

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 13 ČÍSLO 06/2004

Navigace v dokumentu

OBSAH

Broža, V. Netradiční technologické postupy při výstavbě hrází malých vodních nádrží	161
Samec, J. – Studnička, J. Model chování spřahovací lišty při statickém namáhání	165
Kuklík, P. – Kopáčková, M. Porovnání řešení pružné vrstvy s Boussinesqovým řešením pružného poloprostoru	171
Fajman, P. – Šejnoha, J. Vliv změny aktivní hloubky na průběh konsolidace podloží pod základovými deskami	176
Tomica, V. – Struhár, F. Poruchy mostů po povodních	181
Varga, T. Vplyv kameniva na mechanické vlastnosti betónov ovplyvnených vysokými teplotami	187

6 • 2004

ročník 13

STAVEBNÍ OBZOR

pozemní stavby
dopravní stavby
vodohospodářské stavby
geotechnika
konstrukce a materiály
technologie
životní prostředí
geodézie a kartografie
mechanizace
informatika
ekonomika
software



Fakulta stavební
ČVUT v Praze



Česká komora autorizovaných
inženýrů a techniků



Český svaz
stavebních inženýrů



Fakulta stavební
VUT v Brně



Fakulta stavební
VŠB TU-Ostrava

OBSAH

Broža, V.

Netradiční technologické postupy při výstavbě hrází malých vodních nádrží 161

Samec, J. – Studnička, J.

Model chování spřahovací lišty při statickém namáhání 165

Kuklík, P. – Kopáčková, M.

Porovnání řešení pružné vrstvy s Boussinesqovým řešením pružného poloprostoru 171

Fajman, P. – Šejnoha, J.

Vliv změny aktivní hloubky na průběh konsolidace podloží pod základovými deskami . . . 176

Tomica, V. – Struhár, F.

Poruchy mostů po povodních 181

Varga, T.

Vplyv kameniva na mechanické vlastnosti betónov ovplyvnených vysokými teplotami 187

CONTENTS

Broža, V.

Untraditional Technological Procedures in the Construction of Dams on Small Water Reservoirs . 161

Samec, J. – Studnička, J.

A Model of Perforated Connector Performance 165

Kuklík, P. – Kopáčková, M.

Comparison of the Solution of the Elastic Layer with Boussinesq Solution of Elastic Semi-Space 171

Fajman, P. – Šejnoha, J.

The Effect of the Influence Zone on the Evolution of Consolidation in the Subsoil Below Foundation Plates 176

Tomica, V. – Struhár, F.

Failures of Bridges After Floods 181

Varga, T.

Influence of Gravels on Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures 187

INHALT

Broža, V.

Neuartige technologische Verfahren beim Bau von Dämmen kleiner Wasserrückhaltebecken . 161

Samec, J. – Studnička, J.

Verhaltensmodell einer Zahnleiste bei statischer Beanspruchung 165

Kuklík, P. – Kopáčková, M.

Vergleich der Lösung einer elastischen Schicht mit der Boussinesque-Lösung des elastischen Halbraums . . 171

Fajman, P. – Šejnoha, J.

Einfluss einer Veränderung der aktiven Tiefe auf den Verlauf der Nachverdichtung im Unterbau von Fundamentplatten 176

Tomica, V. – Struhár, F.

Schäden an Brücken nach Hochwässern 181

Varga, T.

Der Einfluss des Zuschlagmaterials auf die mechanischen Eigenschaften von durch hohe Temperaturen beeinflussten Betonen . . 187

REDAKČNÍ RADA**Předseda:**

prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc

Místopředseda:

doc. Ing. Alois MATERNA, CSc.

Členové:

Ing. Miroslav BAJER, CSc.

doc. Ing. Pavel HÁNEK, CSc.

Ing. Jiří HIRŠ, CSc.

Ing. Ivan HRDINA

doc. Ing. Vladimír JELÍNEK, CSc.

doc. Ing. Miroslav KAUN, CSc.

Ing. Jana KORYTÁROVÁ, PhD.

Ing. Karel KUBEČKA

Ing. Petr KUNEŠ, CSc.

doc. Ing. Ladislav LAMBOJ, CSc.

doc. Ing. Ivan MOUDRÝ, CSc.

doc. Ing. Jaroslav NOVÁK, CSc.

doc. Ing. Luděk NOVÁK, CSc.

doc. Ing. Miloslav PAVLÍK, CSc.

prof. Ing. J. PROCHÁZKA, CSc.

doc. Ing. Vlastimil STARA, CSc.

Ing. Karel SVOBODA

doc. Ing. Josef VITÁSEK, CSc.

prof. Ing. Jiří WITZANY, DrSc.

Ing. Renata ZDAŘILOVÁ

STAVEBNÍ OBZOR, odborný měsíčník, vydává Fakulta stavební ČVUT Praha společně s Fakultou stavební VUT Brno, Fakultou stavební VŠB TU Ostrava, Českou komorou autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě a Českým svazem stavebních inženýrů. Řídí redakční rada, vedoucí redaktorka Marcela Klímová. Adresa redakce: Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel./fax: 224 354 596, klimova@fsv.cvut.cz, http://web.fsv.cvut.cz/obzor. Vychází každý měsíc kromě července a srpna, cena za výtisk je 40 Kč včetně DPH (+ poštovné a balné). Objednávky odběru i reklamace přijímá Ing. Milan Gattringer, MG DTP, Borovanská 3388, 143 00 Praha 4, tel./fax: 241 770 220, e-mail: mgdtp@volny.cz. Odběr je možné zrušit až po vyčerpání zaplaceného předplatného. Inzerce adresujte redakci. Technická redakce a realizace: Ing. Milan Gattringer. Podávání novinových zásilek povoleno Ředitelstvím pošt Praha, č. j. NP 144/1994, ze dne 21. 10. 1994. Do sazby 3. 5. 2004. Nevyžádané rukopisy se nevracejí.

INDEX 47 755, ISSN 1210-4027

Netradiční technologické postupy při výstavbě hrází malých vodních nádrží

prof. Ing. Vojtěch BROŽA, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Závažným problémem sypaných hrází malých vodních nádrží je zvýšené riziko porušení účinkem extrémní povodně, což potvrdily mj. i poznatky z povodně v srpnu 2002. Opatření, spočívající v opevnění koruny a vzdušního svahu hráze, se dosud v ČR nepoužívají. V příspěvku jsou uvedeny příklady tohoto přístupu ze zahraničí a varianty řešení s využitím technologie válcovaného betonu, popř. tvrdého násypu. Aktuálnost využití je zdůrazněna potřebou zvýšit retenční i akumulaci schopnost krajinného prostředí.

Hráze malých vodních nádrží a rybníků patří v ČR k nejfrekventovanějším vodohospodářským stavebním objektům. Jejich počet se v současné době pohybuje kolem 25 tisíc, v 17. století však byl až trojnásobný. Z uvedeného velkého počtu je možno vyčlenit tisíc až dva tisíce objektů významných z hlediska bezpečnosti území, kde v případě jejich porušení mohou vzniknout velké hospodářské škody, popř. mohou být ohroženy lidské životy. V rámci statistických údajů o povodni v srpnu 2002 se uvádí, že došlo k protržení, popř. poškození na ~950 hrázích rybníků a malých nádrží.

