## 3. Charakteristické vlastnosti drátkobetonů s možnostmi využití jako konstrukčních materiálů

Základní očekávanou vlastností vláknobetonu je zvýšení jeho pevnosti v porovnání s prostým betonem. Pokud se týká pevnosti v tlaku, je možné podle druhu a množství vláken nárůst

pevnosti odhadnout cca 10% pevnosti betonu bez vláken. U pevnosti tahové lze hovořit o nárůstu cca 100%. Je-li struktura betonu vystavena účinku rázu, lze hovořit o zvýšení pevnosti řádově tisíci procentním. Veškeré uvedené hodnoty vycházejí z předpokladu užití ocelových vláken.

Tyto skutečnosti jsou sice významné, avšak ještě významnější dopad má přítomnost vláken ve struktuře betonu na přetvárné vlastnosti materiálu. Zatímco prostý beton se poruší (v podstatě křehce) při mezním tlakovém přetvoření okolo tří promile, vláknobeton přenesne podstatně vyšší poměrná přetvoření, aniž by došlo k úplnému porušení celistvosti jeho struktury. Materiál, ač prostoupen trhlinami, je stále, v důsledku spojení osnovou výtuzných vláken, schopen přenášet účinky zatížení. Tato schopnost sice pozvolna klesá, ale teprve při velkých hodnotách přetvoření dochází k úplné destrukci materiálu. Celková energie pohlcená materiálem je tudíž podstatně vyšší než u betonu prostého.

## 4. Předpoklady úspěšného návrhu a výroby betonu s vlákny

Základním předpokladem úspěšné výroby vláknobetonu je znalost vlivu vláken na vlastnosti nejen výsledného betonu, ale i vláknobetonové směsi. Vlákna, a to zejména kovová, představují ve směsi kameniva, cementu, vody a eventuálních přísad prvek, který maximálně ztěžuje skloubení jednotlivých komponentů v kompaktní celek. Jinými slovy, jejich přítomnost ztěžuje jak proces míchání, tak i proces zpracování betonové směsi. Pokud se k této skutečnosti nepřihlídně, je výsledkem beton s mimořádně malou hutností a tudíž s nižší tlakovou pevností než by byl beton řádně zhutněný a bez vláken. Je zajímavé, že tahové pevnosti mohou dosáhnout i u takového betonu poměrně příznivých hodnot. Beton však zásadně nevyhovuje z hlediska trvanlivosti a estetického vzhledu.

Beton s rozptýlenou výtuzí nelze vyrábět tak, že bychom recepturu běžně a úspěšně vyráběného betonu prostého pouze rozšířili o vlákna. Takovýto "technologický" postup je spolehlivým úvodem k problémům, vedoucím k nezaslouženému zatracení materiálu.

## 5. Současná situace v produkci vláknobetonů v ČR a její prognóza

Současná situace v produkci vláknobetonů není stále ještě taková, jakou by si tento materiál zasloužil. Přesto se však objevují první aplikace realizované zahraničními dodavateli. Rovněž zástupci prováděcích firem a investorů se vracejí ze zahraničních návštěv okouzlení možnostmi, které tento materiál ve specifických podmínkách dává.

Lze konstatovat, že oproti době nedávno minulé se v ČR úplně změnila situace na trhu se stavebními hmotami, na kterém není problémem získat jakýkoliv druh vlákna a v jakémkoliv množství. Rovněž situace ve výrobních podnicích se zlepšuje a o technologické inovace je zájem.

Z těchto důvodů lze v poměrně krátké době očekávat významné rozšíření objemu produkce betonu vyztužených náhodně rozptýlenými vlákny. Lze očekávat, že prvními oblastmi užití těchto betonů budou zejména:

- betony vystavené účinkům dynamického a rázového zatížení (jako např. základy pod stroji vyvozuujícími tato zatížení)
- podlahy průmyslových provozoven a to zejména těch, na kterých je předpokládán provoz těžké mechanizace. Vzhledem k omezení účinků smršťování betonu lze navíc zmenšit počet dilatačních spar. Rozptýlená výtuz působí příznivě také na životnost podlah v okolí dilatačních spar, která bývá mnohdy limitujícím faktorem životnosti celé konstrukce podlahy.
- ve velké většině případů, kde je při výrobě konstrukce užíváno stříkaného betonu
- ve všech konstrukcích, nebo jejich částech, kde lze s výhodou využít:



Ing. Jan Vodička, CSc.  
ČVUT Fakulta stavební  
Katedra betonových  
konstrukcí a mostů

- vyšší odolnosti proti vzniku trhlin a po jejich vzniku jejich menšího rozevření
- podstatně vyšší schopnosti materiálu akumulovat vnější energii
- schopnosti tohoto materiálu vést k zjednodušení armovacích prací (např. náhrada třmínkové výztuže nebo obtížně proveditelné výztuže subtilních a současně geometricky složitých částech konstrukcí).

Je povinností autorů sdělit betonářské veřejnosti, že na katedře betonových konstrukcí a mostů Stavební fakulty ČVUT v Praze lze získat potřebné informace, které mohou zájemce o užití nebo přípravou výrobu tohoto materiálu zajímat.

#### Ing. Jan Vodička, CSc.

Absolvent stavební fakulty ČVUT, směr konstruktivně-dopravní zaměření betonové konstrukce. Od roku 1966 působí na katedře betonových konstrukcí a mostů stavební fakulty ČVUT. Zabývá se především problematikou technologie betonu a vláknobetonů.

#### Doc. Ing. Karel Trtík, CSc.

Absolvent stavební fakulty ČVUT, směr konstruktivně-dopravní zaměření betonové konstrukce. V letech 1966 - 1973 statik v ZPI Armabeton Praha, od roku 1973 na katedře betonových konstrukcí a mostů ČVUT. Zabývá se především problematikou technologie betonu a vláknobetonů.

## MOŽNOSTI RECYKLACE CIHELNÉ STAVEBNÍ SUTI

**Likvidace stavební suti - druhové třídění - zpracování cihelné suti drcením - cihlobeton - suť jako plnivo lehkých betonů a malt - suť jako zásep vedení sítí - recyklace suti v dopravním stavitelství.**

Stavební suť jako vedlejší produkt stavebních procesů se stává stále naléhavějším problémem z hlediska její likvidace. V dosavadním pojetí technologie demoličních, adaptačních a rekonstrukčních prací je tvořena směsí zbytků použitých stavebních materiálů a jejich obalů (1,5).

Základní podmínkou pro nové využití na co nejvyšší kvalitativní úrovni je její druhové rozřídění. Ponejvíce se jedná o železné i barevné kovy, dřevo, celou škálu plastů, sklo, izolační hmoty, různé pojené betony, keramiku apod. Prakticky je ověřeno, že znovu využitelný podíl těchto hmot činí běžně 80 až 100% (5).

Podstatnou částí této suti je v případě objektů s cihelným zdívkem právě suť cihelná. Není velkým problémem ji separovat a to jak z hlediska použité technologie demolice, tak i z důvodů jejího běžně značného objemu. Tato situace nastává zejména při opravách a adaptacích zděných objektů, jejichž hlavní část tvoří zejména obytné domy našich měst.

Situaci tu navíc často komplikuje obtížná dostupnost opravovaných objektů z hlediska běžně zavedených technologických postupů, velké nároky na potřebná skládkovací místa a neobnovitelnost primárních zdrojů kameniva, jejichž dobývání stejně jako skládkování je zpravidla spojeno s devastací krajiny.

Svým charakterem je stavební cihelná suť vhodná pro zpracování drcením. Získaná drť je pak použitelná jako lehké kamenivo, např. tepelně izolační násypový materiál, nebo jako plnivo stavebních směsí, náhradou za přírodní kamenivo (6).

Dosavadní praktické zkušenosti ukazují na poněkud zhoršenou zpracovatelnost takto vyrobeného cihlobetonu a nižší výsledné pevnosti (4), v závislosti na podílu cihelné drti v použitém kamenivu, ve srovnání s běžným cementovým betonem.

S ohledem na vysokou absorpční schopnost tohoto materiálu je nutno podle povahy aplikace recyklatu věnovat pozornost i obsahu nežádoucích látek, absorbovaných během minulého užívání objektu, které by se mohly vyluhovat vodou a následně zapříčinit hygienickou závadnost nebo narušit hydratační proces.

Technické možnosti drcení cihelné suti sahají od velkých drtíren po centralizované zpracování (7), které běžně známe z kamenolomů a úpraven rud, o výkonech řádově stovek m<sup>3</sup>/hod., přes střední, často mobilní zařízení s výkony okolo 10 m<sup>3</sup>/hod. (2,8), až po malá zařízení na úrovni tzv. malé mechanizace, schopná zpracovat cca 2 m<sup>3</sup>/hod.

Při volbě drtícího systému je třeba zohlednit účel, pro který bude získaný materiál znovu použit, stejně jako rozložení a vydatnost zdrojů cihelné suti. Nerespektování těchto parametrů vede často k neefektivní výrobě drti nevhodných parametrů, při zbytečně velkých výdajích energie.

Na kvalitativně nejvyšším stupni je v řadě případů velmi vhodné použití cihelné drti jako plniva stavebních směsí, zejména lehkých betonů a zdících malt, jejichž výsledné např. pevnostní charakteristiky je možno z technologického hlediska dobře regulovat mícháním cihelné drti s přírodním nebo drceným kamenivem. Dalším stupněm je použití pro tepelně izolační vrstvy v objektech a jako poslední se jeví použití při zemních pracích a na zásep vedení inženýrských sítí, kde lze často cihelnou suť použít téměř bez úprav.

Z hlediska dopadů na životní prostředí je nutno při recyklaci cihelné suti uvažovat nejen s úsporou primárních zdrojů kameniva a omezením skládkovacích nároků, ale a to v městských aglomeracích především, s omezením rozsahu těžké nákladní dopravy, která spolu s manipulací tvoří až 90% stavební činnosti a jako taková má i rozhodující podíl

v negativních dopadech na okolí stavebního procesu.

Zahraniční prameny uvádějí zejména příklady recyklace betonových suti (2, 3, 4), kde se takřka ideálně jeví procesy recyklace bitumenových i cementobetonových vrstev vozovek, bezprostředně znovu používaných ke stavbě nových vrstev komunikace. Je zde možno zřetelně demonstrovat pozitivní zpracování stavební suti přímo v místě jejího vzniku (2, 9).

Je zřejmé, že nelze úplně negovat negativní dopady stavebního procesu na jeho okolí, ale technickými prostředky lze dosáhnout optimální využitelnosti recyklatu. Tohoto cíle je možné dosáhnout jen precizní technologickou přípravou stavby a kázní při realizaci tak, aby bylo maximum materiálu použito zpět na co nejvyšší kvalitativní úrovni, pro což bude zřejmě nutno optimalizovat tuto úlohu i v širším měřítku, jako např. při řešení dopravních úloh apod.

Recyklaty ze stavebních suti se postupně stanou běžně používaným stavivem a oběh stavebních hmot se částečně uzavře a oddělí od okolí, ku prospěchu životního prostředí a potažmo i naší populace. Nelze dát obecný návod pro nasazení recyklační technologie, ale v komplexním řešení stavebního procesu je vždy třeba hledat kvalitativně nejvyšší možnosti použití cihelných a dalších stavebních suti při co nejmenších nárocích na jejich úpravu, dopravu a manipulaci s nimi.



Ing. Vítězslav Vacek  
Chladicí věže a. s. Praha,  
divize REKO

#### LITERATURA

- (1) Pejchota, Z., Voves, B (1989): "Recyklace stavebních hmot", Stavivo 1/1989, Vol. 67, pp. 33-34
- (2) Kasal, J. (1991): "Systém zpracování stavebních odpadů v SRN, možnosti využití mobilních úpravnických zařízení", Sborník přednášek ze semináře "Zpracování stavebních odpadů - RECYCLING", Přešov 6.2.1991
- (3) Vargová, I. (1987): "Znovužívání betonu v USA", Zpravodaj OBIS VTEI SSŽ - 1/87, pp. 8-9
- (4) Kumar, V., Roy, B., N., Sai, A., S., R., (1988): "Brick - ballast and recycled aggregate concrete", Indian Concrete Journal 2/88, Vol. 62, pp. 85-87
- (5) "Recyklace na skládkách", Věda a technika v zahraničí 25/1989, Vol. 19, p. 95
- (6) Matoušek, M. (1985): "Lehké stavební látky", VUT Brno 1985
- (7) Molnár, L. (1991): "Recyklace stavební suti", materiály pro průběžné oponentní řízení resortního úkolu RVT MÚ hl. m. Prahy
- (8) Hyman, S., Voborský, J. (1986): "Progresivní řešení využití stavební suti při demoličních pracích", Pozemní stavby 3-1986, Vol. 34, pp. 129-131
- (9) Hyman, S., Šustáček, J., Medek, V. (1985): "Využití suti z demolice", zpráva pro závěrečné oponentní řízení úkolu VVÚ PS Praha.

#### Ing. Vítězslav Vacek

V roce 1988 absolvoval obor pozemní stavby se specializací technologie staveb na stavební fakultě ČVUT Praha. Do roku 1993 pracoval na oddělení technologie betonu KÚ ČVUT Praha. Nyní je zaměstnán jako stavbyvedoucí divize rekonstrukcí Chladicí věže a. s. Praha.

# BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ

Odborný garant sekce: Ing. Vladimír Urban, CSc

## VLASTNOSTI A POUŽITÍ VÝTUŽE S EPOXIDOVÝM POVLAKEM

**Prodloužení životnosti železobetonových konstrukcí - povlaková výtuž - technické vlastnosti, soudržnost s betonem - ekonomika - používání povlakové výtuže v zahraničí**

### 1. Trvanlivost železobetonových objektů

Železový beton se stále považuje za trvanlivý konstrukční materiál. Mnoho železobetonových objektů bylo provedeno velmi kvalitně a jejich prakticky bezporuchová použitelnost předčila očekávání původních investorů i pozdějších uživatelů. Nicméně zejména v poslední době se zvyšuje počet zpráv o výskytu poruch popř. havárií, a to nejen v naší zemi. Častou příčinou těchto poruch je koroze výtuže, a to zpravidla z následujících důvodů:

- Znečištění a agresivita prostředí se stále zvyšuje.
- Použití materiálů o vyšší pevnosti vede k výstavbě subtilnějších konstrukcí.
- Ekonomické podmínky nutí stavební firmy ke zkracování doby výstavby, a to často na úkor kvality stavebního díla.
- Na trhu jsou cementy jiných vlastností než tomu bylo dříve.
- Naše znalosti o prostředí jsou nedostatečné. Návrhové předpisy obsahují požadavky, které nevystihují skutečnou proměnlivost, ale pouze "zprůměrované" vlastnosti prostředí.
- Údržba železobetonových objektů byla zejména u nás naprosto nedostatečná.

### 2. Úvodní ekonomické úvahy

Do celkových nákladů je nutno započítat jak náklady na výstavbu, tak náklady na údržbu pro zajištění použitelnosti během celé doby životnosti konstrukce.

Dobu existence železobetonové konstrukce lze zhruba rozdělit do čtyř období:

- Konstrukce je poměrně nová. Jakost je zajištěna projektem, provedením, povrchovými úpravami, kontrolou jakosti apod. Vliv prostředí a provozu se dosud nedaří projevit.
- Povrchové vrstvy betonu jsou zkarbonatizovány, popř. zasaženy chloridy nebo jinými agresivními látkami. Stav konstrukce je třeba zlepšovat čištěním povrchu, novými povrchovými úpravami, místním zvětšením tloušťky krycích vrstev apod.
- Karbonátce pronikla až k výtuži, která koroduje a následkem toho se odlupuje krycí vrstva. Pro zajištění požadované životnosti je zapotřebí provést řádnou údržbu a časté opravy, např. odstranění poškozeného betonu, nanášení vysprávkové malty, stříkaného betonu, aplikace ochranných nátěrů a pod.
- Výtuž je silně zkorodovaná, krycí vrstvy jsou na mnoha místech odpadlé, beton je porušen trhlinami. Je nutná zásadní rekonstrukce, zahrnující zejména téměř úplné odstranění staré krycí vrstvy a nanášení nové, částečné, popř. úplné demolice a náhrada poškozených prvků, menších nebo větších částí konstrukce.

Náklady na zajištění jakosti a použitelnosti konstrukce v jednotlivých obdobích A až D stoupají zhruba geometrickou řadou, což lze vyjádřit slovy asi takto: Každá 1 Kč vynaložená v období A odpovídá 5 Kč v období B, 25 Kč v období C a 125 Kč v období D.

Je zřejmé, že pro dosažení očekávané životnosti se vyplatí věnovat náležitou pozornost kvalitě projektu a provádění stavebních prací včetně opatření na ochranu výtuže proti korozi již během přípravných, projektových a prováděcích prací.

### 3. Metody ochrany výtuže proti korozi

Ochrana výtuže proti korozi se v podstatě zajišťuje dvěma způsoby, a to buď

- nepřímo, tj. kvalitou betonu nebo
- přímo, tj. zvýšením protikorozi odolnosti výtuže, popř. oběma způsoby.

- Ochrany výtuže betonem se docílí
- dostatečnou tloušťkou krycí vrstvy,
- nepropustností betonu krycí vrstvy (nízký vodní součinitel, kvalitní zhutnění, správné ošetření, vhodný obsah cementu atp.),

- použitím vhodných chemických přísad, inhibitorů,
- ochrannými nátěry, popř. speciálními tmely k utěsnění povrchu betonu.

Zvýšení odolnosti výtuže se přímo dosahuje zejména

- použitím nekovových materiálů,
- použitím nerezavějících druhů oceli,
- katodovou ochranou,
- ochrannými povlaky.

Ochranné povlaky jsou jednak anorganické (pozinkování), jednak organické, tj. zejména povlaky PVC a povlaky epoxidové.

### 4. Epoxidové povlaky

Podstatou této ochrany výtuže je, že se její povrch opatří izolační vrstvou, která brání přístupu agresivních iontů. Izolační povlak v ideálním případě zabrání korozi zcela, popř. je-li povlak nedokonalý, korozivní proces omezí (při příliš tenké vrstvě, při nesouvislém pokrytí apod.), protože katoda je menší (pak ovšem může dojít ke vzniku nebezpečné tzv. důlkové koroze, viz dále).

#### 4.1. Nanášení povlaků

Existuje několik způsobů nanášení, a to zejména:

- Tekutá epoxidová pryskyřice se natírá štětcem, popř. nanáší stříkací pistolí, anebo se noří do vany s pryskyřicí. Tekuté epoxy obsahuje rozpouštědla, která se postupně odpařují a výsledný povlak je pórovitý (molekula rozpouštědla je vždy větší než molekula vody). Mimoto se tekuté pryskyřice smršťují, před zatvrdnutím stékají ze žebírek. Vrstva na žebírkách je tenká, mezi žebírky naopak tlustá. Průmyslové a komerční použití této metody není známo, využívá se pouze při opravách.
- Nahřátá ocel se protahuje vrstvou epoxidového prášku, který se natavuje na povrchu výtuže. Prášek je buď provzdušněn a chová se jako tekutina, nebo je k oceli přitahován v důsledku opačného elektrostatického náboje. Tato metoda je poměrně nová a první zařízení tohoto typu pracuje na stavbě dánského podmořského tunelu "Storebaelt Eastern Tunnel".
- Epoxidový prášek se nanáší elektrostatickým rozprašováním ve speciální peci (podrobně v článku Ing. Sukeníka), kterou plynule prochází přímé vložky, popř. síť. Tato metoda je dosud nejrozšířenější a uplatnila se při výrobě téměř veškeré povlakové výtuže, která se dosud objevila na trhu. Metoda sestává z následujících postupných kroků, které se v některých podrobnostech liší podle druhu povlakované výtuže, zejména podle její povrchové úpravy (podle tvaru žebírek):

a. Čištění povrchu od mastnoty a nečistot otryskáním ocelovým pískem (drtí), a to až na téměř " bílý " povrch o drsnosti 0,05 až 0,07 mm, do kterého povlak spolehlivě zakotví.

b. Zahřátí oceli na 235 až 240°C, a to zpravidla během plynulého průchodu vložek elektrickou indukční pecí.

c. Elektrostatický postřik. V elektrostatické peci se rozstříkuje epoxidový prášek, který je přitahován k uzemněným povlakovaným vložkám.

d. Tvorba povlaku. Prášek se na horkém povlaku taví, roztéká a gelovatí během asi 5 sekund. Během následujících 25 sekund povlak tvrdne.

e. Ošetření. Následuje řízené ochlazování, a to zpravidla po dobu nejméně 28 sekund vzduchem, pak vodou na teplotu pod 95°C.

f. Kontrola jakosti povrchu. Ověřuje se tloušťka povlaku, přilnavost



Ing. Vladimír Urban, CSc.  
Kloknerův ústav ČVUT, Praha

k oceli, díry, dutiny (bubliny), trhliny a poškození. Výskyt malých dutin a děr v povrchu se zjišťuje elektrickými detektory. Větší poruchy se ošetřují tekutou pryskyřicí.

d. Příprava vložek pro expedici. Použitý epoxidový prášek a tekutá pryskyřice na opravy musí splňovat přísné požadavky, přesně stanovené zvláštními předpisy.

#### 4.2. Vlastnosti povlaku

Povlak musí spolehlivě ochránit výztuž před účinkem korozních látek, pokud možno bez zvýšených nároků na údržbu a bez potřeby měnit obvyklé návrhové postupy (výpočetní i konstrukční), a to při současném zachování všech potřebných vlastností konstrukce.

Proto musí metoda ochrana výztuže epoxidovými (ale i jinými) povlaky splňovat následující požadavky:

- Nanášení musí být poměrně snadné a levné.
- Povlak musí být na celém povrchu vložek stejnoměrný,
- musí být dostatečně tvrdý a dostatečně přilnavý, - odolný během dopravy a manipulace,
- musí být pružný a umožnit tvarové úpravy vložek,
- musí vykazovat stálost mechanických vlastností,
- musí účinně vzdorovat korozi po celou dobu životnosti konstrukce.

Vlastnosti se ověřují a na trh přicházejí jen ověřené výrobky. Kontrola jakosti je přesně stanovena národními předpisy a provádějí ji pověřené zkušebny (v USA jde např. o ASTM A 775 a Valley Forge Testing Laboratories).

Výše uvedené požadavky jsou splněny, jestliže prášek je organického složení (pouze pigment může být anorganický, doporučuje se zelená barva, která je kontrastní ke rzi) a pokud vyhoví výsledky náročných zkoušek.

#### Zkouší se

- kvalita povlaku, a to tloušťka (obvykle mezi 130 až 300  $\mu\text{m}$ , optimální je cca 200  $\mu\text{m}$ ), množství děr, dutiny, trhlin, poškození atd.,
- odolnost vůči účinkům chemického prostředí (zpravidla čtyř různých chemických látek, povrch nesmí změkknout, zpuchřovat, nesmí se rozpustit, odchlípnout od výztuže),
- elektrický odpor,
- nepropustnost vůči chloridům,
- odolnost proti porušení při ohýbání (nesmí vzniknout trhliny na vnějším povrchu ohybu),
- soudržnost s betonem (vytahovací zkoušky),
- obrusnost, odolnost proti nárazu a tvrdost

Dosavadní zkušenosti ukazují, že lehké zakalení popř. „zkřídování“ povrchu vlivem slunečního osvětlení nezhoršují vlastnosti povlaku. Nejsou známy ani žádné účinky epoxidu na vlastnosti oceli.

Naproti tomu je zřejmé, že se žebírková výztuž velmi obtížně čistí v okolí kořene podélných i příčných žebírek a právě tam je nejvíce vad povlaku. Soudržnost povlakové výztuže závisí na druhu povrchové úpravy původního materiálu. Ne všechny používané druhy uspořádání žebírek jsou pro aplikaci povlaků stejně vhodné.

#### 4.3. Soudržnost s betonem

Při posuzování soudržnosti se hodnotí jednak mezí napětí (max. síla, pevnost v soudržnosti) při vyťahovacích zkouškách (POT), jednak velikost posunu vložky při stanovených hodnotách síly ve výztuži (vytahovací síly).

Povrchová výztuž má podstatně nižší (téměř žádnou) přilnavost k betonu. Hladké vložky, popř. vložky s vtisky mají proto velmi malou soudržnost (nedostatečnou), a proto se hladké vložky s povlakem nevyrábějí. Epoxidovým povlakem se opatřují pouze vložky se žebírkovým povrchem, kde je soudržnost zajištěna mechanickým opřením žebírek o beton.

Absence přilnavosti ovlivňuje napjatost v blízkosti povrchu vložek a zpravidla zvětšuje radikální i tangenciální složku napětí. Zvyšují se štepné účinky a ovlivňuje se způsob porušení.

Nanesením povlaku se poněkud snižuje výška žebírek. U vložek menších průměrů je výška žebírek poměrně malá (ve srovnání s vložkami velkých průměrů), nanesením povlaku se ještě zmenší a výsledné snížení pevnosti v soudržnosti (odporu proti vytažení) je větší než u vložek velkých průměrů.

Tloušťka povlaku pod 300  $\mu\text{m}$  snižuje pevnost v soudržnosti zpravidla méně než o 20 %. Tloušťka povlaku nad 500  $\mu\text{m}$  snižuje pevnost podstatným způsobem.

Povlaková výztuž vykazuje větší prokluz zejména při nižších hod-

notách napětí ve výztuži (při jejím menším využití) než výztuž bez povlaku. Při vyšším využití výztuže se tento rozdíl snižuje.

Větší prokluz vede u ohýbaných trémových prvků asi k 50 % zvětšení šířky trhlin, ale současně k asi 50 % prodloužení jejich vzdálenosti (než u stejných prvků s výztuží nepovlečenou). Ohybová tuhost (průhyby) trámů se použitím povlakové výztuže prakticky nemění, jisté rozdíly lze očekávat u desek a u deskových trámů (odpovídající zkoušky dosud nejsou k dispozici).

Pevnost styků přesahem (bez trmínek a spon) se snižuje asi o 35 % (při porušení rozštěpením).

Dosavadní poznatky lze shrnout následovně:

1. Epoxidový povlak snižuje pevnost v soudržnosti, a to při porušení protažením vložky betonem asi o 15 %, při porušení rozštěpením betonu asi o 35 %.
2. Pevnost v soudržnosti může být přitom současně ovlivněna jak průměrem vložky, tak její povrchovou úpravou.
3. Procentuální snížení pevnosti se prakticky nemění při tloušťkách povlaku od 125 do 300  $\mu\text{m}$ .
4. Povlakovou úpravou se zvyšuje šířka a současně vzdálenost trhlin, ale ohybová tuhost (průhyby) trémových prvků se prakticky nemění.

Podle amerických pramenů (uvedených ve /4/) je třeba při použití povlakové výztuže uvažovat

- 50 % prodloužení délky potřebné k přenosu síly z tažené výztuže do betonu, je-li tloušťka krycí vrstvy menší než tři průměry vložky nebo je-li světla vzdálenost podélných vložek menší než šest průměrů, dále je zapotřebí očekávat zvýšený výskyt podélných trhlin a porušení rozštěpením betonu mezi vložkami nebo odštípnutím krycí vrstvy,
- 20 % prodloužení této délky v ostatních případech (ve srovnání se 100 % délkou výztuže bez povlaku),
- součinitel polohy povlakové vložky (např. při horním povrchu prvku) hodnotou 1,7, podle BCA - The British Cement Association - má povlaková výztuž při dolním povrchu průřezu sníženou pevnost v soudržnosti asi o 20 % proti výztuži bez povlaku, zatímco při horním povrchu se snížení pevnosti neprojevuje.

#### 4.4. Vliv teploty

Epoxidový povlak ztrácí své vlastnosti při teplotě cca 200°C. Zatím je však poměrně málo poznatků o tom, jak se chová povlaková výztuž, je-li uložena v betonu. Při zkouškách křížem armovaných desek (s výztuží o výpočtové pevnosti cca 400 MPa jednak povlakovou jednak bez povlaku), které byly vystaveny účinkům požáru asi 4,5 hod se prý rozdíly prakticky neprojevily (přesnější údaje nejsou k dispozici).

Při vyťahovacích zkouškách (typu POT) za teploty 110 až 370°C (výztuž o průměru 19 mm) však byla pevnost v soudržnosti bezpovlakových vložek asi o 20 % větší. Současně se však zjistilo, že dosažené napětí v povlakových vložkách bylo vyšší než hodnota meze kluzu, která by odpovídala zkušební teplotě (bližší podrobnosti o uspořádání zkoušek nejsou zatím k dispozici). Současně byl zaznamenán rozdíl v hodnotách prokluzu. Zatímco u vložek bez povlaku k prokluzu nezátíženého konce vůbec nedošlo, u povlakových vložek byl až do teploty 150°C prokluz zatíženého i nezátíženého konce vytažované vložky téměř stejný (zřejmě v důsledku změkknutí, popř. tavení povlaku), při teplotách od 260° do 370°C byl pak posun zatíženého konce dvojnásobný. K těmto posunutím došlo následkem změkknutí povlakové vrstvy.

#### 4.5. Zatížení na únavu

Ze zkoušek provedených na excentricky zatěžovaných tělesech (náhrada trémových zkoušek) s výztuží nepovlečenou v surovém stavu (VNS), s výztuží nepovlečenou očištěnou pískovým otryskáním (VNO) a s výztuží s epoxidovým povlakem (VEP) vyplynulo (viz /4/):

1. V oblasti provozních zatížení byl prokluz téměř nezávislý na druhu povrchové úpravy.
2. Během prvních zatěžovacích cyklů došlo k největšímu prokluzu u VEP, k nejmenšímu prokluzu u VNO. Se zvětšujícím se počtem cyklů se rozdíly prokluzu různých výztuží postupně zmenšovaly.
3. Při aplikovaném procesu zatěžování (v oblasti provozních zatížení) se do realizovaného počtu zatěžovacích cyklů (1,4 · 10<sup>6</sup>) rozdíl v pevnosti v soudržnosti neprojevil.

Při jiných únavových zkouškách (BCA, viz odst. 4.3. výše) se pozorovalo, že prvky s povlakovou výztuží vykazaly postupné zvětšení šířky trhlin (asi o 20 až 60 % podle amplitudy zatěžování) a jen malé zvětšení průhybů (o 5 až 10 %).

#### 4.6. Řezání, ohybání a svařování

Z ekonomických důvodů se v pecích nanášejí povlaky na přímé pruhy a veškeré tvarové úpravy se provádějí dodatečně.

Při stříhání vložek dochází k místnímu odloupení epoxidových vrstev. Poškozená místa se musí natřít tekutou pryskyřicí.

Ohybání se provádí při teplotě 12 až 15°C. Při nižší teplotě je povlak příliš křehký, vyšší teplota nepřináší žádné výhody. Válečky a vřetena (jádra, trny) musí být z měkkého materiálu (ne z kovu), např. ze dřeva apod., podobně pracovní plochy stolů, ohybaček apod.

Opravy povlaků na staveništi jsou nespolehlivé a doporučuje se je provádět před uložením do skladu, popř. do bednění.

Při svařování vznikají škodlivé výpary a je třeba dbát na hygienická opatření. Při svařování plynem a na tupo je třeba odstranit veškerý povlak ze styčných ploch a předejít tak následnému křehkému porušení. Při svařování obloukem se povlak odstraňovat nemusí.

#### 4.7. Manipulace, opravy

Povlaková výztuž vyžaduje opatrné zacházení. Je nutné vyloučit přímý dotyk povlaku s tvrdými, zejména s kovovými předměty, zabránit odírání, vláčení vložek apod.

Při ukládání se vložky nemají poškrábat, např. během dopravy ve svazcích apod. Je třeba používat speciální závěsná zařízení bránící průhybu vložek ve svazcích. Doporučuje se používat plastové úchyty a lana s bandážemi. Výztuž se má ukládat na dřevěné podložky s dřevěnými zarážkami na omezení sesuvu svazků a v krátké vzdálenosti, aby se svazky neprohýbaly. Nedoporučuje se dlouhodobé skladování (např. do příští sezóny). Je nezbytné používat vazací drát s povlakem (doporučuje se povlak PVC), popř. plastové spojovací prvky. Musí se omezit pochoz po položené výztuži, musí se předcházet poškození následkem pádu nářadí, pojezdu dopravních prostředků a poškození povlaku nešetřným ukládáním betonové směsi.

Jakost povrchu se musí kontrolovat nejméně dvakrát, a to jednak bezprostředně po dodávce, jednak těsně před zabetonováním. Při provádění oprav se postupuje podle zvláštních předpisů, ve kterých je stanoveno, kdy se opravy provádějí a jak (podle americké normy ASTM nesmí celková plocha poškození překročit 2 %, podle britských předpisů pouze 1 % z celkové plochy povlaku výztuže atd.). Čištění poškozených míst se provádí drátěným kartáčem a smirkovým papírem. Opravené místo je vždy méně odolné proti korozi, a proto je žádoucí poškozenou plochu čištěním neztvrdit. Při opravách je nezbytné dodržovat poměry míšení, dobu zpracovatelnosti, dobu tvrdnutí opravného nátěru a bezpečnostní a hygienické předpisy.

#### 4.8. Chování povlakové výztuže v betonu

Výčet požadovaných vlastností povlaků je uveden výše. Tyto vlastnosti musí být zaručeny po celou dobu životnosti konstrukce.

V silně alkalickém prostředí okolního betonu musí být povlak trvale odolný, nesmí změkknout, nesmí se od výztuže odloupnout. Zatím nejsou k dispozici téměř žádné údaje o dlouhodobých účincích alkalického prostředí. Z dostupných zkoušek je však zřejmé, že povlak působí jako izolant a je-li povlaková vrstva neporušena, nemůže k elektrochemickému procesu dojít (povlaková výztuž nepůsobí jako elektroda). Poškozené místo však může působit jako katoda, zejména je-li v blízkosti anody. Rozsah poškození určuje intenzitu elektrochemického procesu.

Jestliže existuje vodivé prostředí mezi povlakovou a bezpovlakovou výztuží (v USA a v Kanadě bylo v 80. letech např. obvyklé používat povlakové rohože pouze při horním povrchu např. mostních desek, při dolním povrchu nikoliv). Je reálné nebezpečí vzniku macro článku (existuje-li aktivní (anoda) a pasivní (katoda) zóna, vodivé prostředí mezi anodou a katodou, kyslík u katody).

Podmínky jsou pro vznik elektrochemické koroze obzvláště příznivé, pokud je povlečená výztuž v mokřém betonu, obsahuje-li přitom beton chloridy a je-li nepovlečená výztuž současně v betonu suchém, dostatečně zásaditém. Pak stačí i jen malá poškození povlaku ke vzniku elektrochemického procesu.

Dosavadní výsledky výzkumů naznačují, že v takovém případě je lokální proces koroze až desetkrát intenzivnější, než při výhradním použití obyčejné výztuže bez povlaku. O účinnosti epoxidových povlaků v prostředí zkarbonatizovaného betonu zatím nejsou k dispozici prakticky žádné informace. Zkušenosti z USA ukazují, že se použitím

povlaků podstatně zmenšil výskyt poškození konstrukcí korozí při působení chloridů (např. na mostech vystavených účinku rozmrazovacích solí).

Ze srovnávacích studií vyplynulo, že ochrana výztuže epoxidovými povlaky

- je účinnější než kvalitní, dobře zpracovaný beton, než speciální beton (např. s přísadou latexu), než ochranný povrchový systém,
- je při krátkodobém (do 35 let) působení prostředí svou účinností srovnatelná s ochranou výztuže pozinkováním,
- je trvanlivější než pozinkování.

Epoxidovými povlaky se následkem ztráty přilnavosti zásadně ovlivňuje mechanismus spolupůsobení s betonem a soudržnost je zajištěna téměř výhradně mechanickým opřením žebírek. Problematiká je kontrola a záruka jakosti. Doporučuje se některé předpisy zpřísnit, např. pro odolnost proti vzniku trhlin při ohybání, je zapotřebí užít přípustné tolerance tloušťky povlaku, atd.

#### 4.9. Trhliny v betonu a v povlaku

- Praktické zkušenosti i výsledky laboratorních zkoušek ukazují, že
- epoxidové povlaky podstatně snižují výskyt a míru koroze výztuže v trhlinách betonových prvků, a to do tloušťky cca 0,38 mm asi na čtvrtinu (proti výztuži bez povlaku). Při tloušťce trhlin do 0,05 mm se koroze povlakové výztuže prakticky nevyskytuje vůbec (u bezpovlakové výztuže asi kolem 13 %),
  - opakované zatížení může způsobit drobná poškození, a to zejména na žebírkách, což může způsobit místní korozi,
  - dlouhodobé a opakované zatěžování může způsobit, že se pryskyřice vytlačí z míst s vysokým napětím, např. před příčnými žebírky. V těchto místech se pak koncentrují ionty chloridu a vzniká nebezpečí důkové koroze.

Trhlinami v povlaku mohou k výztuži proniknout korozní látky, dochází k jejich místní koncentraci, k následné korozi a k místnímu zmenšení vzdorujícího průřezu vložky. Tím může vzniknout nebezpečí křehkého porušení. Zatím se zdá, že nebezpečí takové koroze nehrozí, nedosahuje-li rozsah a míra poškození povlaků hodnot, které jsou stanoveny v platných předpisech.

#### 4.10. Trvanlivost epoxidových povlaků

Krátkodobé zkoušky trvanlivosti buď probíhají nebo se jejich výsledky teprve zpracovávají.

Uvedené poznatky jsou odvozeny z výsledků sledování skutečných konstrukcí, a to zejména mostů v USA, které byly vystaveny teprve před necelými dvaceti roky.

Tak např. v Pensylvánii z celkového počtu 22 mostovek po asi 10 letech provozu nevykazovala žádná z 11 konstrukcí s povlakovou výztuží žádné příznaky napadení korozí. Naproti tomu nepovlečená výztuž ve 4 ze zbývajících 11 mostů byla zkorodovaná.

Při stavebně technických průzkumech mostů v USA však byly zjištěny případy silného korozního poškození, a to zejména následkem nedostatečné kvality povlaků. Tyto mosty stojí přes 10 let v extrémních podmínkách poměrně vysoké teploty, vlhkosti a vysokého obsahu chloridů. Poškození jsou největší nad úrovní hladiny přílivu. Zjistilo se, že povlaky byly porušeny trhlinami a že nebyly dostatečně přilnavé k výztuži při ohybových zkouškách. Koroze se pak od trhlin šířila pod povrchem po celé délce vložek. Tloušťka krycích vrstev byla vesměs nedostatečná a nespĺňovala požadavky předpisů.

Z dílčích poznatků lze dospět k závěru, že trvanlivost povlakové úpravy je určena zejména kvalitou povlaků, kvalitou provedení celé konstrukce a přísnou kontrolou jak výztuže, tak projektu a vlastního provádění stavby. Ukázalo se, že k poruchám dochází zejména při současném výskytu více nepříznivých činitelů, k nimž nutno zahrnout i působení povětrnosti před uložením betonové směsi a zvětšenou šířku trhlin při propařování.

Dosavadní, i když poměrně krátkodobé zkušenosti ukazují, že epoxidové povlaky samy o sobě neposkytují absolutní záruky dlouhodobé odolnosti proti korozi,

- nejsou-li splněny další požadavky, a to zejména na dostatečnou tloušťku krycí vrstvy a na správně zpracovaný beton,
- není-li zaručena přísná kontrola jakosti povlaků a nejsou-li poruchy před betonáží odstraněny.

#### 4.11. Praktické zkušenosti a potřeby

K prvnímu rozsáhlému použití výztuže s epoxidovým povlakem se přistoupilo v roce 1973 při stavbě mostu v Pensylvánii. Na trhu se nedotlivé povlakové vložky objevily v roce 1976, první síť s povlakem v roce 1984. Americká norma pro použití povlakových vložek vyšla

v r. 1981, podobná norma pro použití povlakových sítí se zpracovává. V poslední době byly vydány další národní normy, např. německá, švýcarská, britská atd.

V Německu směřuje vývoj k použití epoxidových povlaků na jednotlivých vložkách, zatímco na sítě se zřejmě dá přednost povlakům PVC.

Zatímco některé dosavadní zkušenosti jsou uvedeny v předchozím odstavci, postrádají se dosud dostatečné znalosti

- o pevnosti v soudržnosti při opakovaném zatížení,
- o pevnosti stykovaní přesahem při opakovaném zatížení,
- o účinku příčných trmínek z povlakové výztuže na soudržnost nosných vložek,
- o vlivu současného výskytu trhlin v betonu, opakovaného zatěžování a korozního prostředí na soudržnost,
- o vlivu těchto činitelů při současném působení zvýšené teploty na tenkostěnné konstrukce, např. chladících věží.

Požaduje se zahájit vývoj vhodného materiálu použitelného k povlakům trmínek a spon.

Zatím nejsou k dispozici vyčerpávající informace o jakosti povlaků v okolí svarových spojů v sítích, o vlivu jakosti povlaků na soudržnost a kotvení, o dlouhodobém vlivu počasí a ultrafialového záření na jakost povlaků, o vlivu trhlin v betonu na korozi a soudržnost atd.

#### 4.12 Použití povlakové výztuže v různých státech

Největší spotřeba povlakové výztuže je ve Spojených státech. V 70. letech činila roční spotřeba cca 1 000 tun, v roce 1987 již cca 180 000 tun, tj. 5 až 7 % celkového ročního odbytu výztuže. Očekává se, že v krátké době dosáhne spotřeba 250 000 tun za rok.

V Kanadě se hlásí prudký nárůst spotřeby, ale přesná čísla nejsou k dispozici. Jen při stavbě známého mostu ve Vancouveru se spotřebovaly 4 000 tun povlakové výztuže. Ve státě Ontario platí závazný předpis používat při horním povrchu mostovek výhradně povlakovou výztuž.

Na středním východě se spotřebovává cca 30 000 tun za rok.

Údaje o spotřebě povlakové výztuže v jiných státech se nepodařilo získat, nicméně se zvyšuje počet závazných předpisů, podle nichž nelze v některých případech použít žádnou jinou výztuž než odolnou proti korozi. Tak ve Spojeném království (UK) jde o části konstrukcí mostů, přístavních zařízení, o sila a o objekty chemických provozů, potrubí, vodárny apod. V Nizozemí a ve Skandinávii bylo vystavěno několik zkušebních objektů. V Dánsku se povlaková výztuž používá při stavbě tzv. Východního mostu, zatímco na výstavbu tzv. Východního tunelu se spotřebovalo 20 až 26 tisíc tun.

#### 4.13. Cenové údaje

Při hodnocení hospodárnosti výdajů je třeba vzít v úvahu celkové náklady, zahrnující i náklady na údržbu a opravy. Zahraniční zkušenosti ukazují, že i eventuelní dvojnásobné výdaje na povlakovou výztuž (ve srovnání s náklady na tradiční výztuž bez povlaku) jsou dobrou investicí. Ve spojených státech se v podmínkách tvrdé soutěže uplatňuje povlaková výztuž i při ceně o 40 až 70 % vyšší než za obyčejnou výztuž.

V Evropě se zatím povlaková výztuž tolik nepoužívala a k dispozici jsou jen informativní údaje.

V UK je průměrná cena povlakové výztuže asi 2,1 krát vyšší. Záleží však na druhu a na průměru výztuže (vložky menších průměrů jsou dražší (asi 2,8 až 3,3 x) než průměrů větších (1,2 až 1,5 x)).

V UK se použitím povlakové výztuže zvýšila celková pořizovací cena

silničních a železničních mostů zhruba o cca 1,5 % (povlaková výztuž pouze při horním povrchu), cena objektů s chemickým provozem o cca 3 % (veškerá výztuž je povlaková).

Z rozborů provedených v USA vyplývá, že

- lze očekávat významný nárůst spotřeby povlakové výztuže, protože se hospodárnost jejich použití i při zvýšené pořizovací ceně jasně prokázala,
- lze očekávat zvýšenou spotřebu povlakové výztuže z jednotlivých vložek i z výztužných sítí,
- povlaková výztuž podstatně prodlužuje životnost mostů, parkovišť, průmyslových objektů s chemickým provozem, chladících věží apod.

#### 5. Závěr

Epoxidový povlak výztužných ocelí je zatím nejrozšířenějším z možných opatření protikorozní ochrany výztuže, kterým se podstatně prodlužuje životnost železobetonových konstrukcí.

Úspěšnost použití povlakové výztuže je podmíněna kvalitou provedení povlaku, kvalitou projektu a stavebních prací a dále přísnou kontrolou jakosti a dodržování předpisů. Použití povlakové výztuže v žádném případě nesnižuje nároky na jakost stavebních prací ani neumožňuje žádné úlevy v dodržování norem a obvyklých prováděcích předpisů.

Dosavadní zkušenosti ukazují, že zvýšené pořizovací náklady (o 1,5 až 3 % z celkové pořizovací ceny) se vyplácí, protože se podstatně snižují náklady na údržbu a rekonstrukce a snižuje se riziko poruch a havárií. U nás se povlaková výztuž zatím nevyrábí a v podstatě nepoužívá, k dispozici nejsou ani národní směrnice pro návrh a provádění.

Poznámka: V příštích číslech časopisu BETON A ZDIVO budou čtenáři postupně seznámeni s některými zahraničními předpisy a normami pro navrhování a pro provádění betonových konstrukcí s povlakovou výztuží.

#### Literatura:

/1/ CEB bulletin No. 148 - "Durability of Concrete Structures". State of Art Report, February 1982

/2/ CEB bulletin No. 152 - "Durability of Concrete Structures". Workshop Report, April 1984

/3/ CEB bulletin No. 182 - "Durable Concrete Structures". CEB Design Guide, 2. edition, June 1989

/4/ CEB bulletin No. 211 - "Protection Systems for Reinforcement". State of Art Report, February 1992

**Ing. Vladimír Urban, CSc.,**

Znalec z oboru stavebnictví, autorizovaný inženýr v oborech pozemní stavby, zkoušení a diagnostika.

**Obor činnosti:**

Navrhování, konstrukční zásady, metody vyztužování, standardizace, zkušebnictví, stavebně technické průzkumy, diagnostika, opravy a rekonstrukce stavebních konstrukcí.

## PROTIKOROZNÍ OCHRANA BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE ORGANICKÝMI POVLAKY

**Způsoby ochrany před korozním napadením staveb - betonářská výztuž s povlakem z práškových plastů - způsob výroby - povlečená výztuž při přepravě - skladování - ohýbání a spojování**

V poslední době se stále častěji objevuje problematika působení povětrnosti na životnost železobetonových staveb. Často dochází v extrémních podmínkách až k desetinásobnému snížení životnosti oproti předpokladu. Jednou z hlavních příčin je vliv koroze ocelové výztuže-dle ocelářské terminologie betonářské žebírkové oceli (dále BŽO).

Oxidy železa vznikající při korozi zaujímají větší objem než původní BŽO, což vede ke vzniku prasklin v okolním betonu. Tím dochází k zvýšenému průniku korozního média k povrchu kovu a k dalšímu urychlení koroze. Beton dále rozpraskává a pevnost stavby se snižuje.

Vznik koroze BŽO je způsoben zejména porušením pasivačního

povlaku oceli. Alkalita betonu dosahuje obvykle hodnot pH 12-13. Toto prostředí je vhodné pro vznik pasivačního povlaku na oceli.

Působením např. vzdušného CO<sub>2</sub> nebo působením kyselých dešťů dochází však k neutralizaci Ca(OH)<sub>2</sub> obsaženého v betonu. Klesne-li alkalita prostředí pod pH 10, je narušena pasivační vrstva a nastává koroze BŽO.

Korozi BŽO vyvolávají také chloridy, které se dostávají do staveb buď užitím kontaminovaného



Ing. Petr Sůkeník  
Státní výzkumný ústav  
ochrany materiálu



betonu, nebo např. splachy zimních silničních posypů. Popsané procesy probíhají prakticky vždy, jejich rychlost je však závislá na podmínkách expozice. K výraznému poklesu životnosti dochází proto zvláště u takových staveb, jako jsou mosty, letištní plochy, elektrárenské chladičské věže, průmyslové komplexy, stavby dálniční sítě, budovy ve velkých městských aglomeracích, přímořské oblasti apod.

Korozní napadení staveb lze řešit několika způsoby:

#### 1. Úpravou betonu:

- zvýšením tloušťky betonu - tento způsob není příliš efektivní,
- použitím nepropustných fólií na povrchu stavby - klade značné nároky na pracnost,
- modifikací betonu (např. polymerními disperzemi) - je nutno zachovat takovou technologii, aby nedocházelo při stavbě k tvorbě pórů a prasklin.

#### 2. Povlakování BŽO:

- pozinkováním - zinek tvoří obětovanou ochranu s omezenou životností,
- povlakování organickými povlaky.

Protikorozi ochrana BŽO organickými povlaky:

Jako nejvhodnější se v současnosti ukazuje aplikace práškových plastů. Konkrétně epoxidů, resp. jejich modifikací. Jejich povlaky vytváří trvalou bariéru proti pronikání korozního média k ocelovému podkladu. Mají výborné mechanické i protikorozi vlastnosti. V USA se začalo s ochranou BŽO práškovými epoxidy již zhruba před 20 lety. V Evropě o něco později. Principem je nástřik nabitého práškového plastu v práškovací kabině na uzemněný předmět (v tomto případě BŽO). Prášek se roztaví a vytvrdí. Princip je zdánlivě jednoduchý, povlékání je však nutno provádět ve speciálním závodě (často přímo v hutích). Při výrobě je nutno řešit takové otázky jako kvalita předúpravy, použití speciálních prášků, přesné dodržování teplot a plynulosti povlékání. Na výrobek jsou kladeny přísné kvalitativní požadavky.

Povlak musí být celistvý, je průběžně sledována jeho pórovitost a vadné kusy jsou vyřazovány. Musí mít předepsané mechanické vlastnosti (odolnost proti úderu, odolnost proti praskání při ohybu na předepsaný rádius, odolnost proti oděru atd.). Musí odolávat alkáliím, chloridům apod. Za splnění všech těchto ukazatelů zodpovídá výrobce.

Povlékaná BŽO je určena pro stavby exponované v silně korozním prostředí. Její spotřeba je např. v USA okolo cca 7% z celkové produkce výztuží.

Aplikace povlečené BŽO vyžaduje zvláštní postupy také od stavebních firem.

#### - Přeprava a skladování:

Povlečené BŽO se paletizují. Svazky se prokládají dřevěnými trámkami. Vázání se nesmí holým drátem. Zvedání a manipulace s BŽO se provádí na zařízení s rozpěrným nosníkem a s více vaznými body. Je nutno zabránit poškození povlaku úderem či tvrdými předměty. Opatrnost je třeba i při umísťování povlečených BŽO do sítí (užívají se např. překryvné můstky) a při zalévání betonem.

#### - Ohýbání povlečené BŽO:

Ohyb výztuže musí mít povolený rádius a je prováděn přes měkký trn (např. z tvrdého dřeva).

#### - Spojování povlékané BŽO:

Povlékanou BŽO nelze svařovat, proto se užívají metody spojování plastovými spojkami, svazování povlečeným drátem nebo přesahem.

#### - Opravy vad:

Konce tyčí a drobné defekty se opravují speciálními nátěry. Obvykle přímo ve výrobním závodě. V menší míře i na staveništi (např. po krácení BŽO či vady o rozloze menší než 1% povlečené plochy). Ukládání BŽO do sítí i opravy vad je třeba provádět pozorně, neboť vzniká nebezpečí vrubové koroze.

Závěrem lze říci, že použití povlékané BŽO je perspektivní oblast stavebnictví. Přes nutnost použití dražší výztuže a některé zvláštní postupy při vlastní stavbě přináší investorovi značné úspory z hlediska životnosti staveb a nákladnosti oprav.

**Ing. Peř Sůkeník**

vedoucí oddělení práškových plastů  
Státní ústav ochrany materiálu Praha  
U měšťanského pivovaru 4  
170 04 Praha

## ZKOUŠKY SOUDRŽNOSTI ŽEBÍRKOVÉ VÝZTUŽE S EPOXIDOVÝM POVLAKEM

**Žebírková výztuž s povlakem - zkoušky soudržnosti - porovnání výsledků zkoušek soudržnosti s betonem pro povlakovou a bezpovlakovou výztuž.**

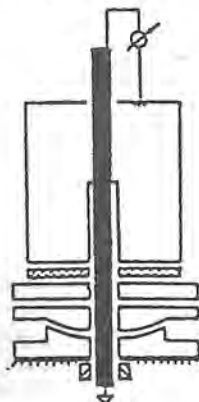
### 1. Úvod

Vyspělé země celého světa věnují v poslední době značné úsilí na ochranu betonářské výztuže proti korozi, obzvláště je-li tato výztuž vystavena agresivním účinkům prostředí, jako jsou mořská voda, chemické vlivy a podobně.

V souvislosti s řešením problémů spojených s korozi výztuže, s její ochranou a se vstupem know-how na naše území by mohla i epoxidová výztuž najít své použití zejména v konstrukcích vystavených agresivním účinkům prostředí, jako jsou chemické provozy, chladičské věže, mostní stavby, garáže, stavby přiléhající k silničnímu tělesu a podobně. Průzkum provedený u československých stavebních firem ukázal zájem těchto organizací o problematiku epoxidové výztuže. V loňském roce byl zahájen v Kloknerově ústavu ČVUT ve spolupráci s NH Ostrava a s Výzkumným ústavem pro ochranu materiálů výzkum povlakové výztuže zaměřený v této etapě na soudržnost povlakové výztuže s betonem.

### 2. Popis provedených zkoušek

Pro zamýšlené zkoušky soudržnosti byl zvolen v souladu s doporučením CEB-RILEM-POT systém PULL-OUT, spočívající ve vytahování zkoušené výztuže z betonových krychlí. Schema zkoušky je patrné z obrázku 1. Délka zabetonování ve všech krychlích byla 100mm.



Obr. 1: Schema zkušebního zařízení.

Zkoušky soudržnosti byly provedeny na krychlích o hraně 200 mm. Byly zkoušeny vždy série povlakové a bezpovlakové výztuže 10 425 /N/ o profilech 10, 12, 16 a 20 mm odebraných z jedné vsázky.

Pro každý profil výztuže byly provedeny zkoušky soudržnosti ve dvou pevnostních třídách betonu B 20 a B 40. Pevnost betonu byla po každé sérii ověřována zkouškami pevnosti betonu v tlaku a příčném tahu na krychlích vyrobených současně ze stejné záměsi jako prvky pro zkoušky soudržnosti.



Ing. Jan Rozehnal  
Kloknerův ústav ČVUT

	10	12	16	20
B 30				37,0 MPa 39,4 MPa
B 35		43,1 MPa	40,7 Mpa 43,5 MPa	
B 40	45,3 MPa 46,6 Mpa			

Tab. 1: Přehled pevností betonu  $R_{c,cu}$  zkoušených krychlí a zařízení do tříd.

Zkoušky se prováděly na zkušební stroji Amsler 500 kN monotním zaběžováním až do porušení prvku. Měřené veličiny, tj. síla, čas a posun nezatiženého konce výztuže byly zaznamenány automatickou měřicí ústřednou Peekel.

### 3. Výsledky a vyhodnocení zkoušek

Při zkouškách došlo k rozdílnému způsobu porušení zkušebních těles s povlakovou a bezpovlakovou výztuží. Zatímco u těles s bezpovlakovou výztuží nastalo porušení prokluzem výztuže, u povlakové výztuže došlo k explozivnímu rozštípnutí zkušebního tělesa.

Z následující tabulky (tab. 2) vyplývá, že maximální napětí nebo napětí odpovídající posunům 0,1 a 0,2 mm pro jednotlivé profily nabývají vyšších hodnot u bezpovlakové výztuže než u výztuže s epoxidovým povlakem. Přitom největších rozdílů mezi povlakovou a bezpovlakovou výztuží bylo dosaženo u měřených veličin odpovídajících posunu 0,2 a 0,1 mm, tj. při posunutích, s jejichž výskytem se zpravidla ještě počítá při provozním stádiu železobetonových konstrukcí.

[mm]	třída betonu	max. napětí [MPa]	napětí [MPa] při posunu	
			0,1 mm	0,2 mm
<b>POVLAKOVÁ VÝZTUŽ</b>				
10	B 40	532.55 (1.30)	90.9 (0.23)	159.5 (0.39)
12	B 35	476.5 (1.16)	75.9 (0.19)	148.1 (0.36)
16	B 35	495.8 (1.21)	76.3 (0.19)	128.9 (0.31)
20	B 30	335.03 (0.82)	41.0 (0.10)	68.35 (0.17)
<b>BEZPOVLAKOVÁ VÝZTUŽ</b>				
10	B 40	549.15 (1.34)	190.33 (0.46)	345.56 (0.84)
12	B 35	454.5 (1.11)	138.67 (0.34)	235.4 (0.57)
16	B 35	441.60 (1.08)	135.5 (0.33)	184.3 (0.45)
20	B 30	355.05 (0.87)	71.62 (0.17)	102.7 (0.25)

Tab. 2: Průměrné hodnoty napětí ve výztuži (Poměr napětí ve výztuži k normové pevnosti oceli  $R_{an} = 410$  MPa - vyznačeno kurzívou)

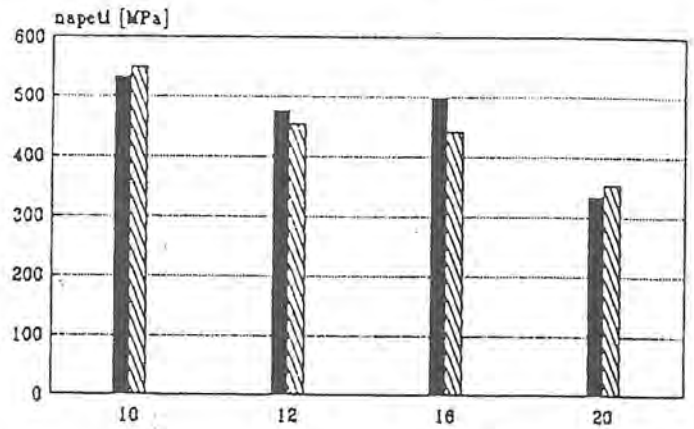
Z tab. 2 je zřejmé, že poměrně největšího namáhání se dosáhlo při zkouškách prutů o průměru 10 mm, nejmenšího u prutů o průměru 20 mm. Přitom výpočtová pevnost výztuže se překročila u průměrů 10 až 16 mm, zatímco u průměru 20 mm se dosáhlo 82 %, popř. 87 % této pevnosti.

Následující tabulka (tab. 3) a graf (obr. 2) zobrazují poměr dosažených napětí (síly) v povlakové výztuži k napětí (síle) v bezpovlakové výztuži.

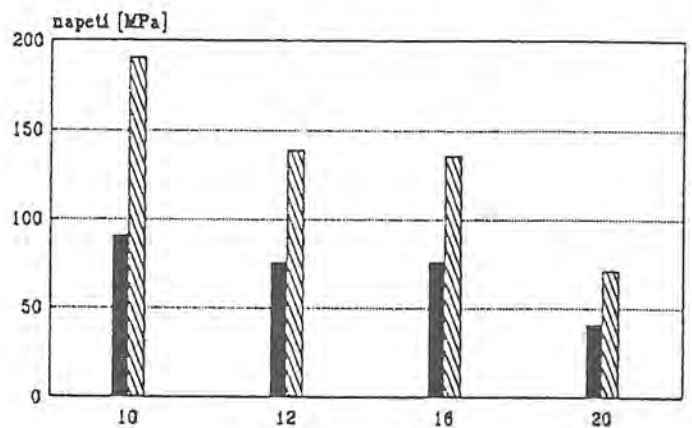
[mm]	třída betonu	max. napětí	napětí při posunu	
			0,1 mm	0,2 mm
10	B 40	0,97	0,48	0,46
12	B 35	1,05	0,55	0,63
16	B 35	1,20	0,56	0,70
20	B 30	0,94	0,57	0,67

Tab. 3: Poměr napětí v povlakové a bezpovlakové výztuži

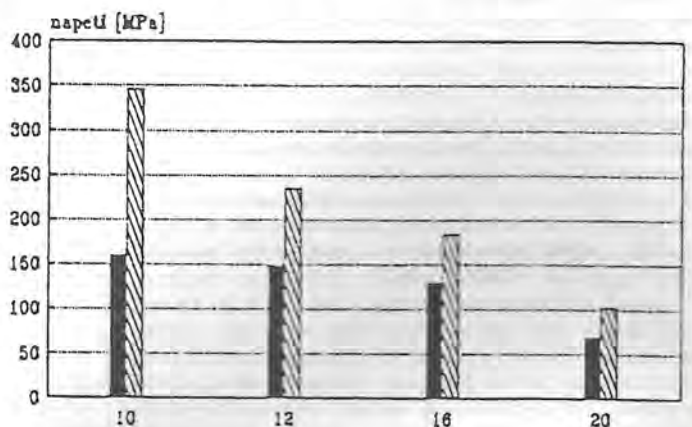
### maximální napětí



### napětí při posunu 0,1 mm



### napětí při posunu 0,2 mm



### profil

■ povlakova    ▨ bezpovlakova

Obr. 2: Porovnání napětí v povlakové a bezpovlakové výztuži

Z výše uvedené tabulky a grafu lze odvodit závěr, že napětí (síly) u odpovídajících si profilů povlakové výztuže jsou výrazně nižší než u bezpovlakové výztuže. Tento rozdíl je u dosavadních zkoušek nejvíce patrný u napětí (síly) měřeného při posunu 0,2 a zejména 0,1 mm, a to bez zřejmé závislosti na velikosti profilu výztuže. Napětí v povlakové výztuži dosahuje v těchto případech pouze hodnoty pohybující se okolo 55 % hodnoty napětí v bezpovlakové výztuži stejného profilu při posunu 0,2 mm.

Poznámka: Ze zahraničních podkladů je známo, že v charakteristikách soudržnosti rozhoduje zejména tloušťka epoxidového povlaku (nikoli druh epoxidového materiálu).

#### 4. Závěr

Provedené zkoušky a jejich vyhodnocení potvrdily předpoklad poklesu soudržnosti výztuže opatřené epoxidovým povlakem (epoxy-coated) ve srovnání s výztuží bez epoxidového povlaku (bezpovlakové). Soudržnost povlakové výztuže byla při našich zkouškách až o 45 % nižší než soudržnost u bezpovlakové výztuže.

Ve srovnání s obdobnými zkouškami provedenými v zahraničí, zejména ve Spojených státech amerických, jsou námi naměřené hodnoty soudržnosti povlakové výztuže s betonem nižší. U zkoušek provedených v zahraničí dosahovala soudržnost povlakové výztuže cca 85 % hodnoty soudržnosti bezpovlakové výztuže, u našich zkoušek cca 55 %.

Doporučujeme proto ověřit tloušťku naneseného povlaku. Zatím nevyklučujeme ani možnost, že tak výrazný pokles soudržnosti je způsoben i tím, že povrchová úprava zkoušené žebírkové výztuže není pro nanášení epoxidového povlaku vhodná. Je třeba vzít v úvahu, že stávající zkoušky představují pouze první etapu výzkumu povlakové výztuže. Byl proveden pouze omezený počet zkoušek, který nemohl

poskytnout odpovídající statistické vyhodnocení. Z uvedených výsledků se proto nedají vyvodit takové závěry, které by měly všeobecnou platnost.

#### 6. Literatura

1. Treece, Jirsa: "Bond strength of Epoxy-Coated Reinforcement Bars", ACI Material Journal. Vol. 86. No. 2. (1989)
2. Choi, Oan, Dervin: "Bond of Epoxy-Coated Reinforcement: Bar Parameters", ACI Material Journal. Vol. 88 No. 2. (1991)
3. Treece, Jirsa: "Bond strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars", The University of Texas at Austin. Report No. 87-1. (1987)

**Ing. Jan Rozehnal**

*Kloknerův ústav ČVUT*

*oddělení konstrukcí, zaměřeni na betonové konstrukce*

*Pod Kynclovkou 11, 182 00 Praha 8*

## PŘÍČINY NADMĚRNÉ KORÓZE OCELOVÉ VÝZTUŽE V BETONU A MOŽNOSTI JEJÍ POVRCHOVÉ OCHRANY

**Sortiment výroby a.s. Nová huť Ostrava - vliv prostředí na železobetonové konstrukce - karbonizace betonu - korozní zkoušky povlaků výztuže - ochranné povlaky - ohybové a korozní zkoušky povlaků výztuže - cenové rozvahy zavedení výroby povlakové výztuže.**

Nová huť a.s. Ostrava patří mezi nejvýznamnější výrobce ocelové výztuže do betonu v ČR. Jedná se o výrobu hladkých a žebírkových tyčí (převážně Ø 10 až Ø 40 mm), hladkého drátu (Ø 5,5 až Ø 10 mm) a drátu Toros (drát zpevněný zkroucením za studena). Uvedené výrobky se dodávají ve formě tyčí a v případě hladkého provedení do Ø 10 mm i ve svitcích. Roční produkce se pohybuje do 360 kt. Ocelové výztuže se NH vyrábí v jakosti 10 335, 10 338, 10 425 a 10 505 dle ČSN, dále v jakosti 10 245 dle KN a jakosti III S a IV S dle DIN.

#### Příčiny znehodnocení železobetonových konstrukcí korozí.

Výztuž vyráběná v uvedených jakostech snadno podléhá korozním vlivům v prostředích znečištěných korozně aktivními složkami. V posledních desetiletích dosáhlo znečištění městské a průmyslové atmosféry tak vysokého stupně, že dochází ke značnému znehodnocení stavebních konstrukcí jak z těžkého betonu, tak i pórobetonu. Jde o korozní vliv oxidu uhličitého a oxidu siřičitého, kyseliny sírové a dusičné, tvořících se v atmosféře z produktů spalování uhlí a nafty, dále posypových solí (chloridů) na vozovkách za spolupůsobení vody a vzdušného kyslíku, který kromě své agresivity podporuje významně korozní aktivitu jiných složek v prostředí.

U těžkého nebo také nazývaného pevného betonu dochází působením oxidu uhličitého k tzv. karbonizaci, při které se vápenný hydrát v betonu jednoduchým pochodem mění na uhličitán vápenatý:  $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ .

Reakce začíná na povrchu tělesa u železobetonu a postupuje dovnitř, kde otevírá cestu agresivním složkám k ocelové výztuži, která začne korodovat. Objemový nárůst korozních zplodin na povrchu ocelové výztuže svým tlakem převyšuje pevnost betonu a jeho soudržnost s výztuží. Tím se beton trhá, dochází k deformacím staveb a i k jejich haváriím. Od konstrukcí, u kterých se životnost očekávala až 200 let, se ve světě dospělo k takovým, které mohou zůstat stát třeba i jen 20 let. Jedná se o dálniční mosty, viadukty, přechody pro chodce, tunely a další stavební objekty.

U pórobetonových konstrukcí vyztužených ocelí dochází k odlupování krycí pórobetonové vrstvy korozními pochody na povrchu výztuže. Korozní účinek na ocelovou výztuž je zde usnadněn tím, že pórobeton je značně nasáklavý a propouští k povrchu výztuže všechny korozně aktivní složky prostředí. Korozní stimulatory, především síranové ionty, se do pórobetonu vnášejí i surovinami, kupříkladu popílky. Hlavní faktor korozí - voda se dostává k výztuži hlavně při autoklavování, nevhodném uložení na staveništi a po zabudování v objektu. Podmínky pro znehodnocování ocelové výztuže v pórobetonu se vytvářejí snižováním hodnoty pH do oblasti aktivní korozí za vzniku rzi. Při výrobě pórobetonu je hodnota pH cca 12; již rok po jeho výrobě poklesne pH působením kyslíku a kyselých

dešťové vody na pH 9 a ocel v pórobetonu koroduje. Dle literárních údajů je zabudovaná ocel do pórobetonu termodynamicky stabilní pouze při pH 11 až 12,6.

Zkoušky s možností protikorozní ochrany ocelové výztuže se prováděly ve světě několika způsoby, od přidání částecek nepatrných rozměrů do cementu zastavit karbonizaci tím, že se sníží pórovitost u těžkého betonu, přes impregnaci a utěsnění konstrukcí z betonu nátěrem proti vodě aplikací duraplastů, až po úpravu celého prostředí v betonu inhibitory korozí a ochranné povlaky výztuže.

#### Ohybové a korozní zkoušky povlakované výztuže

Ve VZÚ Nové huti byly provedeny ohybové a korozní zkoušky vybraných povlaků nanesených na vzorky betonářské žebírkové oceli (BŽO). Zkoušeny byly povlaky připravené technologií práškového plastování aplikací epoxidové pryskyřice Komaxitu E 2110 a modifikovaných epoxidových pryskyřic s rychlou dobou gelace a vytvrzování (25s). Jde o epoxi-fenolicou pryskyřici (EPF - O) vyrobenou v BaL Komárově, dále o aplikaci Valsparu 1003 - G1 fy Corro-coat (Norsko) a Interponu HD 34 fy International Paint (Itálie). Tloušťka povlaků se pohybovala od 200 do 250 µm. Pro porovnání proběhly zkoušky i se žárově zinkovanou výztuží (tloušťka 70 až 90 µm) a povlaky připravenými ze základní disperzní barvy v 2022 (minimální tloušťka byla 100 µm).

Tažnost organických povlaků byla ověřována při ohybu vzorků výztuže (l = 300 mm) přes trn, zhotovený z tvrdého dřeva, přičemž výztuž byla ohýbána o 120° při době ohybu 90s a teplotě místnosti (23°C). Vzhledem k průměru ocelové tyče 12 mm byl průměr trnu zvolen 100 mm (norma ASTM 775/A 775M-86).

V rámci provedených zkoušek povlaky nepopraskaly ani se neoddělyly z povrchu; tím byl splněn požadavek normy ASTM. K popraskání a odlupování povlaku došlo pouze u výztuže s válcovými okujemi opatřené barvou V 2022 (ostatní povlaky byly nanášeny pouze na povrch zbavený okují mechanickou nebo chemickou cestou). U povlaků připravených z Valsparu 1003 - G1 byla zaznamenána po ohybových zkouškách na vnějším povrchu v místě ohybu vzorků mikroskopická poškození. Dle zkušebního systému SRN - Institutu pro stavební techniku (Berlín 1990) a z něj vycházejícího systému Švýcarského-Spolkového systému pro stavbu silnic (Bern 1991) povlak vykazující takové poškození - odpovídající třídě S1 (DIN 53230) - předepsané zkoušce nevyhověl.

Korozní zkoušky odolnosti vybraných povlaků byly provedeny jednak se vzorky výztuže po ohybových zkouškách a jednak se vzorky rovnými při aplikaci stejných povlaků.

Zkoušky probíhaly v agresivním prostředí simulující podmínky



*Ing. Václav Pešat  
Výzkumný a zkušební ústav  
Nová huť a.s. Ostrava*

v solné komoře (ČSN 03 8132). Povrchově chráněná výztuž byla jednou denně ponořována do 3,5 %-ního roztoku chloridu sodného pro dobu 30 minut, načež byla zavěšována do vzdušné části kondenzační komory, kde byla 100 %-ní relativní vlhkost vzduchu a teplota  $35 \pm 2^\circ\text{C}$ . Roztok chloridu sodného byl na dně komory v množství 25 l a byl ohříván při automatické regulaci teploty. Doba trvání zkoušky byla 30 dnů (cyklů), každý druh zkoušky probíhal na třech vzorcích.

Odolnost povlaků po ohybové zkoušce se hodnotila především na vnějších plochách v místě ohybu BŽO, u rovných vzorků se hodnotil povrch po celé délce. Výsledky korozních zkoušek jsou uvedeny v tab.1.

Druh povlaku	Vzorky rovných tyčí	Vzorky tyčí po ohybové
Komaxit E 2110 BaL Komárov	1 kor.bod na každém vzorku	3 až 5 kor.bodů; v místě otlaku po ohybu kor.body
EPF - O Bal Komárov	2 kor.body na každém vzorku	5 až 10 kor.bodů; v místě otlaku po ohybu kor.body
Valspar 1003 - G1 norské proven.	1 - 2 kor.body	vnitřní strana ohybu: 3 až 4 kor.body vnější strana ohybu: 15 až 25 % plochy napadené korozí - mezi žebry
Interpon HD 34 Ital. proven.	ojediněle kor.body	1 až 2 kor. body na vnější straně ohybu
Zinkový	kor.skvrnny na 5% plochy, bílá rez na povrchu	kor.skvrnny na 5 až 10% plochy, bílá rez na povrchu
Barva v 2020 otrysk. povrch	korozie na 40 až 60% plochy	kor. na 45 až 60 % plochy rovnoměrně napadení
Barva V 2020 povrch s okujemi	korozie na 30 až 40 % plochy, rovnoměrně napadení	kor. na 30 až 60 % plochy rovnoměrně napadení

Tab. č. 1. Vizualní posouzení stavu korozního porušení vybraných povlaků a základního materiálu BŽO při cyklické zkoušce ve 3,5 %-ním roztoku chloridu sodného za simulovaných podmínek dle ČSN 03 8132 po 30 cyklech

Ze zkoušených povlaků se u nás používá k ochraně armovací výztuže do pórobetonu nátěrová hmota vodou ředitelná s pojivovou složkou na bázi akrylátové disperze vyráběná v Chemolaku Smolenice pod ozn. V 2022. Tato barva obsahuje antikorozi pigmenty a inhibitory. Aplikuje se metodou dvojnásobného máčení (s intervalem mezi prvním a druhým máčením alespoň 6 h). Jak vyplývá z výsledků provedených zkoušek v porovnání s povlaky připravenými z modifikovaných epoxidovaných pryskyřic technologií práškového plastování je její protikorozi ochranná účinnost podstatně nižší.

Rovněž ochranná účinnost zinkových povlaků v porovnání s povlaky připravenými z práškových plastů je nižší. Zn povlaky se rozpouštějí, čímž lze očekávat jejich omezenou životnost.

Dle výsledků zkoušek krychelné pevnosti provedené dle ČSN 73

1317 na zkušebních krychlích z betonu v TAZUS Praha, státní zkušebně 204 - pracoviště Ostrava, je soudržnost pozinkované BŽO s betonem asi 22% vyšší než soudržnost BŽO bez ochrany. Vzhledem k tomu, že uvedená norma se nedoporučuje pro zkoušky soudržnosti BŽO opatřené organickými povlaky s betonem, výsledky provedených zkoušek na tomto úseku zde nejsou uváděny.

Soudržnost ocelové výztuže chráněné reaktoplasty s betonem se provádí dle mezinárodně uznávaných předpisů, kupříkladu dle normy ASTM A 775 M. A 1.2.5.1, původně vydané FHWA - RD - 74 - 18 (Federal Highway Administration Report). Dle této normy by kritická soudržnost chráněné oceli s betonem neměla být menší než 80% hodnoty změřené u nepovlečených roxorů. Tyto zkoušky provádí specializovaná pracoviště. Připravené vzorky BŽO povlečené reaktoplasty byly ve spolupráci s SVÚOM Praha za tím účelem předány Kloknerovu ústavu ČVUT.

#### Práškové plastování betonářské žebírkové oceli

Z provedených zkoušek a zahraničních údajů je zřejmé, že za nejvhodnější ochranu ocelové výztuže do betonu je možno považovat její povlečení modifikovanými epoxidovými pryskyřicemi v automatických úpravárenských linkách s těmito základními operacemi:

- příprava povrchu tyčí BŽO otryskáním
- indukční předehřev tyčí BŽO na teplotu  $270^\circ\text{C}$
- povlékání BŽO modifikovanými epoxidovanými pryskyřicemi s rychlou dobou vytvrzování
- vytvrzení povlaků akumulovaným teplem v tyčích
- chlazení povlaků, odběr povlakované BŽO, skladování a kontrola kvality povlaků.

Z předběžné ekonomické rozvahy vyplývá, že při současné úrokové míře musí činit hrubý zisk 895 Kč/t, čímž cena finálního výrobku bude 9 733 Kč/t; náklady na povlakování při aplikaci prášku EPF-O vyrobeného v BaL Komárov tedy činí asi 48 % z ceny vstupního materiálu. Pro výpočet byla jako reprezentant použita BŽO průměru 25 mm. U výztuží menších průměrů budou náklady na povlakování jedné tuny vyšší.

Výstavby hutní úpravárenské linky se jeví jako ekonomicky účelná pouze za předpokladu, že požadavky na odběr povlakované ocelové výztuže stavebních organizací se budou pohybovat minimálně v rozmezí 7 až 10 kt ročně. V úvahu přichází především plastování tyčí BŽO o  $\varnothing$  10 až 32 mm v délkách 12 m.

#### Literatura:

1. Pešat V., Súkeník P., Urban V.: Možnosti povrchové ochrany betonářské oceli. Závěrečné zprávy I. a II. etapy úkolu, NHO, VZU Ostrava 1991 a 1993
2. Pívoda P., Rabinski L.: Možnosti odbytu žebírkové oceli s epoxidovým povlakem. Zpráva VÚHŽ a.s Dobrá, 1992
3. Janovský V.: Korozie a ochrana materiálu, 34,1990, 4, s. 56-60
4. Boubelová E., Bartoň R.: KOM 28, 1984, 3, s. 54 - 55
5. Čapoun K.: KOM 22, 1978, 3, s. 88 - 90
6. Němcová J.: KOM 18, 1974, 1, s. 11

#### Ing. Václav Pešat

Pracuje ve Výzkumném a zkušebním ústavu NH a.s. Ostravě jako samostatný výzkumný pracovník v oboru povrchových úprav a ochrany proti korozí. Jeho činnost je zaměřena na zvýšení jakosti a tím i konkurenční schopnosti finálních hutnických a strojírenských výrobků NH a.s. na tuzemských a zahraničních trzích.

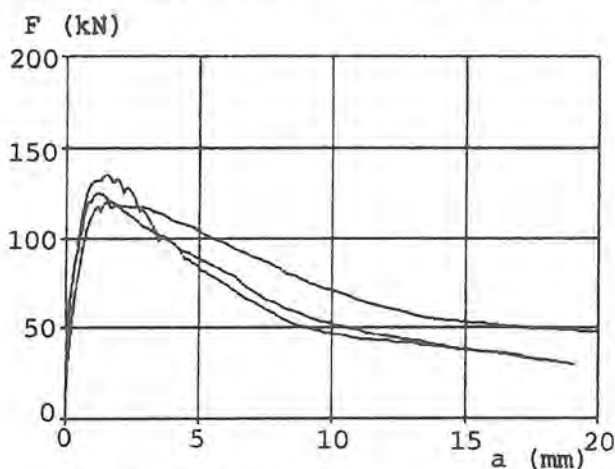
Při řešení těchto úkolů spolupracuje se specializovanými pracovišti, státními ústavy, popřípadě zahraničními firmami.

# SOUDRŽNOST VÝZTUŽE 10 505 S POVLAKOVOU ÚPRAVOU

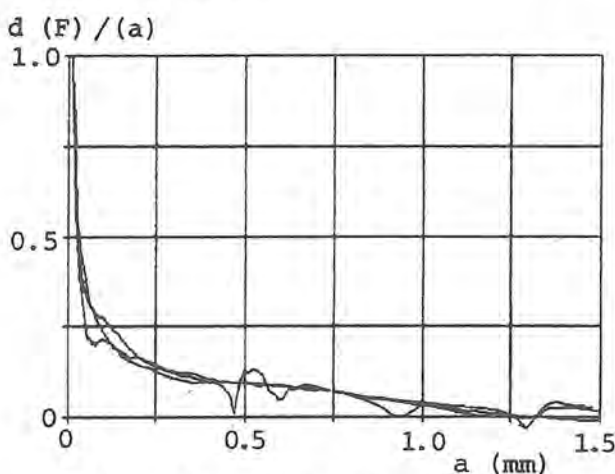
## Výsledky zkoušek soudržnosti povlakové výztuže s betonem - závislost hodnot soudržnosti na tloušťce povlaku

V průběhu roku 1993 byly v Kloknerově ústavu provedeny zkoušky soudržnosti pull-out (POT) podle Doporučení CEB-RILEM na betonářské oceli 10 505 se dvěma druhy povlakové úpravy. Při zkoušce se vytahuje výztuž z krychle o hraně 200 mm, výztuž je z poloviny výšky krychle zabetonována. Systém vybudovaný v KÚ umožňuje řídit zkoušku při předepsaném lineárním nárůstu deformace s dostatečnou přesností [1]. Při zkouškách byla ověřována soudržnost výztuže 20 mm s povrchovou úpravou z práškového plastu Valspar 1001 G1 (zelený povlak) a výztuže povrchově upravenou epoxy-fenolickou pryskyřicí s rychlou dobou gelace EPF (bílý povlak). Pro srovnání se zkoušela i výztuž bez povlaku. Současně byly vyrobeny tři série po třech tělesech od každé úpravy jedna série. Stanovila se krychelná pevnost na 6 krychlich, po zkouškách POT byla změřena tloušťka povlaku na výztuži [2], odvozena pevnost v příčném tahu na rozlomených zkušebních tělesech a odvozen pracovní diagram oceli.

Diagramy posunů výztuže a při působící síle F jsou vyznačeny na obr. 1 (výztuž bez povlaku), obr. 3 (Valspar 1001 G1), obr. 5. (EPF povlak); na obr. 2, 4 a 6 jsou vyneseny derivace těchto závislostí (pouze počátku diagramů) ve stejném pořadí povrchových úprav [3].



Obr. 1. Posun



Obr. 2. Směrnice posunu

U dvou zkoušek s EPF povlakem došlo k porušení rozštípnutím zkušebního tělesa po dosažení maximální síly, u ostatních zkoušek nebyla tělesa porušena. Z grafů je zřejmá odlišná počáteční hodnota derivace závislosti u povlaku EPF, charakterizující vyšší nárůst posunu od počátku zkoušky i větší naměřené rozdíly posunů jednotlivých zkoušek.

Průměrná hodnota krychelné pevnosti v době zkoušek dosáhla 44.9 MPa při stáří betonu cca 150 dní. Průměrné hodnoty maximálního napětí v soudržnosti (tab. 1) jsou u všech tří druhů oceli srovnatelné, avšak větší rozptyl jednotlivých výsledků vykazuje povlak EPF. Odvozené průměrné pevnosti betonu v příčném tahu rovněž nevykazují výrazné rozdíly (tab. 1). Větší průměrnou tloušťku povlaku (tab.1)



Ing. Jan Rozehnal  
Kloknerův ústav ČVUT

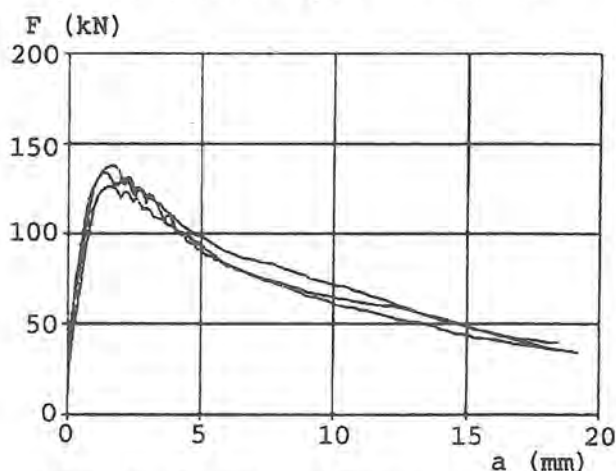


Ing. Petr Bouška, CSc.,  
Kloknerův ústav ČVUT

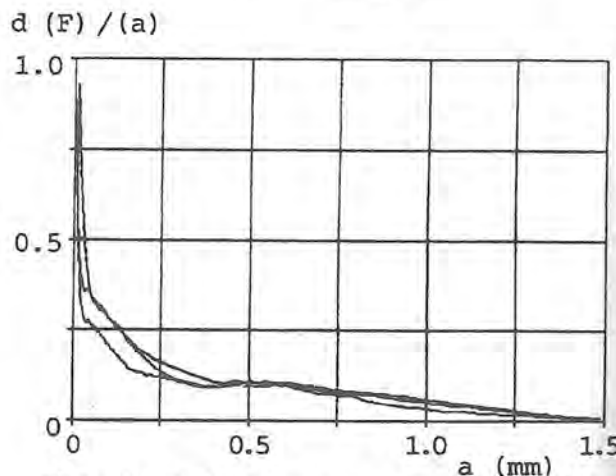
a současně větší rozptyl jednotlivých tloušťek vykazuje úprava EPF než Valspar. Napětí (tab.2) při posunu 0.1 mm u úpravy Valspar (EPF povlaku) je rovno pouze 77 % (38 %) napětí bez povlakové úpravy, při posunu 0.2 mm to je 84 % (53%). Průměrný posun při maximálním dosaženém napětí v soudržnosti je u výztuží s povlakovou úpravou (tab. 2) zhruba o 7 % větší.

Závislost mezi dosaženou silou a tloušťkou povlaků naměřených na povrchu výztuže v místě styku betonu a výztuže se uvádí na obr. 7. Je nutné poznamenat, že měřené tloušťky vykazují značné rozdíly na jednotlivých vložkách.

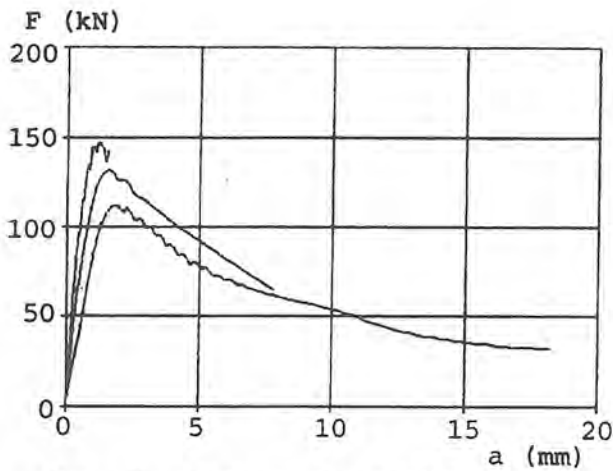
Při souhrnném hodnocení výsledků lze konstatovat, že povlaková úprava výztuže ovlivňuje její soudržnost s betonem. Podle zahraničních zkušeností tloušťka povlaku menší než 300  $\mu\text{m}$  soudržnost výrazně neovlivňuje, zatímco pro větší tloušťky než 500  $\mu\text{m}$  se soudržnost značně zhoršuje. Ukazuje se, že dosavadní výsledky nejsou v rozporu s těmito poznatky. Pro praktické aplikace povlakových výztuží je nutné zajistit kvalitní nanášení povlaků v optimálních tloušťkách, rovnoměrně po celém povrchu vložek. Rovněž je nutné uskutečnit experimentální ověření spolehlivosti povlaků i na jiných zkušebních tělesech.



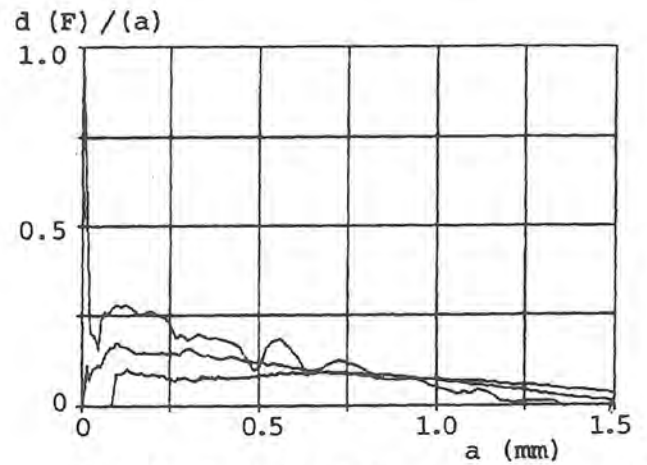
Obr. 3. Posun - Valspar



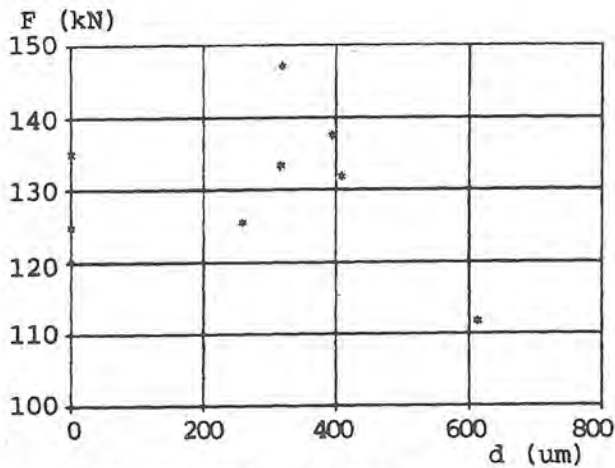
Obr. 4. Směrnice posunu - Valspar



Obr. 5. Posun - EPF povlak



Obr. 6. Směrnice posunu - EPF povlak



Obr. 7. Tloušťka povlaku

Úprava	Tloušťka povlaku (μm)	Napětí při posunu (mm)		Posun při max. napětí (mm)
		0,1	0,2	
Bez povlaku	0,0	7,77	10,36	1,41
Valspar 1001 G1	322,8	5,98	8,69	1,51
EPF povlak	446,8	2,98	5,50	1,52

Tab. 2. Průměrné tloušťky povlakové vrstvy a napětí při posunu 0.1 a 0.2 mm

**Literatura:**

- [1] Urban, V.-Rozehnal, J.: Low cycle fatigue of bond, In.: Bond in Concrete, Riga 1992
- [2] Súkeník, P.: Tloušťky povlaku na betonářské žebírkové oceli, SVÚOM, Praha, 1993
- [3] Bouška, p.-Rozehnal, J.: Ověření soudržnosti oceli 10 505 s povlakovou úpravou, KÚ ČVUT, 1993

Úprava	napětí v soudržnosti maximální (MPa)	Pevnost v příčném tahu (μm)
Bez povlaku	20,17	2,74
Valspar 1001 G1	21,04	2,61
EPF povlak	20,73	2,87

Tab. 1. Průměrné napětí v soudržnosti a pevnosti betonu v příčném tahu

**Ing. Petr Bouška, CSc.**

absolvoval stavební fakultu ČVUT, obor pozemní stavby v r. 1963, tři roky projekční praxe, od roku 1967 ve Stavebním ústavu ČVUT, nyní vědecký pracovník Kloknerova ústavu ČVUT, řeší teoretické a experimentální úkoly spojené s problematikou spolehlivosti betonových konstrukcí

**Ing. Jan Rozehnal**

absolvoval stavební fakultu ČVUT, obor konstrukce a dopravní stavby v r. 1991, doktorand Kloknerova ústavu, podílí se na projektech z oboru teoretického a experimentálního výzkumu betonových konstrukcí

## KONTAKTNÍ ADRESY

**Ing. Vladimír Urban, CSc.,**

Pod Hybšmankou 7  
150 00 Praha 5 - Smíchov  
tel.: + 42 2 520 791

**Lesnická fakulta VŠZ**

Kamýcká 129  
165 21 Praha 6 - Suchbátka  
Tel.: + 42 2 338 2660  
Fax : + 42 2 32 5863

**Ing. Petr Súkeník**

vedoucí oddělení práškových plastů  
Státní ústav ochrany materiálu Praha  
U měšťanského pivovaru 4  
170 04 Praha

**Ing. Jan Rozehnal**

Kloknerův ústav ČVUT  
oddělení konstrukcí, zaměřen na betonové konstrukce  
Pod Kynclovkou 11  
182 00 Praha 8

**Ing. Václav Pešat**

Výzkumný a zkušební ústav  
Nová huť a.s. Ostrava

**Ing. Petr Bouška, CSc.**

Kloknerův ústav ČVUT  
Šolínova 7  
166 08 Praha 6

# TECHNOLOGIE PŘEDPÍNÁNÍ KLIZNÝMI KABELY

Odborný garant sekce: Ing. Pavel Čížek

## PŘEDPÍNÁNÍ KLIZNÝMI A VOLNÝMI PŘEDPÍNAČÍMI PRVKY

**Přehled způsobu předpínání betonu - kluzná lana typu MONO-STRAND - kluzné kabely - předpínání vnějšími kabely - statické působení konstrukcí předepjatých kabely bez soudržnosti**

### 1. Úvod

Předpětí lze vnést do betonové konstrukce řadou způsobů, z nichž každý má své přednosti a nedostatky. Je v rukou konstruktéra, aby volil pro daný případ nejvhodnější způsob. V podstatě lze rozdělit způsoby předpínání takto:

1. Podle polohy předpínacích prvků (tj. kabelů, tyčí, drátů, lan), vzhledem k betonové konstrukci rozeznáváme:

#### 1.1 Předpínání vnitřními předpínacími prvky

Prvky procházejí v kanálcích betonovou konstrukcí nebo jsou do napnutí do konstrukce zabetonované a jsou předpínány po nebo před zatvrdnutím betonu (předpínání předem a dodatečně).

#### 1.2 Předpínání vnějšími předpínacími prvky

Prvky jsou vedeny vně betonové konstrukce buď uvnitř jejího obrysu (v dutinách komorového průřezu nebo mezi trámy trámového průřezu) nebo vně jejího obrysu (vzpínadla, závěsy).

2. Podle spojení předpínacích prvků s betonovou konstrukcí rozeznáváme:

#### 2.1 Předpínání se soudržností

Předpínací prvky jsou neposuvně spojeny s betonovou konstrukcí:

2.1.1 po celé své délce (vyinjektováním kanálků cementovou maltou nebo - dnes vyjimečně - dodatečným spojením vnějších předpínacích prvků s konstrukcí přibetonováním jejich obalu k boku konstrukce) a v kotvách - vnitřní předpínací prvky se soudržností

2.1.2 zabetonováním do konstrukce - předem předpjaté předpínací prvky

2.1.3 pouze v kotvách a v místech lomů - vnější předpínací prvky se soudržností.

#### 2.2 Předpínání bez soudržnosti

Předpínací prvky jsou neposuvně spojeny s betonovou konstrukcí pouze v kotvách. Přitom předpínací prvky mohou být:

2.2.1 vnitřní, vedené v trubkách vyplněných speciálním voskem nebo tukem - kluzné kabely nebo kluzná lana systému monostrand - neposuvně spojené s konstrukcí pouze v kotvách

2.2.2 vnější, vedené vně betonové konstrukce, neposuvně spojené s konstrukcí pouze v kotvách, v místech lomů spojené posuvně.

Předpínací prvky jsou chráněny proti korozi obalem, galvanizováním nebo obojím - volné kabely.

K dnes nejrozšířenějšímu klasickému způsobu předpínání vnitřními předpínacími prvky se soudržností přibývá v posledních asi deseti letech užívání vnitřních předpínacích prvků bez soudržnosti, tj. kluzných lan systému monostrand nebo kluzných kabelů, a dále vnějších předpínacích prvků bez soudržnosti, tj. volných kabelů.

### Předpínání kluznými lany

Kluzná lana typu monostrand mají obvykle  $\varnothing$  12,5 mm nebo 15,5 mm. Jsou složena z 1  $\varnothing$  P 4,5 + 6  $\varnothing$  P 4 mm nebo z 1  $\varnothing$  P 5,5 + 6  $\varnothing$  P 5 mm. Lano je ve výrobně opatřeno polyethylenovým obalem vyplněným speciálním voskem nebo tukem, který dokonale chrání lano před korozi v rozmezí teplot -20 až +70°C, kdy výplň zůstává plastická. Odpor obalu na 1 bm délky proti posouvání lan v něm je max. 75 N při teplotě +20°C, takže ztráta předpětí třením není tím téměř ovlivněna. Lana se dodávají ve svitcích. Kotví se každé lano samostatně, v oblasti kotev se zbavuje obalu. Lana dodávají specializované firmy. Do ČR se dodávají lana monostrand od firmy Austria Draht z Rakouska nebo fy Kablo Bratislava ze Slovenska. Zatím se v ČR užívají většinou k sestavení vnějších volných kabelů a závěsů zavěšených mostů.

Kluznými lany se dnes v zahraničí (především v USA, ve Velké Británii a ve Švýcarsku) předpínají zvláště deskové, bezhlavicové stropy s větším rozpětím a velkým užitečným zatížením, jako jsou stropy výrobních hal, garáží, skladů apod. Lana jsou vedena v zakřivených dráhách tak, aby momentový účinek předpětí přibližně vyrovnával účinek zatížení stálého a 1/4 užitečného. Z hlediska zvýšené meze únosnosti a s

ohledem na příznivý účinek na namáhání v protlačení v okolí sloupů je účelné umístit 50 až 70 % všech lan v poli do podporových pruhů a zbytek rovnoměrně rozdělit do mez podporových pruhů, přičemž vzdálenost lan by neměla být větší než šestnásobek tloušťky desky. Tuto vzdálenost lze zvětšit, anebo popř. zcela soustředit lana jen do podporových pruhů, užíje-li se dostatečně silná betonářská výtzuž omezující šířku trhlin. Toto řešení se jeví jako nejehospodárnější. Betonářskou výtzuž v minimálním rozsahu 0,075 % plochy betonového průřezu je třeba umístit vždy též při horním povrchu v oblasti sloupů, aby se zmenšilo nebezpečí tvoření trhlin, které značně zmenšuje smykovou únosnost průřezů. Lana se vedou bez přerušování několika poli, avšak jejich celková délka by neměla přesahovat 45 m. Při velkých délkách lan se doporučuje umístit na lanech mezilehlé kotvy, neboť jinak je spehlnivost zavedeného předpětí v celé délce lana závislá jen na bezpečnosti krajních kotev. Síla vnesená do lan zůstává i při změnách zatížení prakticky stejná. Jako u každé předpjeté konstrukce je třeba i u těchto konstrukcí umožnit volné zkrácení konstrukce při předpínání. Přestože jsou lana ve svých polyethylenových obalech volně pohyblivá, je obtížné poškozené lano po zabudování z obalu vytáhnout a nahradit novým.

Hlavní přednosti stropů předpjetých kluznými lany jsou:

- malá konstrukční výška (tloušťka desky je minimálně 1/42 rozpětí a nejméně 125 mm,)
- nízké výrobní náklady
- výhodné použití i při velkém užitém zatížení
- malá spotřeba oceli
- snadné provádění s nízkou pracností
- snadné přizpůsobení konstrukce požadavkům složitěho tvaru půdorysu.

Podmínkou úspěšné realizace je pečlivé dodržení předpokladů projektu, především pokud jde o polohu lana a geometrický tvar jejich drah (polohu lan je třeba fixovat betonářskou výtzuží) a pokud jde o velikost vnesené předpínací síly a o postup předpínání.

### Předpínání kluznými kabely

Kluzné kabely se liší od běžně užívaných kabelů pro dodatečné předpínání tím, že kanálky, v nichž jsou vedeny, nejsou vyinjektované cementovou maltou, nýbrž speciálním voskem nebo tukem. Dnes se dává přednost vosku, kterým se kanálky injektují při teplotě 80°C až 90°C. Operace je náročná, vyžaduje dokonalé utěsnění všech spojů trubek kanálků, neboť jinak vzniká nepřijemné znečištění konstrukce a často ohrožení pracovníků vytékajícím horkým voskem. Trubky kanálků jsou buď ocelové nebo z tvrzeného polyethylenu. Jejich profil závisí na velikosti kabelů. Dnes se kluzných kabelů vedených uvnitř betonové konstrukce užívá zřídka. Hlavní předností této úpravy předpínací výtzuže je, že je možné kdykoliv kontrolovat a korigovat velikost předpínací síly v kabelu. K tomu je třeba upravit kotvy tak, aby bylo možné kdykoliv po zakotvení znovu uchopit konce drátů nebo lan kabelu do předpínacího zařízení a vložením podložek pod kotvu novou předpínací sílu fixovat. Další předností kluzných kabelů je možnost jejich výměny, jsou-li poškozeny. Je-li to vyžadováno, je třeba užít konstrukci kotev, která by umožňovala odkotvení. Není-li na tento detail pamatováno, kotva se při odkotvení zničí. Odkotvený kabel se z kanálku vytáhne a provlékne se nový.

Kluzný kabel lze též sestavit z jednotlivých kluzných lan, tj. z lan v obalu z tvrzeného polyethylenu vyplněného voskem. Kabelové kanálky jsou vyinjektovány buď cementovou maltou nebo speciálním voskem. Obě tyto úpravy poskytují dvojitou ochranu lan proti korozi, pouze při vyinjektování kanálků voskem je možná jejich výměna.



Prof. Ing. Lubor Janda, DrSc  
Stavební fakulta ČVUT, Praha

### Předpínání vnějšími kabely

Popsaných konstrukčních úprav kabelů se častěji než pro vnitřní kluzné kabely užívá pro kabely vnější a pro závěsy zavěšených mostů. Trubky, v nichž jsou vnější kabely umístěny, jsou buď ocelové nebo z tvrzeného polyethylénu. Lze však užití i kabelů sestavených z lan systému monostrand vedených volně, bez trubky. Dvojitá ochrana proti korozi lze dosáhnout též užitím kabelů sestavených z lan z pokovovaných drátů v trubce vinyjektované cementem nebo voskem. Závěsy zavěšených mostů a někdy i vnější kabely štíhlých konstrukcí jsou opakovaně namáhány proměnnými silami závislými na pohyblivém zatížení. Kromě únavového namáhání v kotvách mohou v tomto případě vzniknout nepříznivé jevy tzv. koroze z tření, která vzniká v místech, kde se o sebe třou lana nebo kde se lana třou s jinou kovovou částí, jako je ocelový povrch trubky, do níž je kabel uzavřen nebo deviátor, tj. kovový přípravek umožňující změnu směru vnějšího kabelu. Tomuto jevu lze zabránit speciálními distančními vložkami fixujícími polohu lan v kabelu. Je-li kabel sestaven z lan systému monostrand, docílí se účinného fixování jejich polohy vinyjektováním prostoru ochranné trubky kabelu před předpínáním lan cementovou maltou. U štíhlých konstrukcí by se mělo vždy výpočtem prokázat, že tření v deviátorech je dostatečné, takže při pohyblivém zatížení nevzniká v deviátorech posun a tím nebezpečí vzniku koroze z tření.

Moderní, zvláště mostní konstrukce se dnes velmi často předpínají kombinací vnitřních a vnějších kabelů nebo někdy i jen vnějšími kabely. Tento způsob předpínání dává možnost

- odstranit ze stěn tenkostěnných komorových průřezů vnitřní kabely a tím usnadnit zpracování betonové směsi
- dosáhnout značného vylehčení konstrukce
- zjednodušit vedení kabelů a zmenšit ztráty předpětí
- usnadnit vizuální a mechanickou kontrolu předpětí a výměnu kabelů nebo zvětšení jejich počtu.

Podmínkou úspěšné realizace je přesnost provedení a dodržení předpokladů projektu.

Poznámka ke statickému působení konstrukcí předepnutých kabely bez soudržnosti s betonem:

V porovnání s konstrukcemi předpínanými předpínacími prvky se

soudržností vykazují konstrukce předpínané kluznými lany nebo kabely, tedy prvky bez soudržnosti s betonem, asi o 15 % menší stupeň bezpečnosti proti dosažení meze únosnosti. Je to způsobeno tím, že změny přetvoření kluzných lan nebo kabelů nejsou funkcí deformace betonu v místě předpínacího prvku, jako je tomu v případě prvků se soudržností, nýbrž jsou funkcí změny deformace celé konstrukce. Na mezi únosnosti tedy nepůsobí soudržná předpínací výtuz jako výtuz betonářská, jako je tomu u konstrukcí předepnutých prvků se soudržností. Změny napětí v kluzných lanech nebo kabelech jsou při provozním zatížení vzhledem k tuhosti konstrukce obvykle velmi malé. Na mezi únosnosti se vytvoří plastické klouby, o jejichž vzniku rozhoduje pevnost betonu v tlaku. O velikosti největšího pootočení v kloubu rozhoduje mezní přetvoření betonu na mezi únosnosti. Při dosažení tohoto přetvoření není obvykle pevnost kluzné předpínací výtuz vyčerpána. Spotřeba betonářské výtuz je poněkud větší než u konstrukcí předepnutých předpínacími prvky se soudržností. Lze využít předností částečného předpětí a nahradit účinek soudržné předpínací výtuz účinkem betonářské výtuz.

### Závěr

Vývojem technologie kluzných lan a kabelů a předpínání vnějšími kabely se dále rozšiřují konstrukční možnosti předpjetého betonu. Nové detaily a konstrukční úpravy zvyšují spolehlivost a efektivnost předpjetých konstrukcí a umožňují výhodné užití předpjetých konstrukcí i v oblastech stavebnictví, v nichž je dosud málo rozšířeno, tj. v oblasti pozemních staveb.

### Prof. Ing. Lubor Janda, DrSc

profesor na katedře betonových konstrukcí a mostů Stavební fakulty ČVUT v Praze

Obor činnosti: Konstrukce z předpjetého betonu, zvláště mostní a inženýrské, vlastnosti betonu při dlouhodobém a víceosém namáhání.

### Kontaktní adresa:

Stavební fakulta ČVUT  
Tháškova 7, 166 29 Praha 6  
tel. (02) 3324622, byt 545459,  
fax 3117362

## KONSTRUKCE Z PŘEDPJETÉHO BETONU S VOLNÝMI KABELY

**Obecný úvod o výzkumu a uplatnění volných kabelů - realizace v zahraničí - stropní konstrukce, mosty a rekonstrukce.**

### 1. Úvod

U betonových konstrukcí, dodatečně předepnutých kabely, se obvykle zajišťuje soudržnost předpínací výtuz s betonem. Děje se to tak, že se kabelové kanálky, které jsou v betonu vytvořeny a v nichž jsou osazeny kabely, po napnutí kabelů vyplní injektážní maltou. Injektážní malta z portlandského cementu zajistí jednak soudržnost kabelů s betonem a jednak vytváří alkalické prostředí. Soudržnost umožní předpokládat, že se předpínací výtuz přetváří stejně jako sousedící beton a že průřez konstrukce, složený z betonu a kabelů, zůstává při zatížení rovinný. To umožní plně využít mechanických vlastností předpínací výtuz a to jak při působení návrhového zatížení, tak na mezi únosnosti. Alkalické prostředí chrání v běžném prostředí účinně předpínací výtuz před korozi.

Popsané zajišťování soudržnosti kabelů s betonem ale vyžaduje, aby se prováděly pracné výrobní operace spojené s vytvářením kabelových kanálků. Proto se od samého počátku vývoje předpjetého betonu projevovaly snahy o zavedení volných kabelů, tj. kabelů, jejichž soudržnost s betonem není zajištěna a které se neukládají do kabelových kanálků. U nás se to dalo na úrovni výzkumu. Tehdy se nepodařilo najít spolehlivou ochranu předpínací výtuz před korozi a od sledování využití volných kabelů se upustilo. V tu dobu se v zahraničí volné kabely již používaly. Jelikož však nebyla zajištěna dostatečná ochrana předpínací výtuz před korozi, dostaly se konstrukce s volnými kabely záhy do havarijního stavu. Z tohoto důvodu se i v zahraničí volné kabely přestaly používat.

Během dalšího vývoje předpjetého betonu se v zahraničí vyvinuly možnosti účinné ochrany předpínací výtuz před korozi a v nedávné době se volné kabely začaly v širokém rozsahu používat.

### 2. Volné kabely

Mezi volnými kabely (dále pouze kabely) a betonem není zajištěna soudržnost, takže se vůči betonu posouvají. S betonem jsou spojeny pouze na koncích kotvami. Pro kabely se užívá běžná předpínací výtuz. Rozeznávají se vnitřní a vnější kabely. Vnitřní kabely jsou

uloženy v betonovém průřezu konstrukce a vnější kabely vně betonového průřezu. Aby se zabránilo soudržnosti mezi vnitřními kabely a betonem nebo aby se vnější kabely chránily před škodlivými vlivy, ukládají se volné kabely do ochranného obalu z plastového povlaku nebo z plastových trubek. Ochranný obal se vyplňuje ochrannou výplní, nejčastěji mazivem, která má chránit kabely před korozi.

Vnitřní kabely procházejí betonem a při změně směru se k němu přimykají. Jejich průběh bývá plynule zakřivený. Často jsou složeny z jednotlivých lan, které již výrobce (např. fa Austriadraht) opatřuje plastovým povlakem vyplněným mazivem. Tato lana se před napnutím zabetonují.

Vnější kabely procházejí převážně mimo beton, o něž se opírají v kotevních blocích, kde jsou zakotveny, a v sedlech, kde mění směr. Jejich průběh bývá lomený s přímými úseky. Obvykle se ukládají do plastových trubek, které se vyplňují mazivem.

Ochranný obal, nejčastěji z polyetylénu, má bránit přístupu betonu a korozních činitelů ke kabelu a průniku maziva k betonu. Jako mazivo se užívají anorganické tuky, živice a vosky, které jsou chemicky stálé a neobsahují škodlivé látky.

Při výpočtu konstrukce se předpokládá, že se kabely vůči betonu posouvají. Síla v kabelech tedy závisí na přetvoření celé konstrukce. Proto kabel při zatížení konstrukce nespolečně působí podstatně s betonem. Napětí betonu v jednotlivých průřezech je totiž úměrné účinkům zatížení (ohybovým momentům), které působí v těchto průřezech, ale síla v kabelu je v celé jeho délce stejná. Na mezi únosnosti je spolupůsobení kabelů a betonu ještě menší, protože se beton v rozhodujícím průřezu přetváří plasty, zatímco síla v kabelu je opět v celé jeho délce stejná.



Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.  
Stavební fakulta ČVUT Praha



### 3. Příklady použití volných kabelů

Volné kabely se uplatňují u stropních konstrukcí, u mostů a při rekonstrukcích betonových a zděných staveb. Některé charakteristické příklady použití volných kabelů se dále uvádějí.

#### 3 a. Stropní konstrukce

V zahraničí, zejména ve Spojených státech, Spojeném království a Švýcarsku, se vnitřní volné kabely užívají u monolitických deskových bezhlavicových stropů středních a velkých rozpětí. Lana opatřená ochranným povlakem vyplněným mazivem se ukládají do bednění a zabetonují. Zakřivený průběh lan se přizpůsobuje průběhu ohybových momentů vyvozených zatížením. Lana jsou trvale zabudována.

Lana  $\varnothing$  12,5 mm se na stavbu dodávají ve svitcích. Do bednění se ukládají tak, aby vytvářela dostatečně hustou osnovu výztuže. Lana se kotví v samosvorných kotvičkách, sestávajících z objímek a třídlých čelistí a napínají se lehkými hydraulickými válci. Objímka kotvičky se zapouští do kapsy v čele stropní desky. Po zavedení předpětí se kapsa s kotvou zabetonuje.

Spojité stropní desky jsou tlusté alespoň 1/42 rozpětí, ale nejméně 125 mm a dlouhé nejvýše 45 m. Počet lan v obou směrech se stanoví podle zatížitelnosti stropu. Lana osazená v podporovém pruhu se podílejí na nosnosti stropu výrazněji než lana v mezipodorovém pruhu. Proto se do podporového pruhu vkládá až 70 % lan. Vzdálenost lan nemá přestoupit v podporovém pruhu čtyřnásobek tloušťky desky, ale nejvíce 0,90 m, a v mezipodorovém pruhu šestnásobek, ale nejvíce 1,05 m. Lana mají v poli i nad podpěrou parabolický průběh. Inflexní bod mezi oběma parabolami je od podpěry vzdálen na 0,1 násobek rozpětí. V rozhodujících průřezích se volí největší výstřednost lan, kterou připouští požadavek na krytí lan z důvodů trvanlivosti a požární odolnosti.

Předpětí se v praxi navrhuje tak, aby svislý tlak zakřivených lan v poli odpovídal stálému zatížení zvětšenému o čtvrtinu nahodilého zatížení.

Pojednávané stropní konstrukce jsou v zahraničí užívány v občanské výstavbě, např. pro obchodní a administrativní budovy a garáže. Při jejich aplikaci se vykazují nízké výrobní náklady a malá pracnost. U nás zatím nenašly uplatnění.

#### 3 b. Mosty

U mostů se užívají vnější volné kabely sestavené obvykle až z 12 lan  $\varnothing$  15,5 mm v různých úpravách. U několika mostů v ČR se uplatnil kabel z lan, opatřených polyetylenovým povlakem vyplněným mazivem. Kabel se ukládá v polyetylenové trubce, která se před napínáním kabelu zainjektuje injektážní maltou. To umožní, že se lana kabelu mohou napínat a kotvit jednotlivě běžným zařízením. Ukotvení kabel se

v prostupu kotvou chrání zainjektováním. Při zainjektování kotvy injektážní maltou se kryje kotva běžně betonem, při zainjektování mazivem se chrání kotva mazivem a těsným ocelovým krytem.

Kabely procházejí kotevními bloky aniž by měnily směr, ale v průchodu sedly mění plynule směr mezi přilehlými příjmy úseky. Kotevní bloky a sedla, přenářející síly vyvozené kabely do konstrukce, se navrhuje jako železobetonové prvky.

#### 3 c. Rekonstrukce

Vnější volné kabely nalézají široké využití při rekonstrukcích betonových a zděných staveb. Jejich úprava záleží na velikosti požadovaných sil, na rozměrech a dispozici rekonstruované stavby apod.

Jednotlivá lana  $\varnothing$  12,5 a  $\varnothing$  15,5 mm opatřená ochranným povlakem vyplněným mazivem, kotvená v samosvorných kotvičkách a napínaná lehkými hydraulickými válci, jsou vhodná pro vyvození menších sil, např. při stahování zdí porušených trhlinami a posuvy. Pro omezení vlivu pokluzu v kotvičce, je vhodné tato lana použít v délkách nad 6 m.

Pro kratší kabely se mohou použít jednotlivě hladké tyče  $\varnothing$  26 a  $\varnothing$  32 mm se závití naválcovanými za studena, které se kotví na matici a šroub bez pokluzu a napínají poměrně lehkými hydraulickými válci. Tyto tyče se výhodně používají i u delších kabelů pokud dispozice stavby umožní manipulaci s tyčemi dlouhými přes 6 m. Tyče se mohou spojit na závit a šroub v dlouhé kabely.

Větší síly je možné vyvodit volnými kabely sestavenými z lan  $\varnothing$  15,5 mm popsány ve statí 3 b.

Kotevní blok a sedla bývají navrženy jako ocelové prvky, přichycené k betonové či zděné konstrukci ocelovými svorníky.

Kabely z jednotlivých lan byly např. použity při zajišťování zdí rekonstruovaných historických budov v Praze. Kabely z tyčí se uplatňují např. v západních Čechách při zesilování příhradových vazníků z předpjatého betonu, které byly poškozeny při požáru. Kabely sestavené z lan byly použity na Slovensku při opravě trámového mostu z předpjatého betonu, u něž se objevily trhliny.

#### 4. Závěr

Volné kabely nenašly zatím v ČR, kromě mostů, širší uplatnění. Dá se ale očekávat, že se jako další výsledek průběžného vývoje předpjatého betonu prosadí i u nás.

*Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.*

*Pod Fialkou 7, 150 00 Praha 5*

## NAVRHOVANIE ČIAŠTOČNE PREDPĚTÝCH BETONOVÝCH KONŠTRUKCIÍ VYSTUŽOVANÝCH S LANAMI BEZ SÚDRŽNOSTI

**Predpínacie laná - betonárska výstuž - pôsobenie - medzné stavy: únosnosť, šírky trhlín, pretvorenia - tvar prierezu - rozmiestenie výstuže - príklad použitia.**

#### Úvod

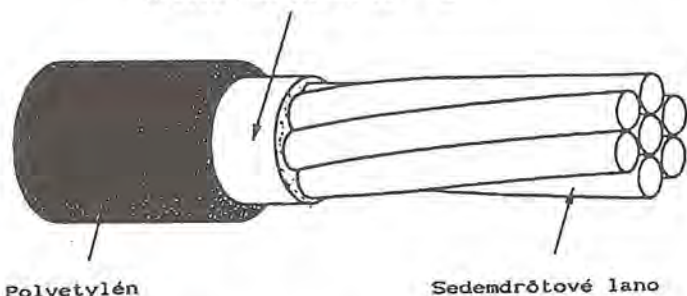
Použitie technológie predpínania betónových nosných prvkov pozemných stavieb umožňuje vo všeobecnosti zvyšovať ich únosnosť a rozpätie. Popri bežných klasických technológiach výroby predpätých prvkov (vopred predpätý betón a dodatočne predpätý betón) sa používa v posledných rokoch v zahraničí tiež technológia dodatočného predpínania pomocou lán bez súdržnosti - monostrandov. Princípom tejto technológie je použitie predpínacích lán s vysokou pevnosťou, ktoré sú chránené polyetylenovým plášťom kruhového prierezu. Vo vnútri plášťa je priestor okolo lana vyplnený špeciálnym mazivom. Toto mazivo jednak zabezpečuje pohyb lana v plášti s minimálnym trením a jednak chráni lano pred koróziou. V zmysle ČSN 73 1201-86 je možné aplikovať pre riešenú problematiku vysokopevnostné laná zo siedmich patentovaných drôtov s menovitým priemerom 12,5 alebo 15,5 mm. Ide o laná s označením LA (normová pevnosť  $R_{pn}=1620$  MPa) a s označením LSA (normová pevnosť  $R_{pn}=1800$  MPa). Väčšina výrobcov dodáva laná monostrandy s najmenším priemerom 19,5 mm. Celkový priemer lana monostrandu i s plášťom je o 4,5 mm väčší ako menovitý priemer samotného lana s toleranciou  $\pm 0,5$  mm.

Takéto laná v plášti bez adhézneho spojenia s okolitým betónovým prostredím umožňujú vniesť prakticky ľubovoľné pred-

pätie do nosného konštrukčného prvku. Je ich možné vložiť do debnenia prvku obdobne ako bežnú betonársku výstuž pred betónovaním. Tvar trasy predpínacej jednotky z monostrandu je možné prispôbiť smeru hlavných ťahových napätí po dĺžke staticky určitého alebo neurčitého prvku (priame laná, zakrivené laná pomocou kruhových alebo parabolických oblúkov s minimálnym polomerom krivosti  $r_{min}=1,5m \pm 0,15m$ ). Po nadobudnutí potrebnej pevnosti betónu sa laná napínajú predpínacími zariadeniami opretými o hotový betónový prvok a zakotvujú pomocou kompaktných kuželíkových samosvorných kotiev. Kotvy sa vkladajú do debnenia prvku spolu s monostrandmi. Umožňujú prípadné dodatočné dopnutie predpínacích lán, resp. ich napínanie v etapách podľa nárastu zaťaženia betónového prvku. Ochrana lana v miestach uchytienia do kotvy je zabezpečená plastikovou čiapkou naplnenou ochrannou vazelinou na vonkšej strane a prechodovou teplom zmráziteľnou hadicou (polyetylenovým konektorom) na vnútornej strane kotvy. Kotvy sú presne odliaty z legovanej ocele, ktorá po zušľachtení dosahuje pevnosť až 1000 MPa a sú odzkušované pre laná s maximálnou nor-



*Doc. Ing. Ivan Harvan, CSc.*

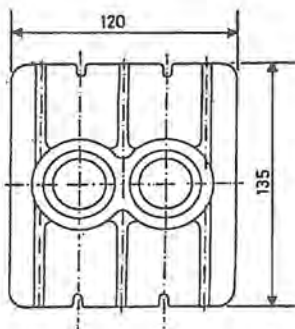
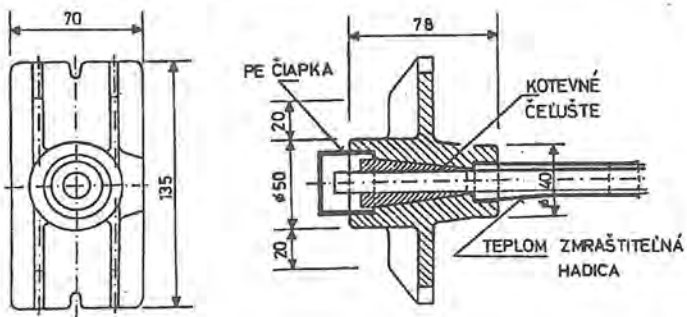


Polyetylén

Sedemdrôtové lano

Obr. 1 Predpínacie lano bez súdržnosti - monostrand

movou pevnosťou  $R_{pn}=1900$  MPa. Napínanie lana v betónovom prvku môže byť obojstranné alebo jednostranné. Potom pre tzv. mŕtve kotvenie na nenapínanej strane sa použijú kotvy v úprave s kovovou skrutkovateľnou čapicou a prítlačnou pružinou na zatlačenie kotevného kúželíka. Kompaktné kotevné systémy sa dodávajú pre kotvenie jedného alebo dvoch lán bez súdržnosti. Cenovo výhodnejšie je používanie spoločného kotvenia dvoch lán v združenej kompaktnej kotve.



Obr. 2 Kompaktné kuželíkové samosvorné kotvy pre laná bez súdržnosti

Pre vytvorenie tvaru betónového prvku postačuje ľahké bežné debenie, ktoré nie je namáhané napínacím zariadením. Toto je najväčšia výhoda použitia lán bez súdržnosti, nakoľko je potom možné predpínať ako prefabrikované tak i monolitické betónové nosné prvky. Ďalšia veľká výhoda spočíva v dvojnásobnej ochrane lana pred koróziou. Odpadá nutnosť vnášať do betónového prvku tzv. plné predpätie (plné predpätie zamedzí vznik trhlin, čo je podmienka ochrany bežnej nechránenej predpínacej výstuže s adhéziou pred koróziou), resp. kontrolované čiastočné predpätie (kontrolované čiastočné predpätie pripúšťa odmedzené trhliny pri celkovom zaťažení, pri stálom zaťažení sa musia trhliny z hľadiska ochrany bežnej predpínacej výstuže úplne uzavrieť). Môžeme teda používať čiastočné predpäté betónové prvky, v ktorých vzhľadom na ochranu lán bez súdržnosti pripúšťame šírky trhlín ako v bežných železobetónových prvkoch v závislosti od vonkajšieho prostredia. Pre dosiahnutie pravidelne rozptýlených trhlín s malou šírkou je potrebné predpäté prvky s lanami bez súdržnosti vystužovať ako pozdĺžnou, tak i priečnou výstužou podľa konštrukčných zásad pre nosné železobetónové prvky. Táto betonárska výstuž sa zúčastňuje na nosnosti čiastočné predpätého prvku veľmi významným spôsobom.

### Pôsobenie lana bez súdržnosti v predpätom prvku

Statické pôsobenie lana bez súdržnosti je zásadne odlišné od lán spolupôsobiacich s betónom pomocou súdržnosti. Zrušenie súdržnosti na kontaktnej ploche lana s betónom má za následok v priereze nezávislé pomerné pretvorenie lana  $\varepsilon_p$  od pomerného pretvorenia betónu  $\varepsilon_b$ . Pretvorenia lana  $\varepsilon_p$  závisí iba od napätia  $\sigma_p$  vneseného pri predpínaní a od celkových pretvorení  $\Delta\varepsilon_p$  betónového prvku v miestach zakotvenia lana. To znamená, že potrebné predpätie sa vznáša do prvku iba v miestach kotiev a v miestach radiálnych tlakov v zakrivených úsekoch lana (predpínacia sila je jednoznačne vonkajším zaťažením).

Pomerné pretvorenia lana  $\Delta\varepsilon_p$  od celkového vonkajšieho extrémneho zaťaženia  $q_d$  je prakticky zanedbateľné oproti pretvoreniu od predpätia  $\sigma_p$ . Na medzi únosnosti prvku závisí  $\Delta\varepsilon_p$  od priehybu pri jeho porušení. Podľa zahraničných predpisov býva hodnota  $\Delta\varepsilon_p$  v rozmedzí 5 - 12% z celkového pomerného pretvorenia lana  $\varepsilon_p$ . Spätne zavedenie zväčšenia pretvorenia lana  $\Delta\varepsilon_p$  do posúdenia medze únosnosti predpätého prvku lanami bez súdržnosti má za následok zvýšenie  $\Delta q_d$  možného extrémneho zaťaženia pri porušení prvku o 2 - 6%. Pri prevádzkovom zaťažení prvku  $q_s$  je hodnota  $\Delta\varepsilon_p$  výrazne nižšia. Pri výpočtoch staticky jednoduchších prvkov sa bežne účinnok pomerného pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  zanedbáva, čo v skutočnosti o niečo zlepšuje technické parametre predpätého prvku ako z hľadiska jeho únosnosti, tak i z hľadiska priehybu a šírky trhlín.

Z uvedeného vyplývajú postupy pre návrh a posúdenie betónových prvkov predpätých s lanami bez súdržnosti. Laná oslabujú jednotlivé betónové prierezy kruhovými dutinami s priemerom, ktorý sa rovná celkovému priemeru lana. Vzhľadom na zrušenie súdržnosti s betónom skutočná plocha prierezu lana  $A_p$  sa nezapočítava do ideálnych prierezových veličín  $A_{bi}$  a  $J_{bi}$  (tieto veličiny na medzi vzniku trhlín sú nižšie ako pri použití lán so súdržnosťou).

### Priárastok pomerného pretvorenia $\Delta\varepsilon_p$ lana bez súdržnosti na medzi únosnosti predpätého prvku

Prvok predpätý lanami bez súdržnosti sa v podstate chová ako bežný železobetónový prvok, na ktorý okrem vonkajšieho zaťaženia  $q_d$  pôsobí predpätie vyjadrené výpočtovou predpínacou silou  $N_{pd}$  pôsobiaceou na excentricite  $e_{pd}$ . V dobe užívania prvku  $t = \infty$  pri pôsobení zaťaženia  $q_d$  bude predpínacie napätie v lane bez súdržnosti približne  $\sigma_{p(\infty)} = 0,7 \sigma_{pd}$  ( $\sigma_{pd} = R_{pd}$  je výpočtová pevnosť lana). V najviac namáhanom priereze prvku môže na medzi jeho únosnosti vzrásť predpínacie napätie o hodnotu  $\Delta\sigma_p = 0,3 \sigma_{pd}$ . Tento nárast je podmienený nárastom pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  v predpínacom lane (najviac po výpočtovú hodnotu medzného pretvorenia  $\varepsilon_{pd} = 0,015$ ). Nárast pomerného pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  je dôsledkom priehybu  $w_m$  predpätého prvku v mieste vzniku plastického kľbu pri dosiahnutí medze únosnosti v najviac namáhanom priereze prvku. Na výpočet nárastu pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  (maximálna reálna hodnota nárastu je 12%) sa bežne môžu použiť zjednodušené metódy výpočtu vzhľadom na nevýznamnosť následného zvýšenia momentu na medzi únosnosti  $M_{qu}$  pre vonkajšie extrémne zaťaženie mimo účinkov predpätia (reálna hodnota nárastu  $M_{qu}$  v dôsledku nárastu pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  je do 6%).

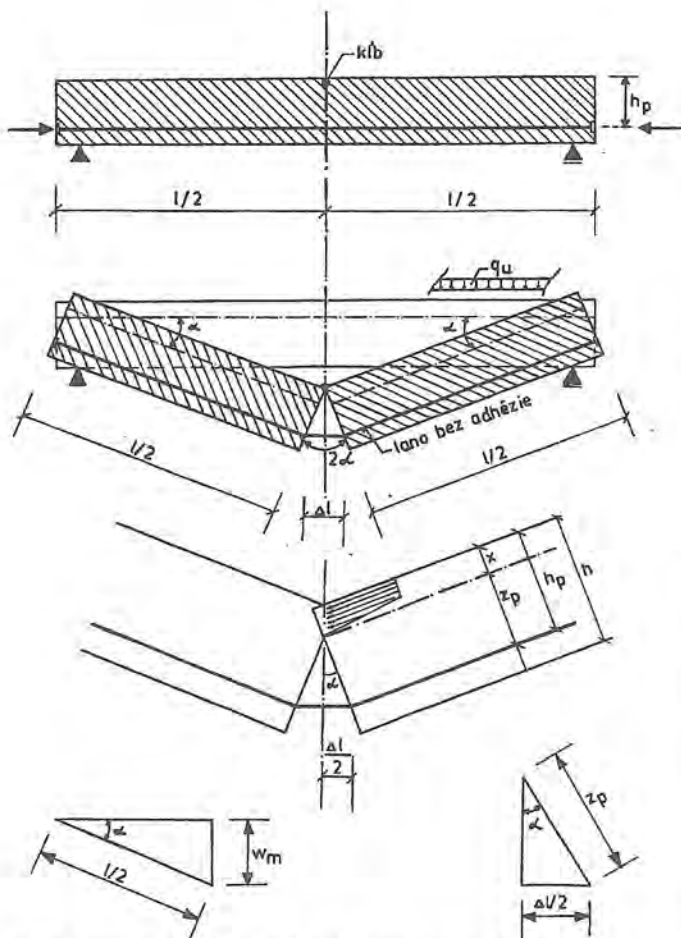
Rôzne jednoduchšie i zložitejšie modely na výpočet nárastu pretvorenia  $\Delta\varepsilon_p$  sú popísané v lit. [1] až [5]. K jednoducho aplikovateľným patria kinematické modely medznej rovnováhy v betónových prvkoch pozemných stavieb.