Tato skutečnost logicky nabádá k úvahám, jak zmenšit riziko těchto poruch, převážně v důsledku přelití hrází, při výskytu extrémních povodní. Přitom je třeba brát v úvahu, že výstavba malých nádrží je trvale aktuální. Jsou totiž nejvýznamnějším prostředkem pro zvýšení retenční schopnosti krajiny, navíc jediným, kde je možno účinky bez pochyb kvantifikovat, a zároveň lze pomocí nich zvyšovat akumulaci schopnost přírodního prostředí, což se ukazuje stále více aktuální ve vztahu k dopadům rozvíjejících se změn klimatu na odtokové poměry v povodích. Přitom malé vodní nádrže jsou historicky součástí české krajiny, jejich realizace obvykle nemá negativní účinky na prostředí a veřejnost je přijímá většinou příznivě.

Poučení z historie

Zde by bylo možno uvést množství konkrétních případů poukazujících na to, jak naši předci již od 13. století (popř. i dříve) v souvislosti s výstavbou rybníků účelně zasahovali do odtokových poměrů v povodích, mj. proto, aby snížili ohrožení svých děl povodňovými jevy. Pokud jde o vzdouvací objekty, na rozdíl od praxe posledních desetiletí je

u nich zřejmě výrazně větší převýšení koruny hráze nad běžnou provozní hladinou. Někdy je možno předpokládat, že zhruba odhadovali objem extrémní povodně (z přívalového deště) a usilovali o to, aby při zvýšeném odtoku přes přeliv (spíš úsporně koncipovaný) byl tento objem v nádrži bezpečně zachycen. Při větší povodni, vymykající se tehdejší zkušenostem, došlo k přelití a porušení zemních hrází, což nebyl jev nijak výjimečný.

Aktuální požadavky na bezpečnost území, chápané v rámci představ člověka na počátku třetího tisíciletí o prostředí pro život, jsou výrazně větší než v minulosti, a proto by bezpečnost objektů, trvale, popř. i dočasně vzdouvacích vodu nad okolní terén, měla být nepochybně větší než v minulosti.

Hlavní koncepční problémy

Pokud se nehodláme zabývat specifickými otázkami výrazně komerčně profilované skupiny rybochovných nádrží, pak jsou trvale aktuální z hlediska funkce:

■ **zásobní** vedle formulovaných požadavků na dodávku vody též problémy minimálního zůstatkového průtoku v toku pod nádrží. Zde by měly být brány v úvahu i požadavky krajiny (včetně veřejného zájmu), aby ani v obdobích extrémního sucha (při zvýšeném výparu) nedošlo k poruchám v nadlepšovacím účinku nádrže do toku. Ukazuje se, že v extrémně suchých obdobích může dojít i k bezodtokovému stavu. Konstrukční řešení hrází pak musí splnit větší nároky na těsnicí funkci (včetně napojení na podloží a podloží samostatně), aby se dostatečně omezyly ztráty průsakem. To se samozřejmě týká objektu po úroveň hladiny zásobního prostoru; výše lze připustit i výrazně větší průsaky, nesmějí však ohrožovat stabilitu objektů;

■ **ochranné** s požadovaným zachycením povodňového objemu nad stanovenou hodnotou odtoku, zejména problémy bezpečnosti vzdouvacích staveb ve vztahu k extrémním povodním. Kromě posouzení případných ničivých účinků při porušení hráze přelitím nelze pominout ani hlediska sociálněpolitická.

Projektant přitom stojí před rozhodováním, zda podle současných norem, popř. metodických pokynů, sice navrhnout (resp. posoudit) přeliv pro případ výskytu N -leté povodně (N je dáno normou, hydrologické údaje poskytl ČHMÚ), nebo volit bezpečnější řešení. Klade si řadu dalších otázek typu: „Neexistují (nebo v budoucnu nebudou existovat) důvody pro zvýšení bezpečnosti návrhu?“, „Nemohou se při budoucích povodňových epizodách vyskytnout v povodí jevy, které ještě více ohrozí dílo v porovnání s ustanoveními normy (účinky splávi, porušení nádrží výše položených v povodí atd.)“, „Nevyskytne se v blízké bu-

doucnosti v povodí nádrže extrémní povodeň, která projekt zničí, a i když podle norem bude vše v pořádku, kredit projektanta rozhodně utrpí?“. Všechny tyto úvahy ho vedou k hledání způsobů, jak zvětšit v daných podmínkách povodňový odtok z nádrže, aby se snížila pravděpodobnost porušení hráze při přelítí přes korunu. Přitom logicky se nabízející řešení, tj. zvětšení kapacity pojistných zařízení díla, se obecně nepovažuje za racionální.

Projektové řešení

V podmínkách ČR jsou malé vodní nádrže historicky spojeny se zemními hráze, jejichž konstrukční materiál většinou současně zajišťoval těsnicí i stabilizační funkci. Tento stav lze hodnotit jako vyhovující – až na hrozbu porušení při přelítí za extrémní povodně. Logickým východiskem by mohlo být zvětšení odolnosti dotčených zón hráze proti erozivním účinkům přelévající se vody, aspoň v úseku, který pro tento účel vyčleníme. Takové řešení se, bohužel, u nás běžně nesleduje, možná i proto, že opevňovací prvky na vzdušném svahu hráze by narušily obvyklé zatravnění, které napomáhá splýnutí vzdouvací stavby s okolní krajinou.



Obr. 1. Nízká hráz z válcovaného betonu – „přeliv“ ve funkci (Tobesofkee Creek – USA)

V zahraničí, konkrétně v USA, však bylo u dříve vybudovaných hrází, často podstatně vyšších, než je běžné u našich malých nádrží, použito opevnění koruny a vzdušného svahu (včetně přechodu u paty) jako racionální východisko pro zvýšení kapacity pojistného zařízení vyžadované státní správou. Byla využita rychle se rozvíjející technologie válcovaného betonu – na vzdušném svahu se ve vodorovných páslech o šířce ~2,5 až 3,0 m a tloušťce 0,3 m přibetonovalo opevnění se stupňovitým lícem. Hubená směs se rozhrmovala malým dozerem a hutnila vibračním válcem. Přes problémy vyplývající z limitovaných rozměrů pracoviště se použití válcovaného betonu hodnotilo jako výhodné, omezující zejména pracnost (v porovnání s jinými variantami). Přednosti válcovaného betonu se v dalších letech projeví rozšířením oblasti jeho použití též pro malé vzdouvací objekty (obr. 1 a obr. 2). To může být inspirací i pro naše nízké hráze. Válcovaný beton je materiál s dostatečnou odolností vůči účinkům povrchové i vnitřní eroze vody a pro uplatnění technologických postupů postačí běžná stavební mechanizace (používaná pro hutněné násypy).

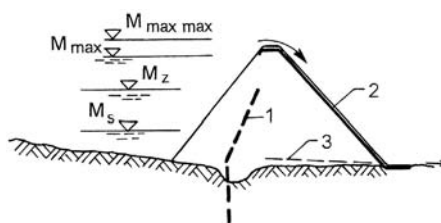
Pokud bychom důsledně sledovali požadavky na hráz malé nádrže se zásobní i ochrannou funkcí, u níž bychom preferovali vysokou odolnost při přelítí, pak je nutno zajistit (obr. 3):

- v dolní části omezení průsaku vody (vodotěsnost dolní části hráze, napojení na podloží i vlastního podloží);
- v horní části a v oblasti vzdušného svahu odolnost proti erozivním účinkům vody;

- v celé soustavě svedení vody (včetně průsakové) do dolní vody tak, aby nebyla ohrožena stabilita hráze.



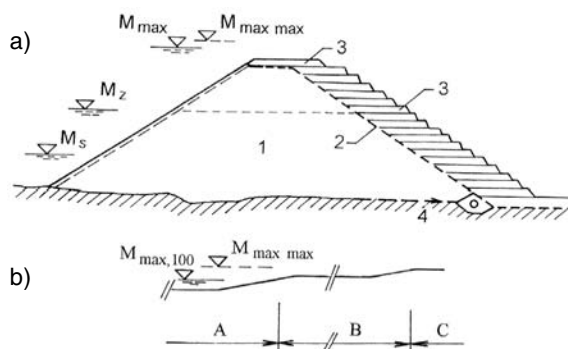
Obr. 2. Příklad neupraveného vzdušného líce hráze z válcovaného betonu (Kerrville – USA)



Obr. 3. Schéma nároků na hráz malé nádrže se zásobní a ochrannou funkcí
1 – těsnění, 2 – opevnění, 3 – odvodnění

■ Varianta, která se nejvíce blíží klasickému řešení nízké sypané hráze

Pro převádění častějších povodňových průtoků, např. do maxima dvacetileté (popř. až stoleté) povodně je možné vyhradit v údolní části úsek zajišťující funkci korunového přelivu (byť s hydraulicky nevýhodným přepadem vody přes širokou korunu). V dané šířce se svod vody povede po stupňovitěm vzdušném svahu opevněném válcovaným betonem (utlumí se podstatný podíl energie vody). U vzdušné paty se vytvoří vývar zajišťující též soustředění průtoku do koryta pod hrází (obr. 4).



Obr. 4. Schéma zemní hráze s opevněním koruny a vzdušného svahu válcovaným betonem

a) příčný řez přelivem: 1 – hutněný násyp (se stabilizační a těsnicí funkcí), 2 – syntetická textilie, 3 – válcovaný beton, 4 – systém odvodnění; b) podélný profil koruny: A – sekce přelivu, B – sekce vyhrazená pro přelítí extrémní povodně, C – neprelévaná sekce

Pro případ extrémnějších povodní, s případným omezením odhadnutou pravděpodobnou maximální povodní – např. jako padesátinásobek druhé odmocniny plochy povodí [km²], se zvolí podstatně větší úsek hráze, kde koruna i

vzdušný svah a přechod u paty svahu se opevní válcovaným betonem. Pro omezení rušivého dojmu v přírodním prostředí je možno v tomto úseku na svah přisypat zeminu a osít jej (obr. 5). Zbývající úsek hráze je nutno řešit tak, aby bylo vyloučeno přelítí (převýšením, popř. parapetní zídou na koruně). Po délce koruny hráze je možno přechod jednotlivých úrovní upravit tak, aby byl možný přejezd dopravních prostředků (za povodně je však komunikace vyloučena). V sekci s opevněným svahem, stejně jako jinde, je nutno zajistit kontrolu průsakových poměrů v hrázi (patní drén s měřeními průsaků v jednotlivých sekcích atd.). Výpustní objekt nádrže se zřejmě nebude lišit od klasické koncepce.



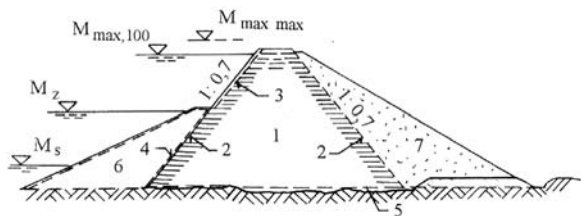
Obr. 5. Úprava vzdušného svahu hráze z válcovaného betonu přisypem a osetím (Woody Branch – USA)

Toto řešení poskytuje projektantovi možnost zbavit se problémů spojených s hrozbou zničení díla při mimořádné povodni (včetně obav z následků ucpání výpustních zařízení transportovaným splávim). Je možno snáze řešit i zmírnění rizika pro případ havárie jiných nádrží výše v povodí. Přitom přeliv pro „běžné“ povodňové průtoky může být dimenzován hospodárněji a svedení vody přepadající pod hráz (včetně tlumení energie) je hydraulicky přehledné.

Pro provozovatele je hrozba porušení při extrémní povodni prakticky vyloučena a problém, že při přelítí vyhrazené sekce dojde k narušení vegetačního „zamaskování“ objektu na vzdušném líci, není nijak závažný.

■ Varianta s plným využitím technologie válcovaného betonu, popř. tvrdého násypu

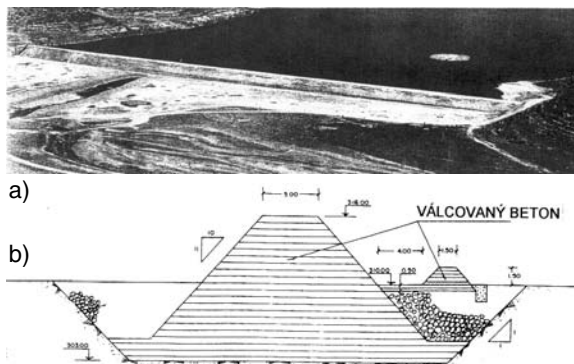
Reálnost použití technologie válcovaného betonu (obr. 6) i u nevýznamných hrází potvrzují informace ze zahraničí (USA, Španělsko – obr. 7). V tomto případě výstavba bez



Obr. 6. Schéma hráze z válcovaného betonu (s těsnicím prvem při návodní patě)

1 – válcovaný beton, 2 – nehtutný líc, 3 – hutněný líc, 4 – syntetická textilie, 5 – odvodňovací systém, 6 – zemní těsnicí prvek, 7 – přisyp s osetím

příčných dilatačních spár (v souvislých vodorovných vrstvách) může být přijatelnější než u významnějších přehrad, protože předpokládaný výskyt hydratačních trhlin zřejmě nebude na závalu. Pokud budou zvlášť velké nároky na vodotěsnost nádrže, je možno při návodní patě až po



Obr. 7 Nízká přehrada z válcovaného betonu umožňující převedení $1\,600\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ (Guadalemar – Španělsko)
a – pohled na stavbu po dokončení, b – příčný řez hrázi

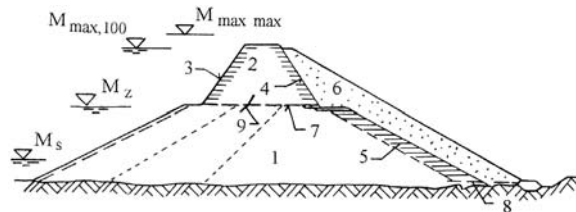
hladinu zásobního prostoru navrhnout zvláštní těsnicí prvek (se zavázáním do nepropustného podloží). Nad úrovní této hladiny bude třeba okraje vrstev na návodním svahu upravit, např. ztuhněním příložnou vibrační deskou (aspekty trvanlivosti i estetická hlediska). S výjimkou svodu od korunového přelivu je vhodné s ohledem na krajinné prostředí na vzdušném svahu provést přisyp balastní zeminou s humusem a osetím. Obdobně jako u sypaných hrází se v oblasti vzdušné paty zřídí drenážní soustava s kontrolou průsaků.