Na proste podopretom predpätom nosníku s rovnomerným zaťažením  $q_u$  vznikne plastický kľb v strede jeho rozpätia zároveň s dosiahnutím medzného priehybu  $w_m$  (obr. 3). Ak zanedbáme malé zmeny priehybovej čiary mimo plastického kľbu, dostaneme kinematický mechanizmus pretvorenia prostého nosníka pozostávajúci z dvoch tuhých celkov spojených v ľahanej zóne prierezu lanom bez súdržnosti (toto spolupôsobí s nosníkom iba zakotvením v jeho čelách). Potom pootočenie  $\alpha$  v podperách nosníka bude

$$\operatorname{tg} \alpha = 2w_m / l \quad (1)$$

V mieste plastického kľbu bude platiť

$$\sin \alpha = \Delta l / 2 z_p \quad (2)$$



Obr. 3 Prírastok  $\Delta l$  dĺžky lana bez súdržnosti pri dosiahnutí medznej únosnosti predpätého prostého nosníka.

Pre malé úhly  $\alpha$  môžeme približne položiť  $\sin \alpha = \tan \alpha = \alpha$  a prírastok pomerného pretvorenia  $\Delta \varepsilon_p$  v lane bez súdržnosti na prostom nosníku dostaneme z výrazu

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta l}{l} = \frac{4 w_m z_p}{l^2} \quad (3)$$

V posledných vzťahoch jsme označili  $z_p$  ... rameno medzi silovým ťažiskom predpínacích lán v ťahanej zóne prierezu a polohou neutrálnej osi na medzi únosnosti prierezu, ktorá je vo vzdialenosti  $x$  od tlačeneho okraja prierezu. Približne platí

$$z_p = h_p - h / 10 \approx 0,8 h$$

$l$  ... teoretický rozpon nosníka,  
 $h$  ... celkovú výšku betónového prierezu nosníka v mieste plastického kľbu,  
 $w_m$  ... medzný prieťah nosníka pri dosiahnutí medze únosnosti najviac namáhaného prierezu. Tento prieťah sa obyčajne vyjadruje ako podiel z rozpätia  $l$

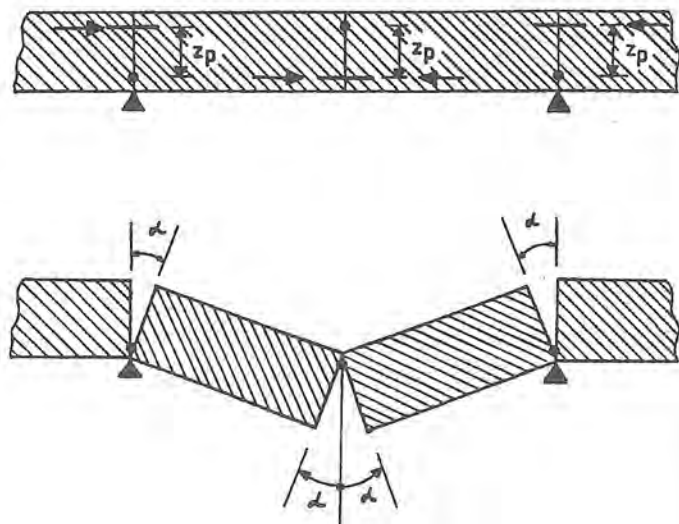
$$w_m = l / n$$

kde  $n$  sa buď odhaduje, alebo stanovuje požiadavkou na pretvorenie prvku tesne pred jeho porušením. Obyčajne uvažujeme  $n$  v rozpätí hodnôt 30 až 80.

Pre vnútorné pole spojitého nosníka (alebo pre rámovú priečfu) by sme dostali prírastok pomerného pretvorenia  $\Delta \varepsilon_p$  v lane bez súdržnosti (obr. 4) z výrazu

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta l}{l} = \frac{2 w_m z_p}{l^2} \quad (4)$$

Iný model výpočtu nárastu pretvorenia  $\Delta \varepsilon_p$  v predpínacej výztuži na medzi únosnosti najviac namáhaného prierezu vychádza z podrobnejšej analýzy pretvorenia  $\varepsilon_p$  samotného plastického kľbu (obr. 5). Za predpokladu lineárneho priebehu pretvorenia  $\varepsilon$  v posudzovanom



Obr. 4 Kinematický mechanizmus pretvorenia vnútorného poľa spojitého nosníka na medzi únosnosti predpätého prvku s lanami bez súdržnosti

priereze na medzi únosnosti poznáme pri aplikovaní metódy medzných pretvorenia pretvorenie oboch okrajov prierezu  $\varepsilon_h$ ,  $\varepsilon_d$ . Pomocou týchto pretvorenia môžeme určiť pootočenie prierezu  $\omega$  a pretvorenie  $\varepsilon_p$  v plastickom kľbe

$$\omega = (\varepsilon_d - \varepsilon_h) / h \quad \bar{\varepsilon}_p = \omega z_p \quad (5)$$

Prírastok  $\Delta l$  dĺžky lana v oblasti plastického kľbu za predpokladu maximálneho pretvorenia  $\varepsilon_p$  v najviac namáhanom priereze a postupne klesajúcej hodnoty na nulu po dĺžke (približne  $z_p$ ) ťahovej plastickej zóny bude

$$\Delta l = 1/2 \bar{\varepsilon}_p 2 z_p = \bar{\varepsilon}_p z_p \quad (6)$$

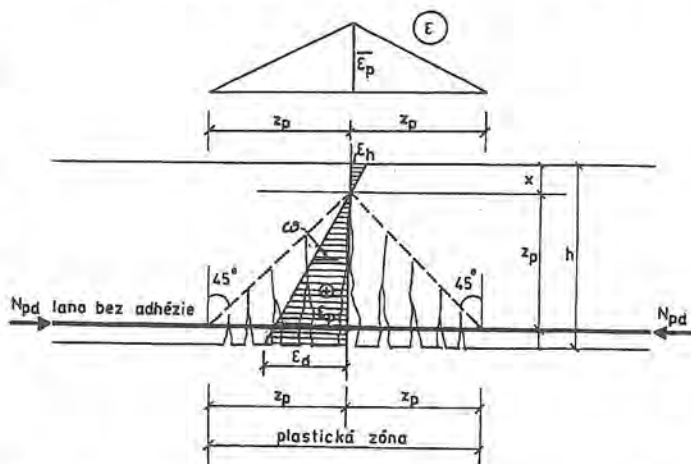
Prírastok pretvorenia  $\Delta \varepsilon_p$  je závislý na celkovej dĺžke lana bez súdržnosti  $L_p$ . Pomocou prírastku  $\Delta \varepsilon_p$  určíme prírastok predpätia v lane  $\Delta \sigma_p$  a následne výsledné predpínacie napätie v lane  $\sigma_p$  pre zvýšenú medznú únosnosť prierezu  $M_{qu}$ .

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta l / L_p \quad \Delta \sigma_p = E_p \Delta \varepsilon_p$$

$$\sigma_p = \sigma_{p(\infty)} + \Delta \sigma_p \leq 0,9 \sigma_{pd} \quad (7)$$

Zvýšená medzná únosnosť  $M_{qu}$  sa určí s hodnotou zvýšeného napätia  $\sigma_p$  prostredníctvom výpočtovej predpínacej sily

$$N_{pd} = \gamma_{pp} \sigma_p \sum_i A_{pi} \quad (8)$$



Obr. 5 Model nárastu pretvorenia  $\Delta \varepsilon_p$  v plastickej zóne na medzi únosnosti predpätého prvku s lanami bez súdržnosti

## Posúdenie prvku predpätého lanami bez súdržnosti

Posúdenie prvku predpätého lanami bez súdržnosti (podrobnejšie v lit. [6], [7]) je potrebné realizovať pre tieto medzné stavy:

- Medzný stav únosnosti má značne vyšší význam ako pri predpätých prvkoch s adhéziou (tu vždy rozhodne medza vzniku trhlin). Medzná únosnosť je obdobná ako u železobetónových prvkov s tým, že predpätím lanami bez súdržnosti vnášame do prierezu tlak a opačný moment ako od zvislého zaťaženia  $q_d$ . Medzná únosnosť prvku s lanami bez súdržnosti je nižšia (v štádiu užívania na medzi únosnosti v lanách bude napätie  $\sigma_p \approx 0,7 R_{pd}$ , kde  $R_{pd}$  je výpočtová pevnosť lana) ako únosnosť obdobného prvku predpätého lanami s adhéziou (v dobe užívania na medzi únosnosti v lanách bude napätie  $\sigma_p \approx R_{pd}$ ). Je to dôsledok rozptylu prírastku pretvorenia  $\Delta l$  pri dosiahnutí medznej únosnosti na celú dĺžku  $L_p$  lana bez súdržnosti (viď. (7)). Posúdením medze únosnosti preukazujeme bezpečnosť predpätého prvku pri pôsobení extrémneho zvislého zaťaženia  $q_d$  so súčiniteľmi  $\gamma_f > 1$  a predpínacej sily  $N_p$  so súčiniteľom spoľahlivosti predpätia  $\gamma_{pp} = 0,9$ .
- Medzný stav šírky trhlin umožňuje posúdiť túto šírku pre dané prostredie obdobne ako pri železobetónových prvkoch s ohľadom na koróziu betonárskej výstuže (zabezpečenie životnosti nosného prvku). Ochrana lán bez súdržnosti a ich kotiev je technologicky tak zabezpečená, že k problematike ich korózie nie je potrebné prihliadať. Vhodný rozvoj trhlin v ťahových zónach prvku (ich pravidelné vzdialenosti a malá šírka) sa zabezpečuje dodržaním konštrukčných zásad vystužovania betonárskou výstužou (minimálne množstvo výstuže, krytie betónom a pod.). Posúdenie šírky trhlin prvku predpätého lanami bez adhézie je potrebné vzhľadom na spôsob jeho namáhania vždy urobíť. Šírky trhlin sa posudzujú pri prevádzkových hodnotách zvislého zaťaženia  $q_s$ . V prípade predpínania prvkov, u ktorých trhliny sú neprípustné, posudzujeme medzu vzniku trhlin pri zvislom extrémnom zaťažení  $q_d$ . Je vhodné posúdiť možnosť vzniku trhlin v štádiu predpínania prvku pri zaťažení pôsobiacom v dobe vnesenia predpätia do prvku (obvyčajne extrémna hodnota vlastnej tiaže prvku so súčiniteľom  $\gamma_f < 1$  a predpínacia sila  $N_p$  so súčiniteľom spoľahlivosti predpätia  $\gamma_{pp} = 1,06$ ).
- Medzný stav pretvorenia má značne väčší význam ako pri predpätých prvkoch lanami s adhéziou. Prípustením trhlin v ťahových oblastiach predpätého znižujeme jeho ohybovú tuhosť  $B_{tm}$ . Táto je však vyššia ako u železobetónových prvkov s ohľadom na priaznivý vplyv tlakovej predpínacej sily  $N_p$  v najviac ohybom namáhaných prierezoch. Posúdením pretvorenia predpätého prvku preukazujeme v štádiu užívania jeho použiteľnosť v priebehu prevádzky konštrukcie. Viditeľný priehyb betónového prvku bez dodatočne upravovaného podhľadu posudzujeme na celkový účinok všetkých prevádzkových zaťažení  $q_s$  (aj s okamžitým priehybom od vlastnej tiaže prvku).

Návrh tvaru betónového prierezu a polohy výstuže súvisí s požiadavkami na vlastnosti betónového predpätého prvku (účel prvku, technológia výroby a stavby, statika nosnej konštrukcie a pod.). Vzhľadom na splnenie podmienok spoľahlivosti pre jednotlivé medzné stavy konštrukcie je potrebné rozmery jej priečných rezov navrhovať tak, aby bolo v nich možné bez problémov umiestniť predpínacie láná bez súdržnosti monostrandy a betonársku výstuž. Najmenšia hrúbka každej časti betónového prierezu musí umožniť kvalitné spracovanie betónu vyššej triedy i medzi výstužou pri dolnom okraji konštrukcie. To vyžaduje, aby svetlá vzdialenosť medzi povrchmi betonárskej výstuže, resp. povrchmi ochrany lán bez adhézie bola aspoň 40 mm. Pre zabezpečenie rovnomerného rozptýlenia trhlin s malou šírkou a dosiahnutie únosnosti je potrebné čiastočne predpäté nosníky vystužovať ako pozdĺžnou, tak i priečnou výstužou podľa požiadaviek pre nosné železobetónové prvky. Táto betonárska výstuž sa zúčastňuje na nosnosti čiastočne predpätého nosníka veľmi významným spôsobom. Problematika rozmiestnenia a správneho pomeru betonárskej a predpínacej výstuže je v niektorých stiesnených rozmeroch betónového prierezu rozhodujúca ako z hľadiska statického tak i ekonomického. Pri vyšších hladinách zaťaženia alebo pri väčších rozpätiach konštrukcie môže byť výška prierezu nedostatočná a potom sa dostávame s viacradovou nosnou výstužou do blízkosti ťažiska prierezu. Dôsledkom je nižšie napätie v betonárskej výstuži (menej ako výpočtová pevnosť  $R_{sd}$ ) a u predpínacej výstuži malé rameno vnútorných síl na prenášaní momentov od vonkajšieho zaťaženia. Preto

parametre nízkeho prierezu často zvyšujeme pomocou pomerne silnej tlačenej betonárskej výstuže.

Vo všeobecnosti treba povedať, že určenie polohy a množstva výstuže (ako betonárskej tak i predpínacej) vzhľadom na rozpätia a zaťaženia je vecou určitého optimalizačného riešenia pre stanovenie minimálnej plochy výstuže v prierezoch celej navrhovanej konštrukcie. Optimalizačný proces spočíva v opakovanej sérii posúdení predpätej konštrukcie podľa všetkých troch medzných stavov s vhodnými množstvami a polohami výstuže. Vzhľadom na náročnosť a pracnosť problematiky týkajúcej sa posudzovania predpätých prierezu, je nutné na tieto účely využívať vhodné programové vybavenie počítača (pozri [8]).

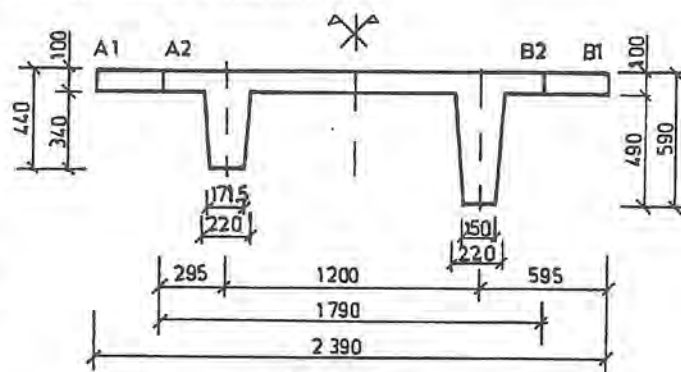
Pri predpínaní staticky neurčitých montovaných konštrukcií a monolitických konštrukcií betónovaných po častiach dochádza k zmene primárnych účinkov predpätia (tieto účinky vznikajú na staticky určenom prvku pri jeho predpínaní mimo konštrukcie) o sekundárne účinky, ktoré sú dôsledkom silových a deformačných staticky neurčitých väzieb obdobne ako pri bežných vonkajších zaťaženiach. Pri analýze prvkov montovanej konštrukcie je potrebné zohľadniť postupne sa meniacu statickú schému pre výpočet vnútorných síl na každom predpätom prvku.

Ukážka aplikácie predpätia na prvkoch s lanami bez súdržnosti v oblasti pozemných stavieb

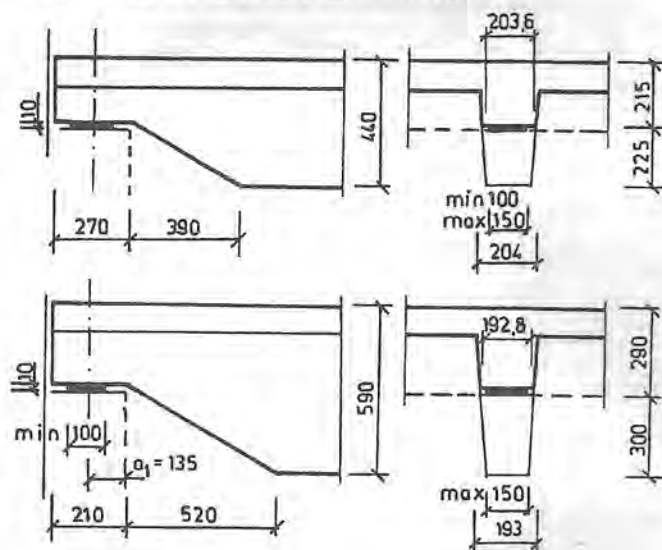
Návrh čiastočne predpätých konštrukcií s lanami bez súdržnosti sme aplikovali na analýzu zvýšenia zaťažiteľnosti a rozpätí prvkov montovaného skeletu PREMO. Tento montovaný skelet je v súčasnosti vyrábaný akciovou spoločnosťou Preming Chrudim v železobetónovej variante pre použitie jeho nosnej konštrukcie v občianskych stavbách a pre ťahký priemysel.

Ako ukážku sme vybrali návrh dvoch typov čiastočne predpätých rebrových stropných panelov PREMO (obr. 6). Tieto panely boli riešené s rôznymi stupňami predpätia a s jentnou betonárskou výstužou.

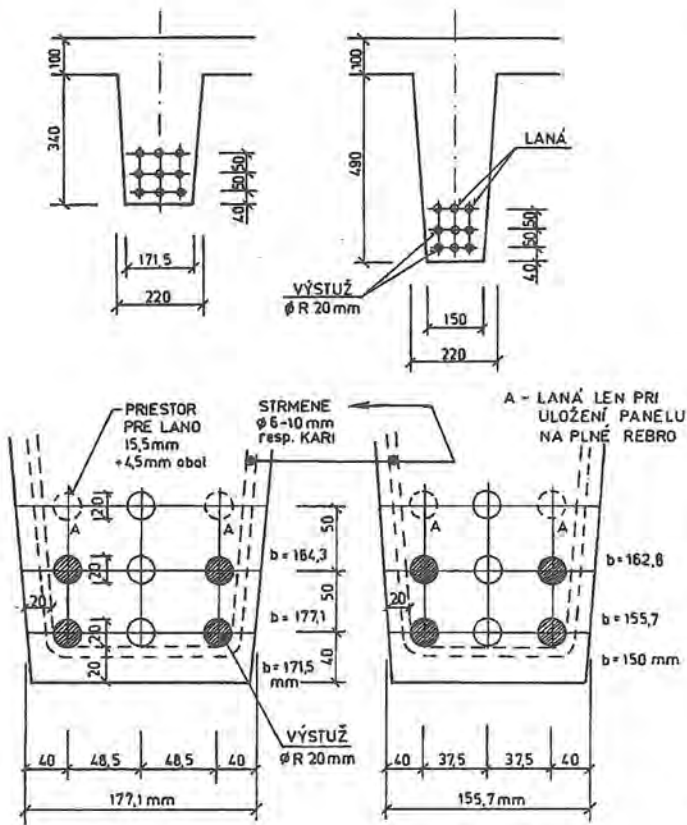
## ZÁKLADNÉ PRIEREZY



## ULOŽENIE NA ZNÍŽENOM REBRE

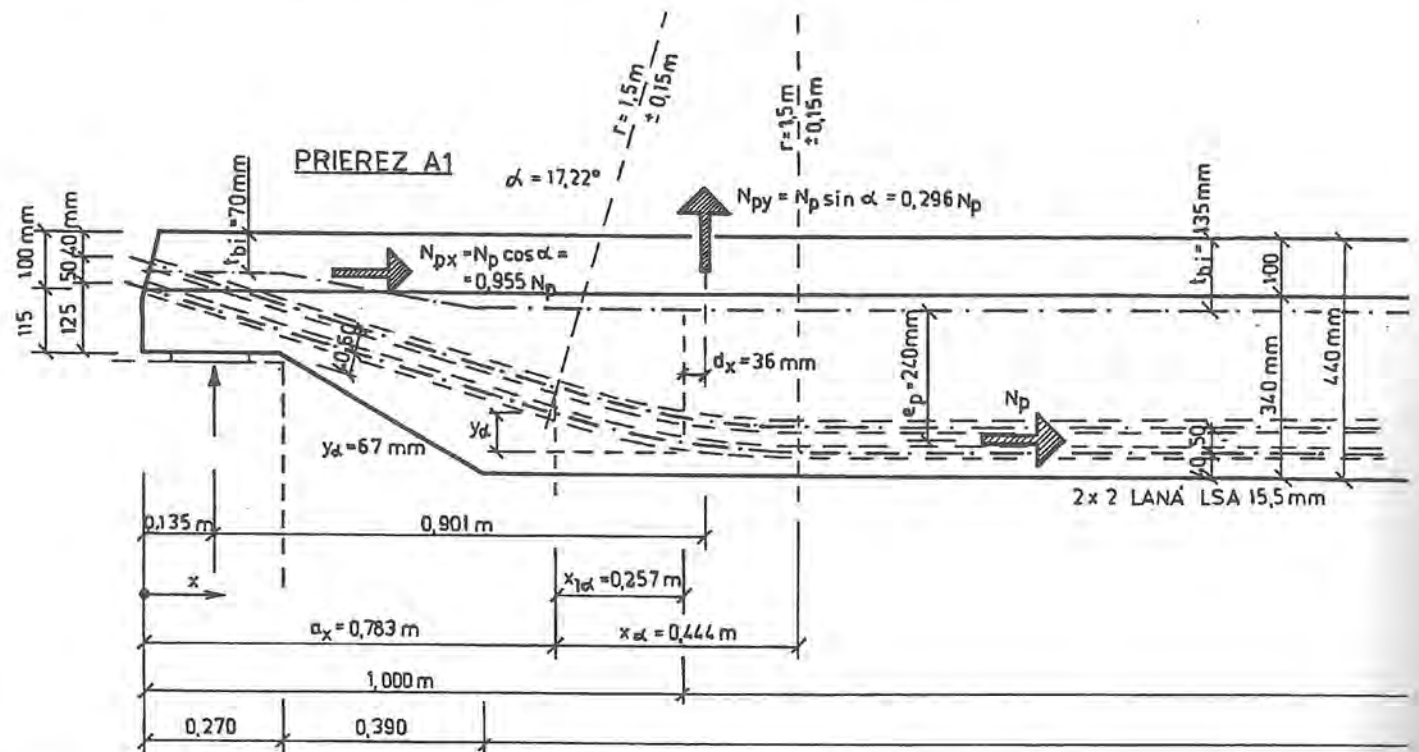


Obr. 6 Tvar rebrových panelov PREMO

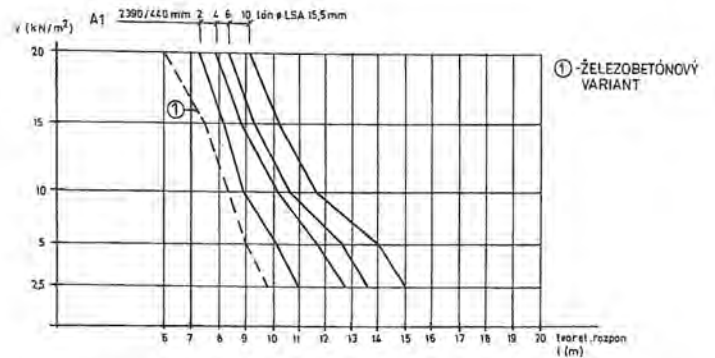


Obr. 7 Umiestnenie predpínacích lán bez súdržnosti a betonárskej výstuže v priečnom reze panelov

Vybrané panely PREMO majú priečný rez TT so šírkou hornej dosky 2390 mm, hrúbka tejto dosky je 100 mm. Dve rebrá lichobežníkového prierezu majú buď výšku 340 mm (panel s priečnym rezom A1 má celkovú výšku 440 mm) alebo výšku 490 mm (panel s priečnym rezom B1 má celkovú výšku 590 mm).



Obr. 8 Zakrivenie lán bez súdržnosti v podperovej oblasti panelu výšky 440 mm s tvarom priečného rezu A1

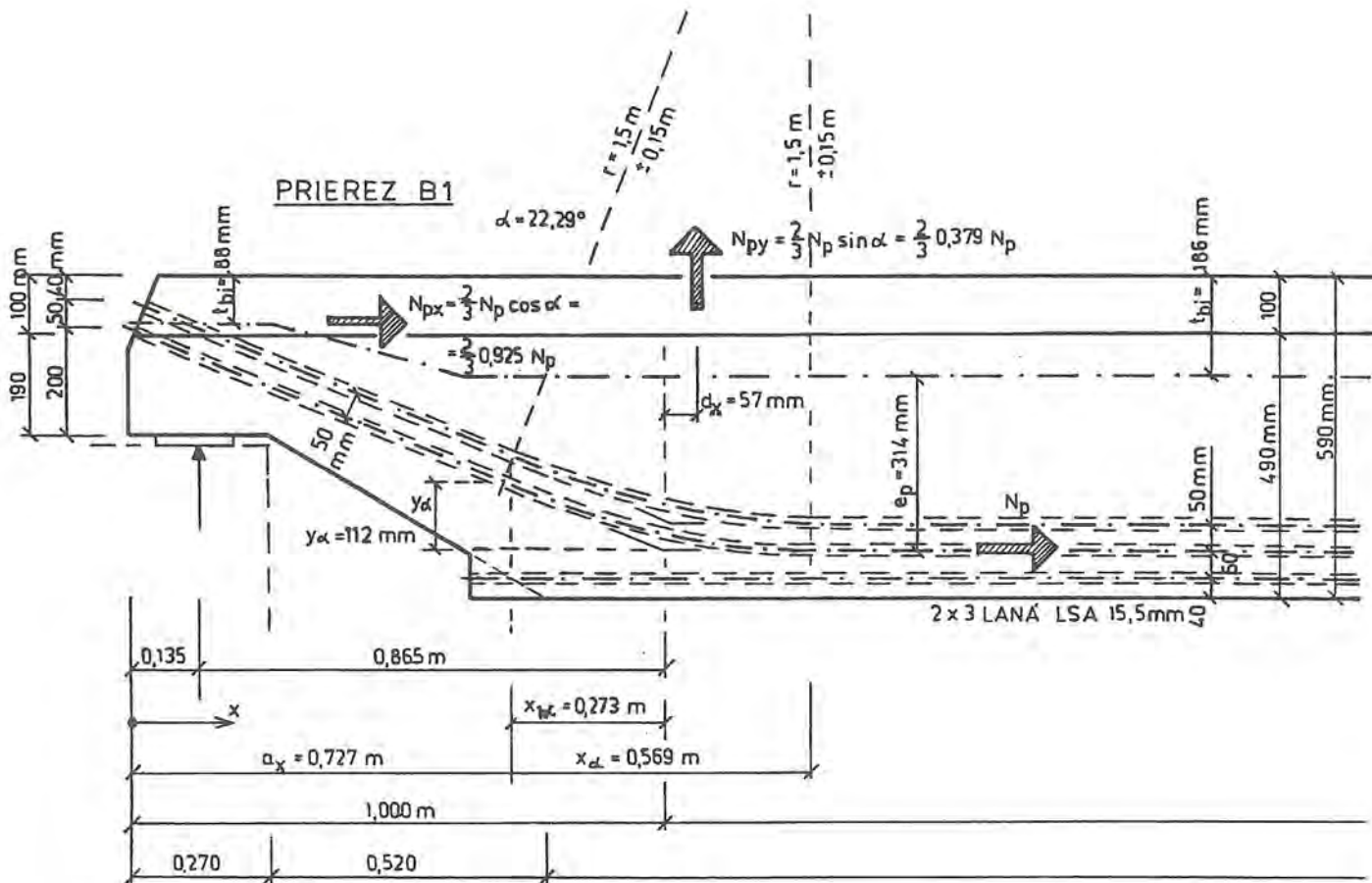


Obr. 10 Závislosť medzi náhodným zaťažením  $q$  a teoretickým rozpätím  $l$  rebrového panelu výšky 440 mm s priečnym rezom A1

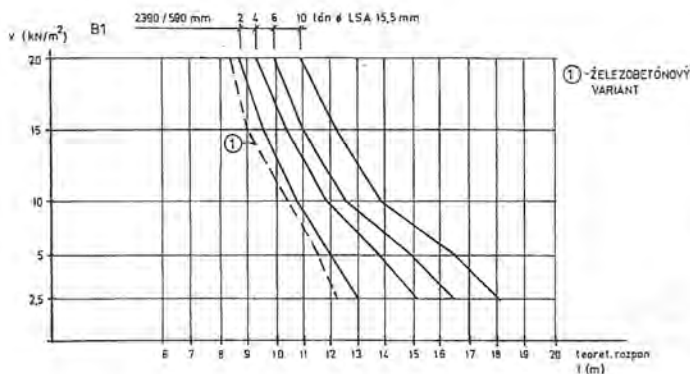
Na obr. 7 sú uvedené možnosti umiestnenia predpínacích lán  $\varnothing$ LSA 15,5 mm a betonárskej výstuže  $\varnothing$ R 20 mm v priereze panelov. Pri navrhovanom rozmiestnení pozdĺžnej výstuže predpokladáme ešte možnosť kvalitného spracovania betónu pri dolnom okraji rebriev, aby bolo možné v paneloch dosiahnuť betón triedy B40. V navrhovanom umiestnení pozdĺžnej výstuže sa predpokladá vystužiť každé rebro betonárskou výstužou 4  $\varnothing$ R 20 mm a aspoň jedným lanom  $\varnothing$ LSA 15,5, resp. maximálne piatimi lanami  $\varnothing$ LSA 15,5 mm. Napätie v predpínacej výstuži v čase užívania panelov sa uvažovalo hodnotou  $\sigma_p = 1000$  MPa.

Panely uložené v podpere na zníženom rebre môžeme predpínať tiež vhodne zakrivenými lanami bez súdržnosti. Tvar trasy predpínacích lán v podpere panelov je schematicky naznačený na obr. 8 a obr. 9. Uplatnenie zakrivenia lán bez súdržnosti v podperovej oblasti rebrového panelu má tieto statické výhody:

- Znížené uloženie je predpäté silou  $N_{px}$ , čo podstatne zvyšuje únosnosť  $Q_{bu}$  betónovej časti prierezu v šmyku. Tým sa obmedzí rozvoj šikmých šmykových trhlin v oblasti podpory rebrového panelu.
- Zvislá zložka  $N_{py}$  predpínacej sily  $N_p$  v mieste zalomenia lana výrazne znižuje hodnotu priečnej sily  $Q_{qd}$  od celkového extrémneho zvislého zaťaženia.



Obr. 9 Zakrivenie lán bez súdržnosti v podperovej oblasti panelu výšky 590 mm s tvarom priečného rezu B1



Obr. 11 Závislosť medzi náhodným zaťažením  $v$  a teoretickým rozpätím  $l$  rebrového panelu výšky 590 mm s priečnym rezom B1

Závislosť medzi maximálne prípustným prevádzkovým náhodným zaťažením  $v$  (kN/m<sup>2</sup> pôdorysu) pri stálom prevádzkovom zaťažení  $g_1 = 2,25$  kN/m<sup>2</sup> pôdorysu (okrem vlastnej tiaže  $g_0$ ) a teoretickým rozpätím panelov  $l$  (m) s priečnymi reznami A1, B1 je graficky spracovaná na obr. 10 a obr. 11. Čiarkovou čiarou je vyznačená závislosť pre bežne vyrábané železobetónové panely bez predpätia. Plnými čiarami sú znázornené závislosti zaťaženia a rozpätia pri rôznom počte použitých predpínacích lán bez súdržnosti. Znárodné závislosti zohľadňujú medznú únosnosť panelov (rozhodujúci medzný stav pri náhodných zaťaženíach  $v$  nad 10 kN/m<sup>2</sup>), ich limitný prieťah (medzný stav pretvorenia rozhoduje pri zaťaženíach  $v$  pod 10 kN/m<sup>2</sup>) ako i medznú šírku trhlín v bežnom prostredí. Z obrázkov je zrejme výrazné zvýšenie zaťažiteľnosti a rozpätí riešených rebrových panelov so stúpajúcim počtom použitých predpínacích lán bez súdržnosti.

## LITERATÚRA

- [1] Ritz, Matt, Tellenbach, Schlub, Aeberhard: POST - TENSIONED CONCRETE IN BUILDING CONSTRUCTION VSL International LTD, Bern, Switzerland 1985.
- [2] Dilger, Suri: STEEL STRESSES IN PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS PCI JOURNAL, Chicago, USA 1986.
- [3] Virlogeux: NON - LINEAR ANALYSIS OF EXTERNALLY PRESTRESSED STRUCTURES FIP Symposium, Jerusalem, 1988.
- [4] Leonhardt: CRACKS AND CRACK CONTROL IN CONCRETE STRUCTURES PCI JOURNAL, Chicago, USA 1988.
- [5] Shunji Inomata: AN APPROACH FOR CREEP ANALYSIS OF CRACKED PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS PCI JOURNAL, Chicago, USA 1987.
- [6] Harvan: VÝPOČET PRIEHYBOV A ŠÍROK TRHLÍN ČIASTOČNE PREDPÄTÝCH PRVKOV S LANAMI BEZ SÚDRŽNOSTI Zborník 12. konferencie o predpätom betóne, Praha 1993.
- [7] Harvan: NAVRHOVANIE ŽELEZOBETÓNOVÝCH PRVKOV PREDPÄTÝCH S LANAMI BEZ SÚDRŽNOSTI Výskumná úloha, Stavebná fakulta STU, Bratislava 1992
- [8] Harvan: PREDPÄTÝ BETÓN Popis k edícii programov ŽELEZOBETÓN, Bratislava 1992
- [9] Chandoga: TECHNOLÓGIA A PROSTRIEDKY PRE REALIZÁCIU DODATOČNÉ PREDPÄTÝCH STROPNÝCH KONŠTRUKCIÍ Správa pre Ministerstvo dopravy, verejných prác a spojov SR, Bratislava 1992.

Doc. Ing. Ivan Harvan, CSc.  
pracovník Katedry betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Slovenskej technickej univerzity v Bratislave.

# BETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE VYSTUŽENÉ LANAMI BEZ SÚDRŽNOSTI

## Konštrukčné zásady navrhovania

**Aplikácie dodatočného predpätia bez súdržnosti - pozemné staviteľstvo - stropné dosky - základy - murované konštrukcie - konštrukčné zásady.**

### 1. Úvod

Dodatočne predpäté konštrukcie s predpínacou výstužou bez súdržnosti sa vo svete stavajú viac ako 30 rokov.

Prvá stropná doska bola realizovaná v USA už v roku 1955. Laná pokryté mazivom boli v tých časoch vsúvané do PE rúrky, resp. balené do špeciálneho papiera. Spofahlivosť antikorozynej ochrany lana bola nízka a preto dochádzalo často ku zlyhaniu predpätia. V 70-tych rokoch boli zavedené do výroby MONOSTRANDY. Kontinuálny spôsob ich výroby podstatne snížil cenu výroby, hlavne zabezpečil spofahlivú antikorozyňnú ochranu oceľového predpätieho lana.

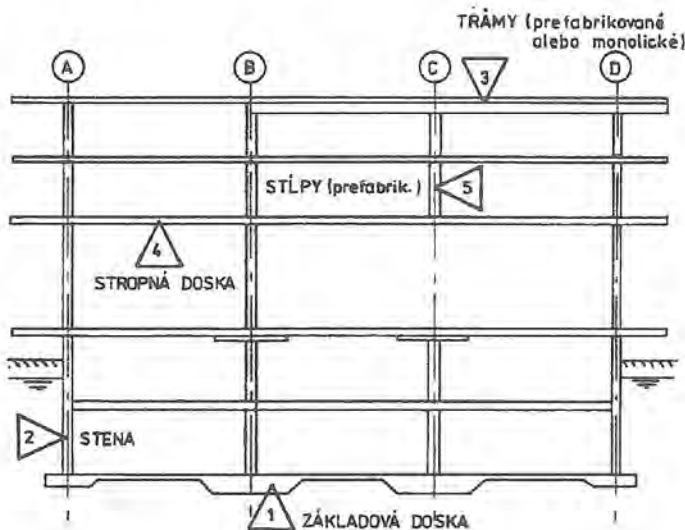
Európu dodatočne predpäté konštrukcie s nesúdržným predpätím zaujali neskôr, až na počiatku 70-tych rokov. Aj keď treba pripomenúť, že aplikácie v mostnom staviteľstve sú v Európe známe od samého počiatku predpätého betónu.

V našom teritóriu bola prvá dodatočne predpätá doska s nesúdržnou výstužou realizovaná v roku 1992. Išlo o strop garáže Domu družstevných roľníkov v Bratislave - Petržalke, ktorý projekčne riešil autor príspevku a dodávateľsky zabezpečovala firma RENOS a. s. Bratislava v spolupráci s PROJSTAR - PK s. r. o. Bratislava.

### 2. Typické aplikácie dodatočného predpätia bez súdržnosti v pozemnom staviteľstve

Oblasť aplikácie nesúdržného predpätia sa v posledných rokoch radikálne rozšírila. V pozemnom staviteľstve (obr. 1) sú to stropné dosky, základové dosky, strešné konštrukcie, fasádové veľkoplošné elementy, trámové prvky, predpäté murované steny. Najväčšie množstvo predstavujú stropné dosky, v USA sa ich každoročne postaví viac ako 10 miliónov m<sup>2</sup> [5].

Väčšinou ide o viacpodlažné objekty, ako hotely, školy, komerčné a administratívne budovy, priemyselné haly a sklady a hlavne garáže.



Obr. 1 Predpäté prvky pozemného staviteľstva

#### 2.1 Stropné dosky

Na obr. 2a-c sú vykreslené základné typy dodatočne predpätých stropných konštrukcií. Pri výbere konštrukcie stropu treba zohľadniť dispozičné riešenie objektu, vedenie sietí technických zariadení, veľkosť užitočného zaťaženia a technológiu výstavby.

- Pre rozpätia 7 až 12 m a veľkosť užitočného zaťaženia cca 5 kN/m<sup>2</sup> navrhujeme dosky konštantnej hrúbky (obr. 2a). Predpínacia výstuž sa navrhuje podľa obr. 3b, d.

- Hlavice, ktoré na rozdiel od hríbových dosiek navrhujeme o niečo širšie, dovoľujú zväčšiť rozpätie až na 14 m (obr. 2d). Navrhujeme ich vtedy, ak to dovoľuje účel objektu (estetika), resp. keď použijeme zavesený podhľad. Hlavice okrem priaznivého statického pôsobenia

pomáhajú zvýšiť únosnosť dosky na pretlačenie (prepichnutie) a výrazne znižujú množstvo výstuže na vykrytie zostatku záporného momentu nad stĺpmi. Predpínacia výstuž sa navrhuje v oboch smeroch podľa systému obr. 3b, d.

- Veľmi úspornú stropnú konštrukciu smelej hrúbky (1/40 - 1/45). I možno navrhnuť pri jednosmernom stenovom podopretí.

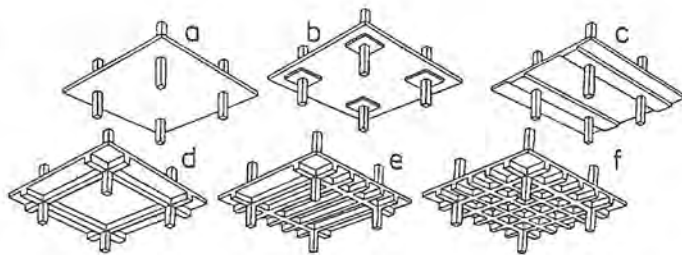
Predpínacia výstuž sa navrhuje jednosmerne kolmo na steny. Ak je objekt dlhý, treba ho vhodne rozdeliť na dilatčné celky, aby sme redukovali vplyv tuhostného odporu stien pri predpínaní lán.

- Pre pôdorys s dĺžkovou prevahou jedného smeru navrhujeme stropy s jednosmernými trámami (obr. 2c). V praxi nájdeme orientáciu týchto trámov v smere kratšieho, aj dlhšieho rozpätia. Orientácia káblov v dlhšom smere dovoľuje redukovať ohybové momenty a deformácie podperového pruhu s vyššou účinnosťou predpätia. Výstuženie predpínacou výstužou možno navrhnuť podľa obr. 3a, c.

Iné riešenie spočíva vo vytvorení tuhého rámového systému v kratšom smere, ktorý nemusí byť predpätý. Ak sa predpína, tak súdržným predpätím. Stropná doska sa potom správa ako jednosmerná, čomu odpovedá i jednosmerné vedenie predpätia (obr. 3a, c).

- Veľké rozpätia sa neobídu bez trámového systému v oboch podperových smeroch (obr. 2d). Trámy predpätých stropov navrhujeme podstatne nižšie a širšie, aby sme mohli do nich umiestniť väčšie množstvo predpínacej výstuže. Systém vedenia predpätia je podľa obr. 3b, d.

- Posledný variant veľkorozponovej stropnej konštrukcie je na obr. 2e. Ide o kazetový strop, ktorý má po stĺpovom obvode trámový systém, podobne ako v predchádzajúcom prípade. Stred dosky je vyfahčený na minimálnu hrúbku dosky. Rebierka minimálnej šírky umožňujú ortogonálne vedenie medzipodperových predpínacích lán. Kazety sa vytvárajú pomocou PVC krabíc, debnení, resp. polystyrénu. Prácnosť na stavbe je o niečo väčšia, ale na druhej strane je vyvážená značnou úsporou materiálu.



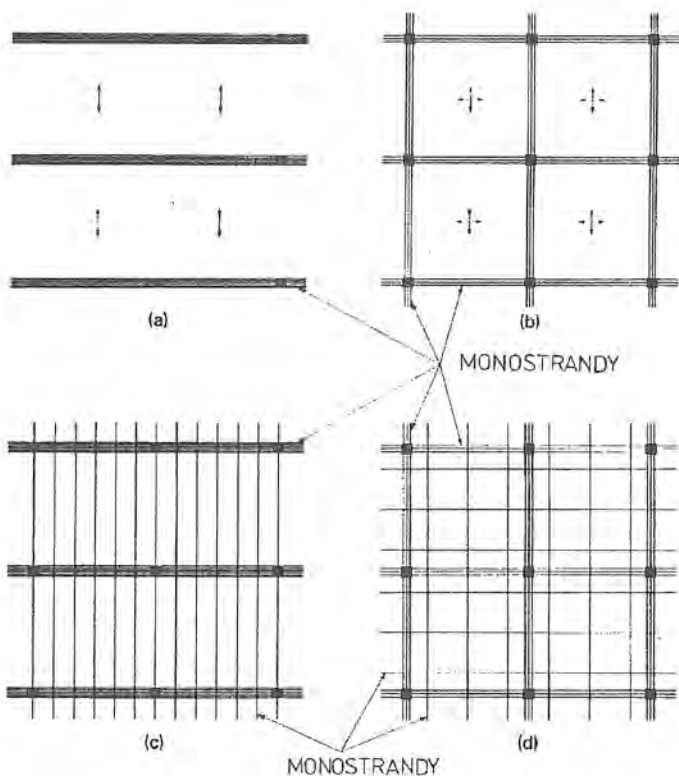
TYP DOSKY	$l_{max}$	ZAŤAŽENIE	$\frac{h}{l}$
a, b*, c	12-14 m	MAĽÉ	$\frac{1}{40} - \frac{1}{48}$
		STREDNÉ	$\frac{1}{34} - \frac{1}{42}$
		VEĽKÉ	$\frac{1}{28} - \frac{1}{36}$
d	15-20 m	STREDNÉ	$\frac{1}{18} - \frac{1}{28}$
		VEĽKÉ	$\frac{1}{15} - \frac{1}{20}$
e, f	20 m	STREDNÉ	$\frac{1}{26} - \frac{1}{32}$
		VEĽKÉ	$\frac{1}{20} - \frac{1}{28}$

\* ) Pozn.: Použitím hlavice b, možno znížiť hrúbku o 20 %

Obr. 2 Základné typy stropných dosiek



Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.



Obr. 3 Systém vedenia monostrandov

## 2.2 Základové konštrukcie

Konštrukčné systémy základových dosiek sa len málo líšia od systémov stropných dosiek (obr. 2). Projektant si musí uvedomiť, že na rozdiel od stropných konštrukcií možno pri základových doskách využiť predpätie ako systém, ktorý sa aktívne podieľa na formovaní rozdelenia napätosti v úrovni základovej škáry. Najlepšie to ilustruje obr. 4. Vhodnou voľbou geometrie a veľkosti predpätia je možné dosiahnuť relatívne tenkú základovú dosku s rovnomernou distribúciou výslednej napätosti. Experimentálne sa dokázalo, že trenie v podloží a reologické vplyvy (základovej pôdy a betónu) ovplyvňujú predpätie oveľa menej ako sa predpokladalo, takže sa pri základových doskách konštantnej hrúbky môžu uplatniť všetky výhody dodatočného predpätia. Na rozdiel od klasických betónových základov je vnútorná napätosť v predpätom priereze výrazne ovplyvnená normálovou zložkou predpätia. Predpätá základová doska je tiež odolnejšia proti vzniku trhlin, čo je dôležitým faktorom v prípade, že ide o založenie pod hladinou podzemnej vody.

Ak je základová doska v mieste stĺpov zosilnená hlavicami, resp. trámami, veľkosť normáloveho napätia bude redukovaná trením medzi podkladovou vrstvou a základom. V takom prípade je vhodné venovať väčšiu pozornosť redukcii ohybových momentov zvislou geometriou káblov.

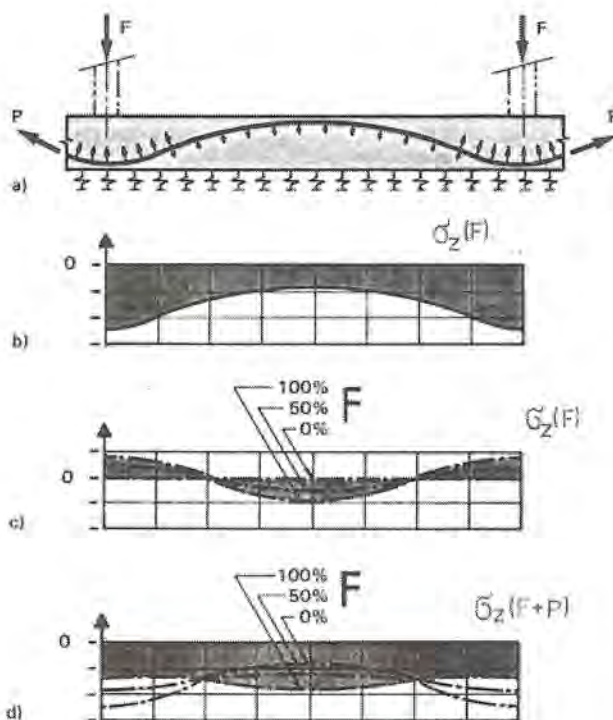
Vzhľadom na rozmery základových konštrukcií sa treba podrobne zaoberať aj postupom betonáže a predpínania. Vhodne časovo uplatnené predpätie umožňuje redukcii zmršťovacích trhlín a tým aj počtu dilatčných škár. Nevhodným uplatnením predpätia možno naopak ztratí celý jeho efekt.

Pri základoch sa geometria i pôdorysné usporiadanie predpínacích káblov riadia tými istými zásadami, ako pri stropných konštrukciách (obr. 3).

## 2.3 Murované konštrukcie

Murované konštrukcie majú relatívne veľkú pevnosť v tlaku, ale veľmi nízku ťahovú pevnosť. Preto sa primárne navrhujú pre vertikálne prvky namáhané prevažne gravitačným zaťažením. V prípade výskytu väčšieho horizontálneho zaťaženia možno pomôcť stenám, ktoré nemajú dostatočné gravitačné zaťaženie aplikáciou zvislého predpätia.

Spôsob umiestnenia predpínacej výstuže v stenách je na obr. 5. Spodná mŕtva kotva je umiestnená v základovej konštrukcii, stropnej doske, resp. špeciálnom železobetónovom venci. MONOSTRANDy môžu byť osadené dopredu alebo dodatočne. V tomto systéme sa MONOSTRAND navlieka do zamurovanej rúrky, ktorá je poskladaná z cca 1 m dlhých kusov a po dosiahnutí spodnej kotvy sa v nej samočinne zakotví. Horná kotva sa zabetónuje do konštrukcie stropu alebo venci.



Obr. 4 Napätosť v základovej škáre predpätej dosky

## 3. Konštrukčné zásady pre umiestnenie predpínacej výstuže v prvku

### 3.1 Poloha predpínacej výstuže v doskovom prvku.

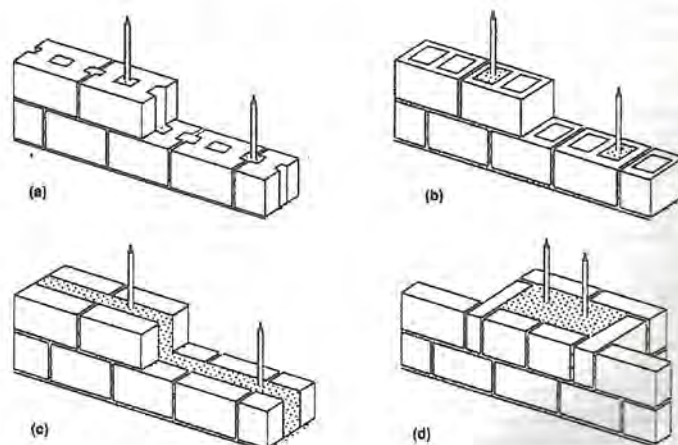
Obr. 6 vystihuje v zjednodušenej podobe statické pôsobenie predpätia v bodovo podopretej doske.

Káble prechádzajúce podperami (stĺpmi - pozri obr. 3) nazyvame podperové. Káble vedené stredom dosky - medzi podperami. Oba systémy káblov kompenzujú vonkajšie gravitačné zaťaženie vlastnou produkciou zaťaženia od účinku predpätia. Veľkosť tohto zaťaženia je úmerná krivosti kábla a je daná vzťahom

$$u = \frac{P_m}{r} = \frac{8h_p}{l^2} \cdot P_m$$

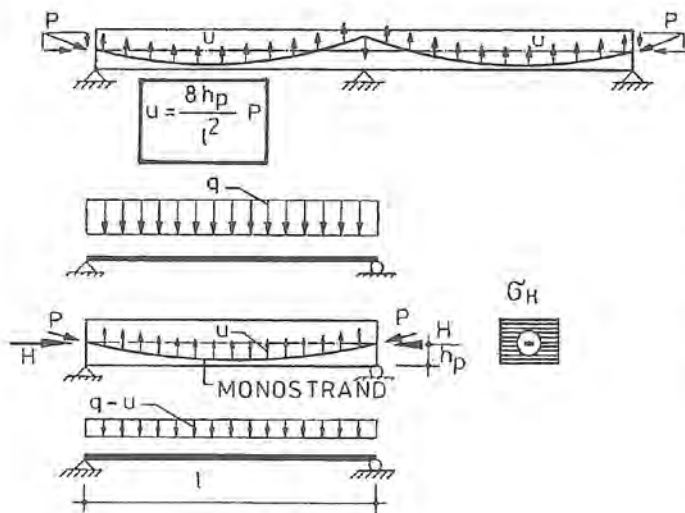
- kde  $h_p$  - vzopätie paraboly  
 $l$  - dĺžka paraboly  
 $P_m$  - hodnota predpínacej sily  
 $r$  - polomer krivosti kábla

Pozn. Pod názvom kábel budeme rozumieť voľné zoskupenie 1 až 4 lán MONOSTRAND, resp. nesúdržný kábel, ktorého láná sú vedené v ocelevej rúrke a injektované mazivom.



Obr. 5 Predpäté murované steny





Obr. 6 Statické pôsobenie MONOSTRANDOV

V oblasti podperových pruhov odovzdávajú medzipodperové káble zaťaženie podperovým káblom. Z tohto hľadiska sú podperové káble dôležitým nosným elementom predpätéj dosky. V ďalšom uvedieme niekoľko variantov pôdorysného usporiadania káblov.

- V najjednoduchšom variante sú dosky predpäté iba v podperových pruhoch (obr. 3a, b). Zbytok dosky je vystužený mäkkou výstužou. Tento spôsob vystuženia sa používa pre menšie rozpätia a zaťaženia. Vyššiu účinnosť podperových káblov dosiahneme, ak zväčšíme hrúbku dosky v podperových pruhoch a vytvoríme súvislé pseudotrámy.

- Najrozšírenejší spôsob vystuženia je vykreslený na obr. 3d, c. Ak je jedno rozpätie väčšie, vystužujeme podľa obr. 3c. Zvyčajne v smere kratšieho rozpätia vytvoríme silne vystužený pseudotrámový systém a kolmo na tento systém navrhujeme predpätie s menšou hustotou. V praxi sa často používa aj opačné riešenie so zosilnením stĺpového pruhu v smere dlhšieho rozpätia. Pre pravidelnú podperovú sieť je najčastejšie usporiadanie káblov podľa obr. 3d. Nad stĺpmi sa koncentruje cca 50% všetkého predpätia v jednom a druhom smere. Stred dosky môže byť vystužený pravidelne, resp. miernym zahustením káblov pri stĺpov. Zvislá geometria káblov sa môže v pôdoryse meniť. Blízko podperového pásu sa navrhujú káble s menšou krivosťou, dokonca priame, vedené v ťažisku prierezu.

### 3.2 Vodorovná vzdialenosť káblov

Vodorovná vzdialenosť káblov závisí od kapacity predpínacej jednotky. Iná bude pre viaclanové súdržné, resp. nesúdržné kábele umiestnené v kanálikoch, iná pre MONOSTRANDy. Norma ČSN 73 1201 požaduje minimálnu hodnotu vzdialenosti kanálikov 30 mm (resp. 0,5 násobok priemeru kanálika).

Minimálna vzdialenosť MONOSTRANDov je určená potrebou minimálnej medzery, ktorá zabezpečí dobré zhutnenie betónovej zmesi a kompaktnosť betónového prierezu. Táto vzdialenosť sa zväčšuje úmerne počtu združených MONOSTRANDov. Maximálne sa pripúšťajú káble zoskupené z 4 ks MONOSTRANDov.

V oblasti kotvenia je vzdialenosť MONOSTRANDov určená typom použitých kotiev a splnením normových podmienok pre napätosť v kotevnej oblasti. Združené MONOSTRANDy sa v oblasti podpory rozvetvujú do jednolanových, resp. dvojnolanových kotiev. Na obr. 7 sú uvedené doporučenia pre min. vzdialenosť MONOSTRANDov podľa [3].

Maximálna vzdialenosť predpínacích jednotiek v strednej časti dosky je obmedzená hodnotou 6-8 h (max. 1,5 m). Pri jej stanovení sa vychádza z potreby bezpečného prenosu sústredného zaťaženia. Kritérium [ACI] hovorí o potrebe minimálneho normálového napätia 0,86 MPa, ktoré vypočítame z celkového množstva predpätia na šírke celého poľa.

### 3.3 Zvislá geometria kábla

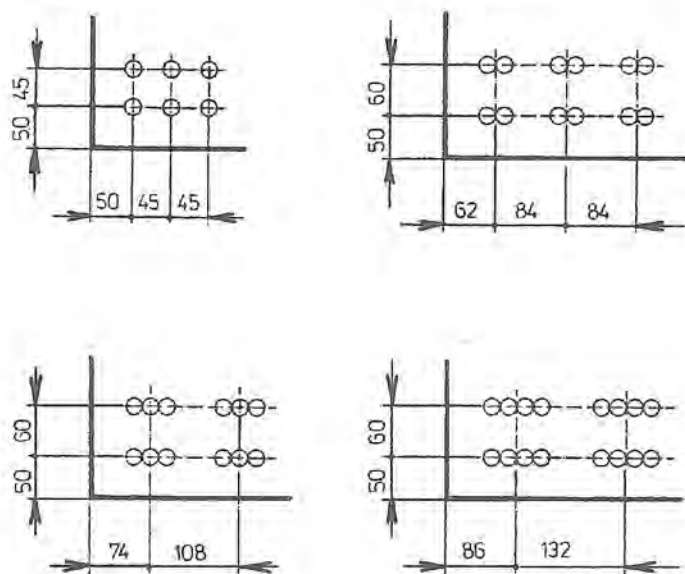
Voľba zvislej geometrie kábla (MONOSTRANDu) je komplexná záležitosť, v ktorej musíme zohľadniť konštrukčné, technologické, statické a dimenzačné aspekty konštrukcie. Veľkosť potrebnej predpínacej sily a počet predpínacích jednotiek je daný zaťažením, hrúbkou, rozpätím a systémom podopretia dosky. Z týchto dôvodov neexistuje jednoznačný návod pre optimálnu voľbu geometrie káblov a ich rozmiestnenie v konštrukcii.

V praxi sa osvedčili dva systémy zvislej geometrie káblov. Kábel s plynulou parabolickou geometriou v poli (obr. 8a) veľmi dobre kompenzuje záporné, ako i kladné medzipodperové momenty od gravitačného zaťaženia. Je vhodný najmä pre vystuženie podperových pruhov s rozhodujúcim podielom na prenose zaťaženia. Druhý typ kábla s polygonálnou geometriou je na obr. 8b. Je vhodný najmä na zvýšenie vykrytie záporných podperových momentov. Ďalšou jeho prednosťou je jednoduchá montáž a dobrá stabilita pri betonáži. Veľmi často sa tento kábel používa ako predpätie v dlhšom smere dosky betonovanej vo viacerých záberoch.

Poloha inflexného bodu kábla medzi jeho konvexnou a konkávnou parabolou sa vzhľadom na zaťažovacie účinky volí vo vzdialenosti  $d_s/2$  od okraja stĺpa v tzv. stĺpovom pruhu - (pozri obr. 6). Vzhľadom na vlastnú ohybovú tuhosť lana volíme minimálny polomer krivosti paraboly  $r = 2,5$  m. Pre celkovú geometriu kábla platí, že geometria nadväzujúcich parabol a priamych úsekov je viazaná splnením podmienok spojitosti (prvej derivácie) v ich inflexných bodoch.

Zvislá geometria kábla v krajnom poli je podmienená hlavne spôsobom podopretia dosky a polohou kotvy v priereze. Najčastejšie sa volí plynulá parabola s kotvením kábla v ťažisku prierezu dosky.

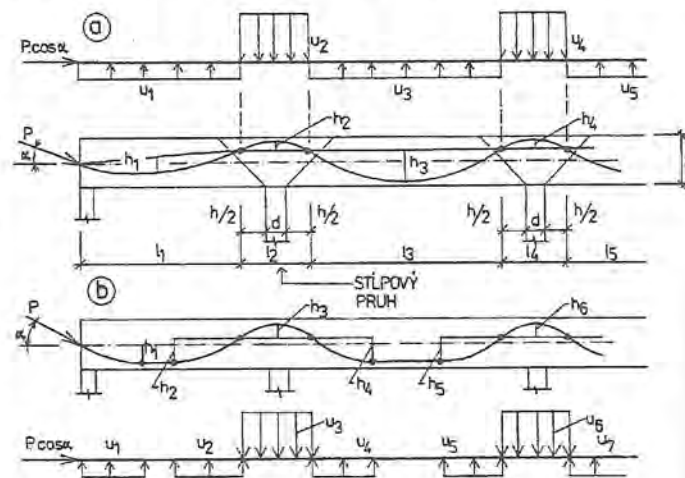
Zmena geometrie kábla v oblasti kotvenia musí byť plynulá, najlepšie priamková, aby nedošlo k vrúbkovému namáhaniu lana v kotve.



Obr. 7 Doporučená vzdialenosť MONOSTRANDov podľa [3]

### 3.4 Krytie predpínacej výstuže

Životnosť a bezpečnosť predpätých konštrukcií je závislá od dôslednej antikorozynej ochrany celého predpínacieho systému. Táto prísna požiadavka sa týka súdržnej výstuže, ako aj výstuže bez súdržnosti. Problematika korózie súdržnej výstuže je dostatočne známa najmä z mostných konštrukcií, ktoré sú vystavené značnému náporu agresívneho prostredia. Ku korózii najčastejšie dochádza v miestach



Obr. 8 Zvislá geometria MONOSTRANDov

nedokonalej injektáže s trvalým zatekaním korozívnych vôd. Oveľa častejšie podliehajú korózii koncové kotvenia, ktoré nemajú podstatný vplyv na bezpečnosť predpätého systému v prípade, že je kábel kvalitne zainjektovaný.

V inej situácii sa nachádza predpínacia výstuž MONOSTRAND. Pokiaľ ide o samotné laná, ich ochrana je dvojnásobná (mazivo, PE). Vo svete neboli zaregistrované prípady, že by došlo ku korózii MONOSTRANDov, ak jeho polyetylénový plášť ostal neporušený. Prípady zlyhania predpätia boli vždy spojené jedine s koróziou koncového kotvenia. Hoci samotná doska môže byť trvale v suchom prostredí, kotvenie umiestnené na čele dosky je zvyčajne vystavené vonkajšiemu vlhkému prostrediu. To je dôvod, prečo sa venuje ochrane kotvy a prechodu z kotvy na lano mimoriadna pozornosť. V technológii MONOSTRAND sa zásadne používajú kompaktné a nie delené kotvy. Kompaktné kotvy majú dôsledne zvládnutú ochranu lana proti prenikaniu vlhkosti pomocou PE čapíc a konektorov. Pre káblové kanáliky norma ČSN 73 1201 predpisuje krytie min. 30 mm (resp.  $0,5 \varnothing$  kanálika), ktoré sa zväčšuje v prípade mokrého, resp. vlhkého prostredia o 10 mm. Táto norma zatiaľ o MONOSTRANDov nehovorí. CEB - FIP Model Code určuje minimálnu kryciu hrúbku podľa tab. 3.1.

Minimálna krycia vrstva je tiež ovplyvnená požiadavkami požiarnej odolnosti. V tab. 3.2 sú uvedené doporučené hodnoty, ktoré boli získané z výskumu požiarnej odolnosti (rezistencie) dodatočne predpätých stropov [2].

Podmienky, ktorým je vystavená konštrukcia	Betón		
	B 20	B25 - 35	B40 - 50
Mierne	15	15	15
Stredné	25	20	15
Drsné	35	30	25

Tab. 3.1 Minimálne krytie predpínacej výstuže

Konštrukcia	Betón	Ohňovzdornosť v min.				
		60	90	120	180	240
spojitá	normálny	20	20	20	25	35
	ľahký	20	20	20	20	25
proste podopretá	normálny	20	35	40	55	--
	ľahký	20	25	35	40	--

Tab. 3.2 Minimálne krytie predpínacej výstuže v závislosti na ohňovzdornosti

#### 4. Niekoľko poznámok k navrhovaniu konštrukcií s predpínacou výstužou bez súdržnosti

Problematika navrhovania týchto prvkov je dostatočne spracovaná v príspevku Doc. Harvana. Preto len niekoľko poznámok ku koncepcii a praktickej činnosti navrhovania doskových konštrukcií.

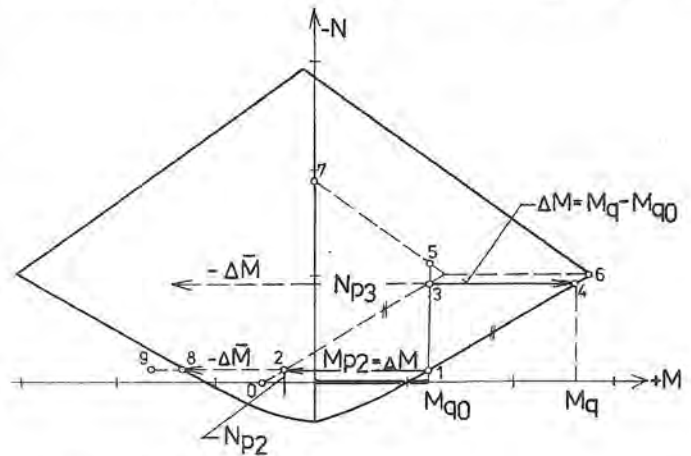
Konštrukcie z predpätého betónu navrhujeme na plné, resp. čiastočné predpätie. Požiadavka **plného predpätia** t. j. medzného stavu vzniku trhlin (MSVT) sa uplatňuje najmä pri návrhu hydrotechnických a ekologických konštrukcií. V pozemných stavbách možno takto navrhovať základové dosky, resp. stropné dosky otvorených objektov (garáží, skladov). Nakoľko mäkká výstuž len málo ovplyvňuje únosnosť prierezu, je rozhodujúcim činiteľom splnenia podmienok MSVT predpätie. Na obr. 9 sú vykreslené dva hraničné spôsoby návrhu predpätia, ktoré zabezpečia únosnosť prierezu na MVT. Centrickým predpätím  $N_{p3}$  možno pokryť spoľahlivo prírastok  $\Delta M$ , ako aj odľahčenie  $-\Delta M$ , ktoré dostaneme od opačnej kombinácie pohyblivého zaťaženia.