Varianta hráze z válcovaného betonu vyžaduje poněkud lepší podloží, nepoužijeme ji zřejmě při očekávaném velkém, popř. nerovnoměrném sedání, skalní podloží však není podmínkou. Výhodně se může uplatnit i u suchých nádrží, kde odpadnou obavy o stav hráze po delším období, v němž se povodně nevyskytnou. Kapacitní výpusti zřejmě bude možno bez rizika zabudovat do tělesa hráze, jejich dispozice by však neměla narušit plynulost ukládání betonu v souvislých vodorovných vrstvách.

■ Varianta spojující v příčném profilu násyp ze zeminy a z hubeného betonu, popř. z cementem stabilizované zeminy

Toto řešení (obr. 8) je možno chápat více jako námět pro inspiraci. Vychází z funkčních požadavků na zásobní i ochrannou funkci nádrže a omezení rizika protřetí při přelítí stejně jako již uvedené varianty, návrh podstatně tužšího korunového dílu z válcovaného betonu na ztuhněný zemní násyp však může působit rozpaky. Důsledky nerovnoměrného sedání zde není možno podceňovat, zároveň však je třeba vzít v úvahu, že v současnosti jsou již k dispozici prostředky, jak ošetřit kontakt betonové části se zemní z hlediska možnosti vzniku průsakových cest i vnitřní eroze.

S uvedenými variantami konstrukčního řešení založeného na využití technologie válcovaného betonu je možno „pracovat“ i po délce hráze, tj. napříč údolím, a vhodně kombi-



Obr. 8. Schéma kombinované hráze (díl při koruně z válcovaného betonu)

1 – hutněný zemní násyp (s těsnicí funkcí), 2 – válcovaný beton, 3 – hutněný líc, 4 – nehtutný líc, 5 – opevnění svahů válcovaným betonem, 6 – přisyp s osetím, 7 – syntetická textilie, 8 – odvodňovací systém, 9 – těsnicí prvek

novat např. variantu plně z válcovaného betonu v údolní části (s přelivem a výpustním objektem) s variantami využívanými z hutněných zemní násyp.

Válcovaný beton, resp. tvrdý násyp

Za více než třicetileté období rozvoje technologie válcovaného betonu bylo publikováno množství informací o konkrétních realizacích i souhrnných prací, v češtině např. [1], [2]. Je možno konstatovat, že jsou již k dispozici ověřené sestavy směsí i technologické postupy, které umožňují měnit vlastnosti betonu v širokém rozmezí, v souladu s nároky na budovaný objekt. Při použití pro výstavbu nízkých hrází, navíc se zvláštním těsnicím prvkem po hladinu zásobního prostoru, je hlavním požadavkem odolnost proti erozním účinkům vody, a potom trvanlivost lícnicích zón, které přicházejí do přímého kontaktu s atmosférickými vlivy. Pokud jde o pevnost, bude zřejmě vždy splněna v rámci obecných technologických nároků (zpracovatelnosti atd.). Pro ilustraci uvádíme směs použitou při stavbě přehrady Guadalemar ve Španělsku, kde během 32 dnů v roce 1994 bylo uloženo 60 000 m³ betonu z 60 kg cementu, 125 kg popílku, 100 l vody, 1 364 kg hrubého kameniva a 836 kg písku v 1 m³. Obecně je vhodné zdůraznit snahu o využití místních materiálů, i se zvýšeným obsahem jemných zrn (siltových, nikoli jílovitých).

Z ekonomického hlediska je ze zkušeností, zejména z USA, vhodné upozornit na skutečnost, že v rámci nabídkových řízení se návrhy založené na použití válcovaného betonu často prosazují v konkurenci s jinými přehradními typy. Další uplatnění, např. při rekonstrukcích, popř. zvyšování dřívě vybudovaných přehrad, ukazuje, že technologie válcovaného betonu se při výstavbě vodních děl stala jedním z nosných směrů vývoje. Její uplatnění se rozšiřuje i do rozvojových zemí, i když názor, že její přínosy jsou nejvýraznější v technologicky vyspělých státech, má své odůvodnění.

Závěr

Pro nízké hráze malých vodních nádrží je trvalým problémem zvýšené riziko porušení při přelití mimořádnými povodněmi. Nové možnosti v tomto směru může přinést použití technologie válcovaného betonu umožňující racionálně a bez zásadní změny stavebních postupů zřídit na koruně a vzdušném svahu plášť odolnou proti erozním účinkům přelévající se vody. V kombinaci s tradičními zemními přehradami se nabízejí různé možnosti, z nichž je možno se při konkrétních aplikacích inspirovat. Vždy je třeba mít na zřeteli, že nároky na bezpečnost prostředí v budoucnu dále porostou. Zároveň nádrže vhodně situované v krajinném prostředí, budované v souladu s širším programem péče o krajinu a neproduktivního využívání půdy, díky možnosti využití pro omezení následků extrémních hydrologických jevů v povodích budou zřejmě stále častěji používaným opatřením.

Příspěvek byl zpracován v rámci řešitelských prací na grantovém projektu č. 103/04/0701 GA ČR.

Literatura

- [1] Broža, V.: Válcovaný beton – nová technologie výstavby masivních betonových konstrukcí. *Stavební obzor*, 1, 1992, č. 4, s. 4–9.

- [2] Broža, V.: Tvrdý násyp – další nadějný technologický stupeň. *Stavební obzor*, 5, 1996, č. 9, s. 270–272.

- [3] Design Manual for Small RCC Dams. Portland Cement Association USA, 2003.

- [4] Spanish RCC Dams. Comité Nacional Español de Grandes Presas, Madrid, 1996.

Broža, V.: Untraditional Technological Procedures in the Construction of Dams on Small Water Reservoirs

A serious problem of earth dams on small water reservoirs is an increased risk of damage as a result of extreme floods. This fact was confirmed, among others, by experience gained from the flood of August 2002. Measures involving protection of the crest and the downstream slope of the dam have not been applied in the Czech Republic yet. This paper presents examples of the employment of this approach from abroad, as well as alternative solutions utilizing technologies of rolled concrete or hard fill. The topicality of the use is stressed by the need to increase the retention and accumulation capacity of the landscape.