Teoreticky existuje aj minimálne predpätie  $N_{p2}$ , ktoré dáva ohybový moment  $M_{p2}$  postačujúci na pokrytie  $\Delta M$ . V tomto prípade je potrebné kontrolovať, či eventuálne odľahčenie  $-\Delta M$  nevyvolá vznik trhlin v tlačenej oblasti prierezu. Ak odľahčenie je malej hodnoty, bude daný prierez vyhovovať MSVT pre všetky kombinácie síl predpätia  $M_p$ ,  $N_p$  ležiace naľavo od čiar danej bodmi 0357.

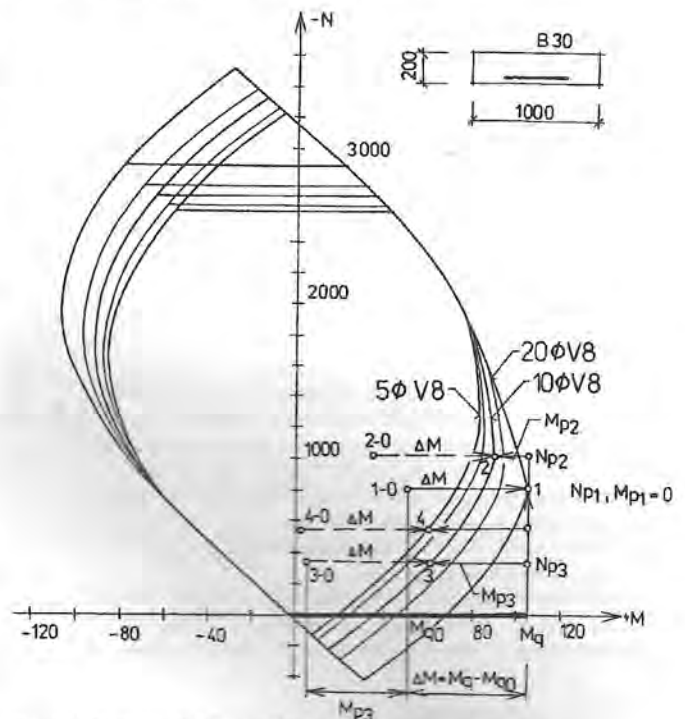
Oveľa častejšie navrhujeme konštrukcie s nesúdržnou výstužou MONOSTRAND ako **čiasťočné predpäté**. Dovoľuje to dvojnásobná antikoročná ochrana ocelového lana. Pri posudzovaní šírky trhlin možno teda použiť tie isté kritériá, ako pri klasickom železobetóne. Na obr. 10 je

vykreslená metodika návrhu mäkkej a predpínacej výstuže uplatnená pri projektovaní Garáží DDR. Pre danú triedu betónu a hrúbku dosky boli Ing. Benkom, CSc. [1] zostavené diagramy únosnosti prierezu vystuženého sieťou KARI s drôti priemeru 8 mm a okami 50 - 75 - 100 - 150 - 200 mm (prvé dva rozmery dostaneme prekrytím dvoch sietí s okami 100, resp. 150 mm). Diagramy slúžili k veľmi rýchlemu a komplexnému návrhu predpätia vo vzájomne na seba nadväzujúcich zónach dosky.

Prijaté riešenie, optimalizujúce vystuženie celej nosnej konštrukcie, bolo výsledkom ekonomického prepočtu, ktorý zahrňoval vlastné materiálové náklady a náklady spojené s realizáciou konštrukcie.



Obr. 9 Diagram únosnosti prierezu na MVT



Obr. 10 Návrh predpätia a mäkkej výstuže stropnej dosky

#### Literatúra:

- [1] Dodatočne predpäté doskové konštrukcie s výstužou bez súdržnosti MONOSTRAND.
- [2] ÚTR: Technológia a prostriedky pre realizáciu dodatočne predpätých konštrukcií. PROJSTAR Bratislava, december 1992
- [3] Post - tensioned Slabs. VSL MANUAL, Bern 1981
- [4] Vorspannung ohne verbund. MANUAL Vorspann - Technik
- [5] Chandoga M.: Projekt a realizácia dodatočne predpätého stropu DDR v Bratislave - Petržalke. Inženiárske stavby 12/93
- [6] FIP - notes 1987/3

#### Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.

Navrhovanie betónových konštrukcií pozemných a inžinierskych stavieb, expertízna a konzultačná činnosť. Riaditeľ PROJSTAR - PK s. r. o., výrobcu a dodávateľa kompaktného kotevného systému pre technológiu MONOSTRAND.

Fédération Internationale de la Précontrainte - FIP

## Poslání a systém práce federace - rozvoj konstrukčního betonu - zastoupení ČR a SR - publikační činnost FIP

Mezinárodní nevládní organizace pro předpjatý beton FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) byla založena 22.8.1952 na mezinárodním setkání průkopníků předpjatého betonu, v čele s francouzským inženýrem Eugénem Freyssinetem v Cambridgi v Anglii. Založení FIP předcházela asi dva roky trvající diskuse, jejíž závěrem bylo poznání potřeby založení společnosti, která by sledovala vývoj nové techniky předpínání a informovala o předpjatém betonu. Postupně se zaměření činnosti FIP rozšířilo na celou oblast betonového stavitelství, jak o tom svědčí dnešní podtitul přijatý v r. 1986: "Mezinárodní organizace pro rozvoj konstrukčního betonu". V rámci činnosti FIP se vytvářejí pracovní skupiny složené z předních odborníků z celého světa, na mezinárodních kongresech a symposiích se zprostředkuje spolupráce a výměna názorů odborníků na vědecký a technický rozvoj a inovace, a členové FIP jsou v publikacích FIP informováni o nejnovějším vývoji betonového stavitelství a zvláště předpínání.

Členství ve FIP je především kolektivní, založené na národních členských skupinách. V současné době je v radě FIP zastoupeno 48 členských zemí, Českou a Slovenskou republiku zastupuje zatím společný Český a Slovenský komitét FIP při České stavební společnosti. Každá národní skupina jmenuje do rady FIP jednoho člena s titulem místopředsedy za členskou zemi, vědeckého tajemníka členské země, který informuje členy národní skupiny o činnosti FIP, a zástupce do valného shromáždění. Národní skupiny mají právo jmenovat své experty do technických komisí FIP. V technických komisích probíhá hlavní odborná práce FIP umožňující vynikající mezinárodní expertizy řešených problémů a předávání výsledků mezinárodním členským skupinám. Členský příspěvek mezinárodních skupin je odstupňován do tří kategorií, podle stavební aktivity (výroby cementu) příslušné země. Pro ČR a SR činí dnes 4 100 Švýcarských franků ročně. Československo bylo kolektivním členem FIP od jejího založení. Po rozdělení státu dočasně zastupuje oba nové státy společný místopředseda rady FIP, prof. ing. Lubor Janda, DrSc. Delegování samostatných zástupců pro oba státy bude provedeno na zasedání rady FIP, při 12. kongresu ve Washingtonu, 28.5.1994.

Kromě kolektivního členství se připojují též mimořádné členství, určené průmyslu, výzkumným a technickým ústavům a universitám. Mimořádný člen FIP má právo jmenovat jednoho člena do technické komise FIP podle svého odborného zaměření. Příspěvek se stanovuje individuálně. Odborníci ze zemí, v nichž není ustavena národní skupina FIP, se mohou stát individuálními členy FIP s členským příspěvkem 16 Liber ročně.

Vedoucími funkcionáři FIP jsou President a Deputy (budoucí) President rady FIP, volení valným shromážděním, které se schází obvykle jednou za čtyři roky. Za práci FIP je zodpovědná rada FIP, jejímiž členy jsou kromě presidenta a budoucího presidenta místopředsedové za členské národní skupiny, společně s generálním sekretářem a pokladníkem. Rada FIP zasedá dvakrát ročně. Administrativu vede sekretariát v Londýně, ustavený při Institution of Structural Engineers.

Práce FIP probíhá průběžně v 10 odborných komisích, které se scházejí jednou až dvakrát ročně a vydávají zprávy ve čtyřech řadách, a to: Recommendations, Guides to good practice, Reports a State - of - the art

reports. Tyto publikace informují o nejnovějších poznatcích v oboru konstrukčního betonu. Jejich závěrečnou odbornou expertizu provádí čtyřčlenná ediční komise. Dnes pracují tyto odborné komise FIP:

1. Beton
2. Předpínací materiály a systémy
3. Praktické navrhování
4. Provádění
5. Prefabrikace
6. Betonové podmořské konstrukce
7. Předpjaté tlakové nádoby a kontejnery (ochranné obálky)
8. Betonové skladovací objekty
9. Seismické konstrukce
10. Údržba a zesilování beto-nových konstrukcí.

Kromě zpráv z technických komisí FIP vydává FIP časopis FIP - NOTES, který vychází čtyřikrát ročně a obsahuje kromě zpráv o činnosti FIP technické články z celého světa o nejzajímavějších nových stavbách, technologiích a výsledcích výzkumu z oboru konstrukčního betonu. Všechny tyto publikace dostává každá členská národní skupina FIP zdarma, a to po jednom výtisku zprávy z komisí a po 50 výtiscích FIP - NOTES.

Český a Slovenský komitét FIP má v současné době 15 členů, zastupujících po jednom delegáta prováděcí podniky, projekční a výzkumné ústavy a vysoké školy z České a Slovenské republiky. Členské příspěvky členů komitétu jsou odstupňovány podle počtu zaměstnanců. Slouží ke krytí členského příspěvku FIP, ke krytí nákladu na vydávání Bulletinu ČaSK - FIP, národní zprávy ke kongresu a dalších provozních nákladů. Administrativu vykonává sekretariát České stavební společnosti, vedený Ing. Frant. Šlajchem. Členové ČaSK - FIP dostávají po jednom výtisku časopisu FIP - NOTES (4 x ročně), Bulletin ČaSK - FIP, obsahující nejnovější poznatky uveřejněné ve zprávách z komisí FIP, a je jim zprostředkována výpůjční služba veškeré literatury FIP, kterou má ČaSK - FIP k dispozici. Členská organizace ČaSK - FIP má právo navrhnout prostřednictvím místopředsedy za ČR a SR v radě FIP svého delegáta do technické komise FIP podle svého zájmu.

ČaSK - FIP v posledních letech připravil řadu odborných akcí, jako např. 1989: XI. celostátní konference o předpjatém betonu v Praze (jako přípravu na XI. kongres FIP v Hamburku),

1990: Kolokvium o výsledcích XI. mezinárodního kongresu FIP, Praha,

1991: Spolupráce na mezinárodním symposiu RILEM, Bratislava,

1992: Symposium o předpínání volnými kabely, Praha,

1993: Symposium o rekonstrukcích a zesilování betonových mostů, Praha.

V současné době připravuje XII. Konferenci o předpjatém betonu (3. a 4.11.1993) v Medlově, která bude přípravou české a slovenské účasti na XII. mezinárodním kongresu FIP (29.5 až 2.6.1994) ve Washingtonu a vyústí v národní zprávu pro kongres.

Členství v Mezinárodní federaci pro předpjatý beton FIP výrazně přispívá k rozvoji našeho betonového stavitelství, zvláště pak k rozvoji nových technologií předpínání a předpjatého betonu. Je nespornou zásluhou členství ve FIP, že si české a slovenské stavebnictví udržuje zvláště v oblasti předpjatého betonu vysokou technickou úroveň, srovnatelnou s technicky vyspělými státy světa.



Prof. Ing. Lubor Janda, DrSc  
Stavební fakulta ČVUT, Praha

## PŘEDPÍNÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ VÝTUŽÍ BEZ SOUDRŽNOSTI

### Výtuž bez soudržnosti - montážní předpětí a zesilování konstrukcí - monostrand - příklady realizace - deviátory pro zajištění polohy kabelu

Užívání výtuží bez soudržnosti má dlouholetou tradici. První konstrukce tohoto druhu se objevuje již v r. 1929. Je to most přes Saalu u Alslebens, kterou navrhl Dr. K. Dischinger. Podle [1] bylo navrženo s vnějším předpětím jen francouzskými inženýry v letech 1982-1990 48 mostů.

Použití tyčí je rozšířené především pro montážní předpětí a zesilování konstrukcí. Používají se tyče Dywidag s žebírkovým povrchem o průměru 26,5; 32 a 36 mm nebo hladké předpínací tyče naší výroby průměrů 25; 28 a 32 mm (písmenné označení Y). Užití tyčí je mnohstranné, např. při tužení skruží a bednění mostů, při letném betonování oblouků, při uchycování bednicích prvků pro vodojemy atd. Používají se

také pro tzv. breláž při montování segmentových konstrukcí, tj. pro dočasné připnutí segmentů.

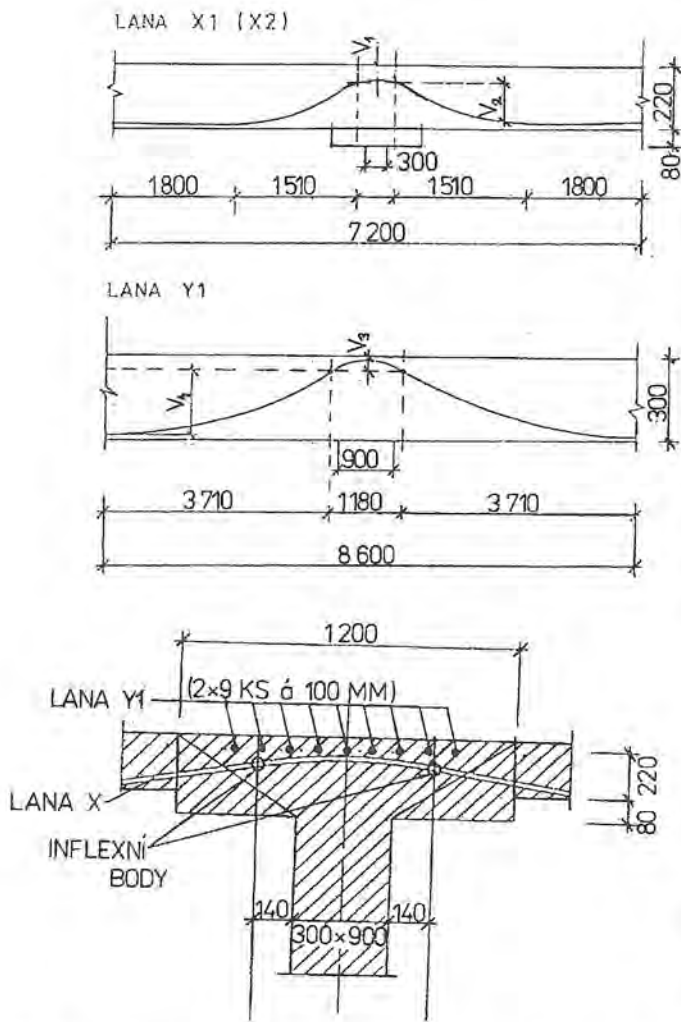
Výhodnými předpínacími prvky bez soudržnosti jsou lana monostrand. V pozemním stavitelství přináší užití těchto lan značné statické a konstrukční výhody při návrhu stropních desek na velká nahodilá zatížení a rozpětí. U nás jsou k dispozici výrobky Kabelovne, a.s. Bratislava pro jejichž kotvení byl vyvinut kotvení systém PROJSTAR KOMPAKT.



Ing. Vladislav Hrdoušek  
FS ČVUZ Praha

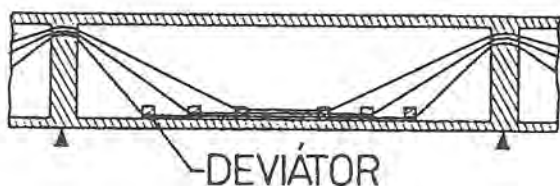
Jednotlivé monostrandy lze sdružovat do kabelů, které se umísťují

do trubek vně průřezu (externě) nebo do kabelových kanálků umístěných uvnitř průřezu. Jsou vytvářeny předpínací kabely až o síle 3 800 kN, které byly použity např. na mostu v Kolíně, kde bylo užito 19 lan  $\varnothing$ Lp 15,7 (dodavatel Austria Draht GmbH). Kabely jsou umístěny do ochranné trubky z plastu. Trubka se po protažení monostrandů před napínáním vyinjektuje. V tomto případě se napínala jednotlivá lana, lze však napínat též celý kabel najednou. Pokud ponecháme za kotvou dostatečnou délku lana (obnaženého monostrandu) pro uchycení napínacího lisu, lze je dopínat. Konce lan se pak opatří ochranným pouzdem z plastické hmoty nebo z metalizovaného plechu a pouzdro se vyplní speciálním tukem. Proti kmitání je nutné kabely upevnit ke stěnám nebo k dolní desce komorového průřezu po cca 10 m.



Obr. 1 Vedení monostrandů ve stropní desce garáží v Bratislavě

Projstar Bratislava užil monostrandy při předpínání stropů parkingu v Bratislavě [2]. Sloupy této konstrukce tvoří síť 8, 6x7,2 m s deskou tloušťky 0,22 m. Ve směru většího rozpětí je navržen zesílený deskový podporový pás tloušťky 0,30 m a šířky 1,20 m. V tomto pásu je 2x9 lan monostrand  $\varnothing$ Lp 15,5. Lana jsou vedena tak (obr. 1), aby byly účinně redukovány posouvající síly, což ovlivnilo příznivě návrh tloušťky desky.



Obr. 3 Vedení vnějších (externích) kabelů

Výsledkem byla významná úspora, 370, - Kčs/m<sup>2</sup> v cenách r. 1992, oproti původní železobetonové trémové variantě.

Monostrandy jsou též navrženy pro zesílení mostů v Přelouči (nyní v realizaci) a v Karlových Varech (obr.2)[3].

Pro konstrukce pozemního stavitelství je významná odolnost těchto konstrukcí oproti ohni. To bylo výzkumně sledováno na Universitě v Gentu (Belgie) a výsledky jsou publikovány v [4].

V mostním stavitelství se vnější výtuz navrhují obvykle jako část veškeré předpínací výtuz. Vyplývá to z určitých statických nevýhod (menší excentricita vnější předpínací výtuz, menší mezní únosnost vyplývající z nesoudržnosti). Podobně jako u stropních konstrukcí i zde je výhoda ve snížení ztrát předpětí třením a možnost návrhu vedení kabelů v nejpříznivějším tvaru z hlediska redukce posouvajících sil (obr. 3).

Pro externě vedené kabely a tyče se pro zajištění jejich polohy (projektovaného směru a tvaru) používají betonové deviatory. Trubky v těchto deviatorech mají na svých koncích rozšíření nebo měkkou vložku, aby při napínání nedocházelo při pohybu lana k jeho povrchovému poškozování (odírání) vzhledem k eventuálnímu geometrickému nesouladu mezi projektem a skutečným provedením.

Pro kotvení montážních tyčí se opustila dřívější breláž na horní a dolní desce komorového průřezu. Segmenty nové generace mají tenčí stěny a montážní tyče se kotví do žebor, vystupujících ze stěn, nebo se kotví do trojúhelníkových náliček v rozích komorového průřezu (což bylo použito již v r. 1956 na mostě v Sirniku).

Používání vnějšího předpětí v mostním stavitelství přináší úspory ve spotřebě hmot (průřezy jsou tenčí a tudíž lehčí, což příznivě ovlivňuje i spotřebu předpínací výtuz), šetří se kotevní materiál (předpínací jednotky jsou mohutnější) a je praktickým a elegantním řešením při rekonstrukcích a zesilování.

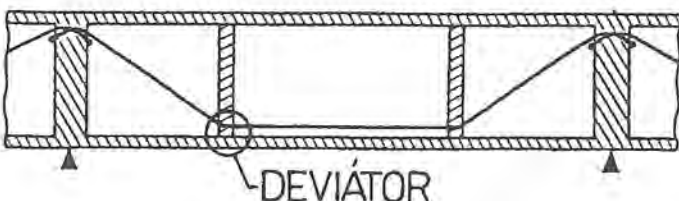
Normativně je navrhování konstrukcí s volnou předpínací výtuzí zakotveno v příloze E ČSN 73 6207 - Navrhování mostních konstrukcí z předpjetého betonu, která platí od října 1993.

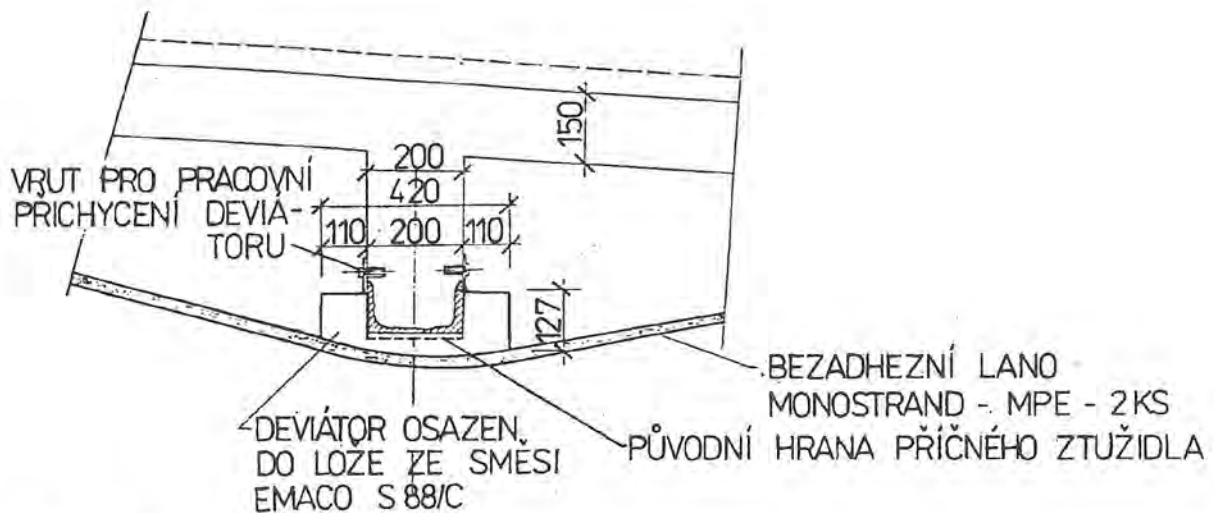
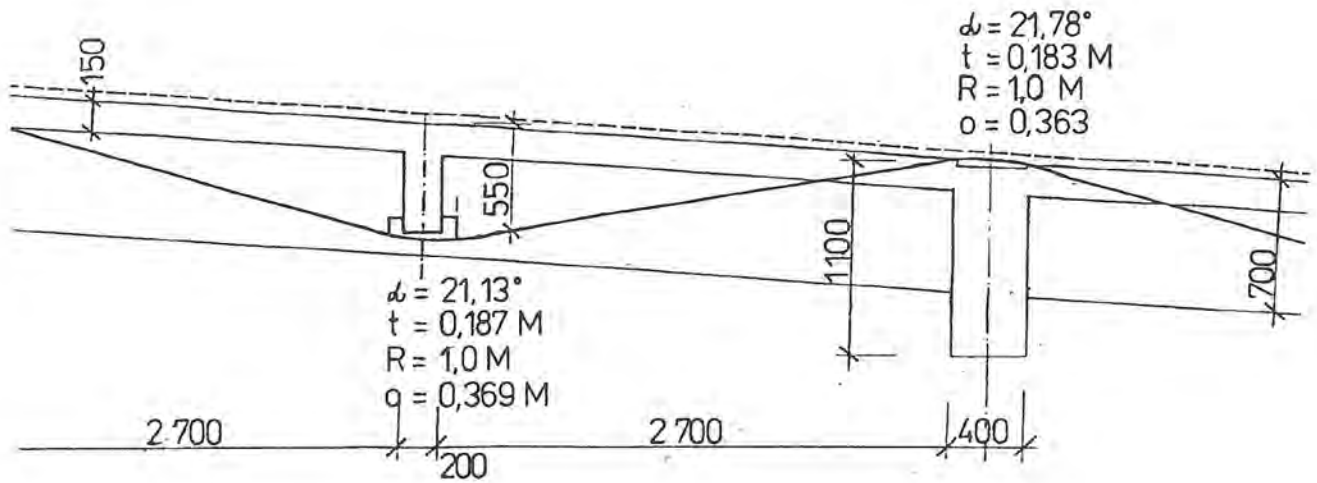
#### Literatura:

- [1] Precontrainte exterieure, SETRA 1990.
- [2] Zborník prednášok z V. ved. konferencie Stavebnej fakulty, TU Košice 1992.
- [3] A.Z.V. Praha, Ing. Vácha. Projekt rekonstrukce ostrovského mostu přes Ohň v Karlových Varech. Praha 1992.
- [4] FIP-Notes 1983/4
- [5] Sborník referátů z konference Betonové konstrukce předpjeté volnými kabely. Praha 1991.
- [6] ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjetého betonu. Česká norma, 1993.

#### Doc. ing. Vladislav Hrdoušek, CSc.

pracuje na katedře betonových konstrukcí a mostů Stavební fakulty ČVUT v Praze. Zabývá se oblastí betonových mostů. Podílel se na návrhu typizovaných mostů z předem předpjetého betonu zejména typu PSKT 30 a segmentových mostů stavěných Inženýrskými stavbami Košice. Je členem pracovní skupiny betonové mosty při TNK č.36.





Obr. 2 Návrh zesílení podélného trámu mostovky mostu v Karlových Varech lanem monostrand

## NIEKTORÉ POZNATKY Z NÁVRHU A REALIZÁCIE PREDPÄTÝCH KONŠTRUKCIÍ S NESÚDRŽNOU VÝSTUŽOU MONOSTRAND

Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.  
Ing. Jaroslav Halvoník, CSc.

**Prednosti technológie MONOSTRAND - ekonomika - projektové riešenia a realizované diela.**

S výstužou typu MONOSTRAND sa začalo na území ČSFR pracovať už v r. 1987. Výroba bola zavedená v Káblach Bratislava v súvislosti s výstavbou Mosta Lafranconi a estakád budovaných na báze licenčných segmentov FREYSSINET. V oboch prípadoch boli MONOSTRANDY použité pre voľné káble. V roku 1986 prvý z autorov článku v spolupráci s Ing. H. Hlasivcom a Doc. RNDr. A. Jaroševičom experimentálne overovali prvú generáciu MONOSTRANDov pre aplikáciu predpínania hornej dosky nosných konštrukcií [3].

V roku 1992 bola na území ČSFR realizovaná prvá stropná doska objektu Garáží hotela Domu družstevných roľníkov v Bratislave - Petržalke. Táto úspešná realizácia, najmä však dosiahnuté ekonomické výsledky otvorili cestu technológii MONOSTRAND k širšiemu uplatneniu v slovenskom stavebníctve.

K októbru 1993 je na Slovensku v realizácii, resp. vyprojektovaných viacerých objektov, kde technológia MONOSTRAND našla plné, resp. čiastočné uplatnenie. Väčšina projektových riešení vzniklo na pôde Projstar - PK s. r. o., výrobcu a dodávateľa kompaktného kotevného systému PROJSTAR.

V tomto príspevku sú uvedené základné charakteristiky týchto konštrukcií a poznatky z realizácie Garáží DDR v Bratislave - Petržalke.

### 1. Prednosti technológie MONOSTRAND

Úvodom považujeme za potrebné zdôrazniť argumenty, pomocou ktorých si technológia MONOSTRAND získava miesto v našom stavebníctve.

#### a) Ekonomické aspekty

Aj napriek disproporciám, ktoré vládnu vo vzťahu materiálové náklady - cena pracovnej sily, je možné v našich podmienkach aplikáciou technológie ušetriť cca 10% nákladov v porovnaní s rovnakým klasickým železobetónovým riešením. Táto úspora bola dosiahnutá aj pri prvej realizácii DDR v Bratislave a korešponduje s údajmi podľa [2]. Tu sa, mimo iné uvádza, že pri komplexnom riešení odhmotnením zvislých prvkov, základov a znížením konštrukčnej výšky podlaží (vďaka menšej hrúbke stropov) možno dosiahnuť úsporu až 30%.

Veľkosť finančnej úspory je síce prvou otázkou pri presadzovaní technológie, ale nie vždy rozhodujúcou. Veľmi vážnou stránkou sú aj konštrukčné a technologické prednosti.

#### b) Konštrukčno - dispozičné aspekty

Predpätie umožňuje vytvárať veľkorozponové konštrukcie s variabilným podperným systémom a hrúbkou dosky neporovnateľne menšou, ako pri železobetóne (pozri obr. 1) lit. [2]. Podľa tohto grafu a tabuľky možno ekonomicky navrhnuť bodovo podpätú dosku aj v prípadoch veľkých rozpätí, keď už železobetónová konštrukcia vyžaduje masívne vodorovné trámové prvky, náročné na debnenie a vystužovanie.

Bezbarierový podhľad nevytvára prekážky pre vedenie sietí vzdu-

# DŮM TECHNIKY A AGROBANKA V PARDUBICÍCH

Obrazová příloha



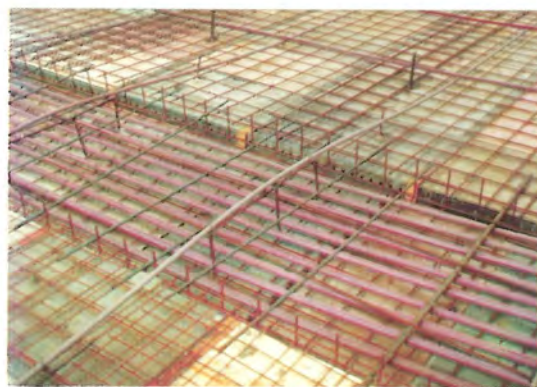
Obr.1 Celkový pohled na konstrukci při montáži

## NIEKTORÉ POZNATKY Z NÁVRHU A REALIZÁCIE PREDPÄTÝCH KONŠTRUKCIÍ S NESÚDRŽNOU VÝSTUŽOU MONOSTRAND

Obrazová příloha



Obr.2 Detail konstrukce se základními nosnými prvky



**DŮM TECHNIKY s. r. o. Pardubice**  
**AGROBANKA a. s. filiálka Pardubice**

Autor: Ing. arch. Jaroslav Navrátil

Projekt: ATELIER DRUPOS v. o. s. Pardubice

Vyšší dodavatel: POZEMNÍ STAVBY s. p. Pardubice

Konstrukce a zakládání: PREMING a. s. Chrudim

Realizace: 10. 1991 - 09. 1993



*Interier*



*Pohled z Jindřišské ulice*

*Pohled z Náměstí Republiky*





Obr. 1



Obr. 2

## PRIEMYSLOVÉ STAVBY ZIPP

### Obrazová příloha



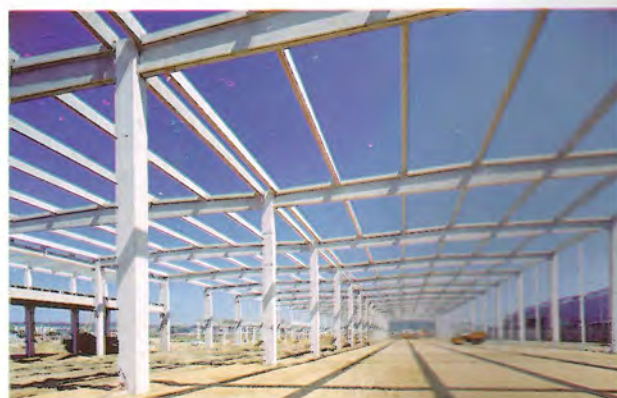
Obr. 3 - Celkový pohled



Obr. 4



Obr. 5



Obr. 6



# POZEMNÍ STAVBY, s. p.

Masarykovo náměstí 1484, 532 30 Pardubice

tel. 040/581 391, 514 169, fax 040/511 896

generální dodávky staveb



Agrobanka a Dům techniky Pardubice



Pojišťovna Hlinsko v Čechách



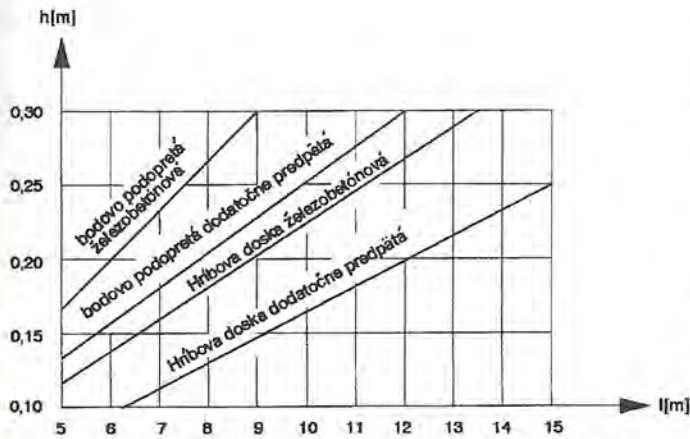
Waiblingen u Stuttgartu



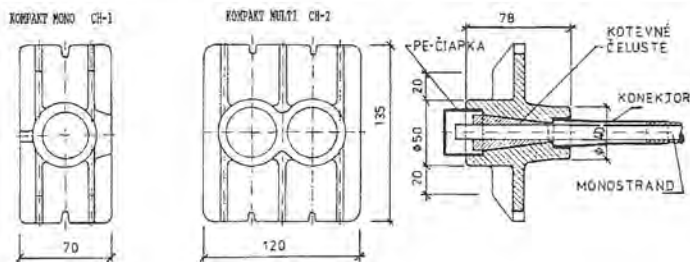
Interiér Agrobanky Pardubice



Rekonstrukce Českého parlamentu, Praha



Obr. 1 Hĺbka dosky ako funkcia rozpätia



Obr. 2 Kompaktné kotvy PROJSTAR

chotechniky a zdravotníckej. Tým sa podstatne znižuje konštrukčná výška podlaží a eventuálne zväčší počet podlaží v obostavanom priestore.

Podobne, ako v prípade konštrukcie strechy RK kostola na Dlhých Dieloch v Bratislave, je predpätie niekedy jediným riešením, ako zvládnuť návrh veľkorozponovej dosky - stenovej konštrukcie.

### c) Technologické aspekty

Technológia MONOSTRAND má všetky prednosti klasického dodatočného predpätia. Navyše nevyžaduje komplikovanú cementovú injektáž, ktorá je aj tak nespoľahlivá pri malých priemeroch kábla. Pri armovacích prácach s MONOSTRANDom narábame podobne, ako s klasickou výstužou. Jedinou operáciou, ktorá vyžaduje profesionalitu nad rámec klasických armovacích prác, je predpätie. To sa však odohrá až následne po vybetónovaní konštrukcie.

V porovnaní s klasickým železobetónom je rýchlosť výstavby cca dvojnásobná. Ďalšie urýchlenie výstavby a zmenšenie prácností spočíva v racionálnom návrhu vlastnej betónovej konštrukcie a pomeru mäkkej a tvrdej výstuže - MONOSTRANDov (konštantná hĺbka dosky, použitie výstužných sietí).

Predpätie dovoľuje zmenšiť počet technologických a dilatačných škár. Včasným použitím predpätia na mladom betóne možno efektívne ovplyvniť vznik a šírku trhlin. Straty predpätia vyplývajúce zo zvýšenej reológie betónu možno odstrániť dvojetapovým predpínaním prvku. Táto prednosť technológie MONOSTRAND je rozhodujúca pri návrhu konštrukcií bez trhlin vystavených agresívnemu prostrediu, ako napríklad základové dosky, obzvlášť pri návrhu základových dosiek s hornou hydroizoláciou na báze špeciálnych náterov.

## 2. Materiálna báza technológie MONOSTRAND

Výroba lana MONOSTRAND v Kable Bratislava prešla od roku 1986 zmenami, ktoré im tu zabezpečujú spoľahlivú antikoroziu ochranu mazivom NONTRIBOS NP - 2. Toto dovozové mazivo firmy Gähringer používa aj firma VSL. Polyetylén čiernej farby je stabilizovaný proti UV žiareniu.

Pre kotvenie lán bol vyvinutý a do výroby zavedený systém kompaktných kotiev PROJSTAR (obr. 2). Ide o jednonové a dvojanové kotvy spĺňajúce svetový štandard statickej a únavovej únosnosti. Kotvy prešli požadovanými skúškami v zmysle doporučení CEB - FIP a návrhu ČSN "Skúšanie kotiev na predpínacie káble pre predpäté betónové a zavesené konštrukcie" [4].

## 3. Projektové riešenia a realizované diela

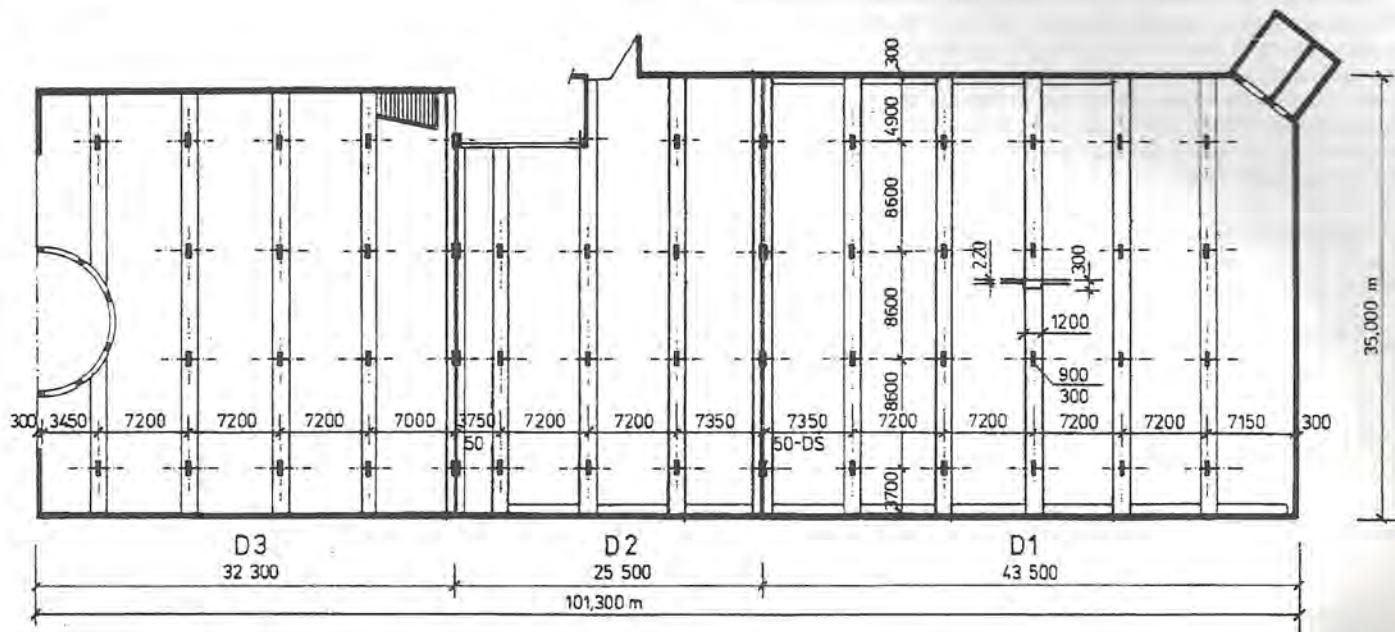
### 3.1 Stropná doska Garáží DDR v Petržalke

Základné údaje o konštrukcii stropnej dosky sú na obr. 3. Stropná doska je riešená ako ortotropná konštrukcia. Zosilnenie podperového pruhu v smere väčšieho rozpätia bolo ovplyvnené značnou hodnotou celkového zaťaženia

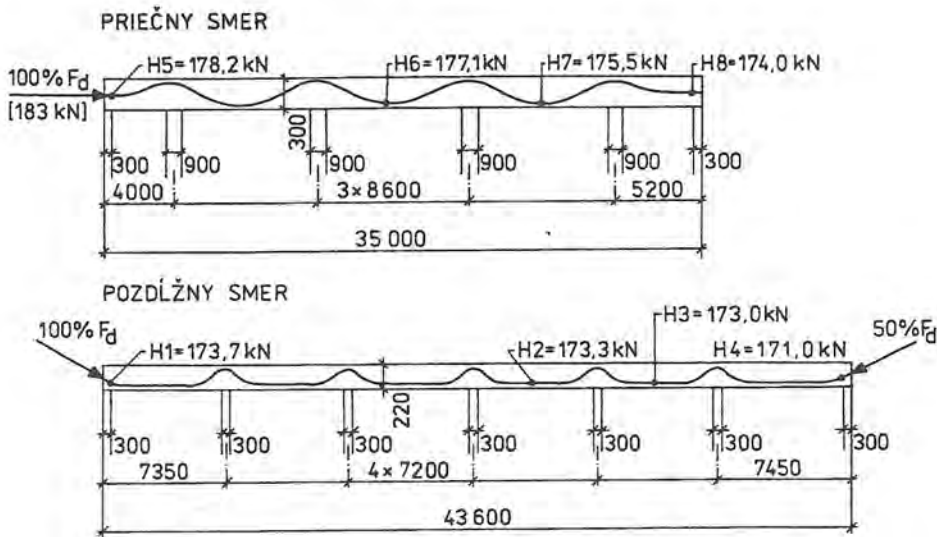
$$q_{\max} = 24 \text{ kN} / \text{m}^2,$$

ale aj technológiou výstavby. Charakteristický systém vedenia MONOSTRANDov je na obr. 4. Pri stanovení množstva predpätia bola prijatá koncepcia jednoduchého vystužovania sieťami KARI. V rozhodujúcich častiach stropu predpätie pokrýva viac ako 60% hodnoty ohybového momentu od max. vonkajšieho zaťaženia. V medzipodperových zónach je namáhanie dosky na MVT a mäkká výstuž zabezpečuje iba požiadavku minimálneho vystuženia. Projekt dosky vypracovali pracovníci PROJSTARU.

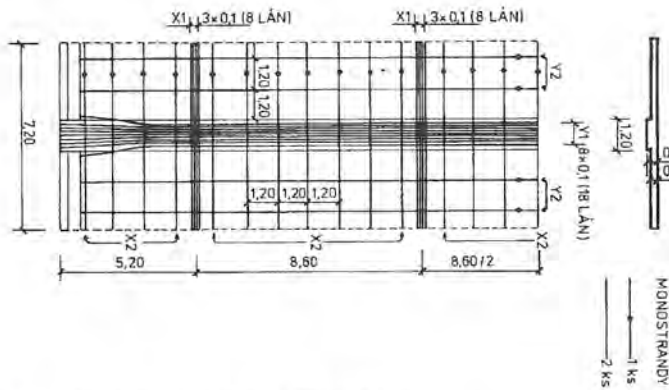
Prvá časť stropnej dosky - dilatačný celok D1 - bola realizovaná v roku 1992. Obzvlášť cenný je súbor geodetických a napätostných meraní. Na obr. 5 je priebeh napätosti vybraných MONOSTRANDov pri ich predpínaní. Napätosť bola meraná magnetoelastickou metódou. Meranie robil Doc. Jarošovič. Viac údajov o projekte a realizácii stropnej dosky možno nájsť v článku [1].



Obr. 3 Stropná doska DDR Bratislava - Petržalka



Obr. 5 Priebeh napätosti MONOSTRANDOV



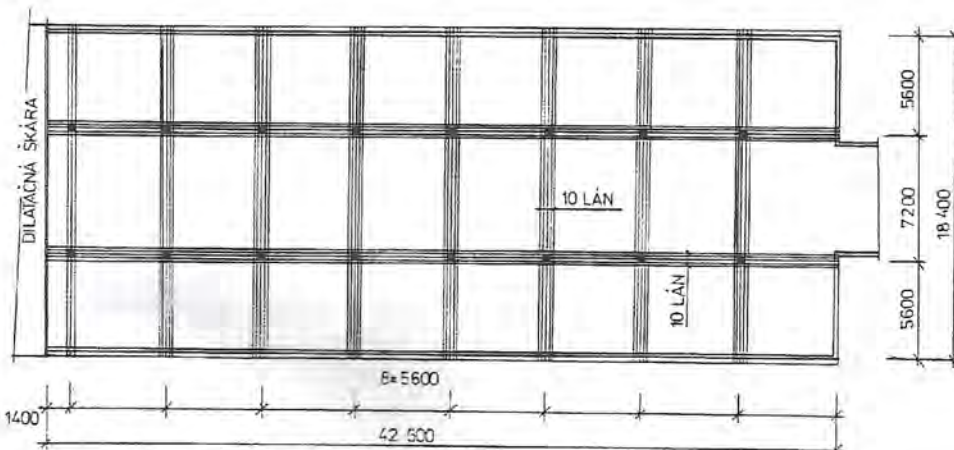
Obr. 4 Systém vedenia MONOSTRANDOV

### 3.2 Stropné dosky garáží G - 605, 603, 601 v Bratislave - Prievoze

Na objednávku Malstav s. r. o. Bratislava bol pracovníkmi PROJSTAR prerobený pôvodný projekt týchto garáží (obr. 6). Zväčšením modulovej siete na 7,2 m bolo možné významne zvýšiť parkovaciu kapacitu garáží o 5 boxov a zároveň vytvorí priestor pre podnikateľské aktivity. Zaťaženie stropu dosahuje max. hodnoty 22 kN / m<sup>2</sup>. Garáže sú toho času vo výstavbe a ich ukončenie sa predpokladá v budúcom roku.

### 3.3 Stropné dosky garáží G 109, 407, 204 v Bratislave - Prievoze

Ide o súbor podzemných garáží realizovaných firmou PRIEMSTAV Bratislava. Garáže sú polozapustené. Na obr. 7 je schéma najväčšej z nich. Stropná doska bude slúžiť k parkovaniu osobných aut a eventuálnej nadstavbe podnikateľských aktivít. Prvé dve garáže budú postavené ešte v tomto roku. Projekt predpätého stropu zabezpečuje PROJSTAR Bratislava. Zodpovedným projektantom architektúry, tak ako v prípade predchádzajúcich garáží G - 605 - 601, je Ing. arch. Holly.



Obr. 7 Stropná doska garáže G - 407 v Bratislave - Prievoze

### 3.4 Stropná doska kolumbária a strešná doska RK kostola na Dlhých Dieľoch v Bratislave

Obe dosky sú zaujímavým príspevkom aplikácie technológie MONOSTRAND v pozemnom staviteľstve. Stropná doska nad kolumbáriom je na obr. 8. Oproti klasickému železobetónovému riešeniu predpätie umožnilo zvislé konštrukcie redukovať až o 40% a podstatne zjednodušiť zakladanie.

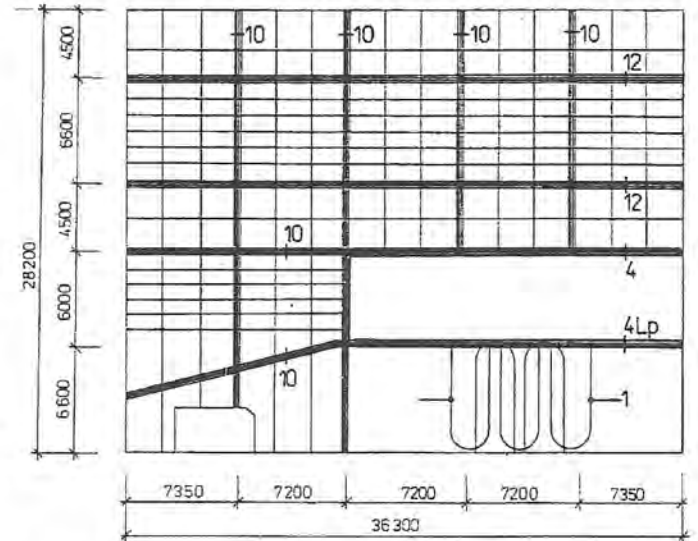
Oveľa zaujímavejšou konštrukciou je lomenicová strešná doska rozmerov 32,5 x 22 m (obr. 9). Jej max. rozpätie 22 m možno riešiť bez medziľahlého podopretia len aplikáciou predpätia. Výstavba kostola začala v septembri 1993 a bude ukončená na jar budúceho roku.

Autormi projektu kostola sú Ing. arch. Slíž a Ing. arch. Grebertová zo Stavoprojektu Bratislava. Predpäté stropy projektovo zabezpečoval PROJSTAR Bratislava.

### 3.5 Základové dosky veľkých rozmerov

Prvé veľkorozmerové základové dosky s aplikáciou predpätia MONOSTRAND sú toho času v štádiu finalizácie projektovej dokumentácie.

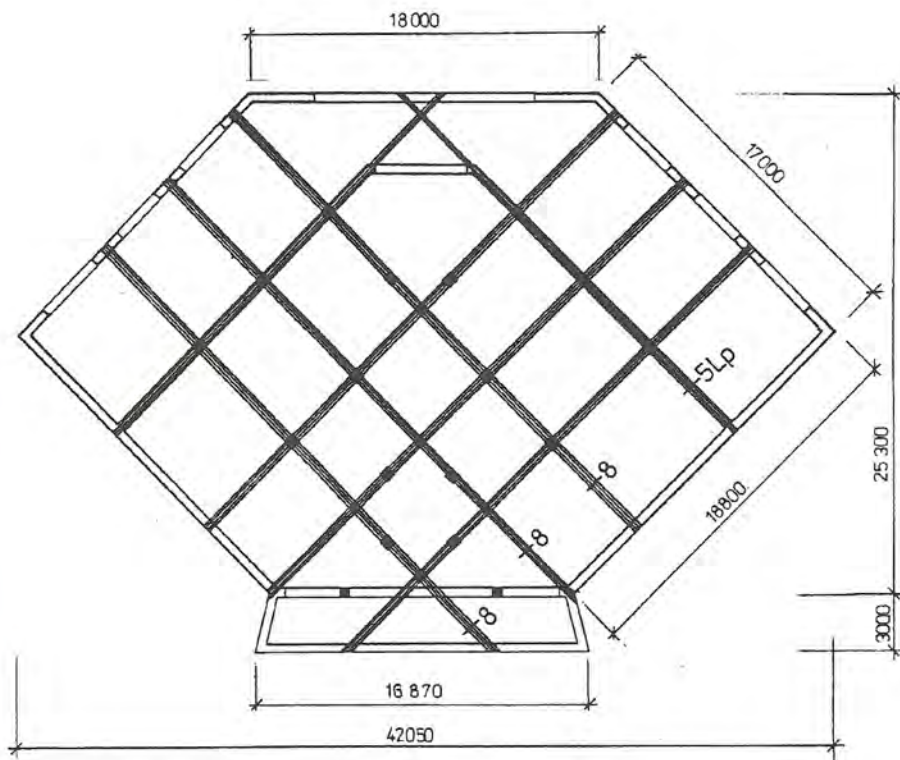
- Základová doska obytného súboru Gánok v Pezinku má rozmery 83 x 51 m a hrúbku 350 mm. Doska bude budovaná s jednou dilatálnou škárou. Projekt vzniká v spolupráci firiem PROJSTAR



Obr. 6 Stropná doska garáže G - 601 v Bratislave - Prievoze

a PORTIK Bratislava. Okrem predpätých základových dosky bude ešte v strede objektu prekrytá garážová plocha predpätou stropnou doskou rozmerov 23 x 51 m hrúbky 220mm.

- Základová doska obchodného domu v Bánovciach nad Bebravou má rozmery 24 x 81 m a je založená pod hladinou podzemnej vody. Jej hrúbka je 600 mm. Vzhľadom na náročné čerpacie podmienky bude vybudovaná naraz bez pracovnej škáry. Projekt rieši ELTER - CONSTRUCTIONS Bratislava s technickou spoluprácou firmy PROJSTAR Bratislava.



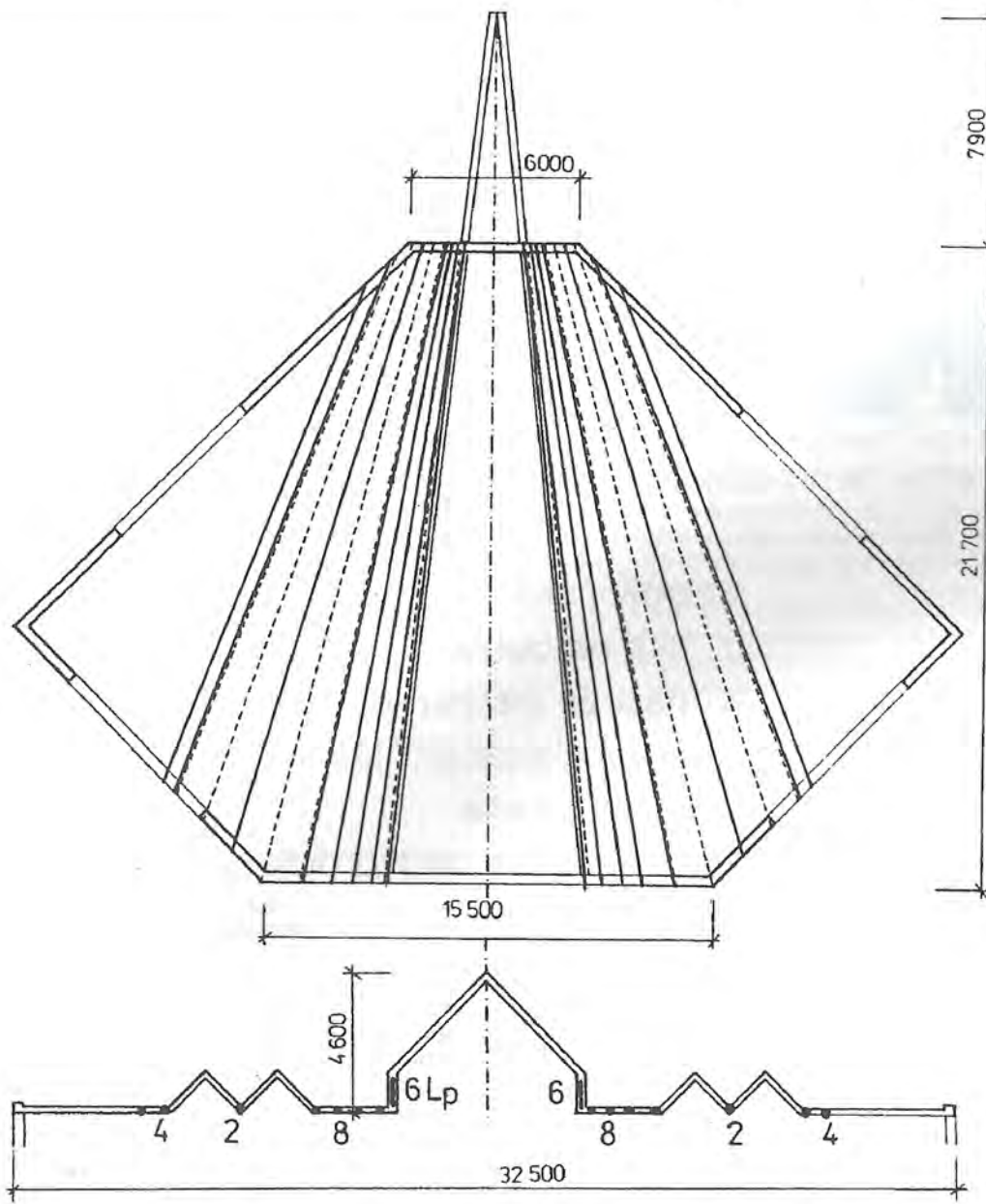
#### Literatúra:

- [1] Chandoga M. : Projekt a realizácia dodatočne predpätého stropu DDR v Bratislave - Petržalke. Inžinýrske stavby č. 12/93
- [2] FIP - notes 1987/3
- [3] Chandoga M., Jaroševič A. : Experimentálne overenie lán  $\varnothing 15,5$  - MPE ako predpätia bez adhézie. Zborník ČSVTS. Brno 1987
- [4] Priechodský V. : Statické a únavové skúšky kotiev PROJSTAR. Záverečná správa. Stavebná fakulta Bratislava. December 1992

**Ing. Jaroslav Havolník, CSc.**

Navrhovanie betónových konštrukcií, pozemných a inžinierskych stavieb, expertízna a konzultačná činnosť.

Obr. 8 Stropná doska kolumbária RK kostola v Bratislave



Obr. 9 Strešna doska RK kostola v Bratislave

## KONTAKTNÍ ADRESY

**Prof. Ing. Lubor Janda, DrSc**  
Stavební fakulta ČVUT  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6  
tel. (02) 3324622, byt 545459, fax 3117362

**Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.**  
Pod Fialkou 7, 150 00 Praha 5

**Doc. Ing. Ivan Harvan , CSc.**  
Katedra betónových konstrukcí a mostov  
Stavebná fakulta STU Bratislava  
Radlinského 11  
PSČ 813 68 Bratislava  
telefón: 07 / 363 151 až 9

**Doc. ing. Vladislav Hrdoušek, CSc.**  
Fakulta stavební ČVUT  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6  
tel.: 332 4623, 332 4627  
byt: 6434 902

**Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.**  
Katedra betónových konstrukcií a mostov  
Stavebná fakulta STU Bratislava  
Radlinského 11  
PSČ 813 68 Bratislava  
tel.: 494 275, 363 151 kl. 549

PROJSTAR - PK s. r. o. Bratislava  
Naď Dunajom 50  
PSČ 841 04  
tel.: 722 432

**Ing. Jaroslav Havolník, CSc.**  
Katedra betónových konstrukcií a mostov  
Stavebná fakulta STU Bratislava  
Radlinského 11  
PSČ 813 68 Bratislava  
tel. : 494 275

Bratislava - Dúbravka  
Plachého 18  
PSČ 841 02  
tel. : 784 644



## Tažené konstrukce Pardubice, spol. s r. o.

Specializovaný podnik na provádění monolitických konstrukcí taženým bedněním

- obilní síla
- síla na cement a jiné sypké suroviny
- nádrže čistíren odpadních vod
- věže a ztužující jádra budov
- cukerná síla
- předpínání nádrží ovíjením

**TAKO - tažené konstrukce**  
Masarykovo nám. 1544  
532 29 Pardubice  
tel.: 040/511 696, 510 969  
fax: 040/514 432

## SVISLÉ ZDĚNÉ KONSTRUKCE Z LEHKÝCH BETONŮ

**Průmyslový odpad ve stavebnictví - porobeton, pěnobeton, vibrovaný beton, umělá kameniva - technické parametry porobetonu a lehkého betonu - tvárnice pro zdění na sucho - izolační desky - porobeton ve svislých konstrukcích**

Silikátové lehké materiály patří dlouhá léta k osvědčeným tepelně izolačním hmotám, které se používají pro výrobu stavebních prvků svislých zděných konstrukcí. Nejrozšířenější tepelně izolační silikátovou hmotou u nás je pórobeton. Výroba pórobetonu je také jedním z největších zpracovatelů průmyslových odpadů, konkrétně létavých popílků. Vedle výroby pórobetonu však existují i jiné možnosti využívání průmyslových odpadů při výrobě dalších druhů stavebních hmot.

Výzkumný ústav stavebních hmot Brno - odbor pórobetonu a lehkého betonu se již dlouhou dobu zabývá hodnocením možností uplatnění popílků a jiných silikátových i dalších odpadů, jejichž zpracování jako ekologického odpadu je velmi prospěšné, a to ve výrobě stavebních hmot i ve stavební výrobě. Při návrhu zpracování odpadu do výroby určité stavební hmoty se provádí v první řadě ověření technologické vhodnosti popílku resp. jiného odpadního materiálu pro tuto výrobu a teprve v případě potvrzení vhodnosti ověřovaného materiálu navrhuje dále vlastní technologii výroby. Následuje zpracování návrhu technologického předpisu na konkrétní požadované strojné technologické podmínky (např. rekonstrukce stávajícího závodu) včetně informativního technicko ekonomického zhodnocení. Takto zpracované technické podklady jsou dostatečné pro vypracování projektu na investiční záměr. Konečný technologický předpis zpracujeme a předáme po provedení garančních zkoušek v rekonstruovaném nebo novém závodě a vlastní navrženou technologii garantujeme.

Největší uplatnění ekologických odpadů lze nalést právě u stavebních prvků pro svislé zděné konstrukce.

### 1. Zmapování výchozího stavu uplatnění průmyslových odpadů ve výrobě stavebních hmot

V posledních letech byly na VÚSH Brno - odbor pórobetonu a lehkého betonu ověřovány tyto základní skupiny odpadních materiálů:

#### Plniva

- létavý popílek z elektráren a tepláren
- popílek ze spaloven komunálního odpadu
- popelové kaly z odkališť (popílek + škvára) elektráren a tepláren - škvára
- struska vysokopecní, ocelářská a z topenišť
- odpadní slévárenské písky
- dřevěné piliny a třísky
- odpad z výroby umělého kameniva
- odpad z výroby pórobetonu (autoklávovaný i neautokl.)
- elektrárenské popílků po odsířování
- odpady z recyklace stavebních materiálů
- odpady z chemických výrob
- úlet z výroby ferrosilitin
- odpady z těžby a úpravy rud a nerostných surovin
- rozvlákněný odpadový (sběrový) papír
- odpadní pěnový polystyrén

#### Pojiva

- sádrovec z chemických výrob a odsířování spalin
- vysokopecní struska
- vápenný kal z chemických výrob
- odprašky z cementáren a vápenek

#### Přísady

- odpadní sírany z chemických výrob a leštění skla
- kaly z elektrotechnického průmyslu
- prachový odpad při třídění komunálních odpadů

### 2. Shrnutí poznatků o možnostech použití nebo likvidace odpadů do stavebních hmot

S použitím výše uvedených odpadních materiálů byly vyvinuty technologie jejich zpracování s výrobou těchto stavebních hmot a výrobků:  
- pórobeton (autoklávovaný i neautoklávovaný)

- pěnobeton
- lehký a mezerovitý beton
- vibrovaný a vibrolisovaný tvárnice
- maltoviny
- suché maltové směsi (omítkové a zdící)
- umělá kameniva vyráběná za studena nebo za tepla
- výrobky ze sádry
- nivelační podlahy (z popílků)
- podkladní vrstvy vozovek
- jiné speciální hmoty a výrobky z odpadních materiálů

Analogické tendence využívání

sekundárních surovin a průmyslových odpadů jsou i v zahraničí. Pro svislé zděné konstrukce jsou vhodné výrobky a stavební hmoty z pórobetonu, pěnobetonu a lehkého a mezerovitého betonu, a proto jsou dále rozváděny. Umělá kameniva ať již vyráběná za tepla spékáním nebo za studena sbalkováním či lisováním jsou jednou z komponent lehkého betonu a mezerovitého betonu.

Z nejrůznějších stavebních materiálů se ukazují jako nevhodnější pórobeton, pěnobeton, lehké vibrované betony, umělá kameniva a eventuálně další stavební materiály, obsahující příslušné přísady, pro vážání toxických látek obsažených v odpadních materiálech. Tyto odpadní materiály se tak stávají tzv. druhotnými surovinami. Volba druhu výrobku, technologie výroby i příslušné skladby závisí vedle obsahu toxických látek v druhotné surovině i na fyzikálních vlastnostech zhotovených výrobků. Výsledky měření technologických parametrů navržených stavebních materiálů, výsledky zkoušek fyzikálních vlastností hotových výrobků a výsledné hodnoty obsahu toxických látek ve výrobku a to hodnocené jak podle našich, tak i podle zahraničních požadavků a předpisů ukazují, které z odpadních materiálů jsou technologicky vhodné pro určitý typ stavebního materiálu a rovněž, který typ stavebního materiálu vyrobený z daných odpadních surovin je optimální. Jednotlivá měření prokázala, že zpracováním druhotných surovin určitým technologickým způsobem se obsah toxických kovů ve vodných výluzích výrobků snižuje.

#### Pórobeton

Pro výrobu pórobetonu byly na VÚSH Brno - odbor pórobetonu a lehkého betonu ověřovány létavé popílků, které se dosud nepoužívají při jeho výrobě, zejména jde o popílků z tepláren (např. Teplárna Olomouc).

Využití popelových kalů z odkališť elektráren a tepláren bylo odzkoušeno laboratorně a s kalem z elektrárny Třebovice byly provedeny úspěšné provozní zkoušky v závodě Pórobeton Třebovice.