Broža, V.: Neuartige technologische Verfahren beim Bau von Dämmen kleiner Wasserrückhaltebecken

Ein ernsthaftes Problem von Schüttdämmen kleiner Wasserrückhaltebecken ist das erhöhte Risiko der Beschädigung durch die Einwirkung eines extremen Hochwassers, was u.a. auch durch die Erkenntnisse aus dem Hochwasser im August 2002 bestätigt wurde. Maßnahmen, die in der Befestigung der Krone und des luftseitigen Hangs des Damms bestehen, werden bislang in Tschechien nicht angewandt. Im Beitrag sind Beispiele dieses Herangehens aus dem Ausland und Lösungsvarianten mit Anwendung des Walzbetonverfahrens bzw. einer harten Anschüttung angeführt. Die Aktualität der Anwendung wird durch die Notwendigkeit der Erhöhung der Rückhalte- und Speicherkapazität der Landschaftsumgebung hervorgehoben.

• dizertace



Počítačová podpora přípravy a kontroly využitelných zdrojů

Ing. František Benč

Dizertace se zabývá rozhodováním stavebního managementu v úlohách nabídkového, rozpočtového a kalkulačního rozvrhu zdrojů v čase a využíváním datové základny v reálném čase. Navržený software propracovává do komerční úrovně.

Příčiny vad a poruch silikátových omítek

Ing. Milan Myška

Práce vychází z laboratorních experimentů a následných teoretických rozborů časového průběhu deformací tenkých vrstev omítek v důsledku teplotních objemových změn, smršťování a dotvarování. Rozbory smršťování prokázaly mimořádný význam spolupůsobení omítkové vrstvy s podkladem.

Model chování spřahovací lišty při statickém namáhání

Ing. Jan SAMEC, PhD.
prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Spřahovací lišta úspěšně používaná pro spojení betonové desky s ocelovým nosníkem v ocelobetonových spřažených konstrukcích a mostech byla na ČVUT podrobně odzkoušena ve dvou standardizovaných typech a jsou k dispozici vzorce pro stanovení její únosnosti při statickém zatížení. Ve stadiu experimentálního výzkumu je nyní zjišťování únosnosti lišty při opakovaném namáhání, kdy se navíc projeví únava materiálu. Je zřejmé, že experimentální cesta stanovení únosnosti spřahovací lišty je velmi výstižná, je však také zdlouhavá a nákladná. Současně s experimentováním na skutečných vzorcích se proto hledají dostatečně výstižné výpočetní modely, na nichž by se únosnost (popř. i modifikovaných tvarů lišty) zjistila efektivněji. Cesta k výstižnému modelu ovšem není snadná, jak si autoři článku potvrdili během tříletého snažení. Postupně se však podařilo dospět k velmi efektivnímu modelu, který se stručně prezentuje v tomto článku.

Soustředili jsme se na dva tvary lišty a vykonali velké množství zkoušek s normalizovanými protlačovacími vzorky i zkoušky na nosnících. Výsledky jsme publikovali doma [6], [7] i v zahraničí [8]–[12]. Lišta se v ČR skutečně používá, a to jak v pozemních stavbách (Lego Kladno, obr. 2), tak v mostech (Litol, obr. 3, Brno, Kamýk [13]). Výzkumem lišty se v okolních zemích zabývají také Ďuricová, Naď a Rovňák na TU Košice, viz např. [14], [15].

Pro pohodlí čtenářů shrňme výsledky experimentálního výzkumu na ČVUT v následujících odstavcích.

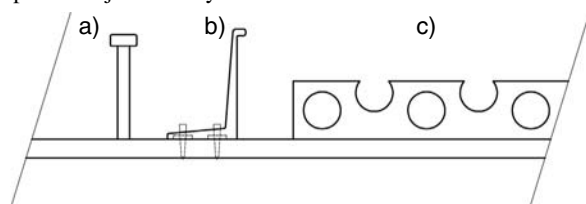


Obr. 2. Budova Lego Kladno (projekt Ing. Štolc, CSc.)

Spřahovací prvky pro ocelobetonové konstrukce

Ocelobetonové (v ČR se historicky používá velmi často i název spřažené) konstrukce jsou populární proto, že vhodně v jedné konstrukci kombinují vysoce únosnou, avšak dražší, ocel s levnějším betonem, který dodává výsledné kompozitní konstrukci tuhost a odolnost proti nárazu, požáru atp.

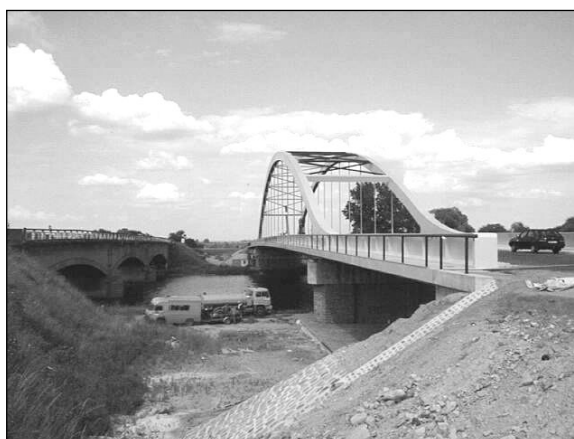
Navrhovat ocelobetonové konstrukce je dnes zcela běžné, učí se to na vysoké škole a existuje bohatá literatura, např. [1] a [2], stejně jako normy [3], [4]. Spřahovací prvky, tzn. prvky, které spojují ocelovou a betonovou část konstrukce, se neustále vyvíjejí a nejrozšířenější jsou nyní poloautomaticky přivařované spřahovací trny s hlavou (obr. 1a). Pro tyto prvky existují uznávané postupy (obsažené v normách) pro stanovení statické únosnosti i únosnosti při únavě. U ostatních prvků, jako jsou nastřelované zarážky (obr. 1b) nebo perforovaná lišta (obr. 1c), se údaje o únosnosti takto jednoduše nenajdou, zčásti proto, že nejsou obecně známé, a zčásti proto, že se některé prvky považují za ryze firemní výrobky a normy se úzkostlivě vyhýbají jakékoli preferenci produktu jedné firmy.



Obr. 1. Spřahovací prvky

a – trn s hlavou, b – nastřelovaná zarážka, c – perforovaná lišta

Na ČVUT se delší čas zabýváme výzkumem spřahovací (perforované, děrované) lišty, jejíž původ je v Německu [5].



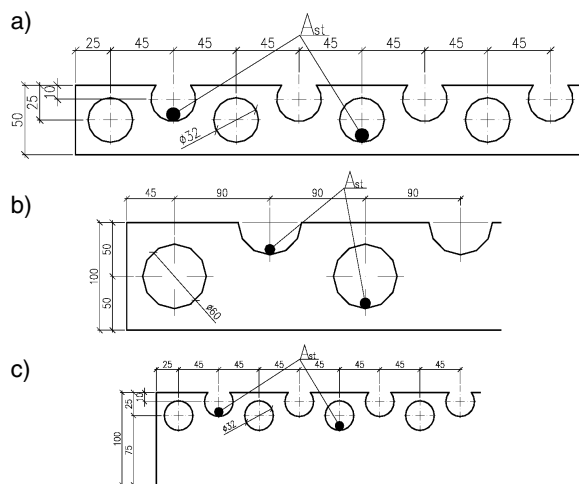
Obr. 3. Most přes Labe, příčníky spřaženy s deskou mostovky pomocí lišty (projekt Ing. Pechal, CSc.)