Zpracování odpadních slévárenských písků pro výrobu pórobetonu bylo po důkladném laboratorním ověření zavedeno na příklad v Pórobetonce Hrušovany s použitím slévárenského písku Slatina. V laboratorních podmínkách se ověřovaly další slévárenské písky např. ČKD Blansko a Kutná Hora, Vítkovické železárny.

Ve výrobě pórobetonu se běžně používají písky odpadající při těžbě a zpracování primárních surovin např. písky odpadající z výroby kaolinu v závodech Pórobeton Chlumčany a Kaznějov. I ostatní odpadní písky z této skupiny byly ověřovány laboratorně vesměs s kladnými výsledky (např. kaly z Rudných dolů Příbram).

Výhledové využití el. popílků po odsířování i popílků z cyklonů a filtrů z fluidního spalování se laboratorně ověřuje vedle pórobetonu i pro jiné stavební výroby (např. popílek z elektrárny Tisová, Poříčí apod.).

Jako pojivové složky pro výrobu pórobetonu s kladným výsledkem se např. ověřily vápenný kal z TONASU Neštěmice a odprašky z cementárny Mokrá.

Vedle zavedeného používání přísady odpadního sádrovce z výroby kys. fosforečné Poštorná (fosfosádrovce) se po ověření používají i jiné odpadní sírany. Např. odpadní síran z leštění skla ze Světla nad Sázavou (Pórobeton Horní Počápy), z chemické výroby v Semtíně (Pórobeton Poříčí).

Při výrobě pórobetonu je možné jako přísady využít po dokonalém ověření i jiné odpadní materiály z různých průmyslových výrob. Např.



J. Ledererová, VÚSH Brno  
odbor pórobetonu a lehkého betonu

byl ověřován kal ze závodu INVA Litoměřice, který odpadá z výroby při eloksování hliníku.

Pórobeton musí při zpracování těchto uvedených odpadních materiálů splňovat požadavky ČSN 73 1290 - Fyzikální vlastnosti pórobetonu, odpovídající minimálně značce P2-580.

#### Pěnobeton

Výroba tohoto materiálu je velmi rozšířená např. v Itálii a Německu, u nás je zatím v počátcích svého rozvoje. Pěnobeton umožňuje kromě kusových výrobků i výrobu litého pěnobetonu a to jak ve výrobním závodě, tak i přímo do bednění svislých i vodorovných konstrukcí.

Tato výroba vychází investičně a ekonomicky výhodněji i pro malé výrobní kapacity. Pro tuto výrobu, jak bylo zjištěno při laboratorních zkouškách, lze s výhodou využít nejvíce odpady na bázi popílků vzhledem k jejich granulometrii. Svými vlastnostmi zejména tepelně izolačními v podstatě odpovídá výrobkům z pórobetonu. Výrobní zařízení na výrobu pěnobetonu a pěnobetonových výrobků je poměrně jednoduché a jeví se tak vhodné pro případné rekonstrukce závodů (např. paneláren).

Pro odlévání pěnobetonu přímo do bednění na místě stavby je rovněž možno strojní zařízení přizpůsobit jako pojízdné.

#### Malorozměrové výrobky z lehkého a mezerovitého betonu

Pro výrobu malorozměrových výrobků z lehkého betonu, např. různých druhů tvárnic, jsou vhodné následující druhy lehkých betonů :

- popílkobeton
- škvárobeton
- pilinobeton (třískobeton)
- popílkopilinobeton
- struskobeton
- alkalický struskobeton
- polystyrénobeton
- beton s odpadním umělým kamenivem

V závislosti na použitém druhu plniva, které vyplývá z názvu shora uvedených betonů, je možné získat betony o objemové hmotnosti v rozsahu od 500 kg.m<sup>-3</sup> do 1500 kg.m<sup>-3</sup> s pevnostmi odpovídajícími požadavkům ČSN 73 3181 "Lehké betonové tvárnice".

Výrobní zařízení pro tyto výrobky je investičně nenáročná a je vhodná pro malokapacitní výroby. Řada těchto výrobků již byla zavedena i u nestavebních organizací (např. výroba škvárobetonových tvárnic).

#### Umělá kameniva

Výroba umělého kameniva byla ověřena s použitím elektrárenských popílků, popelových kalů z odkališť, popílků po odsiřování, popelů a popílků (z cyklonů i filtrů) z fluidního spalování, odpadních pískových kalů např. z rudného průmyslu, kontaminovaných zemín a dalších jiných průmyslových odpadů obsahujících toxické látky.

Jedná se o kameniva vyráběná za studena (např. sbalkováním, lisováním, protlačováním apod.) i za tepla (např. spékáním, autoklávováním apod.) s použitím průmyslových odpadů jako plniva a s přídatkem různých pojiv (i odpadních) podle způsobu výroby a využití vyrobeného kameniva.

Získaná kameniva jsou mimo jiné vhodná ke zpracování při výrobě stavebních prvků svislých zděných konstrukcí (např. různé druhy tvárnic a izolačních desek atp.) z lehkých betonů.

Strojní zařízení respektive linky na výrobu umělých kameniv jsou ekonomicky náročnější u výrobě za tepla, a to jak z hlediska investice tak i nákladů na vlastní provoz.

#### 3. Obecné požadavky na použití nebo likvidaci vybraných odpadů při výrobě stavebních hmot.

Základní podmínkou zpracování těchto odpadních materiálů ve výrobě stavebních hmot je splnění hygienických předpisů z hlediska obsahu přírodních radionuklidů, těžkých kovů a toxických látek.

Odpadní materiál velmi často nespĺňuje některé požadavky (např. obsah SiO<sub>2</sub>, granulometrie, obsah toxických látek) čs. norem pro suroviny a přísady. Tyto odpadní materiály však lze použít pro danou výrobu pokud se prokáže jejich technologická vhodnost pro ověřovanou výrobu včetně požadovaných konečných fyzikálně-mechanických parametrů výrobků a povoleného obsahu toxických látek v daném výrobku.

Odpadní materiály, které nevyhoví technologické vhodnosti pro ověřovanou stavební výrobu z hlediska fyzikálně mechanických vlastností je nutno likvidovat do vhodných deponií. Při nevyhovujícím obsahu toxických látek v již upraveném materiálu, případně jiných nevyhovujících hygienických požadavcích, je nutno před jeho deponováním provést ještě speciální úpravy.

#### 4. Fyzikální vlastnosti pórobetonu a ostatních lehkých betonů

Pórobeton není pouze materiálem výhradně tepelně izolačním. Podle nově revidované ČSN 73 1290 "Fyzikální vlastnosti pórobetonu" z roku 1992 lze u nás vyrobit 6 základních druhů pórobetonu v závislosti na objemové hmotnosti a pevnosti v tlaku. Hodnoty závazných vlastností i střední hodnoty vybraných fyzikálních izolačních vlastností uvádí tabulka 1.

Pro vysloveně tepelně izolační účely tedy zatím nejlépe vyhovuje pórobeton o **zaručené objemové hmotnosti 480 kg.m<sup>-3</sup>**, tj. **průměrné kolem 450 kg.m<sup>-3</sup> v suchém stavu**. Zaručené hodnoty vlastností (objemová hmotnost a pevnost v tlaku) znamenají, že hodnoty vlastností bude dosaženo se statistickou zárukou 95 %.

Tabulka 1 - Technické parametry pórobetonu

Značka pórobetonu	P2-480	P2-580	P2-680	P3-480	P3-580	P3-680	
<b>vlastností závazné</b>							
zaručená objemová hmotnost kg.m <sup>3</sup>	480	580	680	480	580	680	
zaručená pevnost v tlaku MPa	2			3			
<b>střední hodnoty dalších vlastností</b>							
součinitel tepelné vodivosti za sucha W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup>	písek	0,13	0,15	0,17	0,13	0,15	0,17
	popílek	0,11	0,13	0,15	0,11	0,13	0,15
objemová hmotnost za sucha kg.m <sup>3</sup>	450	550	650	450	550	650	
pevnost v tlaku (w=0-10) <sup>1)</sup> MPa	2,5			3,5			
souč. tep. vodiv. při ustálené vlhkosti W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup>	0,15 - 0,17	0,17 - 0,19	0,20 - 0,22	0,15 - 0,17	0,17 - 0,19	0,20 - 0,22	
ustálená vlhkost %	písek	6			6		
	popílek	9			9		

Pozn. : 1) w = okamžitá skušební vlhkost v % hmotnostních

Pro pěnobeton neexistuje v České republice speciální norma jako je pro pórobeton. Při hodnocení fyzikálních vlastností pěnobetonu se zatím vychází z požadavků ČSN 73 1290 "Fyzikální vlastnosti pórobetonu".

Lehký beton se vyrábí z prostého hutného i mezerovitého betonu do objemové hmotnosti 2000 kg.m<sup>-3</sup>. Kontrolní objemová hmotnost lehkého betonu se udává ve vysušeném stavu ve stáří betonu 28 dní. Hodnoty kontrolní objemové hmotnosti jsou předepsány v projektové a výrobní dokumentaci. Třída lehkého betonu vyjadřuje označení jakosti lehkého betonu podle krychelné pevnosti (viz ČSN 73 2400), číselná hodnota třídy je zaručenou krychelnou pevností lehkého betonu v MPa. Lehký beton (LB) se rozlišuje podle převládajícího plniva (např. agloporitový, keramzitový, struskopemzový, popílkový, pilinový atd.).

Podle účelu použití se lehký beton dále dělí na :

- LB tepelně izolační (I)
- LB konstrukčně izolační (SI)
- LB konstrukční (S)

Lehké betony se vyrábějí ve třídách od LB2 až do LB30, tj. o zaručených krychelných pevnostech od 2 do 30 MPa při kontrolních pevnostech 3 až 35 MPa. Vybrané třídy lehkého betonu vhodné pro výrobky pro svislé zděné konstrukce jsou uvedeny v tabulce 2.

Tabulka 2 - technické parametry lehkého betonu

Třídy LB	krychelná pevnost MPa	
	zaručená	kontrolní
LB 2	2,0	3,0
LB 2,5	2,5	4,0
LB 3,5	3,5	5,5
LB 5	5,0	7,5
LB 10	10,0	13,3

## 5. Výrobky pro svislé zděné konstrukce z pórobetonu a lehkého betonu

Z lehkého betonu se vyrábí lehké betonové tvárnice podle ČSN 72 3181 "Lehké betonové tvárnice" o objemové hmotnosti betonu max. 1500 kg.m<sup>-3</sup> s pórovitým kamenivem určené pro nosné i nenosné (výpňové) zdivo. Tvárnice mohou být plné a duté.

- *duté tvárnice* : lehké betonové tvárnice s dutinami kolmými k ložné ploše, jejichž celkový objem činí nejméně 15 % celkového objemu tvárnice

- *plné tvárnice* : lehké betonové tvárnice bez dutin nebo s dutinami, pokud jejich celkový objem je menší než 15% celkového objemu tvárnice

Podle minimální pevnosti se tvárnice z lehkého betonu dělí na dva druhy a to *druh 3* (pro nosné zdivo) a *druh 2* (pro výpňové zdivo).

*Tvárnice z mezerovitého betonu pro zdění na sucho* se vyrábí podle ON 723182 "Tvárnice z mezerovitého betonu pro zdění na sucho" o objemové hmotnosti betonu menší než 1200kg.m<sup>-3</sup> ve vysušeném stavu s pórovitým kamenivem. Jsou určeny pro nosné zdivo nízkopodlažních objektů a nenosné (výpňové) zdivo. Podle tvaru se rozlišují tři druhy - *druh 1, druh 2 a druh 3*.

Lehké betonové tvárnice i tvárnice z mezerovitého betonu musí být izolované od zemní i jiné vlhkosti a chráněné proti přímým účinkům povětrnosti omítkou, obkladem nebo jinou povrchovou úpravou.

Z technických požadavků je nutno hodnotit vnější vlastnosti a mechanicko technologické vlastnosti. Mezi vnější vlastnosti patří *tvar a rozměry, uspořádání dutin, struktura, plochy, trhlinky, pravoúhlost* a z mechanicko technologických vlastností se hodnotí pevnost v tlaku celé tvárnice. Druh 3 musí splňovat průměrnou pevnost v tlaku minimálně 3,0 MPa a u jednotlivých tvárnic minimálně 2,4 MPa. Druh 2 musí splňovat průměrnou pevnost v tlaku minimálně 2 MPa a u jednotlivých tvárnic 1,6 MPa. Objemová hmotnost nemá překročit ve vysušeném stavu 1500 kg.m<sup>-3</sup>. Ostatní vlastnosti jako např. mrazuvzdornost, součinitel tepelné vodivosti se vyhodnocují podle požadavku odběratele.

Z *pórobetonu* se vyrábí tvárnice a izolační desky různých rozměrů. Rozměry a rozměrové přesnosti a ostatní technické požadavky (fyzikální vlastnosti, vzhled) nevztužených pórobetonových výrobků jsou uvedeny v ČSN 72 3630-2 "Výrobky z pórobetonu. Část 2: Nevztužené výrobky. Technické požadavky a zkoušení" a vztužených v ČSN 72 3630-3 "Výrobky z pórobetonu. Část 3: Vztužené výrobky. Technické požadavky a zkoušení. Technické požadavky na pórobetonové výrobky musí být v souladu s ČSN 73 1290 "Fyzikální vlastnosti pórobetonu".

Druhy jednotlivých výrobků z pórobetonu přiřazené k příslušným značkám pórobetonu uvádí tabulka 3. Pro svislé zděné konstrukce se používají převážně malorozměrové nevztužené pórobetonové výrobky.

Limitující podmínkou pro použití výrobků z pórobetonu ke stavebním účelům (viz ČSN 72 3630-1 "Výrobky z pórobetonu. Část 1: Všeobecná ustanovení) je jejich maximální vlhkost ve výši 35 % hmotnosti. Další podmínky použití jsou uvedeny v ČSN 73 2412 "Provádění a kontrola pórobetonových konstrukcí". Tato norma platí pro použití, dodávání, manipulaci, dopravu, skladování a montáž prvků z prostého i vztuženého pórobetonu mimo výrobní závod a pro provádění stavebních konstrukcí z těchto prvků. Pórobetonové dílce a konstrukce se navrhují podle ČSN 73 1101 a ČSN 73 1221.

Tabulka 3 - Druhy výrobků a značky pórobetonu

Výrobek	Značka pórobetonu podle ČSN 73 1290					
	P2-480	P2-580	P2-680	P3-480	P3-580	P3-680
Výrobky nevztužené						
Tvárnice	x	x	x	x	x	x
Izolační desky	x	x	x	-	-	-
Příčkovky	-	-	-	x	x	x
Stropní vložky	-	-	-	x	x	x
Výrobky vztužené vertikální						
Stěnové dílce	-	-	-	x	x	x
Příčkové dílce	x	x	x	x	x	x
Výrobky vztužené horizontální						
Střešní dílce	-	-	-	x	x	x
Stropní dílce	-	-	-	x	x	x
Překlady	-	-	-	x	x	x

Ve svislých zděných konstrukcích se používají podle ČSN 72 3630-1 "Výrobky z pórobetonu. Část 1: Všeobecná ustanovení" tyto pórobetonové výrobky :

### Tvárnice :

- pro zdění nosných i nenosných stěn
- jako výpňový zdicí materiál pro bytové, občanské, průmyslové a zemědělské stavby.

### Izolační desky :

- jako nenosné tepelně izolační prvky na izolování vodorovných a svislých konstrukcí.

### Příčkovky :

- pro zdění nezatižených vnitřních stěn o minimální jmenovité tloušťce 50 mm.

### Stěnové dílce :

- v konstrukcích svislých obvodových a vnitřních stěn bytových, občanských, průmyslových a zemědělských staveb.

*Pozn.: Dílce je možno použít přímo na zabudování do stavby nebo mohou být použity pro výrobu stěnových panelů s různým stupněm kompletizace.*

### Příčkové dílce :

- pro montáž příček v bytových, občanských, průmyslových stavbách.

### Překlady :

- jako nosné konstrukce pro vytváření okenních a dveřních otvorů ve zdivu.

Rozměry všech druhů nevztužených a vztužených výrobků z pórobetonu musí odpovídat požadavkům ČSN 73 0005, přičemž v současné době se toto ustanovení nevztahuje na výběhové výrobky do doby nové rekonstrukce technologického zařízení. Rozměry jednotlivých výrobků z pórobetonu udává vždy výrobce ve své výrobní dokumentaci.

Z hlediska rozměrové přesnosti se výrobky z pórobetonu dělí na :

#### a) výrobky,

#### b) výrobky se zvýšenou přesností.

*Výrobky z pórobetonu* jsou ve srovnání s ostatními stavebními výrobky cenově konkurenceschopné a jejich výhoda vyplývá z nízké hodnoty součinitele tepelné vodivosti i porovnání s ostatními stavivými, které si v konstrukcích musí pomáhat tzv. sendvičovými technologiemi. Výhodou pórobetonu je rovněž i to, že *značně přispívá k likvidaci odpadních surovin, čímž částečně řeší ekologické problémy naší ekonomiky.*

## 6. Nové poznatky se snižováním objemové hmotnosti pórobetonu

Pórobetonové výrobky by se však staly podstatně zajímavějšími, pokud by bylo možné ještě zlepšit jejich dobré tepelně izolační vlastnosti, a přitom zachovat jejich stávající mechanické vlastnosti (pevnostní vlastnosti). Řešením je tedy příprava technologií, které zvládnou výrobu pórobetonu s výrazně sníženou objemovou hmotností, což je prováděno zvýšením tepelně izolačních schopností tohoto stavebního materiálu. Výhoda při použití tohoto tzv. "lehkého pórobetonu" v konstrukci se musí projevit v tloušťce stěny, která bude klesat se snižující se hodnotou součinitele tepelné vodivosti, tedy i menšíou jednodílnou objemovou hmotností. Vzhledem k tomu, že mezi objemovou hmotností a pevností v tlaku pórobetonu je těsná závislost, je optimální součinitel tepelné vodivosti závislé také na požadované minimální pevnosti pórobetonu v tlaku. Minimální pevnost pórobetonu v tlaku je však nutno brát zase ve vztahu k jeho použití ve stavební výrobě.

Z uvedeného vyplývá, že tento materiál lze z hlediska pevnosti tedy řešit z dvojího pohledu a to jako :

a) **výpňový tepelně izolační pórobeton** s pevností v tlaku cca 0,7-1,0 MPa s co nejnižším součinitelem tepelné vodivosti.

b) **zdicí tepelně izolační pórobeton** s pevností v tlaku cca 1,5-2,0 MPa a se součinitelem tepelné vodivosti kolem 0,1 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>.

Pokud vycházíme z rozměrové modulové tedy výrobků z pórobetonu, resp. jejich základních rozměrů, bylo by třeba zabezpečit možnost výroby zdicích prvků z pórobetonu tloušťky 250 resp. 240 mm, případně 200 mm ve vztahu k požadovanému tepelnému odporu 2,0 m<sup>2</sup> . K . W<sup>-1</sup>. Z uvedeného pak dále vyplývá, že **součinitel tepelné vodivosti pórobetonu v suchém stavu** je nutno tedy uvažovat v rozmezí 0,065 až 0,085 W.m<sup>-1</sup> .K<sup>-1</sup>. Při praktické ustálené vlhkosti 9 % pro pórobeton z popílku, lze uvažovat s koeficientem cca 1,35 a to



odpovídá součiniteli tepelné vodivosti při ustálené (praktické) vlhkosti **0,088 až 0,115 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>**. Pro požadovaný tepelný odpor **R = 2 m<sup>2</sup>.K.W<sup>-1</sup>** lze tedy zjednodušeně vypočítat (beze spár a případného vlivu omítek) tloušťku stěny konstrukce **d = 0,18 m až 0,23 m** pro ustálenou hmotnost v pórobetonu **9 %** při výše uvedeném rozmezí hodnot součinitele *lambda*.

Při porovnávání výše uvedeného s nevhodnější stávající značkou pórobetonu P2-480 z hlediska tepelné izolačních vlastností, u níž tato zjednodušená tloušťka stěn **d** vychází (při *lambda* = 0,15 až 0,17 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> pro ustálený stav) 0,30 m až 0,34 m, lze tedy předpokládat snížení tloušťky stěny konstrukce cca o **30 % až 40 %**.

Laboratorní a poloprovozní zkoušky, které se prováděly na VÚSH Brno v oboru pórobetonu a lehkého betonu, potvrdily, že **jen s některými popílky lze uvažovat o výrobě náročnějších značek P1-330 a P2-380**.

Nejdůležitější technické údaje vyplývající pro ověřované výše uvedené značky pórobetonu z poloprovozních zkoušek například s popílky z teplárny Olomouc jsou uvedeny v porovnání s platnými značkami podle ČSN 73 1290 v následující tabulce 4.

Tabulka 4 - Vybrané vlastnosti "lehkého pórobetonu" (střední hodnoty)

Značka pórobetonu	Pevnost MPa		Modul pružnosti	Souč. tep. vodiv. "lambda" W/mK	
	v tlaku	v tahu za ohybu		suchý stav	při prakt. vlhkosti
P1 - 330	1,3	0,3	750	0,075	0,09
P2 - 380	2,3	0,4	1 100	0,085	0,10
P2 - 480	2,5	0,4	1 100	0,11	0,15
P2 - 580	2,5	0,5	1 100	0,13	0,17
P2 - 680	2,5	0,6	1 100	0,15	0,20

Z přehledné tabulky vyplývá, že navrhovaná značka P2-380 svými parametry dosahuje pevnostních vlastností pórobetonu značky P2-480 uvedené v ČSN 73 1290. Při vhodných popílcích lze tedy předpokládat uplatnění pórobetonu značky P2-380 stejně jako pórobetonu značky P2-480 s tím, že jeho tepelné izolační vlastnosti jsou ještě výhodnější, což se odrazí v menší tloušťce zdiva.

## 7. Použití pórobetonových výrobků ve svislých zděných konstrukcích

Výrobky z pórobetonu lze použít v objektech, ve kterých relativní vlhkost vnitřního prostředí není dlouhodobě vyšší než 65 % a teplota vnitřního prostředí nepřesahuje 50° C.

Pórobetonové zdivo lze použít minimálně 300 mm nad úroveň okolního upraveného terénu. Použije-li se přídatná vodotěsná izolace, není jeho použití výškově omezeno.

Výrobky z pórobetonu je nutno chránit před trvalým působením amoniaku a jeho sloučenin. Průměrná koncentrace agresivních plynů

a par vnitřního i venkovního prostředí stavby při teplotě 20° C a relativní vlhkosti vzduchu 65% nesmí být vyšší než hodnoty uvedené v tabulce 5.

Tabulka 5 - Přípustné hodnoty koncentrace agresivních plynů a par

Látka	Mezní koncentrace mg.m <sup>-3</sup>
Chlór	1
Chlorovodík	10
Fluorovodík	1
Oxid siřičitý	20
Oxid dusíku	5
Sírovodík	10
Oxid uhličitý	2 000 <sup>1)</sup>
Kyselina octová, mravenčí	5

<sup>1)</sup> Za přítomnosti amoniaku se koncentrace snižuje na 1000mg.m<sup>-3</sup>

Pórobetonové zdivo se používá na nosné, nenosné a výplňové zdivo vnitřních a vnějších stěn objektů bytových, občanských, průmyslových a zemědělských staveb, jejichž prostředí vyhovuje výše uvedeným požadavkům. Zdivo se zhotovuje z tvárníc běžných, z tvárníc přesných a z tvárníc velmi přesných (suché zdění).

Vrstvené pórobetonové zdivo je určeno především pro obvodový plášť např. ve skladbě:

- vnější vrstva z cihelného zdiva režného nebo omítnutého případně z jiných materiálů,
- vzduchová mezera (dutina) v tloušťce minimálně 30 mm,
- vrstva tepelné izolace v závislosti na tepelném odporu stěny 80 až 120 mm,
- vnitřní vrstva nosná nebo samonosná z pórobetonových tvárníc nebo bloků.

Pórobetonové příčky jednoduché a dvojité slouží k dělení vnitřních prostorů staveb bytových, občanských a průmyslových. K překlenutí otvorů ve zdivu lze použít překlady.

Při provádění zdiva se dodržují zásady uvedené v ČSN 73 2310. Při zdění z tvárníc běžných jsou ložné spáry tloušťky nejvýše 10 mm a styčné spáry nejvýše 15 mm. Při zdění z tvárníc přesných jsou ložné a styčné spáry tloušťky 2 až 3 mm. Spáry se vyplňují maltou nebo spojovacím tmelem. Neplatí pro tvárnice velmi přesné pro suché zdění.

### Ing. Jaroslava Ledererová, CSc.

pracuje ve Výzkumném ústavu stavebních hmot jako vedoucí odboru "Pórobeton a lehký beton".

Specializuje se na problematiku zpracování průmyslových odpadních materiálů do stavebních hmot a na technologická řešení zpracovatelských linek. Je tajemnicí normalizační komise SK lehké betony.

## POMOCNÉ PRVKY PRO NOVODOBÉ ZDĚNÉ KONSTRUKCE

**Pomocné prvky v konstrukcích z kusových staviv dle specifikace evropské normalizace v rámci CEN - spony pro připojení k jiným konstrukcím - spojení dvou vrstev s mezerou - závěsy - konzoly - překlady - výztuž ložných spár.**

### 1. Všeobecné.

Zdivo a zděné konstrukce patří k historicky nejstarším aplikacím cílevědomé lidské činnosti při stavbě budov i jiných užitkových objektů. V klasických masivních stavbách byla jejich stabilita zajišťována převážně vysokou hmotností a setrvačností vlastní zděné konstrukce a spojením vazbou kusových staviv, třením ve spojích, apod. V místech vzniku tahových sil však již staří stavitelé používali některých kovových pomocných prvků (táhla, kleštiny, kotevní prvky v zámku klenutých oblouků, kotevní železky, apod.).

V následujících obdobích byly aplikace pomocných prvků zakotveny v základních stavebních předpisech - stavebních rádech, a to po většině empiricky zdůvodněnými ustanoveními pro běžné typy objektů pozemního stavitelství.

V poválečných letech postupně u nás nastával útlum výroby a použití kusových staviv, docházelo spolu s koncentrací stavební výroby

a neúměrným růstem těžké železobetonové prefabrikace postupně ke ztrátě architektonické i řemeslné kvality, byla uzavřena většina cihlen, kvalita i sortiment zdících materiálů se dostaly do kritického stavu. Mírné zlepšení, související s nárůstem požadavků na tepelně-technické vlastnosti obvodových stěn, se sice projevilo zavedením několika druhů vylehčených cihelných tvárníc (a následně opět s trendem k jejich prefabrikaci v podobě keramických obvodových plášťů), rozšířilo se použití pórobetonových tvárníc, vznikly i - spíše konjunkturální - aplikace tvárníc z lehkého betonu. Celkově však lze tuto situaci hodnotit jako velmi neuspokojivou: pro vícepodlažní i halové objekty bylo využito téměř nulové, ve svépomocné výstavbě rodinných domků pak rozhodně ne na úrovni svých možností.



Doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc.  
VUT, fakulta stavební Brno

V současné době jsme naopak svědky dynamického rozvoje aplikací kusových staviv - mnohdy až chaotického, daného prudkou stratifikací trhu v oblasti projekce i provádění staveb a pronikem četných zahraničních technologií, mnohdy bez zajištění úplného know-how, často bez zkušeností všech účastníků výstavby, nežádka též i při absenci regulérní kontroly kvality v úrovni nově se formující legislativy. Citelná je absence stavebního řádu pro nízkopodlažní objekty - ČSN 73 1101 pro navrhování [1] a ČSN 73 2310 pro provádění zděných konstrukcí [2] mají jiný charakter a vycházejí z časově omezených aplikací v posledních letech útlumu tohoto typu konstrukcí.

Moderní konstrukce z kusových staviv mají dnes ve světě obrovské množství rozmanitých řešení, a to jak u objektů nízkopodlažních, tak i u objektů vysokých, úspěšně prováděných i v extrémních podmínkách (seismická, apod.).

K zabezpečení stability novodobých štíhlých konstrukcí z kusových staviv přibývá problematika zajištění trvanlivých spojů vrstvených konstrukcí, připojení obkladů či přízdivek, zvýraznění odolnosti konstrukcí proti účinkům vodorovného zatížení i účinkům zatížení mimořádných. Řešení trvanlivých spojů, zabezpečujících spolupůsobení dnes již subtilních konstrukcí, při respektování účinků teplotních a objemových změn mnohdy s diferencovanými požadavky, zabezpečení zvýšené únosnosti a tuhosti staveb, trvanlivého spojení konstrukcí z různých materiálů, apod., stejně tak jako zajištění komplexní funkce objektu (tj. nejen funkce statické), je dnes v centru pozornosti našich i zahraničních účastníků výstavby.

Na bázi připravované evropské normalizace v rámci CEN projednávaný základní dokument EUROCODE 6 [3] byl předmětem semináře v říjnu t.r. V příspěvku [4] jsou zmíněny některé aspekty použití pomocných prvků ve vrstvených obvodových stěnách; podrobněji je o nich pojednáno v [5]. Časový prostor semináře k EC 6 neumožnil seznámení s ostatními novodobými pomocnými prvky pro zděné konstrukce - částečně tak má učinit tento příspěvek informačního charakteru ale spoť v podobě výčtu druhů pomocných prvků a jejich základního uplatnění ve stavbách; ukázky používání řešení budou promítnuty a komentovány při prezentaci příspěvku přímo na konferenci.

## 2. Typy a specifikace pomocných prvků dle CEN

Do pomocných prvků zařazuje CEN:

- Ties (spony různých typů);
- Straps (páskové spojovací profily různých typů);
- Hangers (závěsy - pro stropní a střešní trámy);
- Brackets (konzoly - pro uložení přízdívky);
- Support angels (podpůrné prahy - DTTO konzoly);
- Lintels (překlady různých typů);
- Bed joint reinforcement (prefabrikovaná výztuž ložných spar zdíva);

Úplný seznam prEN pro specifikaci a metody zkoušení pomocných prvků je uveden v [4].

## 3. Ties

Spony různých tvarů, provedení a stupně ochrany proti korozi se provádějí u vrstvených stěn a v místech připojení stěn k jiným konstrukcím.

**Wall tie** = spona pro spojení obou vrstev vrstvené stěny s mezerou (příp. zcela či z části vyplněnou izolačním materiálem) nebo pro připojení vnější přízdívky k jinému typu podkladu (beton. stěna, dřevěná stěna, rámová konstrukce). Musí vzdorovat tahovým a tlakovým silám při omezeném přetvoření od účinků teplotních a objemových změn. Je-li požadováno, musí umožnit zabezpečení fixace izolační vrstvy a zabránit odkapávání vody na vnitřní vrstvy. Provedení těchto spon může být symetrické nebo antimetrické (podle charakteru spojovaných vrstev) a vodorovné (přímé) či s možností vertikální difference až do 50 mm (=slope-tolerant tie).

**Shear tie** = spona (pomocný prvek) pro spojení dvou samostatných vrstev zděné stěny dohromady (tzv. doubleleaf collar-joint walls nebo vrstvené kompozitní stěny grouted walls vč. stěn vrstvených vyztužených či předpjatých); též pro připojení zděných stěn k rámovým konstrukcím. Spony zajišťují spolupůsobení spojených konstrukčních prvků (tzv. composite action) a musí vzdorovat smyku, tahovým i tlakovým silám. Provedení může být rovněž symetrické nebo antimetrické, podle charakteru spojovaných vrstev.

**Slip tie** = spona (pomocný prvek) pro spojení dvou přilehlých stěn nebo pro připojení zděné přízdívky k rámové konstrukci. Spony jsou odolné na účinky smyku, nepřenášejí však tahové či tlakové síly a musí umožnit volné přetvoření v rovině stěny.

Podrobnější údaje o navrhování spon jsou uvedeny v [5].

## 4. Straps

Pomocné kovové prvky sloužící ke spojení zděných stěn s jinými přilehlými prvky a konstrukcemi (stropnice, trámy, pozednice, krokve,

apod.). Prvky musí přenést stanovenou tahovou sílu; požadavky na jejich únosnost, hustotu a případ. další podrobnosti jsou stanoveny normou (konstrukční ustanovení). Požadovaná odolnost proti korozi se stanoví v závislosti na expozici; prEN 845 - 1 : 1992 [6] stanoví pro pomocné prvky (mimo překladů a vodorovné výztuže spar) 19 položek s odpovídající kvalitou materiálu a případné povrchové úpravy, s odkazy na požadavky příslušných EN.

## 5. Hangers

Závěsy, spec. tzv. joist hangeres (pomocné prvky pro uložení stropnic mimo zdívo) se v prEN 845 - 1992 : [6] uvádějí ve dvou modifikacích:

- face fixing. type: reakce stropnice (trámu, krokve) je přenášena prostřednictvím připevňovacích prvků (šrouby do hmoždinek ve zdívo, apod.) odporem proti smykové síle; provádí se dodatečně do zatvrdlého zdíva.
- joint fixing type: podporová reakce je přímo vnášena do zdíva prostřednictvím zazděné horní části profilu; provádí se osazení pomocných prvků současně se zděním stěny, je možná jednoranná i oboustranná varianta uložení.

## 6. Brackets, support angles

Konzoly a úložné prahy slouží nejčastěji jako podpory pro uložení vnější vrstvy sendvičových zděných obvodových stěn. Pro tato řešení dnes existují v zahraničí systémová řešení, umožňující rozmanitá členění a úpravy fasád objektů, vč. řešení pro rovná i klenutá nadpraží, podvěšené a římsové prvky, apod. Podrobněji je pojednáno o těchto pomocných prvcích v [5].

Souhrnně lze o pomocných prvcích ad 3/ až ad 6/ poznamenat, že se vztahují převážně k problematice u nás v posledních letech téměř neprovozené - k použití dřevěných stropů /ad 4;5/ a vrstvených zděných stěn /ad 3;6/. V obou případech lze přitom očekávat rozvoj aplikací, vyžadují si však doplnění na naše podmínky z hlediska návaznosti stavebně-fyzikálních, požární odolnosti, ochrany proti korozi, apod. Specifikace prEN [6,7,8] rovněž uvádějí, že v uvedených případech mohou být v jednotlivých státech zpracovány dodatky (tzv. National Annex), specifikující některé obecné podmínky [6,7,8]. Závaznými jsou jen parametry v těchto prEN uvedené a zjištěné experimentálně dle metodiky norem prEN 846 - úplný seznam viz [4].

## 7. Lintels (překlady na otvory ve zdívo)

Specifikace prEN 845 - 2 : 1992 [7] definuje pro účely této normy překlad jako nosný prvek (trám) sloužící k překrytí otvoru ve zděné stěně; světlost otvoru je zde limitována na max. 4,5 m a specifikace platí pouze pro prefabrikované překlady prakticky ze všech materiálů mimo dřeva.

Prefabrikované překlady jsou dodávány na stavbu v jednom kusu (=celistvé); mohou být však na stavbě spráženy se zdívem nadbetonovanou vrstvou (=composite lintels) nebo kompletovány - např. u vrstvených stěn - s jiným překladem v rovině otvoru (=combined lintels). Vždy však musí mít takovou únosnost, aby ještě před sprážením přenesly příslušné zatížení do okamžiku společného působení prefabrikované části a části sprážené (spojené). Specifikace [7] tedy nepokrývá překlady, jejichž tažená, tj. dolní část je zhotovována na místě, tj. nepokrývá ani celomonolitické překlady železobetonové. Pro použití prefabrikovaných překladů z autoklátovaného pórobetonu a z lehkého mezerovitého betonu platí navíc ustanovení příslušných prEN, v současné době dokončovaných v komisi CEN TC 177.

Specifikace [7] udává požadavky na konstrukční materiály (ocel, beton a zdívo) v podobě odvolávek na kmenové EN a speciálních požadavků na překladové tvarovky. Poměrně podrobná a významná je část pojednávající o mechanickém odporu a stabilitě, zahrnující požadavky na návrh výpočtem a dle zkoušek (destruktivní a nedestruktivní zkouška) pro jednotlivé druhy a materiálové varianty překladů. Významným způsobem se zde zvyšují nároky na výrobce těchto prvků a jeho povinnosti (vč. odvolávek na příslušné části prEN 846, týkající se zkoušení překladů dle metodiky CEN). Obdobně jsou ve specifikaci [7] stanoveny požadavky na trvanlivost, zajištění bezpečnosti v případě požáru, a též v podobě všeobecných ustanovení požadavky na ostatní vlastnosti - hygiena, ochrana zdraví a prostředí, bezpečnost práce, ochrana proti hluku, energetická náročnost a úspory tepla, apod. Jednoznačně jsou specifikovány též požadavky na označování, kontrolu a certifikaci výrobců, v přílohách pak požadavky na systémy ochrany proti korozi (zejména pro obvodové sendvičové stěny) jako normativní, informativní doplňková ustanovení pro rozdělení zatížení u kombinovaných překladů a doporučení u kombinovaných překladů a doporučení pro převádění komplexní konstrukce.

Již prostý výčet problematiky, heslovitě uvedené ve specifikaci [7] naznačuje, že se jedná o problémy nejen u nás mnohdy nové co do aplikací (např. sendvičové stěny, spřažené a kombinované překlady, apod.), ale též dosud komplexně neřešené - lépe řečeno, téměř vůbec neřešené. Vždyť naše kmenová norma [1] na rozdíl od např. DIN 1053 nebo BS 5628 aj. - se vůbec o této problematice nezmiňuje a doplňková norma vlastně též dosud v podobné úpravě neexistuje. V současné době se uvedený problém řeší, již ve vazbě na Eurocode 6 a zmíněné specifikace a příslušné normy pro zkoušení - informace o výsledcích vyžadují samostatný rozsáhlejší materiál, který se připravuje.

### 8. Bed joint reinforcement

Pod tímto označením zavádí specifikace prEN 845 - 3 : 1992 [8] zásadní požadavky na prefabrikovanou výztuž ložných spar zdíva. Rozsah požadavků je co do výčtu stejný jako u překladů /ad 7/, co do podrobnosti však menší. Navíc jsou obsaženy požadavky na metody výroby těchto předpřipravených pomocných prvků, stejně tak jako požadavky na systémy ochrany proti korozi (zde je opět ponechána "vůle" pro národní doplňky).

Tvarově a výrobně specifikuje [8] několik základních typů prefabrikované výztuže ložných spar:

- welded wire meshwork = svařované prvky z výztuže podélné a příčné, kdy můžeme rozlišit tzv. Ladder type /LT/, tj. žebřičky z drátů na sebe kolmých a tzv. Truss type /TT/, tj. výztuž ve tvaru pňhradoviny. V bližší rozměrové a výrobní specifikaci pak mohou být pomocné prvky typu /LT/ vytvořeny z prutů svařených přesahem /dvojnásobná tloušťka/, případně z prutů zploštělých pro tenkovrstvou maltu. Prvky typu /TT/ jsou obvykle pouze v jednoduché tloušťce nebo zploštělé. Oba typy pak lze případně využít i pro vrstvené stěny; zde se výjimečně dá povolit tzv. drip, tj. prohnutí příčného drátu v dutině stěny /u běžných stěn ad 3/ se nepovoluje.
- woven wire meshwork = pomocné prvky tvarované s použitím zvláštěného drátu, která vytváří hustější vyztužení podélně orientovaných stěn.
- expanded metal meshwork = speciální kovová síť, používaná v pruzích či v ploše (např. u stěnových pilířů výztuží ložných spar).

Specifikace [8] stanovuje relaci mezi rozměry výztužných prvků (jejich tloušťkou) a tloušťkou malty ložné spáry zdíva, min. průměr drátů a jejich kvalitu, vztah pro výpočet průřezové plochy prvku, apod. Zkoušení je opět upraveno příslušnými částmi prEN 846 (viz literatura v [4]).

Využití výztuže ložných spar je v zahraničí poměrně široké - jak pro zvýšení únosnosti, tak i např. pro kontrolu přetvoření od změn vlhkosti, apod. Některé možnosti a zásady použití u technologie, využívají betonových tvárníc jsou uvedeny v [5]; souhrnné zpracování celé problematiky je t.č. v rozpracování, ve vazbě na naše normy a očekávaný náběh (souběh) evropských norem.

### 9. Ostatní pomocné prvky pro zděné konstrukce

Při aplikacích sendvičových stěn, řešení atik, suterénů objektů, detailů a návazností oken, apod. se vyskytují některé další pomocné prvky, které již nemají charakter statický (i když někdy mohou statiku ovlivnit), ale jsou podmínkou komplexní spolehlivosti budovy. Zmíním zde pouze ty nejdůležitější - vodorovné izolace proti vlhkosti, izolace v sendvičových obvodových stěnách vč. uzavěrů dutin, apod. Některé aplikace budou opět prezentovány ve vystoupení na konferenci.

### 10. Závěr

Problematika použití pomocných prvků v konstrukcích z kusových staviv je značně rozsáhlá, v mnoha oblastech u nás i zcela nová. V tomto příspěvku bylo možno provést pouze hrubý výčet a doplnit jej následně ukázkami aplikací (proto zde též nejsou prezentovány obrazové přílohy). Některé problémy již byly řešeny [4,5], jiné jsou na pracovišti autora rozpracovány. Jejich dotažení do přímé aplikační podoby již dnes, a zejména v návaznosti na zavádění evropských norem, je v zájmu výrobců, projektantů i dodavatelů staveb: jejich podněty i požadavky na dořešení, vývoj nových aplikací a podkladů pro projektování a provádění jsou autorem očekávány. Budou řešeny v souladu a současně s aktuálními problémy použití vyztuženého a předpjatého zdíva, aplikacemi při rekonstrukcích objektů i v jiných aktuálních případech, na experimentální, teoretické, projektové i praktické úrovni.

### Literatura

- [1] ČSN 73 1101: Navrhování zděných konstrukcí
- [2] ČSN 73 2310: Provádění zděných konstrukcí
- [3] EUROCODE 6 : Structural Use of Masonry
- [4] Klouda J. : Vrstvené stěny  
In: Sborník k semináři Eurocodes 1,2,6
- [3] díl - PROCON, Praha, 1993
- [5] Klouda J. : Navrhování sendvičových obvodových stěn a dilatací.  
IP-1/93 (70stran)  
VUT Brno, květen 1993
- [6] prEN 845-1:1992: Specification for ancillary components formasonry  
- Part 1: Ties, straps, hangers, brackets and support angles
- [7] prEN 845-2:1992: Specification for ancillary components for masonry  
- Part 2: Lintels
- [8] prEN 845-3:1992: Specification for ancillary components for masonry  
- Part 3: Bed joint reinforcement

### Doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc.

Dlouholetá praxe v projekci, typizaci, experimentálním výzkumu a vývoji konstrukcí, na VUT Brno od r. 1981, v současné době vede Divizi zděných, montovaných a smíšených konstrukcí ÚBZK FAST. Člen normalizačních komisí TNK 36/SC 4, TNK 37, člen IABSE.

## VODOROVNÉ KONSTRUKCE Z KUSOVÝCH STAVIV

**Spřažené konstrukce ze stropních nosníků a keramických vložek - stropy z nosníků s prostorovou výztuží a vložkami - statické působení, výpočet, dimenzování.**

Využití kusových staviv pro vodorovné konstrukce není myšlenka nikterak nová. Tlačenu konstrukci z kusových staviv, pravou klenbu, znaly již civilizace na úsvitu dějin. Ohýbané konstrukce z kusových staviv se začaly používat jen o několik let později než běžné monolitické stropní konstrukce. Jako kusové stavivo se používaly tvarovky různých tvarů a z různého materiálu: keramické, křemelínové, betonové a z lehčeného betonu. V současné době se převážně používají cihelné tvarovky a pro spřažené konstrukce také tvarovky betonové.

### 1. Vodorovné konstrukce s cihelnými vložkami

Původním smyslem používání cihelných tvarovek bylo vylehčování jednosměrně prutých monolitických železobetonových konstrukcí. Nejvíce rozšířenými byly žebřičkové stropy s tvarovkami Simplex. S nástupem montovaných konstrukcí se cihelné tvarovky začaly používat i pro výrobu keramických povál, panelů, překladů a věnových dílců. Postupně se začala měnit i míra a způsob statického využití keramiky v nosném průřezu. Od původního využívání keramiky staticky v podružném smyslu nebo jen ve vedlejším nosném směru, jak tomu je u monolitických stropních konstrukcí typu Simplex, u stropních dílců, u nichž nosnou funkci v obou nosných směrech zabezpečuje betonová část, u hurdiskového stropu a u stropních konstrukcí z nosníků a keramických vložek, se přeš-

lo na konstrukce, které využívají statického působení keramiky v hlavním i vedlejším nosném směru. K těmto konstrukcím patří keramické povaly a panely s tvarovkami zajišťující spolehlivé spolupůsobení keramické a betonové části v tlačené oblasti průřezu.

Při statickém vyšetřování ohýbaných vodorovných konstrukcí se keramická část průřezu zanedbávala a jako nosný průřez se uvažovala pouze betonová část. Později se projektanti snažili různými, někdy ne zcela statickému působení odpovídajícími, způsoby vyjádřit vliv keramiky alespoň při výpočtu průhybu. K zásadnímu obratu došlo teprve vydáním normy ČSN 73 1102 - 77 "Navrhování vodorovných konstrukcí z cihelných tvarovek", jejímž teoretickým pramenem byla "Studie navrhování keramických prefabrikovaných konstrukcí", kterou v roce 1970 zpracoval doc. Ing. Vladimír Meloun, CSc. Tato norma obsahuje potřebné vztahy pro statické vyšetřování i zásady pro konstrukční řešení. Je doposud platná, ale její dnešní použití je ovlivněno tím, že vychází z metod, které se u železobetonových konstrukcí změnily v souvislosti s revizí základní normy pro betonové konstrukce ČSN 73 1201 "Navrhování betonových konstrukcí" v roce 1986.



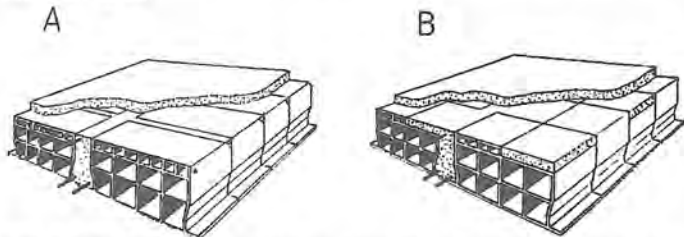
Ing. Miloš Lavický - Stavební fakulta VUT, ústav betonových a zděných konstrukcí

Dnes je vhodnější postupovat při vyšetřování keramických konstrukcí podle platné ČSN 73 1201 - 86 a výpočet modifikovat tak, aby zároveň vystihoval i vliv keramické části průřezu.

### 1.1 Mezní stav porušení ohybovým momentem

Pro výpočet mezního stavu porušení ohybovým momentem je rozhodující, jsou-li tvarovky uzpůsobeny tak, aby přenášely normálové tlakové síly z jedné tvarovky na druhou. To je spolehlivě splněno tehdy, má-li tvarovka horní tlačnou část dostatečně zesílenou a zároveň je-li zde opatřena šikmým nebo válcovým seříznutím nebo je-li spolupůsobení tvarovek v podélném směru zabezpečeno střídáním výšky tvarovek popř. jejich částí po délce konstrukce (obr. 1).

Jako tlačnou plochu tvarovky lze započítat nejvýše tu část celkové plochy tvarovky bez otvorů, která je vymezena hloubkou seříznutí nebo rozdílem výšek.



Obr. 1 Zabezpečení spolupůsobení tvarovek v tlačné oblasti průřezu:

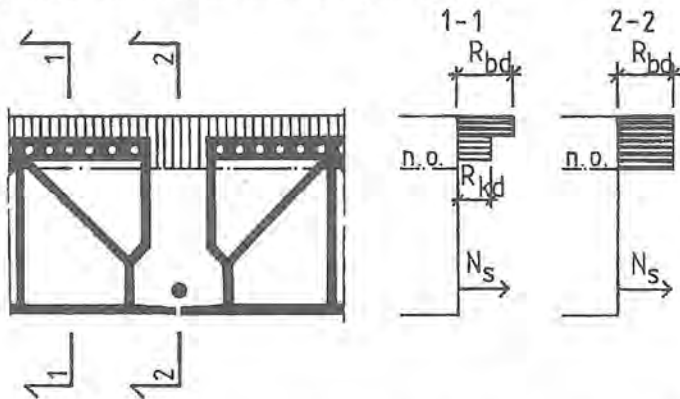
A - seříznutím

B - střídáním výšky poloviny tvarovky

V případě, že podmínky uvedené pro spolehlivé přenášení normálových sil nejsou splněny, se uvažuje ve výpočtu únosnosti pouze betonová část průřezu.

S betonovým žebříkem spolupůsobí v tlačné oblasti zesílená horní část tvarovky popř. i nadbetonovaná vrstva, je-li jejich tloušťka alespoň desetina výšky žebírka, nejméně však 20 mm. Stejná podmínka platí, když uvažujeme pouze s betonovou částí.

Mezní únosnost se určuje za předpokladu, že v tlačné oblasti průřezu napětí v betonu i v keramice dosahuje příslušné výpočtové pevnosti a beton i keramika v tahu nepůsobí (obr. 2).



Obr. 2 Napětí na mezi únosnosti v keramicko - betonovém průřezu (podle metody mezní rovnováhy)

### 1.2 Mez porušení posouvající silou

Pro výpočet mezního stavu porušení posouvající silou lze keramickou část započítat i v případě, kdy ji při výpočtu únosnosti v ohybu neuvažujeme. Postup výpočtu je stejný jako u prvků bez keramiky jen s tím rozdílem, že výpočtovou posouvající silou, přenášenou na mezi porušení navzduženým průřezem, určujeme pro rozhodující (nejmenší) šířku betonového průřezu, zvětšenou o součet šířek stěn keramických tvarovek přilehlých k betonovému žebříku, násobený  $0,5 \cdot E_k \cdot 10^{-4}$  }  $R_{btd}$ , kde  $E_k$  je modul pružnosti tvarovek a  $R_{btd}$  výpočtová pevnost betonu v tahu.

### 1.3 Mezní stav přetvoření

Vzájemný poměr mezi pevností v tlaku a v tahu u keramických tvarovek je přibližně 1:5 až 1:4. Je tedy mnohem příznivější než u betonu, přitom modul pružnosti keramiky dosahuje asi polovičních hodnot modulu pružnosti srovnatelné třídy pevnosti betonu. Proto v keramicko - betonovém průřezu většinou při běžném provozním zatížení zůstávají jednotlivé tvarovky bez trhlin. Ty vznikají jen v betonu v příčných styčných spárách mezi tvarovkami.

Úseky celistvého betonového průřezu mezi trhlinami zmenšují protažení výztuže, což příznivě ovlivňuje ohybovou tuhost průřezu.

U keramických konstrukcí je tento "korálkový efekt" obzvlášť patrný, protože soudržnost mezi keramikou a betonem zabraňuje volnému rozvoji trhlin v betonové části průřezu.

Ohybovou tuhost prvků bez trhlin  $B_{ra}$  (provozní ohybový moment není větší než moment na mezi vzniku trhlin, určený bez vlivu keramiky) vyjádříme běžným vztahem:

$$B_{ra} = 0,85 \cdot E_b \cdot I_i \quad \{1\}$$

kde je:  $E_b$  modul pružnosti betonu

$I_i$  moment setrvačnosti ideálního průřezu s keramikou

Vzhledem k malé šířce spár mezi tvarovkami zanedbáváme, že v místě spáry je ohybová tuhost menší v poměru momentu setrvačnosti ideálního průřezu bez keramiky k momentu setrvačnosti ideálního průřezu s keramikou.

Ohybovou tuhost prvků s vyloučeným působením betonu a keramiky v tahu  $B_{rb}$  stanovujeme s přihlédnutím k tomu, zda je zabezpečeno spolupůsobení tvarovek v tlačné oblasti průřezu stejně jako při posouzení meze porušení ohybovým momentem. Pokud lze spolupůsobení tvarovek uvažovat, započítáme do ideální plochy tlačné oblasti určené podle ČSN 73 1201 odst. 7. 3. 2. 3. také tlačnou plochu keramiky, vynásobenou pracovním součinitelem mezi betonem a keramikou, t. j. poměrem modulu pružnosti keramických tvarovek k modulu pružnosti betonu. Ideální plocha tlačné části průřezu se tedy stanoví z výrazu:

$$A_c = A_{bc} + \omega_k \cdot A_{kc} + 2 \cdot \omega \cdot A_{sc} \cdot (x_r - a_c) / x_r \quad \{2\}$$

kde je:  $A_c$  ideální plocha tlačné části průřezu,

$A_{bc}$  plocha tlačného betonu,

$A_{kc}$  plocha tlačné části tvarovek,

$A_{sc}$  průřezová plocha tlačné výztuže,

$x_r$  výška tlačné oblasti,

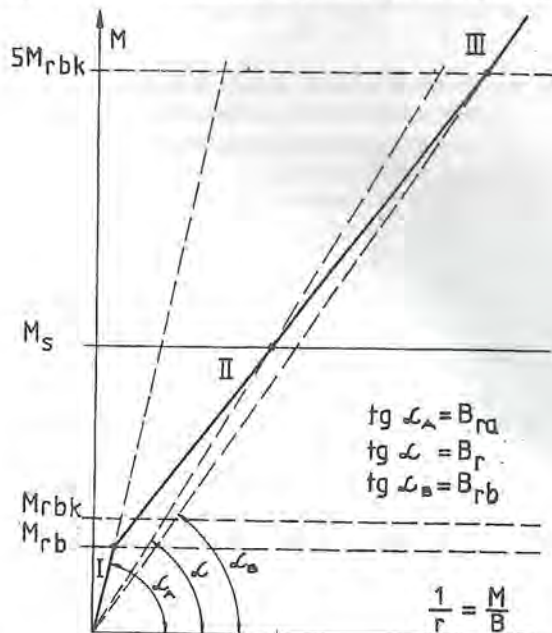
$a_c$  vzdálenost tlačného okraje od těžiště průřezu,

přičemž  $\omega_k = E_k / E_b$ ,

$\omega = E_s / E_b$ .

Pokud konstrukční uspořádání nezabezpečuje spolehlivé spolupůsobení tvarovek v tlačné oblasti, určí se počáteční tuhost s vyloučeným tahem  $B_{rb}$  stejně jako u průřezů bez keramiky.

Počáteční ohybovou tuhost pro prvky s trhlinami při spolupůsobení betonu a keramiky v tahu  $B_r$  získáme interpolací mezi tuhostí prvku bez trhlin a tuhostí prvku s vyloučeným působením betonu a keramiky v tahu na trilineárním pracovním diagramu závislosti křivosti na provozním ohybovém momentu, který se liší od diagramu užívaného pro železobetonové konstrukce pouze tím, že za hladinu, kdy uvažujeme úplné vyloučení taženého betonu, klademe pětinašobek momentu na mezi vzniku trhlin, určený pro ideální průřez zahrnující i vliv keramiky (obr. 36).



Obr. 3 Trilineární pracovní diagram závislosti křivosti na velikosti provozního ohybového momentu

Interpolací na střední větvi diagramu obdržíme vztah pro počáteční tuhost prvků s trhlinami a se spolupůsobením betonu a keramiky v tahu  $B_r$ :

$$B_r = \frac{M_s}{(M_s - M_{rb}) \cdot (5 \cdot M_{rbk} / B_{rb} - M_{rb} / B_{ra}) + (M_{rbk} - M_{rb}) + M_{rb} / B_{ra}} \quad \{3\}$$

kde je:  $M_s$  celkový provozní ohybový moment,  
 $M_{rb}$  moment na mezi vzniku trhlin ideálního průřezu bez keramiky,  
 $M_{rbk}$  moment na mezi vzniku trhlin ideálního průřezu s keramikou,  
 $B_{ra}$  ohybová tuhost prvků bez trhlin,  
 $B_{rb}$  ohybová tuhost s vyloučeným působením betonu a keramiky v tahu.

Pomocí počáteční tuhosti obvyklým způsobem vypočítáme přetvoření od krátkodobého zatížení. Přetvoření od účinků dlouhodobého zatížení získáme analogickým postupem s tím rozdílem, že ohybové tuhosti stanovíme pro zmenšené moduly pružnosti betonu  $E_b / (1 + \phi)$  a zmenšené moduly pružnosti keramiky  $E_k / (1 + \phi_k)$ , kde je  $\phi$  součinitel dotvarování betonu a  $\phi_k$  součinitel dotvarování keramiky.

Další část celkového přetvoření je způsobena smršťováním betonu. ČSN 73 1201 dovoluje u prvků s rozpětím menším než 6 m křivost od smršťování zanedbat. Keramické vložky smršťování nepodléhají a soudržností brání smršťování betonové části. Proto v běžných případech není nutno i pro větší rozpětí, než je 6 m vliv smršťování betonu uvažovat.

#### 1.4 Mezní stav šířky trhlin

Pro výpočet šířky trhlin kolmých ke střednici je v ČSN 73 1201 čl. 9. 2. 2. uveden vztah, získaný z rozsáhlého souboru zkoušek. Zohledňuje vliv povrchu výztuže, vliv tloušťky krycí vrstvy, vliv stupně vyztužení a průměru použitých vložek, vliv napětí ve výztuži a modulu pružnosti oceli. Keramické tvarovky ovlivňují rozvoj trhlin a předurčují vznik prvotních trhlin ve spárách mezi tvarovkami, avšak vztah podle ČSN 73 1201 vzdálenost trhlin explicitně neobsahuje. Proto pro praktický výpočet šířky trhlin kolmých ke střednici lze doporučit provést dva výpočty šířky trhlin. Prvním výpočtem se podle ČSN 73 1201 stanoví šířka trhlin při zanedbání vlivu keramiky, druhým se přibližně zjistí šířka trhlin  $w_k$  v přímé závislosti na vzdálenosti trhlin.

Je-li provozní ohybový moment  $M_s$  větší než moment na mezi vzniku trhlin ideálního průřezu bez keramiky ale nejvýše roven pětinasobku momentu na mezi vzniku trhlin ideálního průřezu včetně keramiky, lze odvodit z trilineárního pracovního diagramu závislosti poměrného protažení výztuže na velikosti provozního ohybového momentu pro výpočet šířky trhliny  $w_k$  vztah:

$$w_k = \left[ \varepsilon_{sfr} + \frac{5 \cdot M_{rbk}}{M_s} \cdot \varepsilon_{sr} - \varepsilon_{sr} \right] \cdot l_r \quad \{4\}$$

kde je:  $\varepsilon_{sfr}$  poměrné protažení výztuže plně působícího ideálního průřezu bez keramiky při působení momentu  $M_{rb}$ ,  
 $\varepsilon_{sr}$  poměrné protažení výztuže ideálního průřezu bez keramiky za předpokladu úplného vyloučení taženého betonu při působení momentu  $M_s$ ,  
 $\varepsilon_{rk}$  poměrné protažení vláken keramicko - betonového průřezu, přilehlých k tahovým vložkám, určené z ideálního průřezu včetně keramiky při působení momentu  $M_{rbk}$ ,  
 $l_r$  vzdálenost trhlin.

Šířka trhliny kolmé ke střednici prvku je zde stanovena jako násobek vzdálenosti trhlin a průměrné hodnoty poměrného protažení nejvíce namáhaných tahových vložek, zmenšené o protažení přilehlých vláken keramicko betonového průřezu.

Pokud hodnota provozního ohybového momentu je větší než pětinasobek momentu na mezi vzniku trhlin ideálního průřezu, stanoví se šířka trhlin  $w_k$  z výrazu:

$$w_k = (\varepsilon_{sr} - \varepsilon_{rk}) \cdot l_r \quad \{5\}$$

Za vzdálenost trhlin se dosazuje vzdálenost příčných spár, jsou-li tvarovky kladeny nevystřídane, nebo její polovina, jsou-li kladeny vystřídane.

Nutno zdůraznit, že v obou případech se jedná o přibližné vztahy,

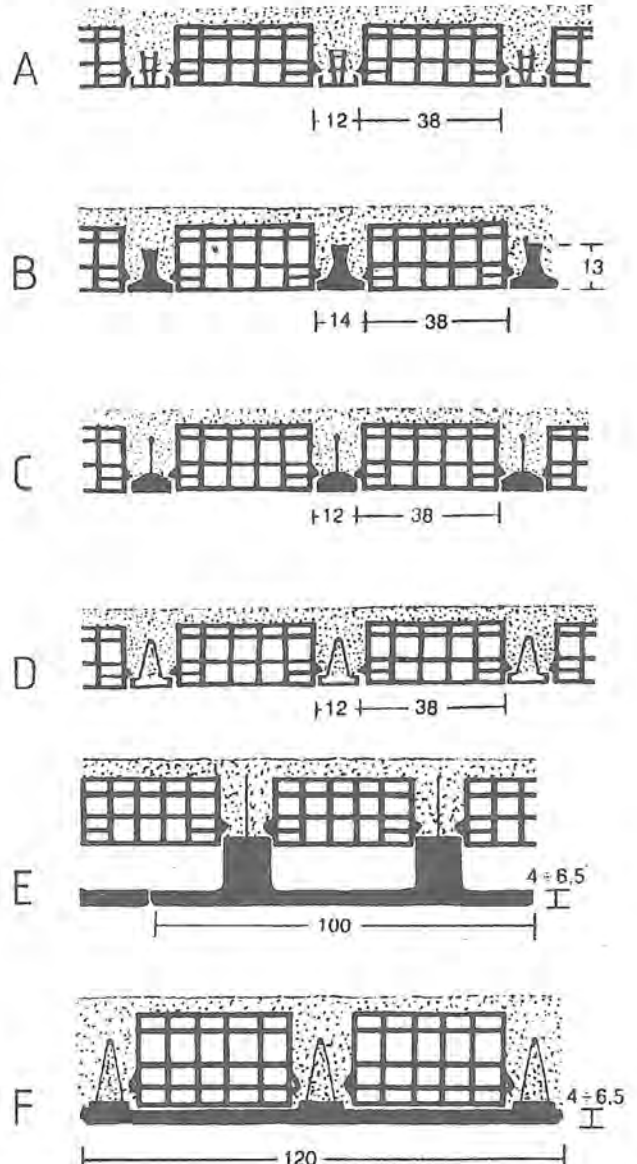
kteří slouží pouze pro orientační kontrolu vlivu keramiky na šířku trhlin kolmých ke střednici prvku.

U železobetonových konstrukcí hodnotu trvalé šířky trhliny obdržíme vynásobením šířky trhliny od dlouhodobého zatížení součinitelem trvalé šířky trhliny. U konstrukcí s keramickými vložkami lze předpokládat, že keramika příznivě ovlivní rozvoj trhlin od dlouhodobého působení zatížení, ale není zatím dostatek údajů, jak tento vliv ve výpočtu uvážit. Obecně lze říci, že na mnohé otázky, týkajících se zejména reologických vlastností materiálů, je nutné odpověď teprve hledat pomocí experimentů a zkoušek.

#### 2. Spřažené konstrukce ze stropních nosníků a vložek

Spřažené konstrukce se dnes dostávají stále více do popředí zájmu. Mají jak hlavní výhodu monolitu - celistvost konstrukce, tak hlavní výhodu montovaných konstrukcí - výstavbu bez bednění.

Spřažené konstrukce z kusových staviv se používají v různém konstrukčním uspořádání (obr. 4), v podstatě však v jednotném statickém systému. Ten je charakterizován nosníky, které působí v hlavním nosném směru, vložkami, které jsou na nosnících osazené, a monolitickou dobetonávkou. Nosníky jsou většinou navrženy jako polotovary, který je schopný přenášet celkové zatížení, až beton monolitické části dosáhne potřebné pevnosti.



Obr. 4 Přehled nejčastějších typů spřažených konstrukcí z kusových staviv:

- A - keramické nosníky a keramické tvarovky
- B - předpjaté nosníky a keramické tvarovky
- C - keramické nosníky s rovinnou příhradovou výztuží a keramické tvarovky
- D - keramické nosníky s prostorovou příhradovou výztuží a keramické tvarovky (častá je i betonová varianta)
- E - předpjaté prefabrikované dílce a monolitická část s keramickými tvarovkami
- F - filigránové dílce s příhradovou výztuží a monolitická část s keramickými tvarovkami

Největší oblibě se v současné době těší konstrukce z nosníků s prostorovou výztuží známé pod různými firemními označeními: FERT, TRIGON, DELTA aj. Používají se buď jako keramické nosníky s cihelnými tvarovkami typu MIAKO nebo jako betonové nosníky s betonovými tvarovkami. Následující část příspěvku bude zaměřena především na ně.

### 2.1 Mezní stavy únosnosti

Z hlediska mezního stavu porušení ohybovým momentem a posouvající silou navrhujeme spřažené konstrukce jako by byly monolitické. Průřezy se vyztužují vložkami z běžné betonářské oceli nebo příhradovou výztuží. Ta se převážně vyrábí z hladké oceli ve speciálním zařízení. Příčná diagonální výztuž je v něm protažena za studena, nahýbána a přivařena k podélným výztužným prutům, které se při protahování za studena navíc opatřují žebírkováním. Výztužný dílec je pak tvořen jedním horním prutem, dvojicí diagonální výztuže a dvojicí dolních podélných prutů. Pokud je třeba větší vyztužení, doplňuje se základní výztuž příhradovými přídatnými vložkami buď odporově přivařenými přímo ve výrobně nebo vloženými. Je-li tato výztuž navržena jako ubíraná, je nutné, aby dolní prefabrikovaná příruba nosníku byla v kotevní oblasti opatřena vodorovnou příčnou výztuží (sponami tvaru U).

Při vyšetřování mezního stavu porušení posouvající silou uvažujeme jako smykovou výztuž pouze tažené diagonály prostorové výztuže. Jejich vzdálenost, daná strojním zařízením, je vždy 200 mm. V závislosti na výšce průřezu s nimi počítáme jako s třmínky, je-li splněna podmínka  $0,75 h_e \leq s_e$ , kde  $h_e$  je účinná výška a  $s_e$  je vzdálenost třmínků, nebo jako se samostatnými ohyby, když tato podmínka není splněna.

U spřažených konstrukcí je navíc nutné vyšetřit styk prefabrikované části a dobetonávky na účinky působení podélné posouvající síly. Při výpočtu se vychází z ČSN 73 1201 čl. 10. 3., kde jsou uvedeny potřebné vztahy a údaje pro stanovení výpočtové posouvající síly na mezi porušení styku. Jako spřahovací výztuž se uvažují pouze tažené příčné vložky. U keramických konstrukcí, u nichž kritickou rovinou spřažení prochází keramická část nosníku, lze tuto výpočtovou sílu zvýšit o příspěvek keramické části:

$$Q_{\text{luk}} = b_{\text{ok}} \cdot a \cdot 0,5 E_k \cdot 10^{-4} \quad \{6\}$$

kde je:  $b_{\text{ok}}$  šířka stěn keramické části nosníku přiléhajících k betonovému průřezu,  
 $a$  délka uvažovaného průřezu zmenšená o šířky styčných spár,  
 $E_k$  modul pružnosti keramiky,  
 $R_{\text{btd}}$  výpočtová pevnost betonu v tahu.

### 2.2 Mezní stav přetvoření

Spřažené konstrukce se velmi často provádějí se vzepětím rovným přibližně jedné šesti- až třisetině světlého rozpětí. O tuto hodnotu je dovoleno (stejně jako u železobetonových konstrukcí) zvětšit hodnotu mezního průhybu.

### 2.3 Mezní stav šířky trhlin kolmých ke střednici

U keramicko - betonových nosníků vznik primárních trhlin ovlivňuje keramická tvarovka, která je součástí spodní příruby prefabrikovaného nosníku, a při vyšetřování je vhodné dbát na doporučení platné pro konstrukce s cihelnými tvarovkami (viz. odst. 1. 4.). U betonových nosníků je poloha primárních trhlin polohou styčných spár vložek ovlivněna zanedbatelným způsobem a lze postupovat běžným způsobem podle ČSN 73 1201.

### 2.4 Montážní stavy

Kromě výpočtu v provozním stavu musíme nosníky posuzovat ve stadiu výroby, manipulace, přepravy a montáže. Nosníky, jak již bylo uvedeno, musejí být v montážním stavu podepřené. Vzdálenost podpěr závisí na typu nosníku, výšce a tloušťce stropní konstrukce. Statické působení nosníků je často zcela jiné než v provozním stavu. Například nosník s prostorovou výztuží v montážním stavu do doby, než beton monolitické části dosáhne potřebné pevnosti, působí jako ocelový spojité příhradový nosník s železobetonovým spodním pásem. Při statickém výpočtu ho zjednodušeně vyšetřujeme jako prostorovou prutovou konstrukci jen ocelovou a účinek prefabrikované příruby nosníku vyjadřujeme jako zabránění příčného vodorovného posunu spodních styčniců zavedením příčných vodorovných vazeb nebo pomocí příčných fiktivních prutů. Výpočtem zjišťujeme průhyb v jednotlivých polích spojitěho nosníku, podporové tlaky na montážní konstrukci a napětí v jednotlivých prutech ocelové příhradoviny. Napětí, zahrnující i vliv vzpěru, pak porovnáme s výpočtovou pevností jednotlivých prutů.

### LITERATURA:

- [1] ČSN 73 1201 "Navrhování betonových konstrukcí", 1986, včetně Změny a
- [2] ČSN 73 1102 "Navrhování vodorovných konstrukcí z cihelných tvarovek", 1977
- [3] Procházka J., Tichý M. a kol., "Navrhování betonových konstrukcí. Komentář k ČSN 73 1201", Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1989
- [4] Meloun V., "Závěrečná zpráva úkolu 227, Studie navrhování keramických prefabrikovaných konstrukcí", ČSCZ GŘ Brno, 1970
- [5] Meloun V., "Statické působení keramických tvarovek v ohybaných nosných prvcích", Pozemní stavby, 12 - 1967
- [6] Lavický M., Bažant Z., "Problémy návrhu vodorovných konstrukcí kompozitního průřezu ze železobetonu a keramiky", Knižnice VUT - svazek B, 1992

### Ing. Miloš Lavický

Má dlouholetou praxi v projektové činnosti. Od roku 1990 pracuje na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně. Věnuje se kompozitním konstrukcím, především ze železobetonu a keramiky, a zaměřuje se na jejich reologické vlastnosti. Rovněž se hlouběji zabývá rekonstrukcemi staveb, montovanými a zděnými konstrukcemi.

## MOSTY Z KUSOVÝCH STAVIV

**Historie staveb z přírodního kamene - současný stav - železniční a silniční mosty a propustky v ČR - přestavba a oprava mostů - druhy kamenného zdiva - dovolené namáhání zdiva - poruchy zdiva a sanace**

### Úvod

Umění stavět mosty bylo považováno v dřívějších dobách za jádro a počátek veškerého stavitelského vědění. Mosty kamenné i cihelné mají svoje nezastupitelné místo ve vývoji mostního stavitelství, i když byly pro svoji pracnost a nákladnost zatlačeny mosty betonovými.

I přesto je na místě se zamyslet nad využitím u nás velkého bohatství vhodného stavebního kamene pro mostní stavby menších rozpětí a jejich spodní stavby. V Revue générale des Sciences r. 1902 prohlásil J. Rézal, že dlužno dáti kameni (zdivu) přednost vždy, kde je to možné. Přednost trvanlivým kamenům dáti v místech s častými srážkami, mlhami, rychlým stídnáním teploty pod a nad 0, v horách, v průmyslových oblastech a ovšem tam, kde je dobrý kámen.

### I. Vývoj

Mezi nejstarší kamenné mosty můžeme začlenit prostý kámen, popř. kamennou desku, položenou přes potok. Překonání větší světlosti si však vyžádalo převislé kladení kamenů ve vrstvách ve směru

ke středu rozpětí - vzniká tak falešná klenba.

Mezi těmito hrubými počátky mostního umění a dokonalými mostními stavbami starověku je časová etapa, o které nám vypovídají pouze nalezené zbytky staveb.

Užití kamene v nosné konstrukci prokazuje již značný pokrok ve stavitelství. Pravá klenba (Egypt, Čína) je dokonalým prvkem stavby a je ku podivu, že se poměrně málo používala (v Řecku téměř neznáma). S pravou klenbou se tedy shledáváme teprve u Římanů, kteří se umění ji stavět učily od Etrusků, u nichž nacházíme též nejstarší památky tohoto druhu. V Římě samém je nejstarší klenbou tzv. Cloaca Maxima asi 600 l př. n. l. světlosti 6 m. Prvé kamenné stavby překvapují ohromnými rozměry kvádrů o hmotnosti několika stovek tun. Teprve v pozdější době se objevují kvádry menších rozměrů i zdivo lomové, cihly, kde nepostačuje prosté tření a je potřeba pojiva, tmelu, malty.



Doc. Ing. Jan Tomek, CSc.  
VUT FAST v Brně

Slavba i správa mostů v té době přináležela kněžskému řádu (pontifices), v jejichž čele stál pontifex maximus. Svědkové těchto dob se zachovaly, až do naší doby a vypovídají svojí krásou o umění svých tvůrců.

Velkou zásluhu o rozvoj mostního stavitelství ve středověku i další vývoj má řád mostních bratří (freres pontifex), o kterých se dá bez nadsázky říci, že jsou předchůdci dnešních mostních inženýrů (viz. kamenné mosty v Avignonu (1178), v Lyonu (1265), St. Esprit (1285)).

Naše první mosty patří mezi nejstarší památky mostního umění. Jako nejstarší most se připomíná (1118) dřevěný most přes Vltavu v Praze, na jehož místě dala královna Judita (druhá manželka krále Vladislava) v letech 1169-1174 stavět kamenný most "Juditin".

Nejstarší dochované kamenný most u nás je v Písku (1296) přes Otavu, pak následuje Karlův most přes Vltavu v Praze (1357).

Ve Francii zakládá r. 1666 Colbert (finanční ministr Ludvíka XIV.) akademii věd, r. 1671 pak akademii stavitelství. Vytvořila se francouzská škola, která vybuďovala vedle řady pozoruhodných staveb i první základy teorie kleneb a pevnosti materiálu. Roku 1716 je ustaven Corps d'Ingenieurs des Ponts et Chaussées, ústřední sbor, kterému podléhá schvalování projektů i vlastní dozor. R. 1747 je zřízena škola pro služební inženýry, po ní pak École Polytechnique, École des Ponts et Chaussées. Místo architektů budují od těchto dob mosty inženýři vědecky vzdělaní. Vrchol francouzské školy v 18. st. znamená Perronet (postavil 13 velikých mostů). Most u Neuilly u Paříže je nejznámější; má 5 eliptických kleneb po 39m, plochost 1:4. Mezi nejkrásnější mosty Paříže patří Pont de la Concorde. Při stavbě mostů se dále používá kámen.

Mezi nejvyšší zděné stavby se řadí akvadukt Roguefavour (1841-1847) pro vodovod města Marseille. Most je tvořen třemi patry (1. -12 kleneb po 15, 2;2. -15 polí po 16m;3. -53 oblouků po 5, 03m) délka mostu 393m a výška 82, 65m. Do očí bije nápadná podoba s blízkým římským akvaduktem Pont du Gard. Další vývoj v konstrukci kleneb je ve volbě nového materiálu, čímž se stává pouhý lomový kámen, ale s cementovou maltou (most an Double l=31m, 1:10, již nahrazen).

Milníkem v mostním stavitelství je 6. říjen 1829, kdy Stephenson získal cenu za lokomotivu. Nastává rozvoj železnice. Na konstruktéra jsou kladeny požadavky zcela jiné, most, který býval pánem, se musí podřídit. Železnice si vynutily stavbu vysokých údolních viaduktů, mostů velkých rozpětí i mostů šikmých a doba výstavby musela být podstatně zkrácena. Na vše již nestačí kamenné klenby a nastupuje nový prvek (nalezený opět Stephensonem) trámový železný most. Také se využívá klenba cihelná, příkladem je most přes Temži v Maidenhead na trati Gread Western (1835-Brunel, dva eliptické oblouky l=39m, 1:5, 3).

Na rozhraní 19. a 20. století překonává Sejmone po druhé světové rekord v rozpětí oblouku mostu- most Adolphe v Luxemburku l=84, 65m. Pak následují mosty rakouských inženýrů, most přes Soču u Salkana l=86m; (v Ploněv v Sasku l=90m). V krajinách chudých na kámen se budují veliké klenby z umělých betonových kvádrů, které se po zatvrdnutí osazují. Mnohé překvapí, že se také budují ve Švýcarsku-1908 žel. most u Wiesen na trati Davos-Filisur, l=55m, vysoký 88m. Při návrhu dochází k zmenšení tloušťky a volbě tvaru klenby. Bouicant ve Venjux-Tourtay již nevolil střednici ve tvaru kruhového segmentu nebo elipsu, jak dosud bývalo zvykem, ale navrhl ji na základě tlakové čáry.

## II. Současný stav

Prámem se posuzuje vyspělost národa nikoliv v poslední řadě podle stavu jeho silnic. Kde most této silnici vtiskuje ráz doby, vypovídá o úrovni schopností a možností člověka překonávat přírodní překážky.

Železniční síť v ČR patří mezi nejhustší sítě v Evropě. Technologické a stavební vybavení železničních tratí, postavených převážně koncem minulého století, bylo ve své době na vysoké úrovni. Přehled o druzích a počtech mostů na silnicích a železnici viz. tabulka č. 1.

Žel. mosty propustky	otevřené trubní	deskové lomené	klenby kamenné, cihl.	ŽB trámové rámové	zděné opěry pilíře
%	19,5	39,2	26,4	2,5	12,4
Podle světlosti					
lo	0-5	5-10	10-15	15-30	30-více
%	83,1	9,9	3,1	2,7	0,12

TAB č. 1 Četnost mostních objektů v % podle druhu konstrukce

druh	%	ks	druh	%	ks
dřevěné	0,045	7	Pb-pref	15,036	2329
kamenné	17,786	2755	Ocel-plnost.	8,786	1361
cihlové	2,260	350	Ocel-přlhrad	0,936	145
betonové PrB	1,401	217	Ostat. ocel.	0,872	135
ŽB	35,546	5506	Spřažené	0,368	57
PB	1,072	166	Jiný mater.	2,395	371
ŽB-pref	13,499	2091			

Tab. č. 2 Silniční mosty I, II, III. třídy ČR - sil. fond září 1993

Rychlý vývoj dopravy na silnicích měl za následek zvětšování sítě silnic a s tím přirozeně souvisel rozvoj přemostění (viz tabulka 2).

Určitý důraz byl kladen i na přestavbu a opravu stávajících mostů, neboť vynaložené peníze jsou sanovány menšími udržovacími náklady v budoucí době.

V minulosti byly mosty budovány více méně jako jednotlivé stavby bez ohledu na celek. Současné vědění i schopnosti mostářů jsou schopné splnit požadavek, že most je součástí komunikace a tudíž bezpečně vyhovuje nárokům na šířku, zatížení, prostorové vedení, materiály, technologie začlenění do krajiny apod.

ČSN 736200-Mostní názvosloví ve II. kapitole Třídění mostů uvádí čl. 35 Masivní most - most, jehož hlavní NK je alespoň v hlavním poli z kamene, cihel, betonu, ŽB, PB, ocelbetonu nebo jiného staviva obdobných vlastností. Podle použitého staviva se rozlišuje most kamenný, cihelný, betonový. Jiný konkrétní údaj o kamenném nebo cihelném mostu není.

Stavba kamenných mostů ustoupila v posledních desetiletích značně do pozadí vlivem výstavby železobetonových mostů. I když vyhlížejí pohledově betony při správné volbě tvarové i volbě zrnění kamenných přísad dobře, nedosahují krásy ploch přirozených, přírodním vlivům odolným kamenům.

## III. Materiál

Je třeba si uvědomit, že podstatný vliv na návrh, statické chování i provedení má především použitý materiál, pracovní i výrobní prostředky. I v dřívějších dobách při stavbě mostu byl materiál základním předpokladem. Do nedávna se používal jen kámen, cihly a dřevo, tak jako dříve ve starověku.

Kamenné zdivo se používalo také na mostní křídla, závěrné zdi, parapetní zdi, pilíře, opěry, zárubní a opěrné zdi, obklady. Pilíře a opěry bývaly často zděny ze zdiva smíšeného. Obvodové zdivo se zdilo z kvádrů a výplňové zdivo z lomového kamene. Někdy se z kvádřového zdiva (řádkového) stavěly pouze lícni rohy.

Druhy kamenného zdiva:

1. Kyklopské
2. obyčejné lomové (bez opracování)
3. připravené lomové zdivo (oprac. ložné plochy)
4. nepravidelné řádkové zdivo
5. pravidelné řádkové zdivo
6. kvádrové zdivo

Kámen byl pečlivě vybírán a pro sanaci je nezbytné použít kámen dobré jakosti, zdravý, trvanlivý, prakticky nevětratelny, houževnatý, stejnorodý bez škodlivých příměsí.

Používaly se kameny lámány z pevných odolných a dobře opracovatelných hornin (granodiorit, diorit, andesit, porfyr, líparit, trachyt, diabas, rula, vápenec, křemeneč, pískovec, fylit).

Zpracování kamene je lámání, špicování, zrnování, pemrlování, rýhování a rázování. Součinitel tepelné roztaživosti se uvažuje pro všechny druhy zdiva hodnotou 0, 000010. Napětí v tlaku mezi úložným kvádrem a podkladním zdívkem je nutný vždy prokázat.

Klenby zděných propustků byly normalizovány podle rozpětí a výšky nadloží. Klenuté mosty se stavěly dříve z kamenného nebo cihelného zdiva i jako klenby polokruhové, segmentové, parabolické nebo eliptické. Velké mosty o jednom i více polí byly užívány jako klenby vysoké  $f > 1/4l$ , stlačené ( $f \leq 1/4l$ ,  $f > 1/8l$ ) a ploché je-li ( $f \leq 1/8l$ ) (f-vzepětí, l-rozpětí). Podle druhu použitého zdiva lze klenby rozdělit na klenby z kamene (nepravidelného, ložného lomového, vrstveného, tesaného) a z cihel. Vrstva patní a vrcholová se zpravidla provedla z tesaných kamenů. Cihelné klenby se prováděly tak, aby ložné spáry byly kolmé k lícni oblouku a vrstvy malty ve všech sparách byly pokud možno stejně tlusté.

Také jako stavební materiál se používalo cihel, kabřinců a zvonivek. Cihly plně pálené (zvonivky) byly normálního formátu 290/140/65 mm nebo 250/120/60 mm, musely být stejnoměrně vypálené, tvrdé a neovzdušňovaly se v tlaku větší než 15 MPa. Do líce režného zdiva se mohly použít jen vybrané tvrdé cihly s úplně rovnými plochami a pevností v tlaku vyšší než 25 MPa.

Při stavbě železničních mostů se používaly kabřince tj. ostře pálené cihly pravidelných tvarů a s velkou tvrdostí, pevnost v tlaku 40 MPa a nasákavost nesměla být větší než 4 % váhově.

Cihelné zdivo se provádělo v pravidelných vrstvách náležitě po délce i šířce vázaných se sparami 10 mm širokými, navzájem vystřídánými. Styčné spáry nesměly procházet dvěma vrstvami, ležícími nad sebou a přesahování muselo činit alespoň 1/4 cihly. Převážně se užívalo režné zdivo a především tam, kde nebyl dostatek přirozeného kamene.

Současné výrobky (ČSN 722623-Cihlářské výrobky pro režné zdivo-cihly plné CPR

290/140/65 mm, 5, 0 kg, 1900 kg/m<sup>3</sup>, P 10-40 MPa

250/120/65 mm, 3, 7 kg, - / - výběhový typ

Druh malty se volí podle velikosti namáhání vyšetřovaného konstrukčního prvku (ČSN 722449). Dříve se převážně používaly malty vápené popř. nastavované. Pevnost malty má značný vliv na pevnost zdiva. U malt nižších značek dochází k silnému stlačování a příčnému roztahování, což se projeví snížením únosnosti zdiva. Pevnost malty závisí nejen na jejím složení, ale též na rychlosti zdění, teplotě při níž zdivo tvrdne. Při zdění je nutné dodržovat řádnou vazbu stavebních kamenů a pečlivě vyplňovat ložné a styčné spáry.

Malta musí splnit tyto funkce:

- spojit jednotlivé stavební kameny v jeden celek
- přenášet zatížení z jedné vrstvy na druhou a přitom vyrovnávat místní rozdíly zatížení a roznášet soustředěné tlaky
- maltou zaplněné spáry musí zamezovat přístup atmosferickým vlivům, tím se ochraňuje zdivo před zvětváním
- nepropustnost

	prům. pevnost MPa	dov. namáhání MPa
<b>kamenné zdivo</b>		
lomové	15 - 25	1;1,5 (1,5 - 2,0)
řádkové	20 - 30	2,5 (3,0)
kvádrové	35 - 50	3,6 (4 - 6)
<b>cihelné zdivo</b>	(P350 - P600) 7,5 - 15	1,5
	15 - 22	2,5
<b>malty</b>		
vápenné	pod 1	
nastavované	1 - 5	
cementové	5 - 20	

Tab. č. 2 Přehled namáhání zdiva

#### IV. Poruchy zdiva

Lze říci, že údržbě mostních objektů byla věnována malá pozornost a vynakládané částky na opravu byly minimální. Rozvoj dopravy a vysoké nároky na přepravu (dynamické účinky, vyšší rychlosti, nápravné tlaky) vyčerpaly prakticky všechny rezervy konstrukce.

Protože se obnova komunikací a železnic opožďuje, dochází k omezení jízdní rychlosti, snižování zatížitelnosti mostů.

Počet objektů, které jsou v neuspokojivém stavu však přibývá rychleji, než je lze obnovit a přestavět. Jednou z příčin neuspokojivého stavu je nedostatek kvalifikovaných pracovníků, specializovaných firem se strojním vybavením a nedostatečné zkušenosti s novými progresivními způsoby oprav.

Trvanlivost zdiva a zděných staveb je výsledkem působení mnoha vnějších a vnitřních činitelů. Vnější činitel svým účinkem a intenzitou udávají charakter rušivého působení prostředí, vnitřní činitel charakterizují jednotlivá staviva a druhy zdiva souvisejí s technologií výroby.

Rušivých činitelů, působících na zděné stavby, je řada a při jednotlivém či současném působení lze pouze důkladným rozбором podmínek a povahy jejich účinku zjistit a experimentálně ověřit mechaniku rozrušování stavebních hmot z hlediska trvanlivosti. Následně lze volit vhodné řešení k zajištění trvanlivosti zděných staveb. V souboru otázek trvanlivosti stavební hmoty zajímá klíčové postavení především hutnost stavební hmoty tj. hutnost a nepropustnost malty cementového tmele.

Příčiny poruch zdiva můžeme vyjádřit v nedostatečné jakosti stavebního materiálu (špatně vypálené cihly, nevhodný kámen, velká nasákavost), ve špatných konstrukčních úpravách a nevhodných technologických postupech (nevhodný tvar, velikost kamene, malé množství pojiva, špatná vazba zdiva), ve zvýšení namáhání konstrukce (větší nápravné tlaky, vzrůstající intenzita provozu, dynamické účinky, dopravní nehoda, živelná událost), v agresivitě prostředí (střídání teploty, vztlínání vody, vyluhování, oxid uhličitý, oxidy síry, ) a především v nedostatečné údržbě objektu.

Účinek poruchových vlivů lze vyjádřit stavy jako je pothání zdiva, rozestoupení spar, přetržení kamenů a cihel, zvětvování kamenů, maltového pojiva, deformování částí konstrukce, vypadávání kamenů i plošný rozpad zdiva.

Rozeznáváme tři hlavní skupiny příčin vzniku poruch:

- poruchy vyvolané silovými a přetvárnými účinky nosné konstrukce (trhliny a jiná poškození úložných prahů, závěrných zdí, podpěr a trvalé změny jejich polohy)
- poruchy mající původ v založení (vliv základu, v překročení dilatačního rozmezí)
- poruchy vyvolané účinkem zatížení a prostředí (dynamická a seizmická zatížení, degradace malt, zvětvování, vznik trhlin)

#### V. Sanace

V současné době jsou zaváděny nové pracovní postupy, mechanizační prostředky, stavební hmoty, které umožňují sanovat objekty s co nejmenším počtem pracovníků při malém rušení provozu. Použitím vhodné sanační technologie se předpokládá prodloužení životnosti o dalších 15 až 25 let, podle charakteru objektu. U klenutých mostů zděných je nutné věnovat náležitou pozornost nezavadnému zachycení zemních tlaků na rovnoběžná křídla nebo poprsní zdi mostu.

Rekonstrukce zděného objektu představuje: opravu lícni plochy, spárování, hloubkové spárování, výměnu rozrušených kamenů, plombování, injektování, dozdivání, opláštování, sepnutí kotvami, doplnění zdiva, impregnace, torcretování a zesílení nosné konstrukce.

Sanační metody mají za cíl obnovit původní stav a funkce objektu a to odstraněním příčin a následků poruch, nebo mají za úkol zvýšit únosnost, případně zlepšit prostorovou úpravu na mostě.

Sanační metody můžeme rozdělit-

- \* podle principu na mechanické (např. spárování, plombování, torcretování, ) chemické (injektování, spojování trhlin, nátěry, impregnace) elektrochemické (vysušování, )
- \* podle hlavních účinků na metody ochranné (povrchové úpravy zdiva), zpevňující (zpevňování zdiva, zvýšení stability, hloubkové spárování), zesilující (zvýšení únosnosti, výměna částí konstrukce, prstence, pláště, )
- \* podle funkce na preventivní, dočasné, obnovující
- \* podle vlivu na provoz jako za plného provozu, za omezeného provozu a za vyloučeného provozu.

V roce 1973-1974 se uskutečnila ve španělské Segovii sanace římského akvaduktu, kde při zesilování porušených pilířů se vedle cementové injektáže použila injektáž epoxidovou pryskyřicí. S ohledem na velké teplotní rozdíly byla epoxidová pryskyřice k zvýšení přetvárnosti značně změkčena přidávkou polysulfidu. Do 130 kvádrů, které byly příčně popraskány a silně erodovány, byly navrtány kanálky, do kterých byly umístěny mosazné tyče.

#### Závěr

Splnění tak náročného úkolu, jako je postupná sanace zděných mostů si vyžaduje specializované organizace s patřičnou výrobní kapacitou, strojním vybavením a odborně vzdělanými pracovníky. Účinnost moderních sanačních metod spočívá nejen v jakostním provedení, prodloužení životnosti mostu, ale i ve zkrácení doby výstavby. Technicko - ekonomickým rozбором lze prokázat, že sanace provedená moderními metodami, je finančně úsporná při srovnání nákladů, které je nutné vynaložit na kompletní přestavbu.

Sanační metodu je nutné vždy pečlivě vybrat podle druhu a typu poruchy, příčiny vzniku a podle podmínek tak, aby řešení bylo technicky správné a hospodárné.

#### Doc. Ing. Jan Tomek, CSc.

pracuje na VUT v Brně, stavební fakulta, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Dlouhodobě se zabývá problematikou vad a poruch mostů, vlivem zatížení na zatížitelnost mostu, těžkou přepravou. Je členem FIP, mostní skupiny, normalizačních komisí, komise pro SZZ.



## KONTAKTNÍ ADRESY

---

**Ing. Jaroslava Ledererová, CSc.**

VÚSH Brno  
Hněvkovského 65  
617 00 Brno - Komárov  
tel.: 05/432 16 052  
05/433 21 107 - kl. 301  
fax.: 05/432 16 029

**Doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc.**

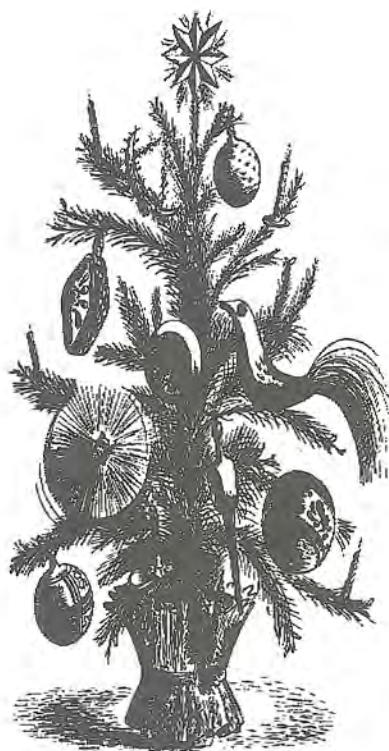
**Doc. Ing. Jan Tomek, CSc.**

**Ing. Miloš Lavický**

Ústav betonových a zděných konstrukcí FAST-VUT Brno  
Údolní 53  
662 42 Brno  
tel. 05/43 32 11 09  
tel./fax. ÚBZK 05/43 21 21 06

---

Česká betonářská společnost při ČSSI přeje svým členům a spolupracujícím podnikatelským subjektům dosažení vysoké odbornosti v profesní činnosti a mnoho štěstí v soukromém životě v roce 1994.



# BETONOVÉ KONSTRUKCE VELKÝCH PŮDORYSNÝCH ROZMĚRŮ

Odborný garant sekce: Prof. Ing. Bradáč CSc.

## BETONOVÉ KONSTRUKCE VELKÝCH PŮDORYSNÝCH ROZMĚRŮ

**Velkoplošné konstrukce - půdorysné rozměry podle ČSN 73 1201 - důvody nároků na větší vzdálenosti dilatací - kluzná spára v základových konstrukcích - viskózní odpor proti vodorovnému posuvu - předpjatá základové konstrukce - aplikace: deska zakladačové haly - předpjatá krabicové suterény.**

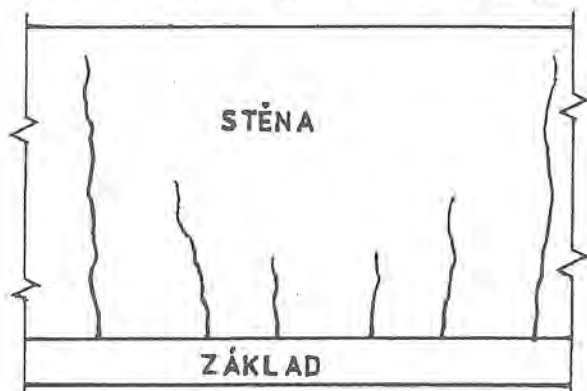
### 1. ÚVOD

ČSN 73 1201 [1] sice půdorysné rozměry nosných konstrukcí z prostého, železového nebo předpjatého betonu neomezuje, požaduje však jejich stanovení výpočtem v případech, kdy nevyhovují přípustným hodnotám  $l_{dil}$  maximální délky dilatačního celku podle tab. 44 a 45 v příloze 6 této normy. Dodržení délek  $l_{dil}$  má zajistit požadavky 3. kategorie odolnosti proti trhlinám (šířka trhlin by neměla překročit mezní hodnoty podle části 9 normy). Popsané úlevy navíc neplatí pro betonové konstrukce na nestejnorožném podloží a objemově nestálých zeminách, na poddolovaném území, v seismických oblastech s intenzitou 8°MCS a vyšší nebo pro skeletové konstrukce s mimořádně tuhými sloupy. Postup betonáže musí být přitom navržen tak, aby se zmírnil účinek smršťování betonu. Pro monolitické stropní a střešní konstrukce požaduje proto ČSN [1] vynechání pruhů ve vzdálenosti 30 až 45 m, které lze dobetonovat až s odstupem dvou týdnů.

S vadami a poruchami zapříčiněnými nedodržěním uvedených zásad se setkáváme poměrně často. Mimoto se v posledních letech množí požadavky na návrh betonových konstrukcí, překračujících značně zmíněné hodnoty  $l_{dil}$ . Důvodů je proto dostatek: u základů velkého strojního nebo technologického zařízení jsou nevyhnutelné vodorovné nebo svislé posuvy v dilatační spáře mnohdy nepřijatelné, často způsobuje potíže také úhlový lom střednice v dilatační spáře. Ve městech přicházejí do módy objekty s více suterény pro podzemní garáže, často pod hladinou podzemní vody, kde se dilatační spáry obtížně uzavírají proti tlakové nebo agresivní vodě. Navíc se vypouští vnější izolační plášť s poukazem na zdařilé zahraniční realizace. Přičteme-li k tomu vlivy snížené technologické kázně při provádění a podcenění vnitropodnikové přípravy realizace, vznikají ideální podmínky pro vznik rozmanitých vad a poruch. Příčinou poruch může být i vadný projekt s chybným statickým pojetím konstrukce. Protipólem poddimenzování konstrukce je její předdimenzování, které nemusí zvýšit spolehlivost a projeví se pak jako čistá ekonomická ztráta. Cílem příspěvku je uvedení některých aspektů této náročné problematiky a možnosti jejich řešení. Samostatné příspěvky tohoto bloku referátů jsou věnovány objemovým změnám masivních betonových konstrukcí, teplotním účinkům u velkoplošných základových konstrukcí a interakčním modelům jejich výpočtu.

### 2. ÚČINKY OBJEMOVÝCH ZMĚN BETONU

Jak vyplývá z následujícího příspěvku, častým důsledkem objemových změn betonu zejména v počátečních fázích existence betonové konstrukce je vznik nežádoucích trhlin. Nejsnáze pozorovatelné jsou téměř svislé trhliny v delších betonových stěnách nad základovou deskou i ve vyšších podlažích. Jejich typický tvar



Obr. 1 Trhliny dlouhých stěn

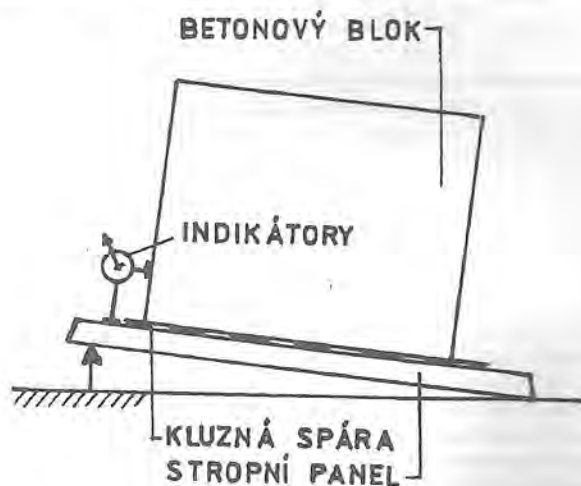
ukazuje obr. 1 a jsou častou příčinou reklamací.

Vznikají účinkem smršťování betonu stěn na dřívě provedených vodorovných konstrukcích, které již mají za sebou část smrštění. V betonu stěn vznikají vodorovná tahová napětí, kterým nemůže mladý beton s malou pevností v tahu vzdorovat. Vzniku těchto trhlin nemůže bránit ani konstruktivní vodorovná výztuž stěn. Nejspolehlivějším způsobem jejich prevence je pečlivý návrh betonové směsi v podnikové laboratoři, opatření proti nadměrnému vývinu hydratačního tepla, dokonalé hutnění betonové směsi a ošetřování tuhneoucího a tvrdnoucího betonu, případně předpětí.

Obdobné trhliny vznikají i na styku základové konstrukce s podkladním betonem. Tyto trhliny zůstávají skryté a proto jsou z hlediska ohrožení nosné výztuže základu nebezpečnější. Jejich výskyt je ještě pravděpodobnější než u viditelných trhlin ve stěnách, protože proces smršťování podkladního betonu je podstatně rychlejší a doba mezi jeho uložením a počátkem betonáže základové desky bývá vzhledem k ukládání velkého množství výztuže poměrně dlouhá.

### 3. KLUZNÁ SPÁRA V ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍCH

Nebezpečí vzniku nepřijatelných trhlin ve velkoplošných základových konstrukcích může výrazně zmenšit užití tzv. *reologické kluzné spáry*. Vkládá se mezi podkladní beton a základovou konstrukci. Zajišťuje minimální odpor proti vodorovnému smršťování základové desky v obou hlavních směrech. Toto chování reologické kluzné spáry zabezpečí běžně dostupné NAIP (natavitelné asfaltové izolační pásy) prakticky všech u nás vyráběných typů, tzn. IPA 400H, IPA 500H, Sklobit, Bitagit S, Foalbit aj., které mají celkovou hmotnost alespoň 4 kg/m<sup>2</sup>, a z toho obsah asfaltové substance nejméně 2,5 kg/m<sup>2</sup>. Vlastnosti reologických kluzných spár byly zkoušeny na TAZÚS Ostrava v letech 1980 - 1981. Schema prováděných zkoušek je na obr. 2.



Obr. 2 Zkoušky kluzné spáry

Na železobetonovém stropním panelu podepřeném v mírném sklonu 2,4% byla položena vrstva asfaltového izolačního pásu a na ní těžký betonový blok. Do panelu byly fixovány indikátorové hodinky, které po dobu delší než 1 měsíc registrovaly malý, ale prakticky konstantní pohyb betonového bloku účinkem malé složky vlastní tíhy do směru sklonu panelu. Důležitým výsledkem zkoušek bylo zjištění, že zdrojem nepatrného odporu proti pohybu bloku není



Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.,  
Ústav betonových a zděných  
konstrukcí FAST VUT

fyzikální tření (které má pro lepenku vloženou mezi dvě betonová tělesa poměrně vysokou hodnotu  $f = 0,50$ ), nýbrž viskozni odpor asfaltové substance pásu. Měření dále prokázala, že velikost viskozni odporu závisí pouze na teplotě a rychlosti vodorovného pohybu bloku. Reologická kluzná spára klade nízký viskozni odpor při velmi pomalých vodorovných posuvech ve spáře, řádově pod  $10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ . Při vyšších rychlostech posuvu viskozni odpor vzrůstá, posuv přechází v prokluz s uvedeným součinitelem tření. Z výsledků provedených měření byl odvozen vztah pro výpočet viskozni odporu kluzné spáry ve tvaru:

$$\tau_{\max} = (1,5 - 0,1\Delta\theta) \cdot 10^9 \cdot v_u + 1,5 \quad (1)$$

kde  $\tau_{\max}$  je tangenciální odpor kluzné spáry [kPa],  
 $v_u$  rychlost posuvu v kluzné spáře [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ],  
 $\Delta\theta$  teplotní rozdíl vyjádřený rozdílem:  
 $\Delta\theta = \theta - 12$  [°C]  
 $\theta$  teplota kluzné spáry [°C].

V kluzné spáře základových konstrukcí lze předpokládat obvykle ustálenou teplotu  $\theta = 4^\circ\text{C}$ , takže  $\Delta\theta = \theta - 12 = -8^\circ\text{C}$ . Objemové změny v základových konstrukcích se projevují vodorovným poměrným přetvořením  $\varepsilon_b(t)$  jako součet:

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{bs}(t) + \varepsilon_{bc}(t) + \varepsilon_{bt}(t) \quad (3)$$

kde  $\varepsilon_{bs}(t)$  je poměrné přetvoření betonu od smršťování,  
 $\varepsilon_{bc}(t)$  poměrné přetvoření betonu od dotvarování,  
 $\varepsilon_{bt}(t)$  poměrné přetvoření betonu od oteplení.

Velikost prvních dvou složek definuje ČSN 73 1201 [1] v závislosti na stáří betonu od okamžiku vybetonování konstrukce. Zde se doporučuje postupovat přesněji podle přílohy 4 uvedené normy, kde lze vyjádřit zejména vliv části povrchu betonu vystaveného vlivům vnějšího prostředí. Teplotní vlivy, vyvolané v počátečním stadiu zejména vývinem hydratačního tepla, jsou předmětem samostatného příspěvku a lze je rovněž vyjádřit jako funkci času. Velikost poměrných přetvoření roste ve směru k okrajům základu tak, že velikost vodorovného posuvu  $\Delta x$  ve vzdálenosti  $x$  od středu základu bude:

$$\Delta x = \varepsilon_b(t) \cdot x \quad (4)$$

Největší hodnoty vodorovného posuvu  $\Delta x$  proto obdržíme u okraje základu, nulovou hodnotu uprostřed základu pro  $x = 0$ . Poněvadž i veličiny  $\Delta x$  jsou funkcí času, můžeme pro libovolný časový interval ( $t_2 - t_1$ ) najít potřebnou rychlost vodorovného posuvu  $v_u$  pro použití ve vztahu (1):

$$v_u = \frac{\Delta x(t_2) - \Delta x(t_1)}{t_2 - t_1} \quad (5)$$

Výslednou tahovou sílu  $T_{\max}$  [kN] uprostřed základu určíme pro pruh základu šířky 1 m při lineárním nárůstu rychlosti posuvu  $v_u$  od středu k okrajům základu užitím vztahu:

$$T_{\max} = \tau_{\max} \cdot 0,25 \cdot L \quad (6)$$

kde  $\tau_{\max}$  je největší smykový odpor pod okrajem základu podle vztahu (1) v kPa,  
 $L$  délka základu v posuzovaném směru [m].

Zkoušky podle obr. 2 byly prováděny na TAZÚSu v Ostravě pro zjištění odporu kluzné spáry při vodorovném přetvoření  $\varepsilon$  poddolovaného území, jehož rychlost je známá a v závislosti na hloubce dobývání dosahuje řádu  $10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ . Ukázalo se ale, že rychlost objemových změn betonu je řádově stejná. To umožňuje na poddolovaném území oboustranné využití kluzné spáry a na nepoddolovaném území jednostranné pro omezení vodorovné síly od objemových změn betonu - vztah (3). Vodorovnou sílu  $T_{\max}$  podle vztahu (6) zachytíme horizontální výztuží základu, která nebude v ranném stadiu působení konstrukce ještě plně staticky využita. Kluznou vrstvu lze klást i na suchu. Úložní povrch podkladního betonu má být stažen tak, aby výškové nerovnosti nepřesáhly 5 mm/m, jinak je třeba použít 2 vrstev NAIP. Kluzná vrstva vytváří i vhodnou ochranu spodního líce základu proti zemní vlhkosti a prodlužuje tak životnost konstrukce. Jisté opatrnosti je potřeba při

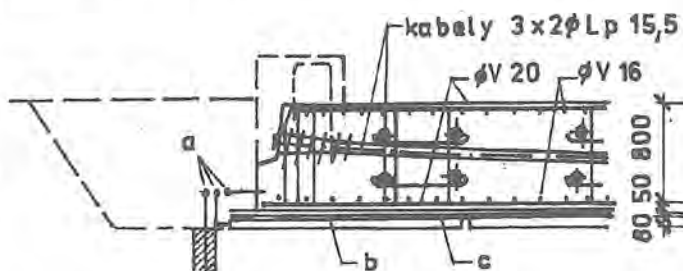
užití viskozni spáry u základů zatížených *dlouhodobou vodorovnou silou* (např. u objektů na svahu nebo krajních opěr mostů). Ze vztahu (1) vyplývá nebezpečí vodorovných posuvů základů. Na krátkodobé vodorovné účinky reaguje kluzná spára dostatečně velkým součinitelem tření  $f = 0,50$ . Tento poznatek se ostatně týká též ostatních objektů se živičnou izolací.

Podrobnější údaje o reologických kluzných sparách obsahuje lit. [2] a [3]. Příklady praktických aplikací jsou uvedeny dále včetně výsledků ověřovacích měření na realizovaném objektu.

#### 4. PŘEDPJATÉ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Technologie předpínání betonu již našla běžné uplatnění u mostních konstrukcí a zčásti u prvků nadzákladových konstrukcí pozemních staveb. U základových konstrukcí je aplikace předpětí dosud v počátcích. Přitom lze u velkoplošných základových konstrukcí pohlížet na předpětí jako na velmi účinné opatření pro omezení účinků objemových změn betonu a snížení nebezpečí vzniku trhlin. Protože vlastní předpětí je zdrojem dalších objemových změn od dotvarování - viz výše vztah (3) - otevírá aplikace kluzné spáry podle části 3 široké možnosti pro uplatnění této účinné technologie i u základů. Potřebné vztahy pro návrh základových pásů nebo desky s kluznou spárou jsou v části 3. Protože viskozni odpor proti vodorovnému pohybu v kluzné spáře závisí jen na teplotě spáry a rychlosti vodorovného posuvu v kluzné spáře, bude pro výpočet jejího odporu rozhodující fáze postupného předpínání desky, kterou lze obvykle předpokládat mezi 20 až 30 dnem po vybetonování desky, kdy bude jistě dosaženo potřebné pevnosti betonu podle čl. 11. 1. 1. ČSN 73 1201 [11], tj.  $R_b(t) = 0,5 \cdot R_b$ . V této fázi již odeznívají účinky hydratačního tepla a proběhne též částečně smršťování desky. Výsledná síla  $T_{\max}$  - viz vztah (6) - proto sníží účinek předpětí jen málo a navíc se s časem zmenší.

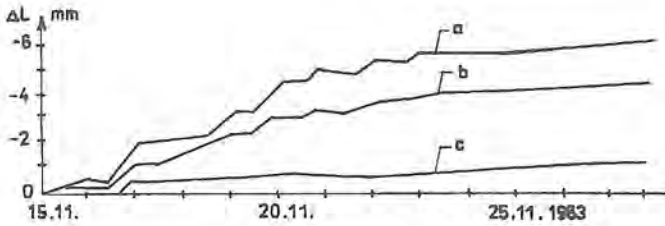
První aplikací předpjeté základové desky byl objekt vývojové regálové zakladačové haly v závodě 2 Vítkovických železáren v letech 1983 - 1985, kde byla realizována nedilatovaná předpjetá základová deska o půdorysných rozměrech 26,5 x 110,0 m - viz lit. [4]. Deska je podle obr. 3 částečně předepnuta v podélném i příčném směru. Parabolicky zakřivené kabely pro zachycení rozhodujících kladných ohybových momentů základové desky jsou v příčném směru uloženy v jedné vrstvě, v podélném směru byly potřebné dvě vrstvy kabelů ve vzájemné vzdálenosti cca 0,40 m. Zbývající účinky zachytí měkká výztuž u obou povrchů desky. Předpětí umožnilo snížit množství staticky potřebné podélné výztuže o 54% a příčné o 26%. Rozhodující význam však mělo předpětí pro dlouhodobé přetvoření a šířku trhlin v desce. Železobetonová deska obdobných vlastností vycházela více než třikrát tlustší (2,5 m).



Obr. 3 Částečně předpjetá deska; a - měřicí zařízení, b - dilatovaný podkladní beton, c - kluzná spára

Na desce podle obr. 3 byl realizován bohatý program ověřovacích měření současně s měřením na ocelové regálové hale. Kromě měření stavu napětí a přetvoření předpjeté desky byla měřena napětí a přetvoření základové půdy od účinků poddolování a zatížení objektem. Předpokládaná funkce kluzné spáry v rozhodujících fázích vývoje smršťování a dotvarování vlivem přepjetí byla měřena jednoduchým, ale přesným zařízením podle obr. 3. Obr. 4 ukazuje časový vývoj horizontálních posuvů na okrajích 110 m dlouhé základové desky, v kluzné spáře a v podloží desky. Teoretickou předpověď objemových změn betonu připravil pro regálovou halu a výsledky měření vyhodnotil Prof. Z. Šmerda (viz samostatný referát). Výsledky měření potvrdily očekávané chování kluzné spáry. Na obr. 5 je patrné, že 75% vodorovných posuvů proběhlo v kluzné spáře a pouze 25% v základové půdě jako důsledek nízkého odporu spáry při pomalých posuvech podle části 3.

Popsaný příklad základu regálové haly byl z hlediska objemových změn betonu podle vztahu (3) jednodušší tím, že nebylo třeba řešit



Obr. 4 Posuvy v a - základu, b - kluzné spáře, c - podloží

popsané účinky na ocelové nadzákladové konstrukce haly, montované navíc v dostatečném časovém odstupu.

U častého případu krabicových suterénů, které lze rovněž výhodně předpínat, je třeba zabránit vzniku trhlin ve svislých stěnách podle obr. 1. Zde je třeba návrh podélného předpínání plně podřídit předpokládanému časovému vývoji vodorovných přetvoření základové desky a s dohodnutým časovým odstupem betonovaných svislých stěn. Tento odstup je pak třeba při realizaci dodržet. Výpočet jednotlivých složek přetvoření desky a stěn ve vztahu (3) provedeme v souladu s přílohou 4 v ČSN 73 1201 [1], což umožní vyjádřit i účinek teploty venkovního vzduchu v daném období roku. Podrobným návrhem postupu předpínání stěn lze eliminovat veškeré

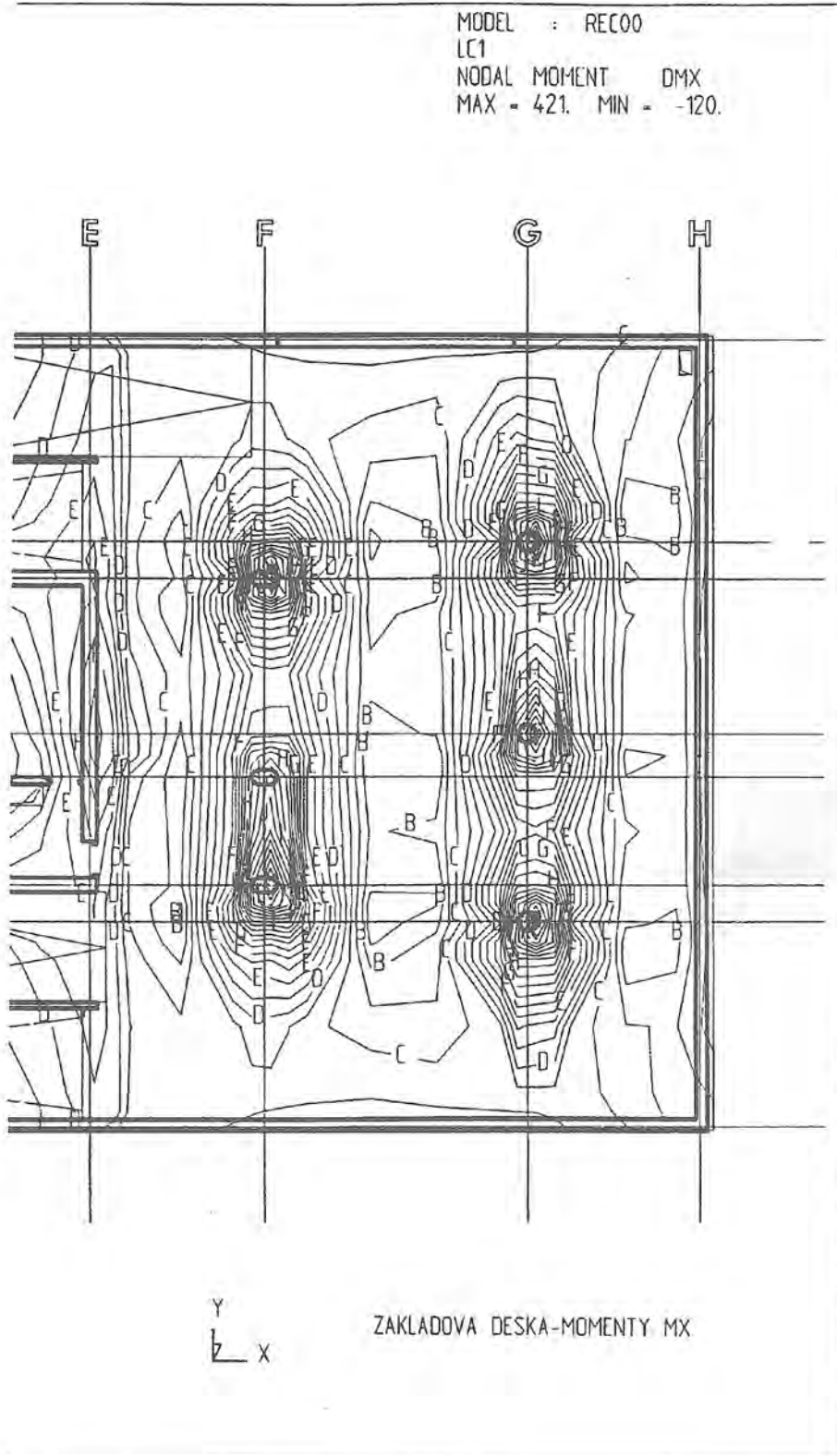
vlivy vedoucí k nadměrné šířce trhlín podle obr. 1. V současnosti čeká na realizaci návrh dvou takto koncepčně připravených velkoobjemových suterénních bloků. Velikost částečného předpětí základové desky s vnitřními sloupy byla volena s ohledem na dosažení nejvyšší možné únosnosti poměrně tenké desky na protlačení - vztah (477) pro součinitel  $\kappa_n$  v příloze 9 ČSN 73 1001 [1]. Připravená změna vztahu (198) v ČSN [1] na:

$$q_s = q_{bu} + q_{su} \quad (7)$$

zajistí ještě výhodnější podmínky pro navrhování předpjatých základových desek s vnitřními sloupy. Je třeba si uvědomit, že s rostoucí tloušťkou základové desky se zvyšují požadavky na efektivní vnesení předpětí, což vyplývá z tvaru již zmíněného vztahu (477) v ČSN [1].

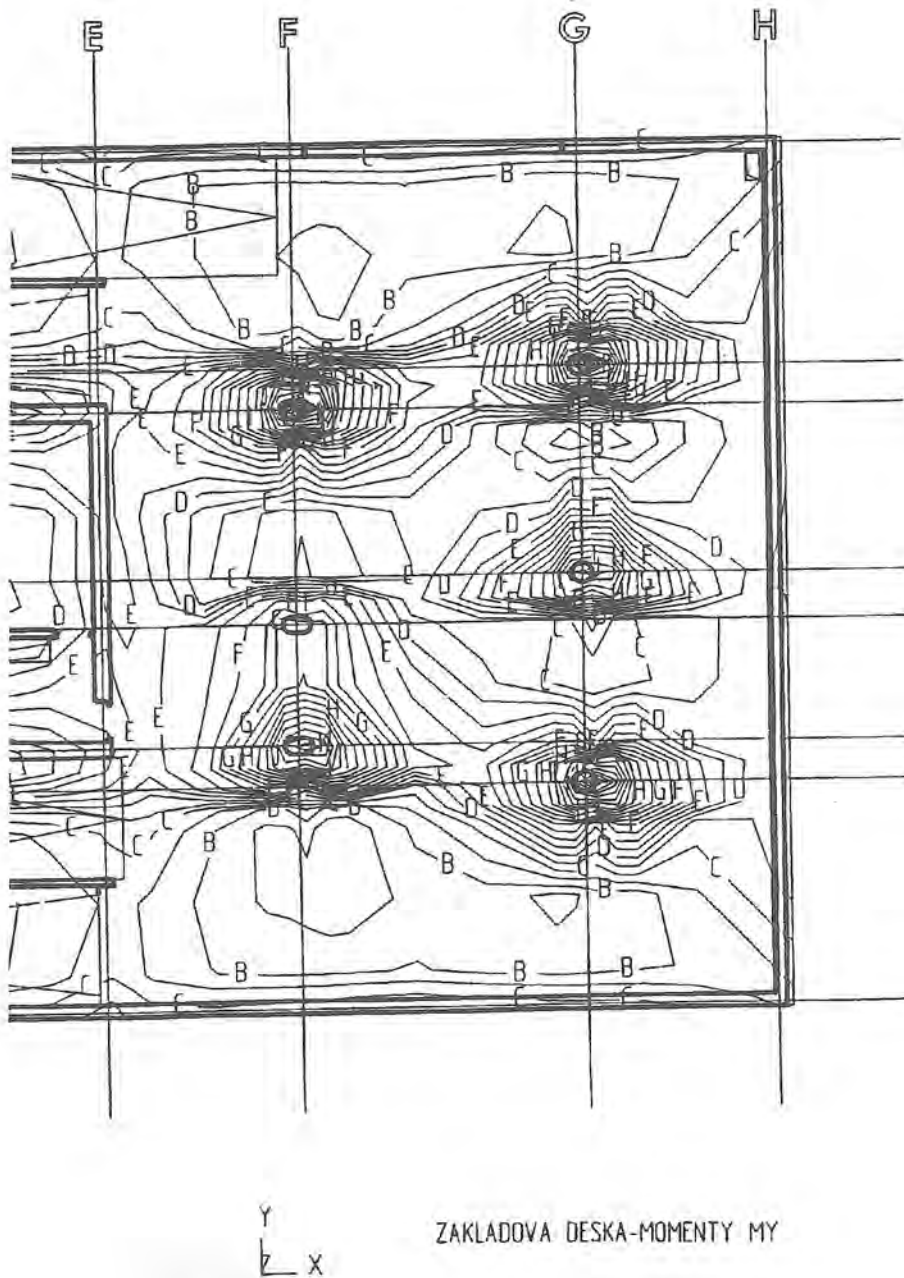
### 5. VÝSTIŽNOST STATICKÉHO ŘEŠENÍ VELKOPLOŠNÝCH KONSTRUKCÍ

Je nesporné, že výstižnost a věrohodnost statického řešení má přímou souvislost se spolehlivostí a životností konstrukcí a jeho význam vzrůstá úměrně jejich velikosti a složitosti. To má zvláštní význam u velkoobjemových krabicových železobetonových konstrukcí nebo u velkoplošných základových desek a roštů, kterým je věnován tento příspěvek. Na nedostatečnou nabídku rozmanitých programů pro komplexní řešení interakčních úloh si dnes nelze stěžovat. Přesto není orientace projektanta při optimálním výběru snadná. Proto byl věnován otázkám interakčních modelů velkoplošných základů v tomto bloku přednášek samostatný příspěvek. Řada nezdarů v této oblasti ať již jde o poddimenzování nebo naopak nevhodný návrh takových konstrukcí souvisí jednak s dosud neukončeným hledáním univerzálního modelu zemního prostředí a dále s poměrně nízkou péčí věnovanou zpracování manuálů široké škály nabízených programů, která by usnadnila projektantu orientaci při posuzování důsledků jejich použití. Kromě toho se pomalu vytrácí inženýrský cit pro hodnocení získaných výsledků a používání rychlého a účinného kontrolního přepočtu, který bývá bohužel nahražován



Obr. 5 Ohybové momenty  $m_x$  základové desky (program ASKA)

MODEL : RECOO  
 LC1  
 NODAL MOMENT DMY  
 MAX = 422. MIN = -131.



Obr. 6 Ohybové momenty  $m_y$  základové desky (program ASKA)

slepu vírou ve správnost získaných výsledků strojních výpočtů. Řada nedostatků se ukazuje také ve správném využití rozsáhlých výstupních souborů pro dimenzování železobetonových konstrukcí a dodržení konstrukčních požadavků ČSN 73 1201 [1] při rozvržení výztuže.

Řadu podrobností týkající se správného modelování zemního prostředí a reálného chování betonových konstrukcí obsahuje zmíněný paralelní příspěvek. Ukázkou přehledných grafických výstupů ohybových momentů lokálně zatížené základové desky čtyřpodlažního suterénu administrativního objektu jsou obr. 5 a 6. Deska je

spojena s obvodovými stěnami vodotěsnými klouby za účelem eliminace velkých ohybových momentů v rámových rozích, protože zvenčí neizolované obvodové stěny mají tloušťku pouze 0,30 m a byly dimenzovány podle mezního stavu vzniku trhlin. Předběžné srovnávací výpočty prokázaly ekonomickou výhodnost aplikace modelu pružného polo-prostoru, který nabídl oproti původnímu přibližnému výpočtu neuvěřitelnou téměř 80% úsporu výztuže v základové desce. Složitý půdorys s vazbami na vertikální nosné prvky připravil k výpočtu pomocí programu ASKA Ing. M. Tůma (AXIOM Zlín). Obdobným způsobem jsou vybaveny i grafické výstupy potřebné průřezové plochy výztuže podle ČSN 73 1201 [1]. Na takto zpracované podklady navázalo zpracování výkresů výztuže v projekční kanceláři RECOO Praha pomocí stejnojmenné nástavby AUTOCADu. Tímto způsobem zpracování mimořádně složité statické části projektu se uvolňuje projektantům prostor pro zvýšenou pozornost koncepčnímu návrhu, pro alternativní řešení a podrobnou kontrolu výsledků včetně potřebného výkonu autorského dozoru.

Pokud jde o zvyšující se důraz na životnost betonových konstrukcí, přinese vyšší hodnoty připravovaná změna ČSN 73 1201 [1], týkající se též tloušťky betonu krycí vrstvy výztuže. Proto již dnes lze doporučit užívání vyšších hodnot podle přeloženého a rozšířeného EUROCODE 2, část 1 (ENV 1992 - 1 - 1), které budou ve změně ČSN [1] v zásadě dodrženy.

#### LITERATURA

- [1] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, 1986
- [2] Balcárek, V. - Bradáč, J.: Použití asfaltových izolačních pásů jako kluzné spáry staveb na poddolovaném území. Pozemní stavby 2 / 1982, s. 63 - 69
- [3] Bradáč, J. a kol.: Navrhování objektů na poddolovaném území. Komentář k ČSN 73 0039, Vydavatelství ÚNM Praha, 1991
- [4] Lukáš, J., Bradáč, J.: Velkoobjemová regálová hala na poddolovaném území. Pozemní stavby č. 12 / 1988, str. 531 - 536

**Prof. Jiří Bradáč, CSc.**

vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT Brno. Navrhování betonových zděných a základových konstrukcí. Specialista pro navrhování konstrukcí na poddolovaném území a betonových konstrukcí pro zvýšené a vyšší teploty. Člen CEB. Předseda České betonářské společnosti při ČSSI.

# TEPLOTNÍ ÚČINKY VELKOPLOŠNÝCH ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Radim Čajka

Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně

**Průběh rozložení teplot v základových konstrukcích - teplotní pole jednorozměrné stacionární a nestacionární - výpočet tahových napětí od teplotních změn - přibližný výpočet podle ČSN 73 1208 - příklad: posouzení základů nádrže ropy.**

## Úvod do problematiky

Při návrhu a realizaci velkoplošných základových konstrukcí nabývají na významu teplotní účinky, které působí na betonovou konstrukci jak ve fázi výstavby, tak v době jejího provozu. Při výstavbě je pro napjatost zpravidla rozhodující vývin hydratačního tepla cementu, v provozní fázi to jsou klimatická a technologická teplotní zatížení. Průběh a rozložení teplot v konstrukci obecně popisuje trojrozměrné teplotní pole, které je popsáno funkcí

$$T = T(x, y, z, t)$$

Toto pole je *nestacionární*, tzn. že teplota v bodě  $x, y, z$  je funkcí času  $t$ . Naproti tomu *stacionární* teplotní pole bude takové pole teplot, u kterého se teplota s časem nemění, resp. platí

$$\frac{\delta T}{\delta t} = 0$$

a je tedy speciálním případem nestacionárního pole. Takové teplotní pole je popsáno funkcí

$$T = T(x, y, z)$$

U plošných konstrukcí můžeme provést redukci úlohy zanedbáním dvou směrů  $y, z$ , čímž se řešená úloha značně zjednoduší. Toto jednorozměrné teplotní pole je tedy popsáno funkcí

$$T = T(x, t)$$

## Diferenciální rovnice vedení tepla

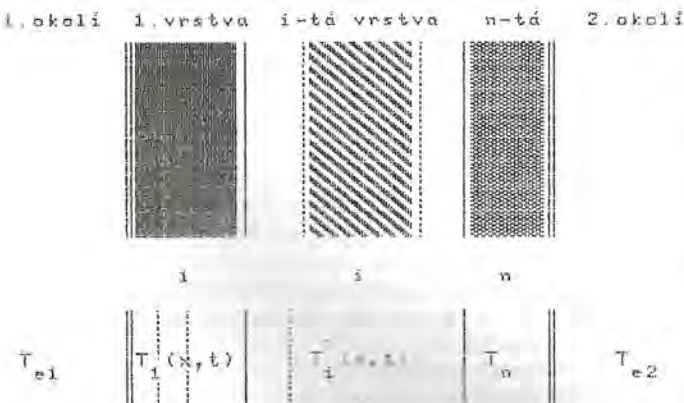
Jednorozměrnou úlohu vedení tepla v závislosti na čase popisuje parciální diferenciální rovnice, která má tvar

$$\frac{\delta T}{\delta t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{q}{c \cdot \rho}$$

kde  $t$  je čas, [s]

$T = T(x, t)$	teplota,	[K]
$\lambda = \lambda(T)$	teplotní vodivost,	[W · m <sup>-1</sup> · K <sup>-1</sup> ]
$\rho = \rho(T)$	měrná hmotnost,	[kg · m <sup>-3</sup> ]
$c = c(T)$	měrné teplo,	[J · kg <sup>-1</sup> · K <sup>-1</sup> ]
$q = q(x, t)$	vnitřní zdroj tepla,	[W · m <sup>-3</sup> ].