Spřahovací perforovaná lišta

Spřahovací lištu tvoří ocelový 10 či 12 mm tlustý pás (standardní konstrukční ocel S235) s kruhovými otvory a poloatomy podle obr. 4, kterými se pro zvýšení únosnosti provlečou pruty betonářské výztuže. Lišta se na horní pás ocelového nosníku přivaří koutovým svarem přenášejícím podélnou sílu působící v zatíženém nosníku mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem. Protože spřažení lištou ve většině případů není (alespoň při standardní zkoušce na

protlačovacím vzorku) příliš tažné ve smyslu normy pro sprážené konstrukce, vypočítává se tato síla pro pružný stav namáhání, tzn. běžným způsobem, používaným i u jiných spráhovacích prvků. Ze zkoušek na nosících (viz např. [8]) sice vyplývá, že ani plastický výpočet není příliš vzdálený od skutečnosti, ale další výzkum to teprve musí lépe objasnit. Lištu je možné kombinovat s monolitickým (normálním či lehkým) betonem i s prefabrikáty (obr. 4). Není vhodné lištu používat s trapézovými plechy, neboť kvůli liště nemohou plechy být spojité a jejich dělení na krátké délky není hospodárné.

Na ČVUT bylo během posledního desetiletí vykonáno mnoho experimentů s lištou, které dále popíšeme.



Obr. 5. Spráhovací lišta ČVUT

a – nízká 50/10, b – vysoká 100/12,
c – modifikovaná s otvory v horní části

■ Nízká lišta

Největší počet zkoušek byl proveden s nízkou lištou (obr. 5a), která má otvory průměru 32 mm a hodí se do desek s tloušťkou okolo 100 mm používaných v pozemních stavbách. Celkem bylo s touto lištou vykonáno 34 standardních protlačovacích zkoušek (obr. 6) se statickým zatížením. Výsledky byly statisticky vyhodnoceny a vyplynuly z nich následující vztahy pro únosnost lišty:

a) *charakteristická únosnost*

$$P_{Rk} = -68 + 12,4 f_{ck, cyl} + 797 A_{st} \leq 1\,000 \quad [\text{N/mm}] \quad (1)$$

lišta z oceli S235,

$$P_{Rk} = -68 + 12,4 f_{ck, cyl} + 797 A_{st} \leq 1\,500 \quad [\text{N/mm}]$$

lišta z oceli S355.

Ve vzorci značí $f_{ck, cyl}$ válcovou pevnost betonu [MPa] a A_{st} plochu výztuže provlečené otvory [mm²/mm]. Omezení smykové únosnosti vyplývá z únosnosti samotné lišty v lomeném řezu mezi otvory. Jinak rozhoduje únosnost betonu a provlečené výztuže;

b) *návrhová únosnost*

$$P_{Rd} = -49 + 8,8 f_{ck, cyl} + 568 A_{st} \quad [\text{N/mm}]; \quad (2)$$

c) *součinitel spolehlivosti zjištěný statistickým rozбором výsledků*

$$\gamma_v = P_{Rd} / P_{Rk} = 1,4 [-]. \quad (3)$$

■ Vysoká lišta

Pro tlustší betonové desky používané třeba v mostním stavitelství je vhodné lištu zvýšit. S lištou vysokou 100 mm

s otvory průměru 60 mm podle obr. 5b bylo vykonáno celkem 16 protlačovacích zkoušek, z nichž byl vyvozen vztah pro charakteristickou únosnost

$$P_{Rk, big} = 235 + 14,1 f_{ck, cyl} + 313 A_{st} \quad [\text{N/mm}]. \quad (4)$$

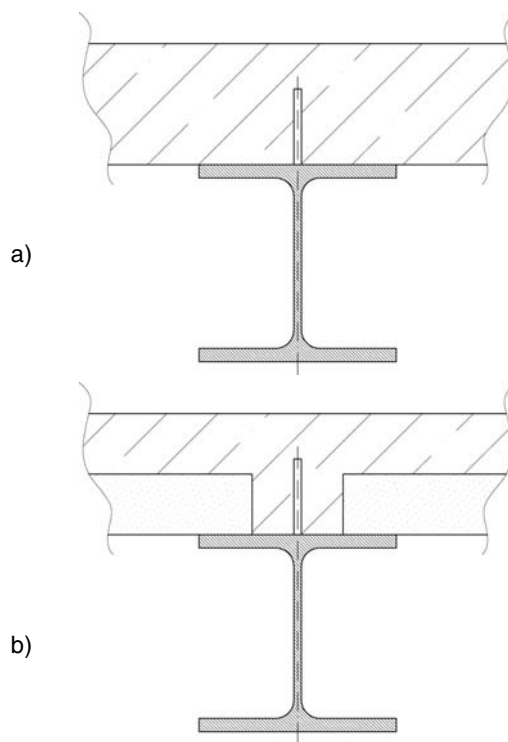
Součinitel spolehlivosti lze brát stejný jako u nízké lišty.

■ Lišta v lehkém betonu

Při dalších devíti experimentech bylo na vzorcích s vysokou lištou zjišťováno, jak se projeví záměna standardního kameniva v betonu za lehké kamenivo Liapor. Výsledkem je zjištění, že únosnost sprážení je přímo závislá na objemové hmotnosti betonu. Pokud má beton menší objemovou hmotnost ρ [kg/m³], lze únosnost vypočítanou pro normální beton ($\rho = 2\,400$ kg/m³) redukovat podle vztahů

$$P_{Rk, light} = \eta \cdot P_{Rk, big} \quad [\text{N/mm}], \quad (5)$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 \left(\frac{\rho}{2\,400} \right)^2. \quad (6)$$



Obr. 4. Sprážení lištou

a – s monolitickou deskou, b – s prefabrikáty

■ Vysoká lišta s otvory nahoře

Pro betonové desky zhotovené na ztraceném filigránovém bedněni je nutné, aby lišta měla otvory posunuty do horní části podle obr. 4b a obr. 5c. Ze zkoušek dvou vzorků tohoto typu vyplynulo, že únosnost této lišty se proti liště nízké mírně zvýší. Platí vztah

$$P_h = k_h \cdot P_{Rk} \quad [\text{N/mm}], \quad \text{kde } k_h = 1,1. \quad (7)$$