Její obecné řešení je známo pouze pro některé případy vnějšího teplotního zatížení a zpravidla pro homogenní materiál [8], [9], [13]. Program NONSTAC, který byl sestaven autorem příspěvku, řeší diferenciální rovnici vedení tepla numericky a umožňuje zadat libovolný počet vrstev materiálu. Označení okrajů a dělení stěny je zřejmé z obr. 1



Obr. 1 Rozdělení stěny

Tepelné charakteristiky materiálů  $\lambda, c, \rho$  mohou být zadány jako funkce teploty  $T$ , stejně jako součinitele přestupu tepla  $\alpha_e$ . Materiál  $i$ -té vrstvy má své parametry zadány polynomy ve tvaru

$$\lambda_i(T) = \lambda_{i0} + \lambda_{i1} \cdot T + \lambda_{i2} \cdot T^2,$$

$$c_i(T) = c_{i0} + c_{i1} \cdot T,$$

$$\rho_i = \rho_{i0}$$

$$\text{pro } i = 1, \dots, n$$

a součinitele přestupu tepla na okrajích

$$\alpha_i = \alpha_{i1} + \alpha_{i2} \cdot T$$

$$\text{pro } i = 1, 2$$

Tyto závislosti nabývají na významu zejména u vysokých teplotních technologických zatížení [7] nebo při požáru [4], [14]. Na obou površích lze zadat různý průběh vnějších teplot  $T_e$ :

- konstantní teplotu
- denní kolísání teploty
- vliv slunečního záření
- vývoj teploty požáru
- obecný průběh teplot

Jednotlivé materiálové vrstvy mohou mít zadány *vnitřní zdroj tepla*  $q$ , což v betonových konstrukcích představuje hydratační teplo cementu.

Při numerickém řešení diferenciální rovnice je použita metoda podle [11], přičemž integrační krok je volen s ohledem na dosaženou přesnost řešení.

## Denní kolísání teploty

Teplota vzduchu je v *letním období* závislá na denním čase [10], [12] podle funkce

$$T_e(t) = T_{stf} + A_e \cdot \sin \frac{\pi}{12} (t + t_0 - t_p)$$

kde	$T_{stf}$	je průměrná denní teplota vzduchu [°C]
	$A_e$	teplotní amplituda vnějšího vzduchu [°C]
	$t_0$	počátek řešení [h]
	$t_p$	technická konstanta [h]

s dobou maxima v 15 hodin

Podle [10] lze pro I. teplotní oblast (Čechy, Morava a Jižní Slovensko) uvažovat střední teplotu

$$T_{stf} = 20,5 \text{ °C}$$

$$A_e = 6,7 \text{ °C}$$

## Sluneční záření

Je zadáno globální intenzitou slunečního záření  $E_g$ , která zahrnuje jak přímé, tak nepřímé (rozptýlené, difuzní) záření [2], [3]. Jeho průběh lze vyjádřit periodickou funkcí

$$E_g(t) = J_{stf} + A_j \cdot \sin \frac{\pi}{12} (t + t_0 - t_p)$$

kde	$J_{stf}$	je střední intenzita globálního slunečního záření [W · m <sup>-2</sup> ]
	$A_j$	amplituda globálního slunečního záření [W · m <sup>-2</sup> ]
	$t_0$	počátek řešení [h]
	$t_p$	technická konstanta [h]
	$t_{max}$	doba maximálního účinku záření [h]

Vstupní parametry lze nalézt např. v ČSN 73 0542 [3], odkud jsou převzaty hodnoty uvedené v tab. 1.

	H	S	J	V	Z	JV	JZ	SV	SZ
$J_{stf}$ [W·m <sup>-2</sup> ]	306	106	199	215	215	223	223	157	157
$A_j$ [W·m <sup>-2</sup> ]	575	92	437	555	555	506	506	413	413
$t_{max}$ [h]	12	18/7	12	8	16	9,5	14,5	7	17
$t_p$ [h]	6	12/1	6	2	10	3,5	8,5	1	9

Tab. 1 Střední intenzita globálního slunečního záření  $J_{stf}$ , amplituda globálního slunečního záření  $A_j$  a doba jeho maxima v závislosti na orientaci

Výsledný tepelný tok  $q_s$  lze vyjádřit vztahem

$$q_s = A_s \cdot E_g$$

kde  $A_s$  je pohltivost slunečního záření.

Přímé i nepřímé (difúzní) sluneční záření, které dopadá na zemský povrch, je jím částečně odraženo. Množství energie, která se odrazí od určitého povrchu, závisí na jeho vlastnostech a stavu.

Některé hodnoty pro různé stavební materiály lze nalézt rovněž v [3].

Při řešení požární odolnosti stavebních konstrukcí lze okrajovou teplotu vyjádřit pomocí normových závislostí vývoje teplot [4] vztahem

$$T(t) = T_0 + 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1)$$

kde  $T_0$  je počáteční teplota požáru  
 $t$  čas v hodinách

nebo přesněji podle teplotních křivek publikovaných v [14].

Pro řešení teplotního pole od technologických vlivů (kouřovody apod.) lze využít možnosti zadání obecného průběhu teplotního zatížení v podobě po částech linearizovaných úseků

$$T(t) = k_{0i} + k_{1i}t \quad \text{pro } i = 1, \dots, n$$

### Vývin hydratačního tepla

Vliv vývinu hydratačního tepla cementu lze do řešení zahrnout jako vnitřní zdroj tepla  $q(x, t)$ .

Při adiabatických teplotních poměrech není teplo v systému z vnějšku ani přiváděno, ani odváděno. Průběh adiabatické teploty může mít různé funkční závislosti. Protože předpokládáme homogenní betonovou směs, kdy hydratace cementu probíhá ve vrstvě stejně, není vývin závislý na souřadnici  $x$  a v diferenciální vedení tepla lze položit

$$\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = 0$$

Rovnice se zjednoduší na tvar

$$\frac{\delta T}{\delta t} = \frac{q}{c \cdot \rho}$$

Řešení obdržíme snadno integrací

$$\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = 0$$

### Lineární vývoj

Nejjednodušší předpoklad o vývinu hydratačního tepla v konstrukci je lineární nárůst teploty  $T$  do doby  $t_r$  a potom jeho konstantní hodnota [8], [9]. Tomuto předpokladu odpovídá konstantní průběh intenzity hydratačního tepla  $q$ :

$$q(t) = q_0 \quad \text{pro } 0 \leq t \leq t_r$$

$$q(t) = 0 \quad \text{pro } t > t_r$$

Po dosazení a provedení integrace lze vyjádřit adiabatický nárůst teploty  $\Delta T$  podle lineární funkční závislosti

$$\Delta T(t) = \frac{1}{c \cdot \rho} \cdot \int_0^t q_0 \cdot dt = \frac{q_0}{c \cdot \rho} \cdot t$$

### Vývoj exponenciální

Podle [15], [17] lze vyjádřit adiabatické zvýšení teploty betonu při stálé teplotě 20 °C pomocí exponenciální funkční závislosti ve tvaru

$$\Delta T(t, T=20^\circ\text{C}) =$$

$$= \Delta T_a(1 - e^{-\alpha_a t}) + \Delta T_b(1 - e^{-\alpha_b t}) + \Delta T_c(1 - e^{-\alpha_c t}) =$$

$$= \sum_{i=1}^3 \Delta T_i(1 - e^{-\alpha_i t})$$

kde  $i = a, b, c$

$\Delta T_a, \Delta T_b, \Delta T_c$ , jsou složky adiabatického zvýšení teploty betonu [°C]  
 $\alpha_a, \alpha_b, \alpha_c$  exponenty [ $s^{-1}$ ]

Určení potřebných parametrů je však problematické a lze je určit jen

přibližně na základě měření teplot v betonu. V [17] je uváděn příklad zjištění těchto vstupních hodnot, kdy byl na stavbě JE Temelín vybetonován zkušební blok o rozměrech přibližně 1 x 1 x 1 m. Ten byl tepelně izolován 5 cm tlustými deskami z polystyrénu a po 7 dní v něm byla měřena teplota v těžišti a při povrchích v časových intervalech 15 min a později 30 min a 1 hodina. Pro následné zjištění hydratačního tepla byly použity výpočty prostorového vedení tepla v kvádru na základě naměřených teplot a postupným upravováním vstupních údajů (hydratační teplo, vodivost apod.) byly stanoveny výsledné složky tak, aby co nejvíce souhlasily naměřené a vypočtené hodnoty. Takto byly stanoveny výsledné hodnoty:

$$\Delta T_a = 47,2 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\Delta T_b = 29,0 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\Delta T_c = 11,0 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\alpha_a = 0,76 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 8,796 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

$$\alpha_b = 0,10 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 1,157 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

$$\alpha_c = 8,50 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 98,380 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

Uvážíme-li vztah mezi adiabatickým zvýšením teploty  $\Delta T$  a hydratačním teplem  $Q_h$ , lze psát

$$Q_h = \frac{c \cdot \rho}{m} \cdot \Delta T$$

Na základě této relace lze rovněž vyjádřit vývoj hydratačního tepla  $Q_h$  v závislosti na čase  $t$  podle funkce  $\Delta T$ :

$$Q_h(t, T=20^\circ\text{C}) =$$

$$= Q_a(1 - e^{-\alpha_a t}) + Q_b(1 - e^{-\alpha_b t}) + Q_c(1 - e^{-\alpha_c t}) =$$

$$= \sum_{i=1}^3 Q_i(1 - e^{-\alpha_i t})$$

kde  $Q_a, Q_b, Q_c$  jsou jednotlivé složky hydratačního tepla

Pro vlastní výpočet je důležitá znalost intenzity vnitřního zdroje tepla  $q$ , která je derivací hydratačního tepla  $Q_h$ , popřípadě adiabatického zvýšení teploty  $\Delta T$ :

$$q(t) = c \cdot \rho \cdot \frac{\delta T}{\delta t} = c \cdot \rho \cdot \frac{\delta}{\delta t} \cdot \left( \sum_{i=1}^3 \Delta T_i (1 - e^{-\alpha_i t}) \right) =$$

$$= c \cdot \rho \cdot \sum_{i=1}^3 \Delta T_i (\alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}) = c \cdot \rho \cdot \sum_{i=1}^3 \Delta T_i \cdot \alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}$$

### Řešení dle ČSN 73 1208

V příloze 1 ČSN 73 1208 [6] je uveden postup výpočtu velikosti tahových napětí  $\sigma_{bt}$  od teplotních změn vyvolaných v masivní betonové konstrukci zejména vývinem hydratačního tepla v počátečním období, tj. v době 3 až 28 dnů po ztuhnutí betonové směsi. Výpočet je přibližný a jeho použití je vázáno podmínkou, že počáteční teplota betonové směsi  $T_{or}$  nesmí být nižší než 3°C a průměrná teplota vnějšího prostředí  $T_e$  (uvažuje se konstantní v době  $t$  od vybetonování po posuzovaný okamžik) nesmí být nižší než 1°C. Vliv bednění svislých líců bloku dřevěným bedněním tl. 25 mm po dobu  $t_r$  (dní) je vystižen zvýšením teploty vnějšího prostředí  $T_e$  o 3°C. V případě plechového nebo překližkového bednění činí zvýšení  $T_e$  0 až 1°C. Řešení předpokládá počáteční vývoj základních charakteristik betonu v masivním bloku v časovém úseku  $t$  dní po ztuhnutí betonové směsi takto:

- adiabatické zvýšení teploty betonu  $\Delta T_{at}$  ve °C podle vztahu

$$\Delta T_{at} = \Delta T_a \cdot (1 - e^{-\beta t})$$

- modul pružnosti betonu  $E_b(t)$  v MPa podle vztahu

$$E_b(t) = E_b \cdot (1 - e^{-0,8 \cdot \beta t})$$

- pevnost betonu v tahu  $R_{bt}(t)$  v MPa podle vztahu

$$R_{bt}(t) = R_{bt} \cdot (1 - e^{-0,8 \cdot \beta t})$$

kde  $e$  je základ přirozených logaritmů,

$t$  doba od ztuhnutí betonové směsi po posuzovaný okamžik (dní),

$\beta$  součinitel vyjadřující rychlost vývinu teploty betonu v adiabatických podmínkách (viz dále)

$\Delta T_a$  celkové adiabatické zvýšení teploty betonu pro čas  $t = \infty$  podle vztahu

$$\Delta T_a = \frac{m \cdot Q_h}{c \cdot \rho_v}$$

kde  $m$  je hmotnost cementu v 1 m<sup>3</sup> hotového betonu [kg]  
 $Q_h$  hydratační teplo cementu [J . kg<sup>-1</sup>] stanovené zkouškou  
nebo pro orientační výpočet podle tab. 2  
 $c$  měrná tepelná kapacita betonu [J . kg<sup>-1</sup> . K<sup>-1</sup>]  
 $\rho_v$  objemová hmotnost betonu [kg . m<sup>-3</sup>]

Hodnoty hydratačního tepla  $Q_h$  pro různé druhy cementu, jak je uvádí [6], jsou uvedeny v následující tabulce:

řádek	Druh cementu	Hydratační teplo $Q_h$ [kJ.kg-1]	Poznámka
1	portlandský	330 až 380	podle ČSN 73 1209 nelze použít pro masivní konstrukce
2	strusko-portlandský	260 až 350	SPC-325 Rohožník 260 kJ.kg-1 SPC-325 Stupava 277 kJ.kg-1
3	vysokopecní	250 až 290	

Tab. 2 Informativní hodnoty hydratačního tepla  $Q_h$  cementů vyráběných v ČR a SR

Rychlost vývinu hydratačního tepla v adiabatických podmínkách je vyjádřen součinitelem  $\beta$  v den<sup>-1</sup>, jehož velikost se určí ze vzorce

$$\beta = \beta_{10} \cdot 2^{\frac{T_{or} - 10}{10}}$$

kde  $\beta_{10}$  je základní hodnota 0, 15 až 0, 25 součinitele  $\beta$  stanovená pro cementy s pomalým nebo normálním vývinem hydratačního tepla při počáteční teplotě betonu  $T_{or} = 10^\circ\text{C}$ ,  
 $T_{or}$  skutečná počáteční teplota betonové směsi ( $^\circ\text{C}$ )

Jiný průběh vývinu hydratačního tepla, jak byl experimentálně naměřen, lze nalézt např. v [16].

### Základ nádrže ropy

Pomocí výše popsaného programu pro řešení jednorozměrného nestacionárního teplotního pole stavebních konstrukcí NONSTAC byl řešen průběh teplot v rozsáhlých základových konstrukcích [18], [19].

Základ nádrže ropy objemu 50 000 m<sup>3</sup> je tvořen monolitickou železobetonovou deskou tloušťky 800 mm z betonu třídy B 20 podle ČSN 73 1201 [5]. Průměr základové desky 70, 6 m překračuje více než trojnásobně přípustné rozměry podle [5] pro vyztužené monolitické konstrukce (24, 0 m).

Pro omezení účinků hydratačního tepla byla navržena betonová směs s co nejmenším množstvím cementu (betony nižších tříd pokud možno s 90denní pevností a struskoportlandské cementy nižších značek) a betonáž desky tloušťky 0, 80 m se předpokládala ve dvou vrstvách po 0, 40 m.

Časový sled betonáže desky ve dvou vrstvách tloušťky 0, 40 m byl podmíněn kapacitou centrální betonárny. Při daném výkonu zařízení 1000 až 1200 m<sup>3</sup> za 24 hodin a celkové kubatuře základové desky  $\pi \cdot 0,8 \cdot 35,3^2 = 3 132 \text{ m}^3$  bylo předpokládáno dokončení betonáže první, stejně jako druhé vrstvy po 36 hodinách, tj. po 1, 50 dnech nepřetržitě betonáže. Při neprodleném zahájení betonáže 2.vrstvy stejným postupem nedosáhne beton první vrstvy podle [5] pevnosti 50%, takže vodorovnou konstrukci lze posuzovat jako celistvou a pracovní spáru v polovině tloušťky desky není potřeba nijak připravit pro betonáž následující vrstvy, pouze ochránit před znečištěním. Celkovou dobu zcela plynulé betonáže základové desky je tedy možno předpokládat při spolehlivém výkonu betonárny, dopravy a ukládání betonové směsi celkově okolo 72 hodin, tj. tři dny při nepřetržitém provozu.

Z provedeného řešení vývoje nestacionárního teplotního pole od vývinu hydratačního tepla v základové desce betonované ve dvou vrstvách po 0, 40 m vyplynula potřeba chránit povrch obou vrstev proti rychlému odvodu tepla z povrchu vybetonované vrstvy. Průměrná venkovní teplota vzduchu se na přelomu října a listopadu předpokládala 5 $^\circ\text{C}$ .

Vývin hydratačního tepla SPC 400 byl předpokládán hodnotou  $Q_h = 330 \text{ kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$  cementu přepočtem podle ČSN 73 1208 [6], viz tab. 2. Ve výpočtu bylo bezpečně předpokládáno, že se toto množství tepla uvolní

při linearizovaném vývoji již po  $t_r = 36$  hod.

Intenzita vývinu hydratačního tepla  $q$  je při 295 kg SPC 400/m<sup>3</sup>:

$$q = 295 \cdot 330 \cdot 10^3 / 36 \cdot 3600 = 751 \text{ Wm}^{-3}$$

Při adiabatickém ději by po 36 hodinách hydratační teplo způsobilo zvýšení teploty betonu o:

$$\Delta T = 295 \cdot 330 \cdot 10^3 / 840 \cdot 2363 = 49, 0^\circ\text{C}$$

díky nízkému množství cementu pro 90 denní pevnost B 20.

Průběh teplot byl při postupné betonáži ve 2 vrstvách 0, 4 + 0, 4 m vyšetřován ve dvou časových etapách pro extrémní podmínky (listopad):

1. Uložení 1. vrstvy 0, 40 m betonové směsi teplé 5  $^\circ\text{C}$  za teploty podkladu i vnější atmosféry 5  $^\circ\text{C}$  a vývoj hydratačního tepla po dobu 36 hod.
2. Uložení 2. vrstvy tl. 0, 4 m o teplotě 5  $^\circ\text{C}$  se 36 hod. vývinem hydratačního tepla za shodných vnějších podmínek a vývoj teploty v obou vrstvách bez vývinu hydratačního tepla po zbývajících 108 hod. za stejných vnějších podmínek.

Pro výstižnější vyjádření okrajových podmínek bylo do výpočtu zahrnuto podloží desky, jehož skladba včetně tepelné - technických vlastností je uvedena v tab. 3.

Popis vrstvy	$\lambda$ [W/m.K]	$c$ [J/kg.K]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
tvrdnoucí betonová směs 800 mm	2,65	840	2363
ochranný podkl. potěr 33 mm	1,43	840	2300
kluzná spára 2xBITAGIT 7,2 mm	0,21	1470	1100
podkladní beton 100 mm	1,43	840	2300
vlhká soudržná zemina (3000 mm)	2,30	1250	2000

Tab. 3. Skladba vrstev a jejich vlastnosti

Součinitel přestupu tepla do vnější atmosféry pro počátek zimního období byl zvolen podle ČSN 73 0542 [3] hodnotou

$$\alpha_e = 20 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$$

Průměrná (střední) teplota obou vrstev a celé desky je určena z výsledků výpočtu v následující tab. 4:

Doba od uložení směsi		1. vrstva	2. vrstva	celá deska
dny	hodiny	$T_{sv}$ ve $^\circ\text{C}$		
0,5	12	14,73	-	14,73
1,0	24	19,27	-	19,27
1,5	36	21,71	-	21,71
2,0	48	17,36	17,87	17,61
2,5	60	21,22	22,84	22,03
3,0	72	22,30	23,69	22,99
3,5	84	19,53	15,68	17,61
4,0	96	16,11	12,25	14,18
5,0	108	13,67	10,30	11,99
5,5	120	11,99	9,07	10,53
6,0	132	10,81	8,25	9,53
6,5	144	9,98	7,07	8,83
7,0	156	9,37	7,29	8,33
7,5	168	8,91	7,00	7,96
8,0	170	8,56	6,79	7,67

Tab. 4 Průměrné teploty v desce od vývinu hydratačního tepla

Maximální hodnoty teplot dosažených během vývoje hydratačního tepla jsou v jednotlivých vrstvách:



1. vrstva  $T_{\max} = 24, 85\text{ }^{\circ}\text{C}$
2. vrstva  $T_{\max} = 26, 64\text{ }^{\circ}\text{C}$

Tyto hodnoty jsou tedy podstatně nižší než při adiabatickém vývoji hydratačního tepla betonu, tj. bez odvodu tepla, kdy by výsledná teplota činila

$$T_{a, \max} = 5, 0 + 49, 0 = 54, 0\text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Z tab. 4 je patrné, že pro posouzení teplotních přetvoření a napětí jsou nejdůležitější stadia provádění 2. vrstvy a doba mezi 3. až 4. dnem stárání betonu, kdy jsou nejvyšší teploty i největší gradienty ochlazování.

#### Seznam literatury

- [1] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí; 1986, a - 91
- [2] ČSN 73 0540 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Názvosloví, požadavky a kritéria; 1977 a, b, c
- [3] ČSN 73 0542 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Vlastnosti materiálů a konstrukcí; 1977
- [4] ČSN 73 0821 Požární bezpečnost staveb. Požární odolnost stavebních konstrukcí; 1973, b
- [5] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí; 1986, a - 89
- [6] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů; 1986
- [7] ČSN 73 1230 Navrhování betonových konstrukcí pro zvýšené a vyšší teploty; 1990
- [8] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen in plattenförmigen Massenbetonbauwerken. Beton und Stahlbetonbau 8/1966
- [9] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichen Elastizitätsmodul. Bauingenieur 43/(1968), H. 10
- [10] Halahyja, M. a kolektiv: Stavební tepelná technika, osvětlení

a akustika. ALFA Bratislava 1970

- [11] Nevřiva, P.: Simulace řídicích systémů na číslicovém počítači. Praha, SNTL 1975
- [12] Bradáč, J.: Stav napětí a přetvoření stavebních konstrukcí účinkem klimatických teplot. Inženýrské stavby 10/1978
- [13] Slovák, K. - Šmerda, Z. - Vajner, J.: Vliv hydratačního tepla a vlhkosti na napětost masivní betonové mostní desky. Inženýrské stavby 5 - 1986
- [14] Reichel, V.: Navrhování požární bezpečnosti výrobních objektů. Zabraňujeme škodám, sv. 17, Česká státní pojišťovna, Praha 1987
- [15] Mejzlík, L.: Teplotní napětí v masivních betonových deskách. Inženýrské stavby 1 - 1987
- [16] Eibl, J. - Prommersberger, G. - Bachmann, H.: Rechnerische Erfassung des aus Hydratationswärme entstehenden Spannungszustands am Beispiel der Talbrücke Frauenwald. Beton - und Stahlbetonbau 85 (1990), H 4
- [17] Mejzlík, L.: Výpočty teploty a napětí ve spodní části ochranné obálky reaktoru jaderné elektrárny Temelín v období její výstavby. Inženýrské stavby 6 - 1991
- [18] Bradáč, J. - Čajka, R.: Rozšíření skladu ropy. I.A etapa: zásobník 50 000 m<sup>3</sup>. Odborná pomoc při zpracování návrhu základu a jeho provádění, Brno 8/1992.
- [19] Bradáč, J. - Čajka, R.: Základová konstrukce objektu lisovny, a. a. s. Škoda Mladá Boleslav. Dílčí zpráva ke statickému řešení, Brno 9/1992

#### Popis vlastní činnosti:

*Pedagogicko - vědecký pracovník Ústavu betonových a zděných konstrukcí fakulty stavební VUT v Brně, Údolní 53. Mezi hlavní obory činnosti patří základové konstrukce na poddolovaném území a teplotně namáhané konstrukce.*

## INTERAKČNÍ MODELY VELKOPLOŠNÝCH ZÁKLADŮ

Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.

Ústav betonových a zděných konstrukcí  
Fakulty stavební VUT, Údolní 53, 662 42 Brno

**Problémy interakční soustavy "podloží, základ, nadzákladové konstrukce - programové vybavení - důsledky zjednodušených předpokladů - spolupůsobení s podložím - modely pružného podkladu a poloprostoru - víceparametrický model podloží - porovnání výsledku výpočtu.**

### 1. ÚVOD

Technický a ekonomický význam výstižnějších řešení interakčních úloh nesporně roste s půdorysnou velikostí objektu. Zde máme na mysli buď užší interakční soustavu "podloží - základ" nebo širší interakční soustavu "podloží - základ - nadzákladová konstrukce". Projektant přitom narazí na řadu problémů, z nichž jmenujme alespoň:

- vhodné programové vybavení pro výpočet úloh užší nebo širší interakční soustavy,
- model přetvárného chování podloží objektu,
- přípustný popis dlouhodobého chování betonových základů a nadzákladových konstrukcí pod a nad mezí vzniku trhlin
- přípustné meze použití zjednodušených předpokladů o rozdělení reakcí podloží.

Rychle narůstající počet programů pro řešení užších nebo širších interakčních soustav nejistotu správné volby spíše prohlubuje. Autoři těchto programů se v manuálech omezují většinou na konstatování, že v programu se předpokládá určitý model chování podloží. V lepším případě se pak ponechá na projektantu možnost volby quazihomogenního nebo vrstevnatého prostředí. Představu o praktických důsledcích použití zvoleného modelu podloží získává projektant s mimořádnými obtížemi a výsledkem pak bývá často technicko - ekonomicky podhodnocený nebo nadhodnocený návrh základů, popř. i nadzákladových konstrukcí. Příčiny této neutěšené situace jsou však prosté: obecně platný model přetvárného chování nehomogenního podloží pro užší nebo širší interakční soustavu nebyl doposud nalezen. Projektční praxe však nemá možnost čekat na zrod univerzálně platného modelu podloží a přípustných zjednodušení, týkajících se modelu chování betonových konstrukcí. Proto je potřeba se co nejlépe orientovat v důsledcích jejich použití a tímto způsobem se vyhnout předem nežádoucím překvapením.

### 2. ZJEDNODUŠENÉ ROZDĚLENÍ KONTAKTNÍCH NAPĚTÍ A MEZE POUŽITÍ

Období intenzivního hledání výstižnějších modelů chování podloží, mezi které dnes počítáme zejména:

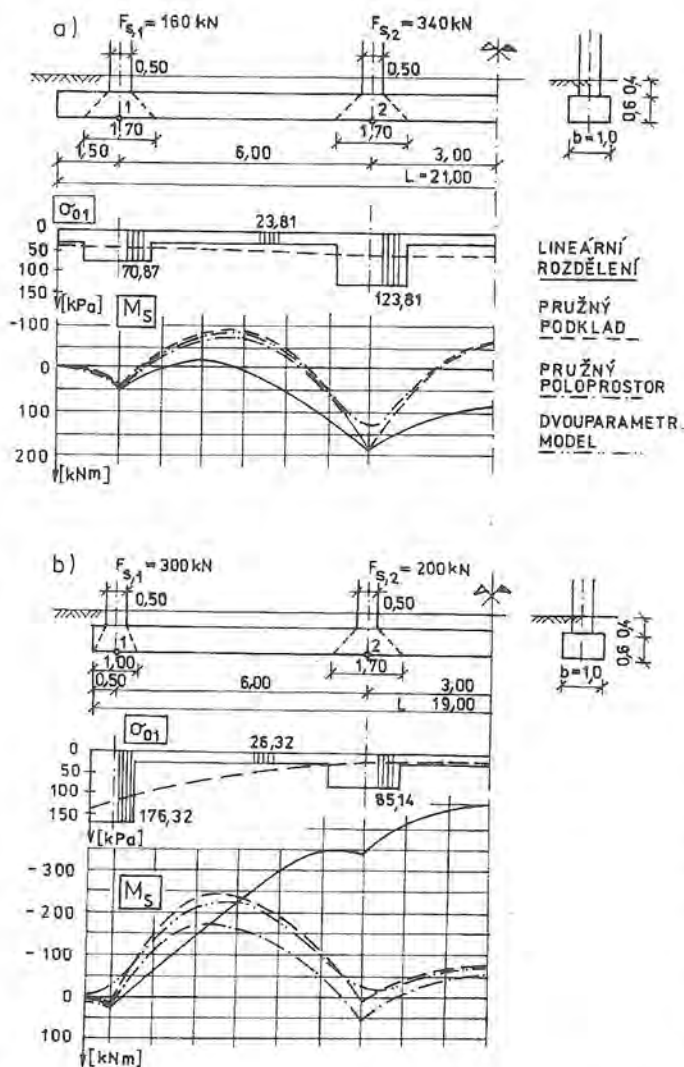
- a) Winklerův (Fuss - Zimmermannův) model pružného podkladu,
- b) model pružného poloprostoru,
- c) dvouparametrický Pasternakův model podloží,
- d) víceparametrický model podloží (Kolář - Němec),

bylo na základě zjištěných rozdílů ve výsledcích vystředáno značnou skepsí pokud jde o jejich výstižnost, včetně doporučení k návratu ke zjednodušené představě o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře (K. Hruban aj.)

Meze použití apriorních předpokladů o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře plynou jednak z požadavků ČSN 73 1001 [1] a dále z velmi omezené výstižnosti takové metody. Pokud jde o požadavky ČSN 73 1001 [1], je třeba si uvědomit, že předpoklad o lineárním rozdělení kontaktních napětí v základové spáře neposkytne žádný podklad pro výpočet *diferenčního sedání* (relativního průhybu a rozdílů v sedání pod vertikálními nosnými prvky konstrukce). Takový přístup je však možný pouze pro 1. *geotechnickou kategorii* podle ČSN 73 1001 [1], tj. pro nenáročnou konstrukce v jednoduchých základových poměrech. Zároveň se ukazuje, že význam posouzení základové půdy podle mezních stavů 2. skupiny (sednutí a jeho nerovnoměrných složek) stále vzrůstá, protože důsledkem nerovnoměrného sednutí může být porušení základů a nadzákladových konstrukcí podle prvé skupiny mezních stavů (únosnosti). S tím souvisí i značně omezený význam *mezních hodnot sednutí a jeho nerovnoměrných složek* v tab. 19 ČSN 73 1001 [1] pro vybrané druhy stavebních objektů. Podle čl. 127 této normy se mají jejich přípustné hodnoty stanovit přednostně výpočtem konstrukce na účinky nerovnoměrného sedání.

Další významné omezení v použití zjednodušeného předpokladu o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře podle obr. 1 je jeho nízká věrohodnost, týkající se zejména průběhu vnitřních sil v základové konstrukci. Na obr. 1a) i b) je určeno zjednodušené rozdělení kontaktního napětí  $\sigma_{01}$  - označení podle ČSN 73 1001 [1] - pod základovým pásem šířky  $b = 1,0$  m s pravidelně rozmístěnými sloupy. Postup doporučený Technickým průvodcem [2] předpokládá polovinu reakcí sloupů rozdělenou rovnoměrně po celé délce pásu a druhou polovinu rovnoměrně na délce dané součtem šířky sloupu a dvojnásobku výšky pásu. U pásu podle obr. 1a) nepostihneme téměř vůbec záporné mezipodporové momenty. U pásu na obr. 1b) se shodným součtem

reakcí sloupů a zkráceným okrajovým vyložení pásu je průběh ohybových momentů při popsaném apriorním rozdělení kontaktních napětí  $\sigma_{01}$  v porovnání s výstižnějšími metodami zcela nereálný a vedl by asi uprostřed pásu ke zhruba 6-násobnému předimenzování základu. Můžeme snadno dokázat, že s rostoucí délkou pásu se bude rozdíl mezi lineárním a přesnějším řešením dále zvyšovat. Závěry o praktické nepoužitelnosti metody podle TP4 [2] platí jak pro základové pásy nebo rošty, tak i pro desky, řešené analogicky např. metodou deskových pásů.



Obr. 1 Rozdělení kontaktních napětí  $\sigma_{01}$  a ohybové momenty základového pásu při zjednodušeném a výstižnějším řešení

Číselné výsledky srovnávacího řešení příkladu na obr. 1a) a 1b) jsou uvedeny pro rozhodující podporové a mezipodporové momenty v následující tab. 1.

Metoda výpočtu	Pás	$M_1$	$M_{1z}$	$M_z$	$M_{zz}$
Lineární rozdělení kontaktních napětí	a)	43,8	-14,4	189,6	82,5
	b)	22,0	-352,5	-344,1	-462,5
Winklerův model pružného podkladu	a)	44,6	-83,2	193,1	-59,3
	b)	16,9	-244,7	14,6	-78,5
Teorie pružného poloprostoru	a)	54,3	-65,8	193,1	-57,4
	b)	26,2	-172,5	57,6	-54,9
Dvouparametrický model podloží	a)	19,4	-74,2	137,9	-53,8
	b)	-23,6	-221,2	-12,9	-76,0

Tab. 1 Ohybové momenty  $M$  [kNm] základových pásů podle obr. 1

Momenty pro dvouparametrický model podloží (viz část 6) představují hodnoty v těžišti dílků při poměrně hrubém dělení  $\Delta x = 1,0$  m.

Zmenšené hodnoty podporového momentu  $M_2$  můžeme obdržet i u ostatních modelů redukcí podle ČSN 73 1201 [8].

### 3. SPOLUPŮSOBENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE S PODLOŽÍM

Výstižnější řešení interakčních soustav podloží - základ nebo podloží - základ - nadzákladová konstrukce musí respektovat přetvárné vlastnosti podloží i konstrukce. Při označení veličin podle ČSN 73 1001 [1] a ČSN 73 1201 [3] bude mít diferenciální rovnice ohybové čáry nosníku (základového pásu) tvar:

$$[B(x) \cdot s''(x)]'' = p(x) - b(x) \cdot \sigma_{01}(x) \quad (1)$$

kde  $s(x)$  je čára sedání shodná se svislými pořadnicemi přetvoření základového pásu  $w(x)$ ,  
 $p(x)$  obecně proměnné svislé zatížení pásu,  
 $\sigma_{01}(x)$  intenzita kontaktních napětí (svislých reakcí podloží),  
 $b(x)$  obecně proměnná šířka pásu,  
 $B(x)$  obecně proměnná tuhost pásu.

Nejjednodušší případ izotropní základové desky lze vyjádřit pomocí Laplaceova operátoru:

$$B \cdot \Delta \Delta s(x;y) = p(x;y) - \sigma_0(x;y) \quad (2)$$

kde  $B$  je nyní desková tuhost ve tvaru:

$$B = E_b \cdot h_b^3 / 12 (1 - \nu_b) \quad (3)$$

$h_b$  tloušťka desky,  
 $E_b$  modul pružnosti betonu desky,  
 $\nu_b$  součinitel příčného přetvoření betonu.

Ostatní veličiny v rovnici (2) mají obdobný význam jako ve vztahu (1), nyní proměnné v rovině  $(x;y)$ .

Uvedené rovnice (1) a (2) jsou základem řešení interakčních úloh ve všech dostupných programech. Výstižnému popisu tuhosti základové konstrukce je věnována část 7. Neefektivnější možnosti v popisu vlastností konstrukce a podloží dnes nesporně poskytuje rozvinutá metoda konečných prvků. Základové pásy podle rovnice (1) lze řešit výstižně i metodou integrace po úsecích, popř. diferenční metodou. Nejzávažnější rozdíly ve výsledcích však vyplývají z volby modelu podloží.

### 4. WINKLERŮV (FUSS - ZIMMERMANNŮV) MODEL PRUŽNÉHO PODKLADU

Vznik tohoto modelu spadá do období hledání výstižnějšího dimenzování železničních pražců a opírá se o lineární závislost svislého přetvoření  $s$  (sednutí) podloží na intenzitě svislého kontaktního napětí  $\sigma_{01}$  v rovnicích (1) nebo (2):

$$\sigma_{01} = C \cdot s \quad (4)$$

s jehož využitím nabude např. nosníková rovnice (1) tvaru:

$$[B(x) \cdot s''(x)]'' + C \cdot b(x) \cdot s(x) = p(x) \quad (5)$$

Konstantu úměrnosti  $C$  v  $\text{Mpa} \cdot \text{m}^{-1}$  nebo  $\text{MN} \cdot \text{m}^{-3}$  nazýváme modulem stlačitelnosti podkladu. Výhody jednoduché závislosti sedání na kontaktním napětí se uplatní ve všech metodách řešení rovnic (1) a (2). Teorie nosníku na pružném podkladu byla u nás zpracována J. Hořejším [4]. Při jejím použití si však musíme uvědomit některé nedostatky Winklerova modelu:

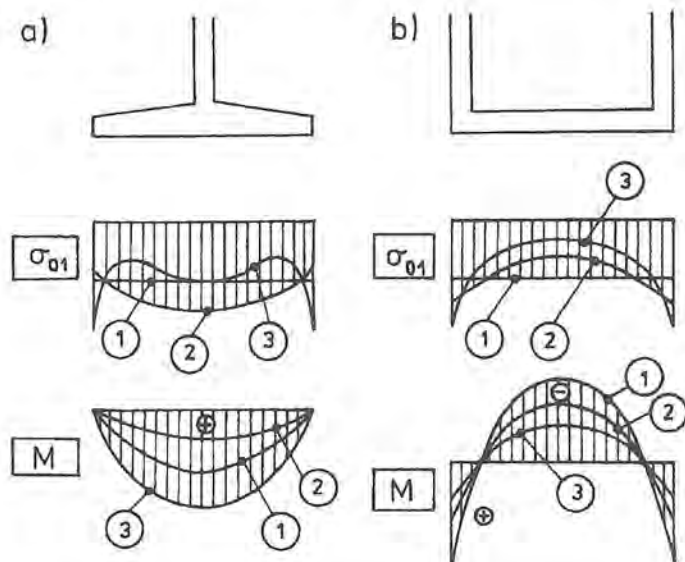
- modul stlačitelnosti  $C$  není ve skutečnosti konstantou, ale složitou funkcí velikosti a tvaru zatěžované plochy; proto nelze přímo užít výsledků polních zkoušek, prováděných malou zatěžovací deskou; z těchto důvodů nebyl modul stlačitelnosti základové půdy  $C$  nikdy normalizován;

- ze vztahu (4) je zřejmé, že již v bezprostředním okolí základu obdržíme nulová sedání; tato ostrá nespojitost přetvoření podloží je v rozporu se skutečností i u velmi poddajných zemín.

Přes tyto zjevné nedostatky je použití Winklerova modelu v interakčních úlohách nesrovnatelně výstižnější než linearizace kontaktních napětí podle části 2, což názorně ukazují obr. 1a) i 1b). Kromě toho lze

dnes využít podstatně zdokonaleného výpočtu sedání v ČSN 73 1001 [1] s uvážením hloubky deformační zóny  $z_s$ , opírající se o tzv. strukturální pevnost základové půdy. Praktický postup, který byl použit také u srovnávacích řešení pro příklad na obr. 1, sestává z následujících kroků:

- určí se průměrné kontaktní napětí v základové spáře  $\sigma_{01}$ ;
- vypočte se průměrná velikost sednutí  $s_0$  pro případ dokonale tuhého základu podle ČSN 73 1001 [1] - sednutí pod tzv. "charakteristickým bodem" základové plochy;
- do řešení interakční úlohy se zavede modul stlačitelnosti podkladu podle vztahu (4) hodnotou  $C = \sigma_{01} / s_0$ .



Obr. 2 Rozdělení kontaktních napětí  $\sigma_{01}$  a ohybových momentů při zatížení koncentrovaném a) u středu, b) u okrajů základu; 1 - lineární rozdělení  $\sigma$ , 2 - Winklerův pružný podklad, 3 - teorie pružného poloprostoru

Uvedeným postupem lze uvést nenormalizovanou přetvárnou charakteristiku  $C$  do souladu s ČSN 73 1001 [1]. Jistá opatrnost je nezbytná u hlubokých suterénů, kde  $\sigma_{01}$  zavedené jako přitížení v základové spáře může dosahovat velmi nízkých hodnot nebo být dokonce záporné (plovoucí základy). Zde lze odečíst jen část původního zatížení v úrovni základové spáře  $\sigma_{0r}$ . To se doporučuje zejména u širokých stavebních jam, kde se odlehčené zeminy přechodně vzdouvají. Interakční úlohu je třeba pochopitelně řešit pro nezmenšené zatížení v základové spáře.

Kromě toho je třeba vždy pečlivě uvážit důsledky použití Winklerova modelu podloží pokud jde o velikost vnitřních sil v základové konstrukci. Z obr. 2 je vidět v konfrontaci s jinými postupy, že Winklerův model poskytuje zbytečně bezpečné výsledky u konstrukcí vanového typu se zatížením koncentrovaným na okrajích základu (obr. 2b), zatímco při koncentraci zatížení uprostřed základu (obr. 2a) - např. pod komíny a věžemi - bývají vnitřní síly základu zanedbáním smykového roznosu do jeho okolí podceněny. To ukazuje též příklad na obr. 1 a dále porovnání v tab. 1. Lze se setkat i s aproximativním vyjádřením smykového roznosu pomocí přímkového nebo parabolického zvyšování hodnot  $C$  směrem k okrajům základu. Spolehlivost takovýchto aproximací se však obtížně prokazuje.

### 5. MODEL PRUŽNÉHO POLOPROSTORU

Svislý pokles bodu  $i$  na povrchu pružného homogenního poloprostoru tvořeného základovou půdou podle ČSN 73 1001 [1] lze vyjádřit sumárním výrazem podle Boussinesqua:

$$S_{ik} = \sum_{k=1}^n \frac{1-\nu}{\pi \cdot E_{def} \cdot r} P_k \quad (6)$$

- $P_k$  je osamělé povrchové břemeno v bodě  $k$ ,
- $r$  vodorovná vzdálenost bodů  $i$  a  $k$ ,
- $E_{def}$  modul přetvárnosti základové půdy,
- $\nu$  Poissonovo číslo základové půdy.

Námítky proti použití modelu pružného poloprostoru lze formulovat bez obtíží: nevlastní hodnoty svislých napětí pod okrajem základu a půdorysné

neomezený dosah spolupůsobícího podzákladí. Přes zmíněné nedostatky vyžaduje uvedený model ověřené chování základových půd: typickou mísovitou deformací základových desek a koncentrací svislých napětí na obvodu základu. Proto byla teorie pružného poloprostoru akceptována i novelizovanou ČSN 73 1001 [1] pro výpočet napětí v podloží základů a její přetvárné charakteristiky musí stanovit inženýrsko - geologický průzkum. V programech pro řešení interakce se však vyskytuje jen sporadicky, poněvadž musí podle vztahu (6) pracovat s plnými maticemi. Důsledky zmíněných vlastností modelu na rozdělení kontaktních napětí a vnitřních sil ukazují čáry 3 na obr. 2: u základů s koncentrací zatížení pod okrajem základu je použití modelu pružného poloprostoru nejehospodárnější, při koncentraci zatížení u středu základu naopak nejbezpečnější. Teoretické základy modelu s řadou praktických aplikací obsahuje kniha M. I. Gorbunova - Posadova [5].

Vypočtené hodnoty sedání s použitím vztahu (6) jsou však postnatně vyšší než předepisuje ČSN 73 1001 [1]. Rozdíly vyplývají z výše uvedeného upřesněného výpočtu sedání s uvážením strukturální pevnosti zeminy a hloubky deformační zóny  $z_s$ . Souladu výsledků lze dosáhnout následujícím způsobem:

- určí se průměrné kontaktní napětí v základové spáře  $\sigma_{01}$ ;
- vypočte se průměrná velikost sednutí  $s_0$  pro případ dokonale tuhého základu podle ČSN 73 1001 [1] - sednutí pod tzv. "charakteristickým bodem" základové plochy;
- do řešení interakční úlohy se zavede modul náhradní modulu pružnosti obecně nehomogenního podloží  $E$ :

$$\bar{E} = \frac{p \cdot b \cdot \alpha (1 - \nu^2)}{s_0} \quad (7)$$

kde hodnoty  $\alpha$  udává tab. 2 pro kruhový a obdélníkový základ podle poměru délky  $L$  k šířce  $b$ . Pro aplikaci zmíněného postupu u hlubokých suterénů platí zásady uvedené v části 4.

Kruh	Obdélník při poměru délek stran $L/b$								
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0	50,0	100
0,79	0,88	1,08	1,22	1,44	1,72	2,12	2,47	2,96	3,35

Tab. 2 Hodnoty součinitele  $\alpha$  pro poměry  $L/b$  základu

Při uvedeném určení náhradní přetvárné charakteristiky obecně nehomogenního podloží v souladu s ČSN 73 1001 [1] zůstanou zachovány nejcennější přednosti modelu pružného poloprostoru. Programů s možností jeho použití však je dosud bohužel málo. Pro základové pásy je to např. starší program Z. Drahoňovského "Nosník na dvouvrstevném podkladu", kde lze pod pásem s obecně proměnnou tuhostí modelovat Winklerův podklad podle části 4 nebo pružný poloprostor podle části 5. Pomocí tohoto programu byl počítán i srovnávací příklad podle obr. 1. Pro základové desky a krabicové suterény bylo s úspěchem využito programu ASKA (Automatický Systém Kinematické Analýzy) pro 80 typů prvků, určeného pro obecně nelineární úlohy (viz blíže hlavní referát). Dnes lze pružný poloprostor modelovat pomocí výpočetního systému PATRAN pro nejrůznější stavební a strojní aplikace, vyvíjeného spoluprací firem INTEND Praha a AXIOM Zlín (Ing. Milan Tůma).

### 6. PASTERNAKŮV A VÍCEPARAMETRICKÝ MODEL PODLOŽÍ

Výsledkem dlouholetého úsilí o vstřížnější modely chování podloží a odstranění nedostatků modelů podle částí 4 a 5 byl nejprve dvouparametrický model podloží P. L. Pasternaka [6], vyjadřující závislost mezi kontaktním napětím  $\sigma_{01}$  a sedáním s vztahem:

$$\sigma_{01}(x,y) = C_1 \cdot s(x,y) - C_2 \cdot \Delta s(x,y), \quad (8)$$

který byl u nás zobrazen V. Kolářem a I. Němcem do podoby tzv. efektivního modelu podloží, podrobně popsáno v liter. [7].  $C_1$  v rovnici (8) má tentýž význam jako Winklerova konstanta  $C$  ve vztahu (4), parametr  $C_2$  ( $= C_{2x} = C_{2y}$ ) [MPa · m], [MN · m<sup>-1</sup>] vyjadřuje smykové přetvoření podloží (vrstvy). Efektivní model podloží je schopen vyjádřit další vlastnosti kontaktních úloh, např. závislost mezi vodorovným napětím a přetvořením základové spáře. Ve srovnání s modelem pružného poloprostoru umožňuje Pasternakův a efektivní model podloží omezit smykový roznos do okolí základu. Zavedení závislosti (8) do prismatických úloh - rovnic (1) - nebo deskových - rovnic (2) - nečiní políže a proto je dnes u nás k dispozici široká škála programů pro řešení interakčních úloh. Nejúplnější z nich je soubor programů

NEXX autorů V. Koláře a I. Němce. Hodnota parametru  $C_1$  se určuje způsobem popsaným v části 4 s vazbou na strukturní pevnost zemin a hloubku deformační zóny v souladu s požadavky ČSN 73 1001 [1]. Obtížněji se prokazuje korektnost volby hloubky deformační zóny parametru  $C_2$  pro smykové přetvoření. Obvykle se proto předpokládá tatáž hloubka jako pro parametr  $C_1$ . Při praktických aplikacích je však třeba si uvědomit výrazný vliv této volby na výsledky řešení. Zvětší-li se vlivem menší hloubky deformační zóny hodnota parametru  $C_1$  dvakrát, klesne velikost parametru  $C_2$  na polovinu a poměr  $C_2 / C_1$  se proto zmenší na čtyřnásobek. Opačný výsledek obdržíme zvětšením smykového roznosu při rostoucí hloubce deformační zóny. Ve srovnávacích příkladech na obr. 1a) a b) (viz též tab. 1) byl zvolen číselný poměr  $C_2 / C_1 = 0,4$ .

## 7. TUHOST BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V INTERAKČNÍCH MODELECH

Většina řešení interakčních úloh se opírá o ustanovení bodu 3. 3. 2. 2 ČSN 73 1201 [8], které dovoluje při vyšetřování silových účinků zatížení potřebných pro dimenzování podle 1. i 2. skupiny mezních stavů, zanedbávat u staticky neurčitých konstrukcí vliv oslabení prvků trhlinami a nepružných přetvoření materiálu. Všimněme si blíže důsledků tohoto zjednodušení. Pro výstižnější řešení s uvážením skutečné tuhosti betonových prvků  $B$  v rovnicích (1) a (2) je zapotřebí znát polohu a množství výztuže. Tyto hodnoty však získáme až dimenzováním konstrukce. Proto je u významnějších úloh nejpohodlnější iterativní korekce výsledků. Lze doporučit tento postup:

- (a) Výztuž se navrhne podle ČSN 73 1201 [8] na vnitřní síly, získané pružným řešením pro prvky bez trhlin, tj. s tuhostí:

$$B = B_{fl,a} = 0,85 \cdot E_b \cdot I_b, \quad (10)$$

kde  $E_b$  je modul pružnosti betonu podle ČSN 73 1201 [8],  
 $I_b$  moment setrvačnosti betonové části průřezu.

- (b) Úseky, kde neplatí tuhost podle vztahu (10) vymejíme pomocí momentu na mezi vzniku trhlin (tj. kde  $M_d > M_r$ ), pro nejčastější obdélníkový průřez výšky  $h$  a šířky  $b$ :

$$M_r = \frac{1,75}{6} b \cdot h^2 \cdot R_{bt}, \quad (11)$$

kde  $R_{bt}$  je normová pevnost betonu v tahu podle ČSN [8].

- (c) V úsecích s trhlinami stanovíme pro průřezovou plochu tahové výztuže  $A_{st}$  s modulem pružnosti  $E_s$  nejprve výšku  $x_r$  tlačené části průřezu s účinnou výškou  $h_e$ :

$$x_r = \frac{\omega}{b} A_{st} (-1 + \sqrt{1 + 2\omega \cdot h_e \cdot b / A_{st}}) \quad (12)$$

kde  $\omega = E_s / E_b$  a tuhost plně oslabeného průřezu:

$$B_{fl,b} = 0,5 \cdot E_b \cdot b \cdot x_r^2 (h_e - 0,5 x_r). \quad (13)$$

Při dané hladině namáhání, charakterizované poměrem provozní výpočtové hodnoty ohybového momentu  $M_s$  k momentu na mezi vzniku trhlin  $M_r$  podle vztahu (11):

$$\rho_r = 0,25 \cdot [5 (M_s / M_r) - 1] \quad (14)$$

je výsledná tuhost průřezu s trhlinou pro opakovaný iterační výpočet:

$$B_{fl} = \frac{1}{\frac{\rho_r}{B_{fl,a}} + \frac{1 - \rho_r}{B_{fl,b}}} \quad (15)$$

U desek působících ve dvou směrech se musí stanovit popsaným způsobem tuhosti  $B_{fl,x}$  a  $B_{fl,y}$  ortotropní desky. Výpočet není příliš náročný a zpravidla dosáhneme uspokojivé shody již po 3 až 4 iteračních cyklech. Je totiž třeba si uvědomit, že po zavedení snížené tuhosti se zkracují úseky s  $M_d / M_r > 1$  a naopak. Uvedenou metodou byly korigovány výsledky výpočtu na obr. 1 a v tab. 1. Získané korekce pro pás řešený na Winklerově podkladu podle obr. 1b) ukazuje tab. 3.

K získaným výsledkům uvedme, že pro beton třídy B 30 ( $R_{bt} = 1,8$  MPa) je podle vztahu (11)  $M_r = 189$  kNm, takže podle obr. 1b) splňuje podmínku  $M_d = 1,2 M_s > M_r$  pouze 3 m dlouhý úsek pásu v poli 1 - 2. Pro

$M_{d,max} = -1,2 \cdot 244,7 = -293,6$  kNm potřebujeme výztuž 10335 o ploše  $A_s = 18,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$  (6 Ø J 20) a pomocí vztahů (12) až (15) získáme při  $h_e = 0,555$  m postupně hodnoty  $x_r = 0,1047$  m;  $B_{fl,b} = 89,6$  MNm<sup>2</sup>;  $\rho_r = 0,715$  a  $B_{fl} = 216,7$  MNm<sup>2</sup>. Protože počáteční tuhost je ze vztahu (10)  $B_{fl,a} = 497,3$  MNm<sup>2</sup>, není při relativně nízké hladině statického využití ( $M_d / M_r = 1,55$ ) pokles tuhosti příliš výrazný ( $B_{fl} / B_{fl,a} = 0,435$ ), může však dosáhnout až  $B_{fl,b} / B_{fl,a} = 0,18$  (pokles 82%). Zpřesnění výsledků by pak bylo podstatně výraznější než ukazuje tab. 3. Všimněme si si ještě způsobu zpřesnění. Protože k poklesu tuhosti došlo jen v poli 1 - 2, směřuje redistribuce  $\sigma_{01}$  do oblasti podpor, kde vzrůstají záporné podporové momenty až 2,7násobně. Mezpodporové kladné momenty pásu se naopak zmenšily na 89%, resp. 81%. Kdyby se dostaly nad mez vzniku trhlin podporové momenty (viz příklad na obr. 1a), mělo by iterační řešení opačný efekt. Vnucuje se samozřejmě otázka, proč bylo při běžném používání "pružného řešení" zjištěno poměrně málo poruch základových konstrukcí. Vysvětlení poskytují poznatky o redistribuci vnitřních sil: vnitřní síly se přesunou z přetížených oblastí do oblastí staticky méně využitých, kde musíme vkládat alespoň minimální výztuž podle ČSN [8]. Přitom však mohou vznikat nadměrně široké trhliny, jejichž kontrolu ČSN [8] předepisuje a které mohou mít nepříznivý vliv na životnost základové konstrukce.

Model podloží	Winklerův podklad			
	0.	1.	2.	3.
$M_1$ [kNm]	16,9	18,4	17,4	18,3
$M_{12}$ [kNm]	-244,7	-215,2	-236,0	-217,3
$M_2$ [kNm]	14,6	41,3	22,0	39,1
$M_{22}$ [kNm]	-78,5	-58,9	-74,0	-63,2

Tab. 3 Iterativní oprava řešení podle obr. 1b) a tab. 1

## 8. ZÁVĚRY

Provedený rozbor faktorů ovlivňujících spolehlivost výpočtu vnitřních sil v základových konstrukcích především ukázal praktickou nepoužitelnost zjednodušené metody linearizace kontaktních napětí podle části 2 u delších základových pásů, popř. u velkoplošných základových desek. Přesto, že doposud nelze nabídnout univerzálně spolehlivý model chování podloží a orientace v bohaté nabídce programů s různým pojetím modelů podloží výběr spíše ztěžuje, ukazují výsledky pro srovnávací příklad na obr. 1 a tab. 1 kvalitativní rozdíl proti zjednodušené linearizaci kontaktních napětí u všech 3 interakčních řešení podle částí 4 až 6. Kvantitativní rozdíl mezi uvedenými metodami není ve zvolených jednoduchých příkladech příliš výrazný, i když co do absolutní velikosti vnitřních sil poskytuje nejušpornější výsledky model pružného poloprostoru. Daleko výraznější úspory výztuže lze obdržet použitím tohoto modelu u velkoplošných základových desek - viz příklad v generálním referátu. Význam řešení interakční úlohy při respektování snížené tuhosti základů nad mezi vzniku trhlin podle ČSN 73 1201 [8] - viz část 7 - se příznivě projeví zejména v životnosti základů, kde vymejíme spolehlivěji oblasti očekávaného vzniku trhlin. U všech interakčních modelů podle částí 4 až 6 však lze doporučit vyztužení v oblasti lokálních nebo přímkových břemen (sloupů, stěn) základové konstrukce nejméně na kladné ohybové momenty o velikosti  $M = 0,125 \cdot P \cdot a$ , kde  $a$  je roznášecí šířka podle obr. 1 a  $P$  velikost lokálního břemene. Mezpodporový moment by naopak neměl být menší než  $-0,03 \cdot p \cdot L^2$ , kde  $p$  je průměrná hodnota napětí v základové spáře od lokálně působících břemen,  $L$  pak teoretické rozpětí posuzovaného pole. Zachycení uvedených ohybových momentů obvykle zajistí mimimální výztuž v souladu s požadavky ČSN 73 1201 [8].

## LITERATURA

- [1] ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy, 1987
- [2] Novák, O., Hořejší, J. a kol.: Statika stavebních konstrukcí. Technický průvodce č. 4, SNTL Praha 1972
- [3] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, 1986
- [4] Hořejší, J.: Nosník na pružném podkladě. SNTL, Praha 1958
- [5] Gorbunov - Posadov, M. I.: Výpočet konstrukcí na pružném podkladu. SNTL, Praha 1957
- [6] Pasternak, P. L.: Osnovy novogo metoda rasčeta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoči dvuch koeficientov postěli. Strojizdat, Moskva 1954
- [7] Kolář, V., Němec, I.: Modelling of Soil - Structure Interaction. Academia, Praha 1989
- [8] ČSN 73 1201 Navrhování betoových konstrukcí, 1986

**Dilatace - souvislost délky budovy a její napjatosti od objemových změn - ustanovení postupně vydávaných ČSN - výsledky výzkumu.**

## Důvody dilatování dlouhých budov

Vnější prostředí, v některých případech i vnitřní, způsobuje tendence k objemovým změnám konstrukce budovy, nebo k přerozdělení vnitřních sil. Jde o změny teploty, vlhkosti nebo o rozdělení kontaktního napětí v základové spáře, které neodpovídá rozdělení zatížení na základovou spáru shora.

Jsou-li jednotlivé prvky konstrukčního systému vystaveny různým tendencím k objemovým změnám, vznikají ve vazbách mezi těmito prvky, právě tak jako ve vazbách mezi prvky založenými v místech s různými kontaktními napětími, smykové redistribuční síly. Různost tendencí k objemovým změnám jednotlivých prvků a nerovnoměrnost rozdělení kontaktního napětí vzrůstají s délkou budovy. Odtud pramení důvody pro omezování volné délky budovy jejím rozdělováním na kratší dilatační celky. Nejsou tím však postihovány rozhodující souvislosti - nejde přece o objemové změny a jejich tendence, jde o síly, o napjatost. Jinými slovy: Jestliže krácení budovy zmenšuje rozdíly tendencí k objemovým změnám, nemusí zároveň vést ke změnám smykových sil a ke zmenšení celkové napjatosti konstrukčního systému.

K osvětlení těchto souvislostí a tím také ke zdůvodnění významu dilatací u dlouhých budov je nutný kvantitativní rozbor, vycházející z výstižně definovaných vnějších účinků a výstižného výpočtového modelu vícepodlažní budovy.

## Vývoj názorů na souvislost délky budovy a její napjatosti od objemových změn

Dilatační spára se vždy jevila jako účinné konstrukční opatření čelící nepřiměřené napjatosti budovy od účinků objemových změn. Stanovit napjatost budovy od těchto účinků je obtížná úloha. Komplikace je již ve kvantifikaci účinků a dále ve vyjádření konstrukce budovy správným výpočtovým modelem a konečně ve zvládnutí aparátu, který by umožnil kvantifikovat mnohokrát staticky neurčitou konstrukci budovy. Proto konstruktér při představě vyčíslvat napjatost hledal vždy cestu jak úlohu obejít. Časem převládá názor, že naše normy tuto cestu poskytují. Napomáhaly k tomu neurčité formulace v předpisech, které po celou dobu používání železobetonu u nás zůstávají v podstatě nezměněné. Lze to pozorovat na srovnání příslušných článků postupně vydávaných norem.

- ČSN 73 2001 Projektování betonových staveb. Norma z roku 1955 vyjadřuje vztah mezi délkou dilatačního pole a napjatostí v článku 160 takto: "Ve statickém výpočtu obyčejných pozemních . . . . netřeba dbát vlivu teploty, čelí-li se jeho účinkům rozdělovacími /dilatačními/ spárami, jejichž vzdálenost nepřekročí . . . . u staveb montovaných ze železobetonových prvků 60 m." Norma tedy dovozovala upustit od posouzení při jistém zkrácení budovy a jednoznačně se vyjadřovala ksouvislosti délky a napjatosti. Článek 26 nebyl shledáván jako odporující článku 160, neboť se snažil distancovat od panelových budov /samozřejmě staticky neurčitých/. Článek zní: "Vlivu teploty musí být dbáno u staticky neurčitých konstrukcí /obloukových, rámových apod./ o jednom nebo více polích, je-li rozpětí některého pole větší než 10 m." Tyto rozpory a hlavně rozpaky se postupně přenášely od novějších norem a ty se s nimi až dosud nemohly vyrovnat.

- ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí. Norma platila od roku 1967. Převzala do určité míry formulace normy předešlé, nebyla však již tak jednoznačná v úlevách a názorech na souvislost délky a napjatosti. V čl. 162 uvádí: "U konstrukcí z prostého nebo železového betonu . . . . není zpravidla třeba provádět výpočet vlivu teploty a smrštění betonu, jestliže vzdálenosti dilatačních spár nepřevyšují maximální vzdálenosti podle tabulky . . . U staticky neurčitých konstrukcí se musí vždy přihlížet k vlivům teploty a smrštění a podle potřeby je uvažovat ve výpočtu." Norma se tedy v názoru na souvislost délky a napjatosti ztotožňuje s normou předešlou, avšak možnost úlevy výrazem "zpravidla" zpochybňuje.

- ČSN 73 2001 Projektování betonových konstrukcí. Norma pro konstrukce navrhované podle stupně bezpečnosti z roku 1970 se ke sledované otázce vyjadřuje podobně jako norma předchozí.

- Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov byly schváleny v roce 1971 jako objektivní publikace. Protože byly založeny na důkladném rozboru zkušeností, získaných s panelovými budovami za 15 let používání v panelové výstavbě, celkem správně uvádějí v čl. 4. 11.: "Maximální vzdálenost dilatačních spár se uvažuje podle ČSN 73 1201. Dodržení této vzdálenosti nezabavuje projektanta nutnosti posouzení vlivu teplotních změn na konstrukci budovy /viz čl.

5. 7./ V čl. 5. 7. potom: " . . . čl. 162 ČSN 73 1201 tedy neplatí pro panelové budovy. Účinek objemových změn na nosnou konstrukci není třeba posuzovat pouze tehdy, jestliže je konstrukčními opatřeními a stavebním postupem zajištěno, že tyto účinky nemají vliv ani na bezpečnost, ani na použitelnost konstrukce." Přes určité nejasnosti /např. komentář na str. 42 aj./ znamenala tato formulace v době vydání Směrnic značný pokrok a tvořila dobrý podklad pro další upřesňování při revizi ČSN.

Především v tom, že upustila od dřívějších názorů, zakotvených v ČSN, že zmenšování dilatačních úseků je i u panelových budov rozhodujícím konstrukčním opatřením k redukci napjatosti od objemových změn.

ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí. Byla schválena v roce 1986. V čl. 3. 2. 3. 1. uvádí: "Vliv objemových změn na konstrukce a prvky se vyšetřuje ve všech případech, kdy objemové změny mohou nepříznivě ovlivnit spolehlivost konstrukce . . . . Rozsah vyšetřování vlivu objemových změn betonu ve výpočtu závisí na povaze objektu . . . .". Ke vztahu mezi vzdáleností dilatačních spár a napjatostí se uvádí ve čl. 3. 2. 3. 5.: "Rozměry dilatačního celku nesmí být větší než maximální rozměry, při nichž v dilatačním celku nevznikají nepříznivé stavy napjatosti . . .". Přes řadu nejasností v otázce vyšetřování napjatosti od objemových změn je možno konstatovat, že v této poslední normě se nepočítá s úlevami v důsledku provedení dilatačních spár v předepsaných vzdálenostech. Velmi nadějný je v tomto smyslu článek 3. 2. 3. 6.: "Rozměry dilatačních celků betonových nosných konstrukcí, popřípadě betonových nenosných součástí stavebního objektu a také šířky dilatačních spár se určují výpočtem." Tento správný předpis je však zpochybněn článkem následujícím, který vychází z neodůvodněného názoru, že není zatím dostatečně propracován nástroj, který by umožňoval kvantifikaci problému: U běžných budov . . . . se dovoluje při stanovení dilatačních celků postupovat podle PŘÍLOHY 6".

Názory na souvislost délky a napjatosti se tedy vyvíjejí, potřebného pokroku však dosud nebylo dosaženo. V předpisech pro stavby ze železového betonu [1] z roku 1931 jsou formulace, na kterých za 60 let prudkých změn v konstruování nebylo mnoho změněno. V čl. 4 se praví: "Vliv teploty. Při obyčejných pozemních stavbách vydaných jen přirozeným proměňáním teploty ovzduší netřeba dbát těchto změn ve výpočtu. Škodlivému jejich účinku budiž čeleno tím, že se upraví ve vzdálenostech 30 - 40 m dilatační spáry . . . . U rámových a obloukových konstrukcí o velkém rozpětí, jakož i u inženýrských staveb vůbec, musí se vlivu teploty dbát, mohou-li jím vzniknouti napětí atd."