■ Dvě lišty vedle sebe

Experimentálně byla ověřena také situace, kdy pro zvýšení únosnosti sprážení se použijí dvě lišty paralelně vedle sebe ve vzájemné osové vzdálenosti b , přičemž výztuž se protahuje otvory v obou lištách. Ze zkoušek patnácti vzorků plyne, že únosnost dvou lišt není dvojnásobná, ale poněkud menší. Přesně ji lze určit ze základního vztahu pro nízkou

lištu s použitím součinitele podle vztahu

$$P_{\text{double}} = k_d \cdot P_{Rk} \quad [\text{N/mm}], \quad (8)$$

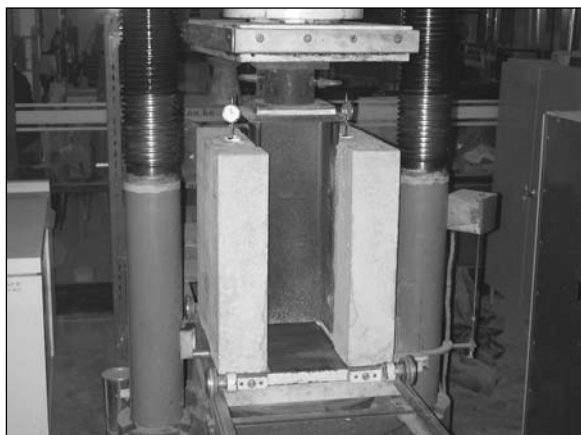
$$\text{kde} \quad k_d = 1,66 + \frac{(b-100)}{14\,000} \leq 1,85. \quad (9)$$

■ Lišta při opakovaném zatížení

Pro mosty je nutné znát únosnost lišty i při opakovaném zatížení. Ze tří protlačovacích zkoušek podrobně popsanych v [7] a [12] vyplynulo, že při použití vysoké lišty v betonu C40 a poměrně slabém vyztužení (plocha výztuže procházející otvory je 0,25 mm²/mm) lze při rozkmitu podélné síly 375 kN/m lišty počítat s dosažením dvou milionů cyklů bez porušení sprážen. To je zatím vše, co lze pro opakované zatížení lišty říci. Dá se sice předpokládat, že stejně jako u statické únosnosti se i únavová únosnost bude výrazně zlepšovat s růstem vyztužení (s počtem a průměrem prutů výztuže procházejících otvory lišty), ale další výzkum je nutný.

Model lišty

Z výčtu v předchozím odstavci je zřejmé, že je již dostatek podkladů pro dva prozkoumané tvary lišty a že se lišta může v praxi používat. Jakmile se však tvar lišty z jakýchkoli důvodů pozmění, nejsou zmíněné podklady použitelné, resp. mají jen orientační charakter. Z těchto příčin vznikla snaha vytvořit teoretický model, jenž by se na vyzkoušených tvarech lišty ověřil a po ověření by poskytoval mocný nástroj pro stanovení únosnosti pro jakýkoli jiný tvar lišty, otvorů, vyztužení atd. Tak by se minimalizovala potřeba dalších finančně nákladných protlačovacích zkoušek (obr. 6), které by byly nutné, pokud by se postupovalo pouze cestou experimentální. Model je stěžejní částí právě předložené dizertace prvního z autorů tohoto článku [16].



Obr. 6. Fotografie protlačovací zkoušky

Nejschůdnějším řešením problému chování perforované lišty se zdálo použití metody konečných prvků programu ANSYS ve verzi 7.1. Tento software patří mezi nejpracovnější systémy, které jsou v současnosti k dispozici. K velkým kladům lze řadit to, že program je licencován pro univerzitní účely přímo na půdě ČVUT v Praze, a je tedy volně k dispozici. S tím souvisí i obecně dobrá znalost jeho obsluhy v rámci ČVUT. Program sám je schopen generovat síť konečných prvků tak, aby výpočet byl optimalizován a mohl probíhat v reálném čase.

Cílem bylo vytvoření funkčního modelu základní perforované lišty působící jako spráhovací prvek mezi betonovou

deskou a ocelovým profilem. Model je od počátku tvořen v prostoru, aby bylo možné lépe vystihnout skutečné chování prvku v reálné konstrukci. I při dnešním dostatečně vyspělém hardwarovém vybavení na školícím pracovišti je pro úsporu času vhodné využít symetrie vzorku. Modeluje se proto pouze čtvrtina protlačovacího vzorku, což zvlášť při užití trojrozměrných prvků výrazně snižuje nároky na procesorový čas počítače.

Typy prvků

Jako nejvhodnější prvek se pro modelování nelineárního chování železobetonové desky zkušebního vzorku v programu ANSYS jeví osmiuzlový prvek **SOLID65**. Jde o trojrozměrný prvek se třemi stupni volnosti v každém uzlu (posuny ve směrech os x , y , z). Nejvyšší přesnosti výpočtu je dosaženo, jestliže má všech osm uzlů (hranol). Pokud model vyžaduje změnu počtu uzlů z důvodu např. složitě geometrie, na kterou nelze aplikovat strukturovanou neboli mapovanou síť konečných prvků, pak může prvek „degenerovat“ až na čtyřtět se čtyřmi uzly. **SOLID65** má navíc schopnost simulovat i plastické chování – plastickou deformaci, v našem případě vznik trhlin ve třech vzájemně kolmých směrech a drcení materiálu tlakem. U prvku je možno zadat volitelné parametry, tzv. reálné konstanty **REBARs**, díky nimž se může modelovaný betonový prvek vyztužit ve třech směrech ocelovou výztuží.

Druhý prvek použitý při modelování železobetonové desky je **LINK8**, který má stejné vlastnosti jako rozptýlená výztuž přímo implementovaná v **SOLID65**. Každý z uzlů prvku **LINK8** má tři stupně volnosti (posuny ve směrech os x , y , z). Prvek má stejně jako předchozí schopnost plastické deformace. **LINK8** byl v našem případě využit při modelování příčné výztuže procházející otvory perforované lišty, jejíž důležitost plynoucí z experimentů je velmi významná.

Modelovat betonový vzorek je v současnosti (při uvažování nelineárních materiálových vlastností) v kterémkoli z běžných programů FEM nelehký úkol. I přes poměrně široké spektrum přístupů různých autorů ve světě je jen málo možností, jak tyto charakteristiky určit jinak než experimentálně.

Jak ocelová stojina a pásnice profilu **HEB**, tak vlastní plech perforované lišty byly modelovány pomocí čtyřuzlového prvku **SHELL41**. Jde o dvojrozměrný prvek se třemi stupni volnosti v každém uzlu (posuny ve směrech os x , y , z). Z výše uvedeného plyne, že prvek nemá schopnost přenášet zatížení ohybem. Působí jako membrána přenášející síly pouze ve střednicové rovině. Z definice prvku plyne, že nejvyšší přesnosti výpočtu je dosaženo, pokud použijeme při modelování síť čtyřúhelníkových prvků. V případech, kdy jde o složitou geometrii, je možné prvek „degenerovat“ na trojúhelník.

Materiálové vlastnosti

Beton je, jak známo, materiál kvazikřehký a má rozdílné vlastnosti v tlaku a tahu. Pevnost v tahu betonu dosahuje zpravidla pouze 8 ÷ 15 % pevnosti v tlaku. Program ANSYS obsahuje materiálový model **CONCRETE**, který je charakterizován tím, že vychází z upravené Chenovy podmínky plasticity v oblasti tlak-tlak a Rankinovy podmínky plasticity v oblasti tah-tah.