V lit. 1 je též citován nejstarší článek, týkající se našeho problému. Jde o § 4 č. 14 a 15 Výnosu ministerstva veřejných prací z 15. 6. 1911, kde je uvedeno: "Kolisání teploty, způsobující napětí budtež . . . uvažována . . . . Aby se umožnily délkové změny nosných konstrukcí, způsobené kolísáním teploty, nepřihlíží-li se k těmto změnám při výpočtu napětí a jde-li o větší délky, budtež uspořádány dilatační spáry ve vzdálenostech nejvýše 20 m . . ."

## Výsledky výzkumu

Skutečnost, že se problém dlouho neřešil teoreticky a ponechával se nejasný stav, lze patrně vysvětlit tím, že přísné omezení délky budovy nevedlo u převážné většiny budov k poruchám.

Potřeba analyzovat problém se projevila velmi naléhavě při zavádění montovaných stěnových konstrukčních systémů vícepodlažních budov do hromadné výstavby. Objevily se trhliny ve stycích panelů v krajních sekcích mezi nejvyššími stropními tabulemi a podélnými stěnami. Pozoruhodný byl fakt, že porušení horních koncových částí těchto budov se vyskytovalo jak u delších tak i velmi krátkých budov.

Autor se skupinou spolupracovníků z ČVUT tento problém analyzoval v několika studiích a znaleckých posudcích a řešení publikoval v [2] na str. 347 až 353. Zpracoval výpočtový model, který umožnil kvantifikovat souvislosti mezi délkou budovy a její napjatostí s přihlédnutím k rozhodujícímu faktoru: tuhosti budovy. Výpočty prokázaly, že snaha odstranit poruchy zmenšením volných délek panelových budov je velmi sporná.

Výpočtový model, navržený na straně 347 [2], idealizoval kon-

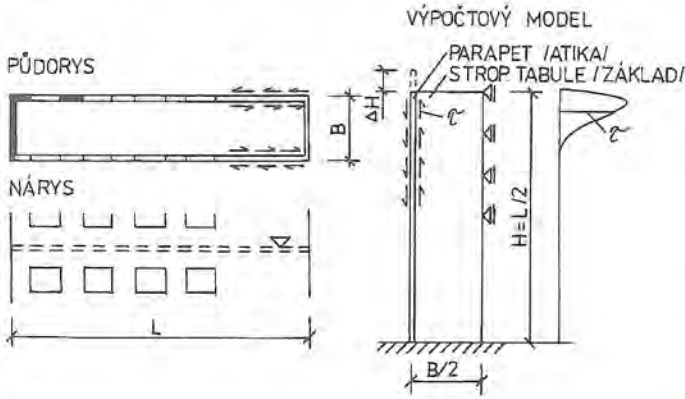


Prof. Ing. Václav Rojčík, DrSc

strukční systém budovy jako soustavu vodorovných prvků s různou tendencí k dilataci, které jsou vzájemně vázány spojovacím prostředím. To různosti dilatace brání.

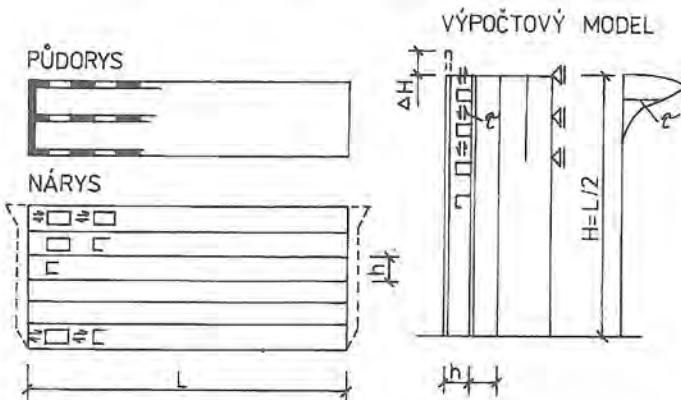
Jde zásadně o tendence jednotlivých prvků systému k různým objemovým změnám od účinku změny teploty vnějšího nebo vnitřního prostředí. V důsledku vzájemného vázání prvků dochází potom ve vazbách, a tím i v prvcích, k doplňkové napjatosti, neboť vazby brání nestejně dilataci. Změnami teploty prvků se rozumí přírůstky k teplotě montážní, při které byly prvky svázány do konstrukčního systému budovy. Kvalitativně shodně se projevuje a zavádí do výpočtu napjatosti účinek smrštění betonu.

Případy, kdy může dojít u prvků k různosti objemových změn účinkem změny teploty a smrštění betonu, mohou být rozděleny do následujících skupin:



Obr. 1

a/ Fasádní prvky a stropní tabule - obr. 1. Na obrázku je uveden případ budovy, jejíž dilatační úsek je dlouhý L a jejíž obvodový plášť zvětšuje objem více než stropní tabule. Ve styku mezi stropní tabulí a obvodovým pláštěm vznikají smykové síly, které namáhají tento styk smykem a stropní tabulí resp. fasádní parapety normálovou silou tahovou, resp. tlakovou. V pravé části obrázku je načrtnut výpočtový model, který by mohl sloužit ke kvantifikaci vztahu  $\tau = f/L$ ;

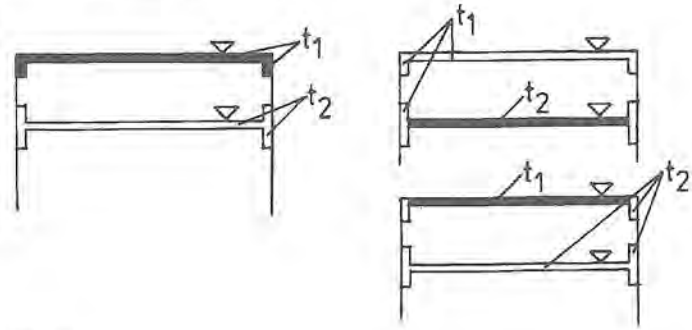


Obr. 2

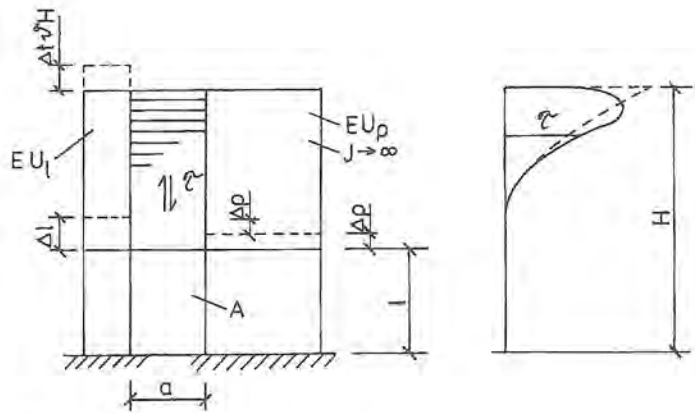
b/ střešní tabule - stropní tabule /obr. 2/. Na obrázku je uveden případ budovy, jejíž dilatační úsek je dlouhý L a jejíž střešní tabule zvětšuje objem více než ostatní stropní tabule. V meziokenních pilířích obvodového pláště a v mezi dveřních pilířích vnitřní podélné stěny nejvyššího podlaží vznikají smykové síly, které tyto prvky namáhají ohybem a smykem a střešní tabulí, resp. stropní tabulí normálovou silou tahovou, resp. tlakovou. Obdobné síly vznikají při ochlazení všech stropních tabulí vůči základové desce. V pravé části obrázku je načrtnut výpočtový model, který by mohl sloužit ke kvantifikaci vztahu  $\tau = f/L$ . Z hlediska zavádění  $\Delta t$  se úloha rozpadá na dvě:

- b1/ jestliže při různosti teploty střešní /základu/ a teploty stropů se nelíší teplota příslušných oblastí fasády od teploty stropů; potom se tyto části fasády /parapety ap./ zahrnou do průřezů stropních tabulí /obr. 3 vlevo/ a mezi fasádou a stropem nevzniká podstatná napjatost;
- b2/ jestliže při různosti teploty střešní /základu/ a teploty stropů se teplota fasády blíží teplotě střešní /obr. 3 vpravo nahoře/ nebo teplotě stropu /obr. 3 vpravo dole/; další smykové síly potom vzniknou ve stycích mezi fasádou a stropem nebo mezi fasádou a střešou; naopak

původní napjatost v podélných stěnách nejvyššího /nejnižšího/ podlaží, o které se jednalo ad b/, klesne; proto je nejneprůzračnější případ b1/, případy b2/ jsou řešeny ad a/.



Obr. 3



Obr. 4

Ke kvantifikaci vztahu  $\tau = f/L$  se použije univerzální výpočtový model uvedený na obr. 4. Spojovací prostředí vytvářejí buď stropní tabule /případ a/ nebo mezidveřní a meziokenní pilířky /případ b1//. Pro smykový tok ve spojovacím prostředí platí - podle [2]

$$\tau = -\Delta t \cdot \nu \frac{E U_s \lambda}{c h \lambda H} s h \lambda z$$

kde tuhostní součinitel

$$\lambda = \sqrt{\frac{12}{h U_s} \sum \frac{1}{\frac{a_k}{I_k} + \frac{36 a_k}{U_s}}}$$

Sumace se vztahuje na všechny vazby rozmístěné na délkovém úseku půdorysu budovy h,

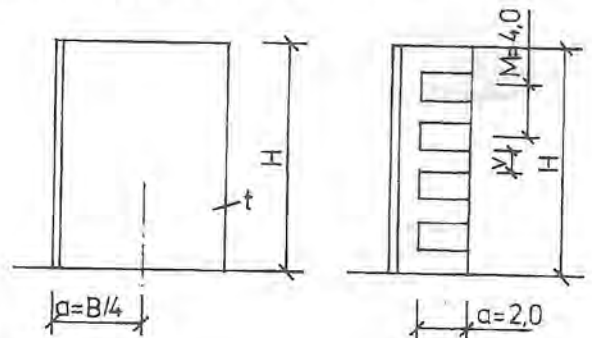
$U_s$  je obsah průřezové plochy střešní tabule,

$a_k$  je světlost k-té vazby,

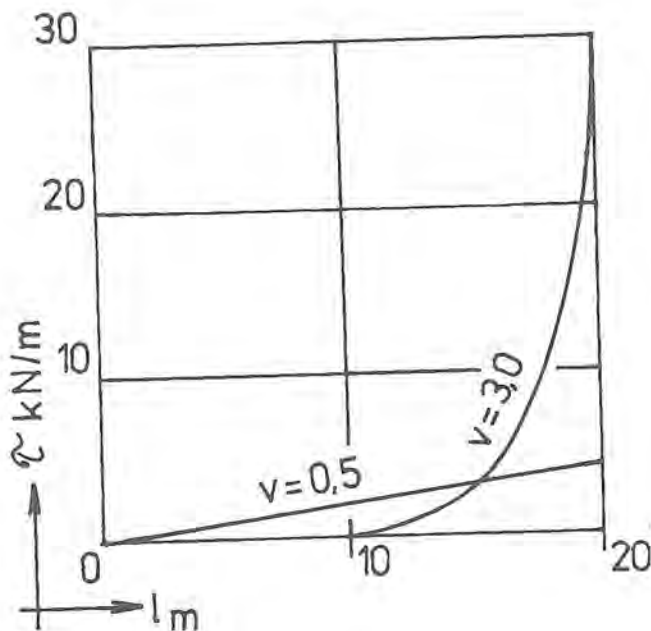
$I_k, U_k$  je moment setrvačnosti resp. obsah průřezové plochy k-té vazby,

$E$  je modul pružnosti betonu.

Jak patrně, závisí průběh  $t$  na tuhostním součiniteli  $\lambda$ . V případě, že spojovací prostředí tvoří stropní tabule /obr. 5 vlevo/ je tento součinitel při hloubce budovy 12 m a parapetu 0,15 x 1,2 m<sup>2</sup> kolem  $\lambda \sim 0,3$ , v případě, že je spojovací prostředí tvořeno mezidveřními pilířky /obr. 5 vpravo/ při  $v = 0,5$  m je  $\lambda \sim 0,02$  a při  $v = 3,0$  m je  $\lambda \sim 0,13$ .

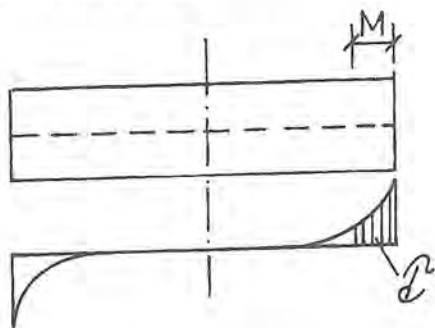


Obr. 5



Obr. 6

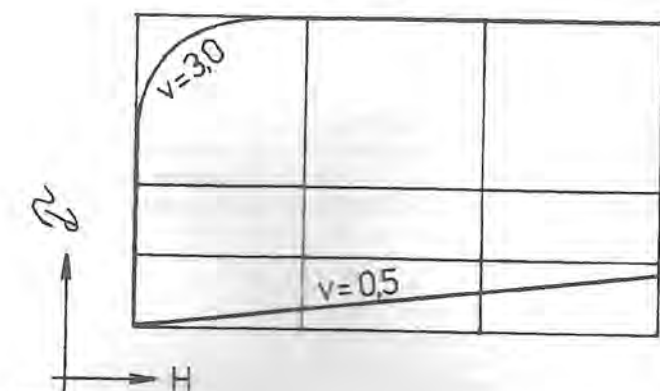
Na obr. 6 jsou uvedeny průběhy  $\tau$  po délce budovy dlouhé 40 m při  $\Delta t \cdot \bar{\sigma} \cdot E \cdot U_s = 240$ . Jak se dalo očekávat, vzrůstá toto napětí s tuhostí spojovacího prostředí. Co je však z hlediska dané otázky rozhodující, je charakter průběhu  $\tau$  po délce budovy. Při měkkém spojení  $v = 0,5$  m/ je průběh přibližně lineární, při tuhém spojení  $v = 3,0$  m/ stoupá prudce smyk v oblasti volného konce.



Obr. 7

Nejlépe si význam tohoto faktu uvědomíme při srovnání napjatosti koncových pilířků u štítu budovy - obr. 7. Smyková síla  $\chi$ , namáhající koncové prvky, odpovídá vyšrafované ploše na obr. 7. Je to vlastně nejdůležitější ukazatel napjatosti budovy. Při vzdálenosti pilířků  $M$  vychází

$$\chi = -\Delta t \cdot vEU_s \left( 1 - \frac{ch\lambda(H-M)}{ch\lambda H} \right)$$



Obr. 8

Na obr. 8 je uvedena závislost  $\chi$  a  $H$ , tedy hledaný vztah  $\tau = f/L$  při měkkém a tuhém spojení. Je konečně naprosto zřejmé, že při měkkém spojení napjatost stoupá přibližně lineárně s délkou budovy a při tuhém spojení napjatost není na délce budovy závislá. Zjištěná souvislost se dá vysvětlit tím, že při tuhém spojení vycházejí síly  $\chi$  tak velké, že nedo-

volí realizovat deformaci  $\Delta t \cdot \bar{\sigma} \cdot H$ , tj. vracejí střešní tabuli do původní polohy. Při  $n$ -krát delší budově /a  $n$ -krát větší deformaci/ postačí tatáž síla  $\chi$  vrátit střešní tabuli do původní polohy /dráha síly  $\chi$  je  $n$ -krát delší/.

### Odezva v praxi

V předchozí odstavci uvedené návrhy a závěry nenašly začátkem 70 tých let uplatnění v praxi. Až v roce 1984 se objevil návrh FMTIR na podstatné zvětšení délky dilatačních celků u obytných panelových budov. Návrh sledoval úsporu materiálu a snížení pracnosti nahrazením dvou dilatačních stěn jednou stěnou společnou. Návrh se setkal s námitkami. Námitky vycházely ze stanoviska, že by uplatnění návrhu znemožnilo využívat úlev plynoucích z dodržování vžitě zásady, podle níž má být vzdálenost dilatačních spár nejvíce 60 m. Návrh vycházel ze závěrů [2] a z úvahy, že podrobné posouzení prokáže možnost podstatného zvětšení délky budovy. Tedy zvětšení do té míry, aby doplňková napjatost nepřesáhla technicky a ekonomicky únosnou mez. To bude v případě, že celkové namáhání nevyčerpá únosnost prvků a vazeb stavební soustavy nebo že nevyčerpá zvýšenou únosnost, přičemž zvýšení je dosaženo běžnými úpravami.

Autor byl pověřen návrh posoudit a zdůvodnit jeho oprávněnost. Provedl to ve znaleckém posudku [3]. Ten sledoval několik cílů a to:

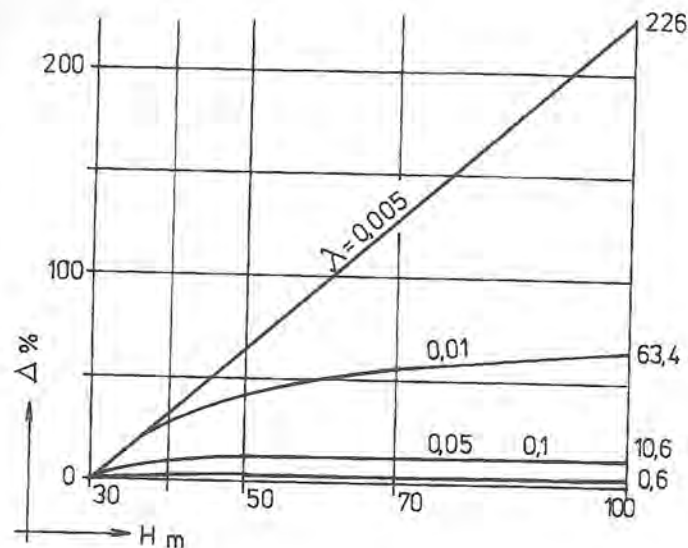
- ukázat, že posouzení běžné panelové budovy na účinek objemových změn zpravidla prokáže možnost podstatného zvětšení vzdáleností dilatačních spár oproti používané vzdálenosti do cca 40 m;
- objasnit, že mezi účinky, které by si u panelových budov vyžádaly menší vzdálenost dilatačních spár, patří spíše účinek nerovnoměrného sedání, kde o nutnosti posouzení nejsou v projektové praxi pochyby, že však i z tohoto hlediska bude možno návrh uplatnit ve značné šíři;
- objasnit, že dodržení vzdáleností dilatačních spár podle čl. 162 ČSN 73 1201 nezabavuje povinnosti projektanta posoudit napjatost panelové budovy od účinků změn teploty a smrštění betonu;
- navrhnout, jak posoudit napjatost panelové budovy od objemových změn.

První a poslední cíl byl metodicky splněn studií, která prokázala míru zvýšení napjatosti budovy při zvětšování vzdáleností dilatačních spár nad hodnotu uváděnou ČSN 73 1201 v čl. 162. Přitom se předpokládalo, že napjatost při této základní vzdálenosti je zkoumanou stavební soustavou bezpečně přenesena.

Obrovské pracnosti stanovení potřebných parametrů a četným nejasnostem, které se daly očekávat při prezentaci závěrů, se práce vyhnula soustředěním na průkaz změny napjatosti při změně délky dilatačního úseku posuzované budovy, přičemž všechny ostatní parametry zůstaly zachovány.

Při aplikaci vztahů pro  $\tau$  a  $\chi$  uvedených vpředu vychází míra zvýšení napjatosti budovy při zvětšení vzdáleností dilatačních spár nad hodnotu  $H = 30$  m v procentech

$$\Delta\% = 100 \left( 1 - \frac{1 - \frac{ch\lambda(30-M)}{ch\lambda 30}}{1 - \frac{ch\lambda(H-M)}{ch\lambda H}} \right)$$



Obr. 9

Na obr. 9 je pro  $\lambda = 0,005, 0,01, 0,05$  a  $0,1$  při  $M = 4,0$  m tato míra zvýšení napjatosti vykreslena. Jestliže tedy  $\lambda < 0,01$  může napjatost stoupnout na více než dvojnásobek, je-li  $\lambda \geq 0,05$  nepřesáhne zvýšení 10% a je-li  $\lambda \geq 0,1$  nepřesáhne zvýšení 1%.

Řešení u tužších svislých prvků tedy není v provádění dilatačních spár, ale především ve snížení  $\Delta t$  /větší tepelná izolace, dvouplášťová střecha ap./ . Význam zásady, že budovy třeba dělit na kratší úseky dilatačními spárami, lze ocenit pouze v případě, že dojde k porušení konstrukce budovy a volné dilataci. Potom posuvy stropních tabulí dosahují hodnot  $\Delta t \cdot \frac{1}{2} \cdot L/2$  a jsou tedy lineárně závislé na délce dilatačního úseku  $L$ .

Závěrem posudku [3] bylo proto konstatováno:

Význam dilatačních spár je závislý na tuhosti budovy v podélném směru. Tuhost lze vyjádřit součinitelem  $\lambda$ . Protože tento součinitel vychází u všech našich stavebních soustav větší než 0,05 nepřekročí zvýšení napjatosti od objemových změn 10%. Protože u řady soustav vychází součinitel kolem 0,1 lze počítat u těchto soustav se zvýšením napjatosti kolem 1%.

Rozbor dále prokázal:

- že posouzení běžné panelové budovy na účinek objemových změn zpravidla povede k podstatnému zvětšení vzdálenosti dilatačních spár oproti používané vzdálenosti do cca 40 m;
- že případné zvýšení napjatosti z hlediska nerovnoměrného sedání bude i u velmi dlouhého dilatačního celku v přijatelných mezích;
- že souvislost mezi napjatostí a délkou panelové budovy je nevýznamná;
- že kvantifikace vztahu objemové změny - napjatost je nutná a proveditelná i prostředky, které má k dispozici projektant; k řešení by samozřejmě přispělo, kdyby výzkum věnoval větší pozornost interakci budovy a vnějšího prostředí, tj. zatížení od změn teploty, vlhkosti atd.

Návrh na podstatné zvětšení délky dilatačních celků u obytných panelových budov je oprávněný, reálný a jeho prosazení v praxi přinese značné úspory, zjednodušení procesu výstavby a přispěje k technické-

mu pokroku.

Iniciativa FMTIR v roce 1984 vedla k rozsáhlé diskuzi v projektových ústavech a dodavatelských organizacích. Výsledkem bylo rozhodnutí zpracovat studii s úkolem:

- konkrétně odůvodnit návrh na zvětšení vzdálenosti dilatačních spár, který přinese úspory investičních nákladů,
- průzkum stávajících objektů,
- návrhy konstrukčních úprav při prodlužování dilatačních celků a metodika experimentálního ověřování.

Pracovní tým ČVUT se ujal řešení tohoto úkolu, jehož objednatel byl STP České Budějovice [4]. Provedl výzkum řady objektů, který potvrdil v tomto článku uvedené názory. Navržená konkrétní opatření nebyla však dále projednávána. Řešení zůstalo na mrtvém bodě.

#### Současný stav

Při přísném posuzování jsou naše předpisy v pořádku.

Přijímá-li se však vžitý názor, že budovu lze řešit podle čl. 3. 2. 3. 7. platné normy, nebo čl. 26 ČSN 73 2001, jeví se řešení této otázky velmi chmurné. Uváží-li se dále závěr čl. 26: "Vlivu teploty musí být dbáno u staticky neurčitých konstrukcí . . . . . " ukazuje se, co bude ještě třeba udělat k tomu, aby z našeho navrhování odešly předsudky o náročnosti některých konstrukcí a jednoduchosti pozemních staveb.

#### Odkazy:

- [1] Kovář A.: Teorie železobetonu, nakl. Šolc a Šimáček, Praha 1931
- [2] Rojík V. a kol.: Panelové objekty, SNTL Praha 1974
- [3] Rojík V.: Potvrzení a zdůvodnění oprávněnosti návrhu na podstatné zvětšení délky dilatačních celků u obytných panelových budov, znalecký posudek pro ČKVTIR, Praha 1984
- [4] Problematika vzdálenosti dilatačních spár, FS ČVUT pro STP České Budějovice, 1986

## KONTAKTNÍ ADRESY

**Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.**

**Ing. Radim Čajka**

Ústav betonových a zděných konstrukcí FAST VUT

Údolní 53

662 42 Brno

tel/fax: 43 21 21 06

**Prof. Ing. Václav Rojík, DrSc**

SF ČVUT Praha



# VÝZNAMNÉ REALIZACE BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA POSLEDNÍ TŘI ROKY

Odborný garant sekce: Ing. Pavel Čížek

## DŮM TECHNIKY A AGROBANKA V PARDUBICÍCH

**Víceúčelová budova - konstrukce PREMO - sloupy a příčle s průřezem tvaru ++ - stropní panely TT - doplňkové prefabrikované a monolitické prvky - návrh - vlastnosti - výpočet - výroba - výstavba - poznatky.**

Budova Domu techniky a Agrobanky v Pardubicích na náměstí Republiky je umístěna v exponovaném území centra Pardubic. Staveniště s nepravidelným půdorysem je vymezeno stávající zástavbou, převážně památkově chráněnou. Omezujícími faktory jsou jak šířka, tak i hloubka a výška zástavby. Budova má 4 až 5 podlaží, v střední části pouze dvě nadzemní podlaží a je částečně podsklepena. Je členěna do tří celků:

1. Dům techniky, restaurace, kavárna a cestovní kancelář včetně nástupů k víceúčelovému sálu a dvoraně budovy jsou orientovány směrem k náměstí,
2. ve vnitřní části se nalézá dvorana banky a velký sál,
3. směrem do Jindřižské ulice jsou orientovány provozy Agrobanky.

Objemové ztvárnění budovy a fasády citlivě navazují na okolní zástavbu.

Pro výstavbu se původně uvažovala monolitická konstrukce s použitím předpjatých prefabrikovaných hlavíc pro bezprůvlakové stropní konstrukce. V další fázi projektové přípravy se uvažovalo s použitím typizovaného monolitického skeletu S1.2 STÚ. Z mnoha důvodů byla nakonec navržena a posléze realizována montovaná konstrukce otevřeného skeletového systému PREMO s použitím tří základních prefabrikovaných dílců: sloupy a rámové příčle se stejným průřezem tvaru ++ - 0,89/0,44 m a železobetonové žebrové panely TT - 2,39/0,44 m s položapuštěným uložením žebry na nosník prostřednictvím gumových nevyztužených ložisek (obr.1 a 2).

Vlastnosti takto zvolených základních prvků umožnily splnit množství požadavků od uživatelských počínaje:

1. Skladba stropní konstrukce a sloupy umožňují skryté vedení horizontálních a vertikálních rozvodů (obr. 3). Tím je zaručena i bezproblémová inovace rozvodů po celé období životnosti budovy.
2. Po celém obvodu je možné vytvářet konzoly s různým vyložení. Tím je zajištěna přizpůsobivost konstrukce nepravidelnostem půdorysu z titulu tvaru pozemku nebo architektonického tvarování fasád.
3. Rámy a v druhém směru soustava sloupů, jakožto konzol vetknutých do základů a propojených vzájemně stropními konstrukcemi, zajišťují prostorovou tuhost konstrukce bez přidavných ztužujících stěn. Tím je půdorys uvolněn pro bezkolizní řešení dispozičního uspořádání všech podlaží (obr.4).
4. Důsledné použití prefabrikovaných dílců skeletu umožnilo etapizovat výstavbu s postupným a návazným zahajováním prací HSV (obr.5) bez závislosti na ročním období. Monolitické doplňky a konstrukce trezoru v suterénu se prováděly nezávisle na postupu montáže.
5. Prefabrikované dílce byly vyrobeny z betonu B40, základní sortiment v ocelových formách. Tím byla zaručena standardní úprava povrchů dílců a jejich požadovaná geometrická přesnost. Výrobní stavební dílců Preming a.s. závod Opatovice byla vzdálena 16 km od staveniště.

Protože se jednalo o první realizaci varianty skeletu PREMO se sloupy s průřezem tvaru U, byla návrhu konstrukce věnována zvýšená pozornost.

Nový způsob stykání sloup - příčle - sloup přesahem a dodatečným zainjektováním dutin podle obr.6 s použitím suché maltové expanzivní směsi VUSOKRET 330 Z, určené pro teploty až do -10°C, umožňuje montáž i v zimních měsících. Styk byl ověřen zatěžovacími zkouškami v Kloknerově Ústavu ČVUT v Praze [1]. Tím je dosaženo zmonolitnění rámového styčnicku prakticky do tří dnů po provedení injektáže. Nový způsob vyztužení desky tloušťky 100 mm a žebra v místě uložení panelů TT byl rovněž ověřen zatěžovacími zkouškami [2]. Při této příležitosti byla provedena numerická simulace zatěžovací zkoušky výpočetním modelem podle programu SBETAS autorů Červenky a Pukla. Statické ověření prostorového působení konstrukce a chování sloupů s průřezem tvaru U se stojinou tloušťky 0,1 m bylo provedeno za účasti týmu vedeného Doc. Ing. I. Harvanem, CSc.

z KBKM Slovenské technické univerzity v Bratislavě. Pro výpočty byly použity soubory programů Systém betonové konstrukce (BK) a Železobetón. Na základě podrobné analýzy byl navržen účinný a úsporný způsob vyztužování sloupů.

Stavba je založena na velko-průměrových vrtaných pilotách průměru 1,2 m a 1,5 m. Tím byla zajištěna rychlost výstavby a současně bezpečnost při zakládání zejména v sousedství stávajících budov. Z důvodů urychlení výstavby byly prefabrikovány i 3,3 m vysoké obvodové suterénní stěny opřené do sloupů konstrukce v modulech 7,2 a 7,8 m. Zajištění spojitosti nad podporami umožnilo zvolit tloušťku stěny pouze 0,2 m. Speciální úprava horizontální spáry ve styku dvou na sobě ležících stěnových panelů zajistila jejich spolupůsobení (obr.7).

Přes velkou druhovost standardních a doplňkových dílců, např. pro schodiště, bylo dosaženo velmi příznivého ukazatele spotřeby dílců v přepočtu na obestavěný prostor (0,0483 m<sup>3</sup> betonu na m<sup>3</sup> OP).

Závěrem uvedu několik poznatků získaných z průběhu návrhu a při realizaci této stavby:

Z hlediska žádoucího konečného výsledku se jeví velice užitečná spolupráce týmu projektantů, zejména architekta zastupujícího i zájmy investora, s dodavatelem konstrukce, a to již od zrodu konceptního návrhu až po vlastní realizaci. To je podmíněno i zájmem dodavatele dodat konstrukci nejlépe vyhovující danému záměru s možností rychlé realizace v přijatelné cenové úrovni. Neméně důležité je hned zpočátku definovat požadavky na vzhled a povrchové úpravy konstrukce a tyto na základě výběru výrobcem předložených vzorků smluvně podchytit. Názory jednotlivých účastníků výstavby na přesnost dílců a jejich vzhled se značně různí. Zatímco v technicky vyspělých zemích (např. Japonsko, Francie) podstata betonu je akceptována ve své přirozenosti, mnozí naši odběratelé by rádi viděli povrchové úpravy vzhledu umakartu nebo obkládatého kamene, ovšem v cenové úrovni betonového výrobku.

Zda u prefabrikované konstrukce spáry přiznat nebo zakrýt, je další otázka. Pro výrobu a dodavatele to znamená úzkostlivě dodržovat stanovené tolerance při výrobě i montáži. U styků t.zv. Gerberových nosníků (obr.8) a jejich přijatelném vzhledu je to v našem případě stěžejní problém. Pokud se šířky spar různí, nepůsobí estetickým dojmem a je nutno je zakrýt těsněním z lehké pryže. Tím se jejich šířka opticky sjednotí. Následná úprava zakrýtí styku nátěrem je nevhodná. Dodejme, že dodatečné požadavky na úpravy povrchů a detailů konstrukce, v důsledku změn názorů účastníků výstavby v jejím průběhu, na vzhled konstrukce bývají značně problematické a obvykle nepůsobí příznivě. Z toho vyplývá, že detailům je nutno věnovat při navrhování preventivně zvýšenou pozornost.

### OBRAZOVÉ PŘÍLOHY :

Obr.1 Celkový pohled na konstrukci při montáži

Obr.2 Detail konstrukce se základními nosnými prvky

### LITERATURA :

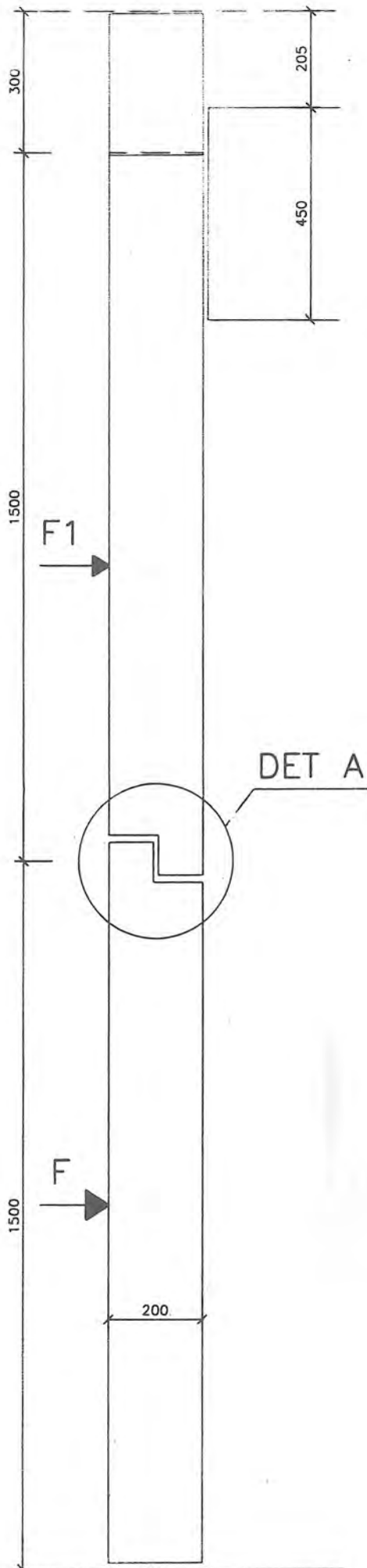
- [1] Čížek P., Urban V.: Stykání žebírkové výztuže přesahem s využitím hadice Sandrik v systému PREMO
- [2] Studijní zkoušky 03 úložného detailu stropních panelů PREMO Kloknerův ústav ČVUT v Praze - prosinec 1991

Ing. Pavel Čížek

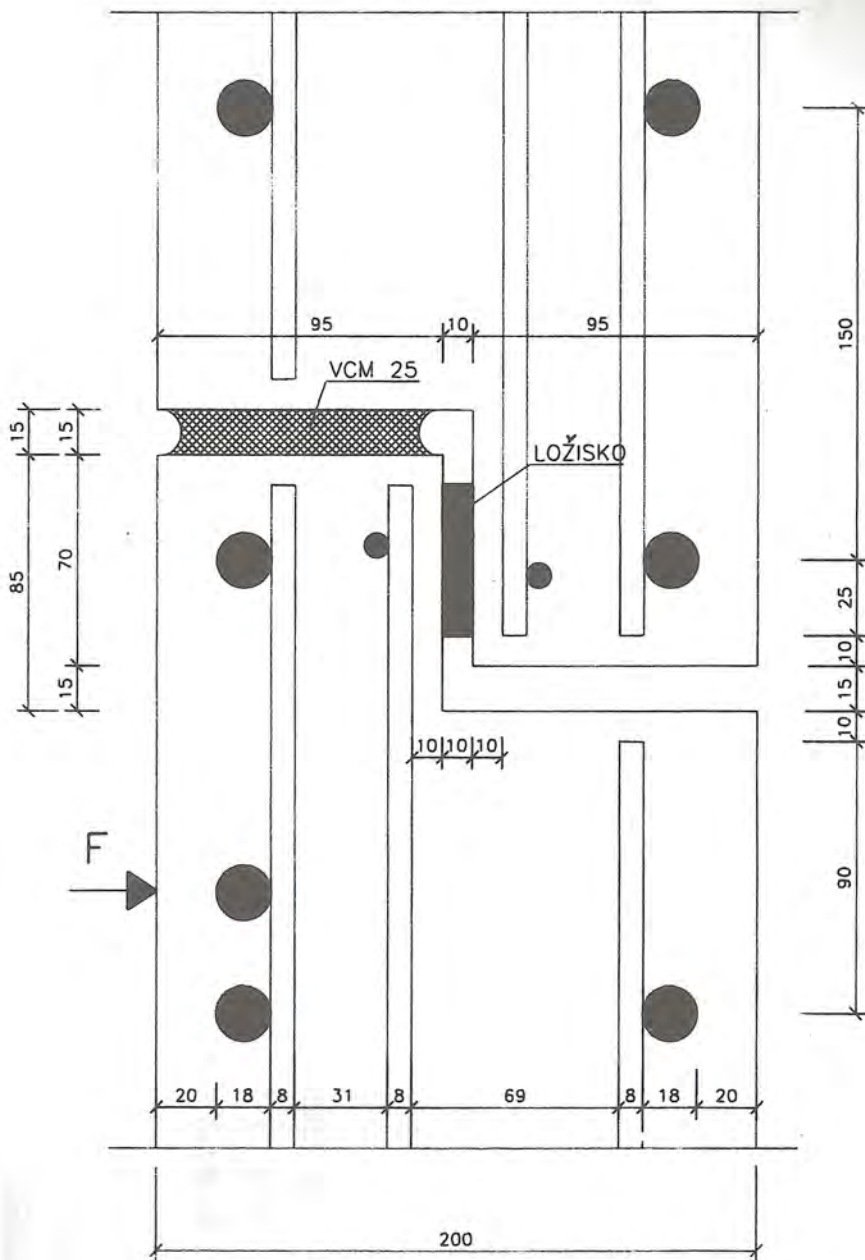
vedoucí projekční a vývojové skupiny betonových konstrukcí v PREMING a.s. CHRUDIM. Je autorem skeletových soustav INTEGRO a PREMO.



Ing. Pavel Čížek

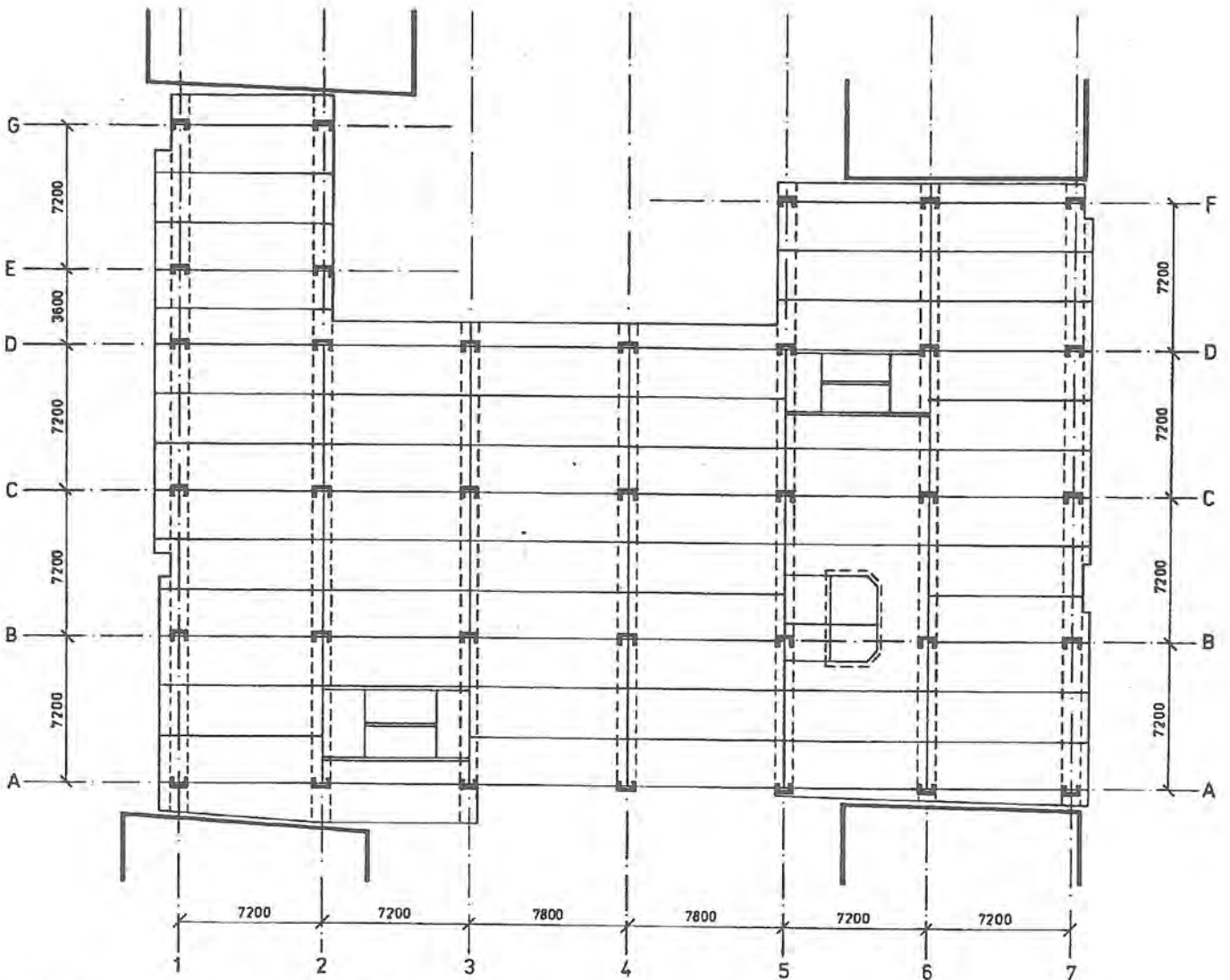


# DET A

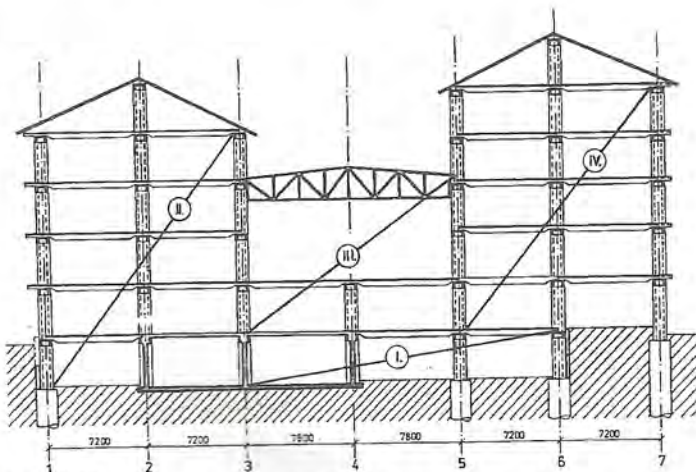


Obr.7 Obvodová suterénní prefabrikovaná stěna; příčný řez a detail vodorovného styku  $F > F_1$  velikost a směr působení zatížení od zásypu

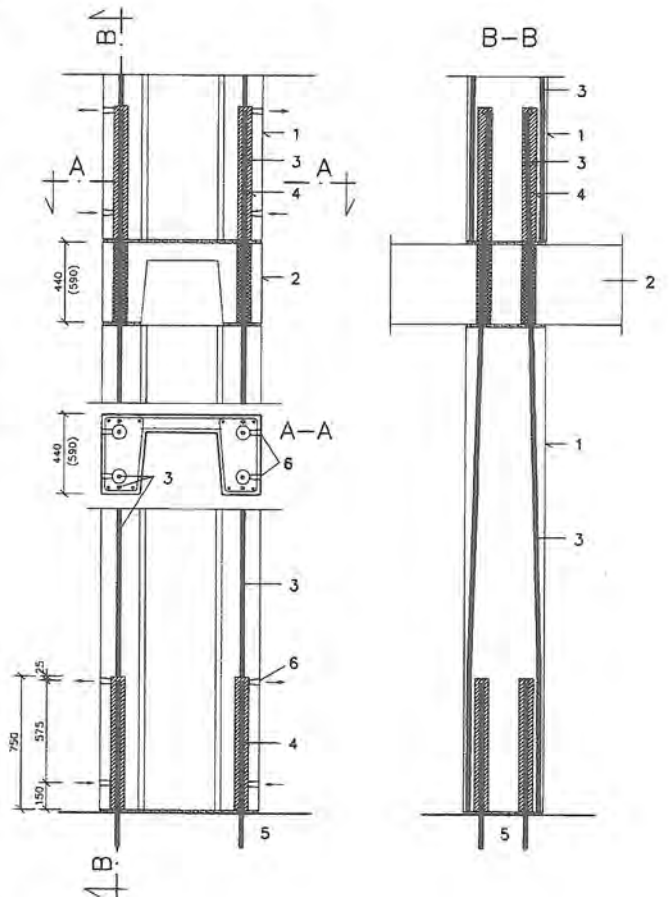
Kontaktní adresa :  
 Masarykovo nám. 1544  
 532 29 Pardubice  
 tel : 040 / 510638  
 fax : 040 / 512076



Obr.4 Skladba stropní konstrukce prvního podlaží

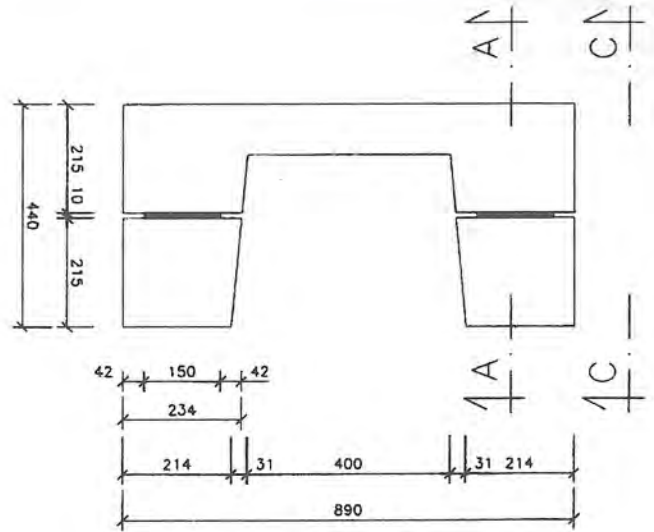
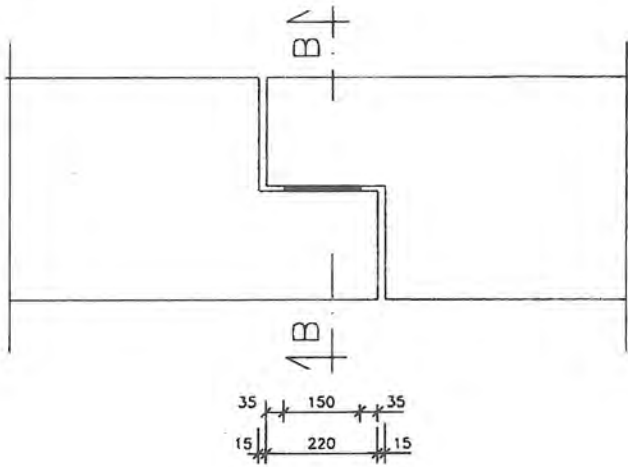


Obr.5 Příčný řez konstrukcí s vyznačeným postupem montáže :  
 I. etapa - zahájení 01.10.1991  
 II. etapa - ukončení 20.12.1991  
 III. etapa - ukončení 31.01.1992  
 IV. etapa - ukončení 15.03.1992

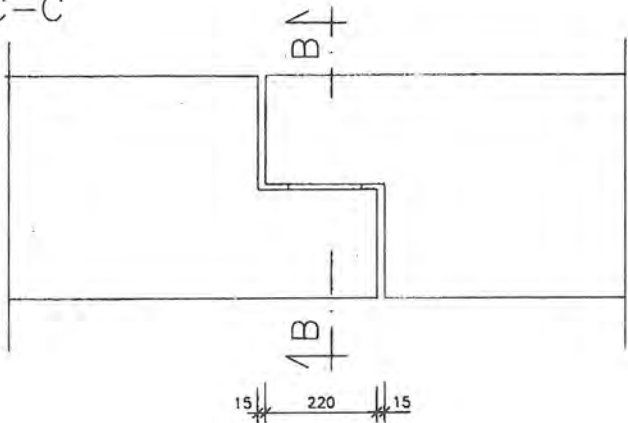


Obr.6 Stykání sestavy :  
 základ - sloup U - zdvojený nosník ++ - sloup U  
 1 - sloup s průřezem U  
 2 - zdvojený nosník průřezu ++  
 3 - hlavní nosná výztuž stykovaná přesahem  
 4 - dodatečně injektovaná dutina  
 5 - základ  
 6 - otvory pro injektování ve směru zdola nahoru

A-A

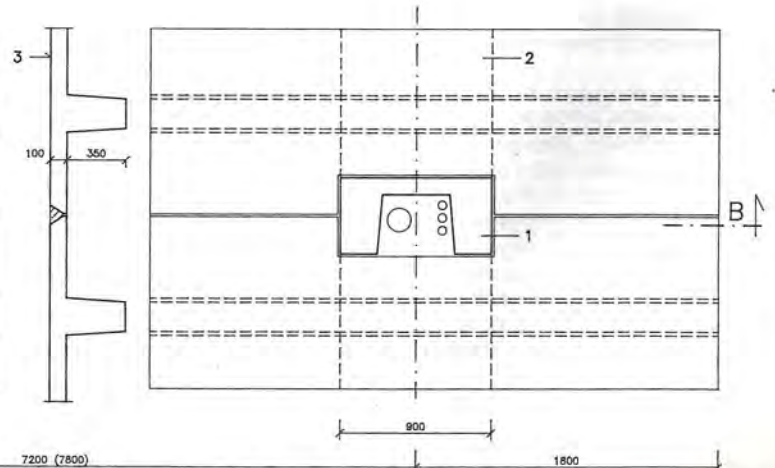
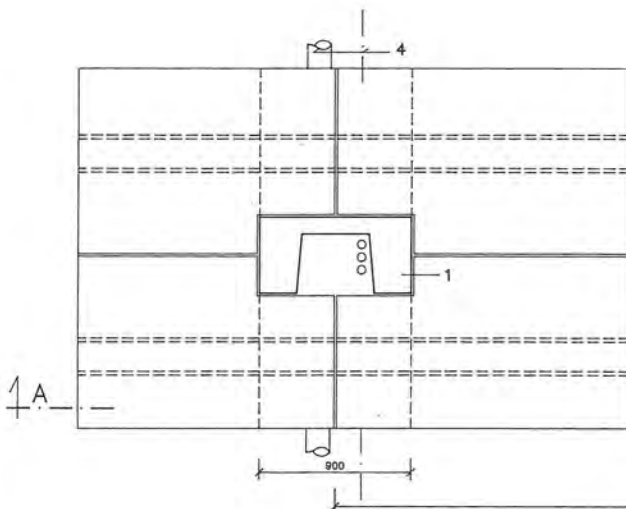
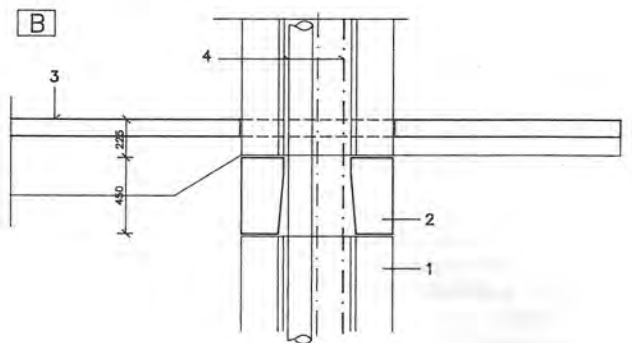
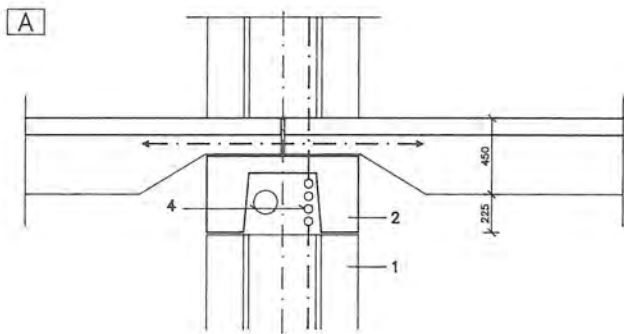


C-C



Obr.8 Kloubový styk rámové přičle s vloženými poli uloženými prostřednictvím gumových nevyztužených ložisek  
Řezy A - A ; B - B  
Pohled C - C

Obr.3 Detaily stropní konstrukce a vedení skrytých rozvodů  
1 - sloup, 2 - přičle, 3 - panel TT, 4 - rozvody  
A Uložení panelů na nosník ; řez a půdorys  
B Styk sloup - přičle, panel s konzolou ; řez a půdorys



## Tri významné realizácie prefabrikovaných konštrukcií v rokoch 1992 - 1993

Prefabrikácia sa stala synonymom známych neduhov stavebníctva totalitného obdobia. Ortodoxná typizácia a unifikácia s direktívnym riadením stavebníctva tu na dlhý čas konzervovala prekonané systémy ako aj technické názory na spriemyslenie stavebníctva cestou vysokomechanizovaných výrobných liniek v panelárňach. Trh sa s týmito názormi veľmi rýchlo vysporiadal. Autentický investor si samozrejme ľahko ustráži aj hospodárnosť a kvalitu konštrukcie aj termíny výstavby. Dodávateľ sa musí prispôbiť všetkým jeho požiadavkám. Neprispôsobiví dodávatelia vlastne už ani nie sú - zanikli. Nasledovné ukážky významných realizácií prefabrikovaných konštrukcií poukazujú na spoločný predpoklad úspechu v trhových podmienkach:

- dodávateľ by mal disponovať takou technológiou, aby vedel kvalitne vyrobiť i dodať akýkoľvek druh dielca,
- dodávateľ by mal mať také technické a odborné zázemie, aby vedel akúkoľvek konštrukciu správne a rýchlo sám navrhnuť a pripraviť do realizácie.

### 1. CHEMICELULÓZA ŽILINA-VALMET: "Výroba TISSUE papiera"

Generálny projektant: Chempik Bratislava  
 Prefabrikované konštrukcie: ZIPP Bratislava  
 Montáž: Váhovstav Žilina

Postavené v roku 1992 v priebehu 6 mesiacov.

Návrh ťažkej prefabrikovanej konštrukcie vyplynul z požiadaviek inštalovanej technológie a seizmicity územia. Konštrukcia prakticky neobsahuje typizované prvky. Stuzenie konštrukcie zabezpečuje systém trámových stužidiel, ako aj železobetónový sendvičový obvodový plášť v niektorých poliach napevno (slučkami a zálievkou) pripnutý k st pom. Poloprefabrikovaný strop na M=6m a únosnosť 20 resp. 30 kN celkovej hrúbky 30 cm tvorili na polovicu hrúbky prefabrikáty (požiadavka stavby: bez podopierania) a polovicu hrúbky monolit.

#### 1.a 2.obr. (viz obrazová príloha)

Po úvahách a kalkuláciách o možných spôsoboch výroby, dopravy a montáže stĺpov do hmotnosti 45 t a výšky až 25 m boli navrhnuté nedeľené dielce na plnú výšku. Stĺpy majú prierez 700/1200 mm a konzoly až do štyroch strán. Pri návrhu ich výstuže boli uplatnené skúsenosti s vystužovaním stĺpov Integro. Strešné konštrukcie v najviac exponovanom vlhkom prostredí tvorili 18 m železobetónové sedlové väzníky plného obd ťnikového prierezu s otvormi +500 mm a predpäté 6 m dosky TT 2400/450 mm.

Obvodový plášť tvorili sendvičové dosky s tepelnou izoláciou rôznej hrúbky podľa požiadaviek na tepelný odpor. Úprava vonkajšej betónovej vrstvy bola trojaká: do gumového dezénu, hladká i zdrsnená (tzv. metličková) s následným farebným náterom. Pripnutie obvodového plášťa skrutkovými pozinkovanými spojmi. Všetky tyčové dielce boli vyrobené vo formách s výstelkou zo šalovacích preglejkových platní, dielce majú skosené hrany.

### 2. SAMSUNG-CALEX ZLATÉ MORAVCE: "Výroba hermetických kompresorov na nové chladivo"

Generálny projektant: Keramoprojekt Trenčín  
 Prefabrikované konštrukcie: ZIPP Bratislava  
 Dodávateľ stavby: Hydrostav Bratislava  
 Postavené v roku 1992 v priebehu 8 mesiacov.

V internej súťaži ZIPPu bola konštrukcia odmenená cenou za najlepšiu architektúru v priemyselnej výstavbe (Ing. arch. Nižňanský KMP Trenčín).

Stavba pôdorysného rozmeru cca 160x150 m pozostáva z troch druhov prefabrikovaných konštrukcií:

- skladovej jednopodlažnej časti na rozpon 22/8m,
- výrobnej jednopodlažnej časti na modulovú sieť 16/10 m so shedovým zastrešením,
- výrobnej a sociálnej dvojpodlažnej časti rovnako s modulovou sieťou 16/10 m.

#### 3 obr. - celkový pohľad (viz obrazová príloha)

Konštrukcia dvojpodlažnej časti vychádza zo systému Integro, prierez však je upravený na 50/50 cm. Podobne u halovej skladovej časti sa vychádzalo z typizovaných stĺpov.

Dominujúcim a technicky novým prvkom strechy je ľahké shedové zastrešenie výrobnej haly. Nosníky v dlhšom smere modulovej siete 16/10 m sú plného obdĺžnikového prierezu s priečnymi otvormi - kapsami vo vzdialenosti po 4 m. Shedový nosník tvaru L sa na jednej strane nasúva do kapsy nosníka, na druhej strane na trny vyčnievajúce z hornej plochy nosníka s následnou zálievkou. Toto riešenie zabezpečuje plnú stabilitu shedovej konštrukcie v priebehu montáže bez osobitného zaistenia. Prekrytie tvoria oceľový trapezový plech na oceľové väznice a betónové dosky v úžľabí i na vrchole strechy.



Ing. J. Schmuck

#### Foto č. 4 (viz obrazová príloha)

Opláštenie tvoria samonosné sendvičové betónové panely s povrchom hladkým alebo vymývaným. Maximálne rozmery dielcov 10x2 m. Pripnutie k st pom pomocou pozinkovaných skrutkových spojov. Na obrázku číslo 5 je tiež zrejmy predpätý svetlíkový nosník pre rozpon 22 m.

#### Foto č. 5 (viz obrazová príloha)

### 3. ŠKODA-VOLKSWAGEN MLADÁ BOLESLAV: "Výstavba novej lakovne pre spodný lak"

Generálny projektant: Projekta Praha  
 Prefabrikovaná konštrukcia: ZIPP Bratislava  
 Dodávateľ stavby: Promus Ruda Slaska Poľsko  
 Montáž: Montované stavby Brno  
 Postavené v roku 1993 v priebehu 5 mesiacov.

Čistá jednoduchá halová konštrukcia rozmerov 50x288 m s modulovou sieťou 25/12 m. Predpäté 25 m väzníky sú ukladané do vidlicovej hlavice st pov. Na predpäté 12 m väznice sa ukladajú trapezové plechy. Konštrukcia je dilatovaná pomocou klzných ložísk pod väznicami, nie zdvojením stĺpov a väzníkov. Obvodový plášť bude kovoplastický. V prospech tohto riešenia rozhodla nie cena resp. kvalita, ale požiadavka na ľahkú a rýchlu demontovateľnosť pre prípadné zásahy do inštalovanej technológie.

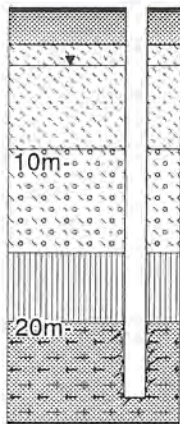
#### Foto č. 6 (viz obrazová príloha)

Predpäté 25 m väzníky boli vyrobené v linke s univerzálnym nosným systémom foriem, ktorý umožňuje vytvárať pomocou debniacich preglejok ľubovoľný prierez alebo dĺžku dielca. Všetky dielce majú hladký povrch a skosené hrany, krytie výstuže a požiarne odolnosť podľa ustanovení DIN.

#### Záver:

Výzvu redakcie o vyhodnotenie ekonomických prínosov uvedených nových technológií možno v stručnosti splniť takto:

Zákazková výroba je samozrejme drahšia ako sériová priemyslová výroba. Prínosy sa ale nezískavajú v technológii (aj tu je však hospodárnosť je nutná), ale v optimalizácii návrhu konštrukcie, prierezov dielcov a ich výstuže. Úloha stavebného inžiniera vzrastá ...



25m



PREMING a.s. CHRUDIM

V HLINÍKÁCH, 537 30 CHRUDIM

STŘEDISKO INŽENÝRSKÝCH PRACÍ

## ZAKLÁDÁNÍ STAVEB

ZHOTOVÍME

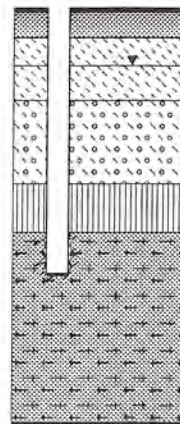
PROVÁDÍME

- kompletní základové konstrukce
- pilotové základy - průměry pilot od 350 mm do 1500 mm
- podzemní stěny - monolitické
  - prefabrikované
  - těsnící do tl. 950 mm
- spouštěné studně
- záporové pažení stavebních jam
- podchycování stávajících stavebních objektů
- hloubení šachet
- opěrné stěny
- klasické základové konstrukce ve složitých geol. podmínkách

PRÁCE DODÁME VČETNĚ PROJEKTU

TEL. : 0455 / 2541, 431 40

FAX : 0455 431 46



16m



PREMING a.s. CHRUDIM

V HLINÍKÁCH 537 30 CHRUDIM

TEL 0455/2541

FAX 0455/43146

VÝROBNA STAVEBNÍCH DÍLCŮ

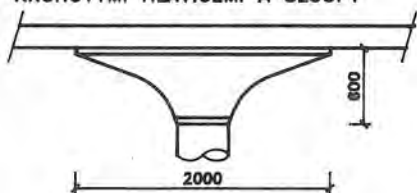
DOZOROVANÁ LGA NORIMBERK

ZAJIŠŤUJE VÝROBU PREFABRIKOVANÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH DÍLCŮ PRO:

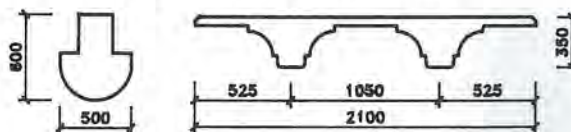
- HALOVÉ KONSTRUKCE :  
SEDLOVÉ A PŘÍMOPASOVÉ VAZNIKY AŽ DO 24m VČETNĚ KAZETOVÝCH STŘEŠNÍCH DESEK



- MONOLITICKÉ STROPNÍ DESKY S PREFABRIKOVANÝMI KRUHOVÝMI HLAVICEMI A SLOUPY



- SPŘÁŽENÉ STROPNÍ KONSTRUKCE S TVAROVANÝMI PRŮVLAKY A TT PANELY



KOMPLETNÍ DODÁVKA OTEVŘENÉHO SKELETU S ROZPONY STROPNÍCH KONSTRUKCÍ AŽ DO 12/12m



KONTAKTNÍ ADRESY :

VSD POHŘEBAČKA  
535 45 OPATOVICE n. LABEM  
ING. ZDENĚK BLAŽEK  
TEL FAX 040/94205

PREMO - PROJEKČNÍ A VÝVOJOVÁ  
SKUPINA BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ  
MASARYKOVO NÁM.1544, 532 29 PARDUBICE  
ING. PAVEL ČÍŽEK  
TEL 040/510638 FAX 040/512076

Kdo chce stavět rychle, kvalitně a bez starostí, staví s



# INTERBAU PARDUBICE

Generální dodavatel staveb

**Informujte se u našich nejvýznamnějších odběratelů:**

Komerční banka Pardubice, Česká spořitelna Pardubice, Investiční banka Pardubice, Regiobanka Chrudim, VCHZ Synthesia Semtín, Dopravní podnik Pardubice, Shell Czechoslovakia, Škoda Praha a. s., Vodní stavby Praha a. s.

Na další spolupráci se těší:  
INTERBAU PARDUBICE  
vedení firmy

Masarykovo nám. 1458  
tel.: 040/51 16 66  
fax: 040/51 34 25

výrobní závod Staré Hradiště-Fáblovka  
tel.: 040/449 21-3, 484 46 - ústředna  
040/417 91 - výrobní náměstek  
040/424 28 - zásobování  
040/421 43 - zemní práce, doprava