Podmínka **CONCRETE** je vyjádřena vztahem

$$\frac{F}{f'_c} - S \geq 0, \quad (10)$$

kde F je funkce hlavních napětí $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$,

f_c – pevnost betonu v tlaku při podrcení (jednoosá napjatost),

S – plocha porušení vyjádřená v hlavních napětích a pěti vstupních parametrech.

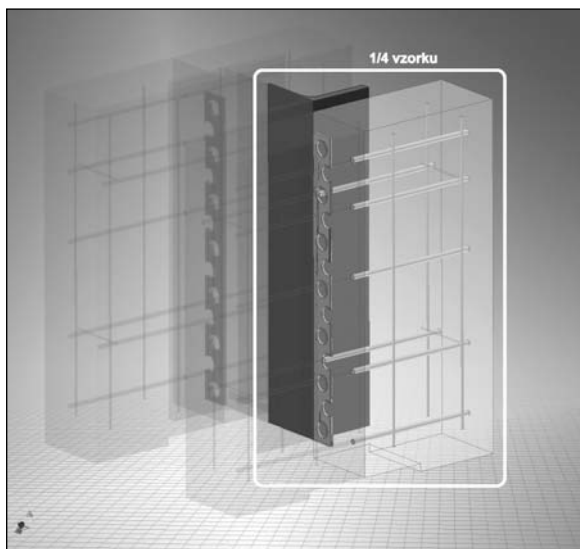
V betonovém prvku se trhliny objeví, jakmile alespoň jedno z hlavních tahových napětí leží vně plochy porušení. Po vzniku trhliny se modul pružnosti prvku ve výpočetním modelu nastaví na hodnotu 0 ve směru kolmém na směr hlavního tahového napětí.

Podrcení prvku naopak nastane, jakmile všechna hlavní tlaková napětí leží vně plochy porušení. V tomto případě se modul pružnosti nastaví na hodnotu 0 ve všech směrech a prvek se automaticky přestane podílet na přenášení sil.

Vzhledem k tomu, že modelovaný protlačovací vzorek je sprážená ocelobetonová konstrukce, je nutné klást důraz na dostatečně přesný popis materiálových charakteristik obou materiálů, tzn. nejen betonu, ale i oceli. V programu ANSYS je ocel modelována bilineárním nebo multilineárním pracovním diagramem. Ocel se v tomto modelu chová elasticky nelineárně. Na rozdíl od plasticity přitom nedochází ke ztrátě energie, neboť v pracovním diagramu se při odlehčení ocel pohybuje po stejné křivce jako při zatěžování, tj. nedochází k trvalému plastickému přetvoření materiálu. Toto zjednodušení není podstatné, pokud vzorek zatěžujeme pouze kladnými přírůstky zatížení, což odpovídá běžné praxi.

Geometrie vzorku

Již bylo uvedeno, že pro zjednodušení výpočetního modelu a náročnosti na procesorový čas jsme využili symetrie protlačovacího vzorku podle dvou rovin a modelovali pouze čtvrtinu vzorku (obr. 7). Chyba, která tím vznikne při řešení, je proti náročnosti výpočtu celého modelu zanedbatelná.



Obr. 7. Modelovaná čtvrtina vzorku

Zatížení

Pod pojmem zatížení se v programu ANSYS rozumí působení sil, momentů, ale také podpory, okrajové podmínky symetrie a vazbové rovnice, jak je uvedeno dále. Ačkoliv je náš model MKP vytvořen z ploch a objemů trojrozměrného modelu, síly i podpory nejsou aplikovány na tento model, ale přímo na síť konečných prvků.

Model protlačovacího vzorku je zatěžován monotónně rostoucí silou ve shodě s experimenty [16]. Je zřejmé, že při zatěžování řízeném silou není model schopen popsat chování vzorku po dosažení největší síly. Celkové zatížení působící na vzorek bylo rozděleno na diskrétní břemena působící v jednotlivých uzlech pásnice a stojiny ocelového profilu tak, aby přírůstky zatížení vyvolaly v ocelovém profilu stejnou deformaci. Vzorek byl (z důvodu využívání již zmíněné symetrie) zatěžován pouze čtvrtinou působící síly. Největší síla působící na model odpovídá dosaženému maximum při protlačovací zkoušce v laboratorii.

Uzlům betonové desky na styku s podporou je zabráněno v posunech ve směru globálních os x, y, z . Okrajové podmínky symetrie čtvrtiny vzorku jsou obdobou podepření konstrukce. Jelikož je model symetrický ve dvou navzájem kolmých rovinách (v rovině XY procházející pásnicí a perforovanou lištou a v rovině YZ procházející kolmo na stojinu v její polovině), je zabráněno posunům u_z , resp. u_x . Rotacím není bráněno, protože všechny prvky mají pouze tři stupně volnosti – posuny.

Aby bylo možné zkoumat chování samotné perforované lišty při protlačovací zkoušce bez vlivu soudržnosti mezi betonem a ocelí, byla při zkouškách pásnice před betonáží potřena olejem. Takové chování na kontaktu beton-pásnice je v modelu možné realizovat vytvořením:

- kontaktního prvku mezi uzly betonu a pásnice,
- vazbových rovnic mezi uzly betonu a pásnice.

Použití kontaktního prvku je komplikované, protože mnohdy ovlivní stabilitu numerického modelu, což vede k předčasné divergenci řešení, aniž by došlo k plnému využití jednotlivých částí modelu. Pro jednoduchost a spolehlivost jsme proto použili vazbové rovnice, které popisují vzájemný vztah dvou nebo více uzlů. V našem případě jde o posun uzlu betonové desky a uzlu pásnice. Vzhledem k tomu, že prvek SHELL41 tvoří membrána s nulovou tuhostí z roviny, musíme zajistit, aby posuny uzlů betonové desky neporušily rovinnost plošného prvku (pásnice), tj. je nutné zabránit posunu ve směru globálních os x a z , a naopak zajistit nezávislý posun ve svislém směru (ve směru globální osy y).

Vazbové rovnice mají tvar:

- pro posun ve směru globální osy x

$$u_{x,node1} - u_{x,node2} = 0, \quad (11)$$

- pro posun ve směru globální osy z

$$u_{z,node1} - u_{z,node2} = 0, \quad (12)$$

kde $u_{x,node1}, u_{z,node1}$ jsou posuny uzlu ocelového profilu ve směrech globálních os x a z ,

$u_{x,node2}, u_{z,node2}$ – posuny uzlu betonové desky ve směrech globálních os x a z ;

- posunu ve směru globální osy y není bráněno (vazbová rovnice se neuplatní).

Výsledky a porovnání s experimentem

Pro numerický model popisující jednu zkoušku protlačovacího vzorku se základní lištou bylo dosaženo těchto výsledků:

- největší únosnost odpovídající porušení vzorku

$$F_{num} = 698 \text{ kN};$$

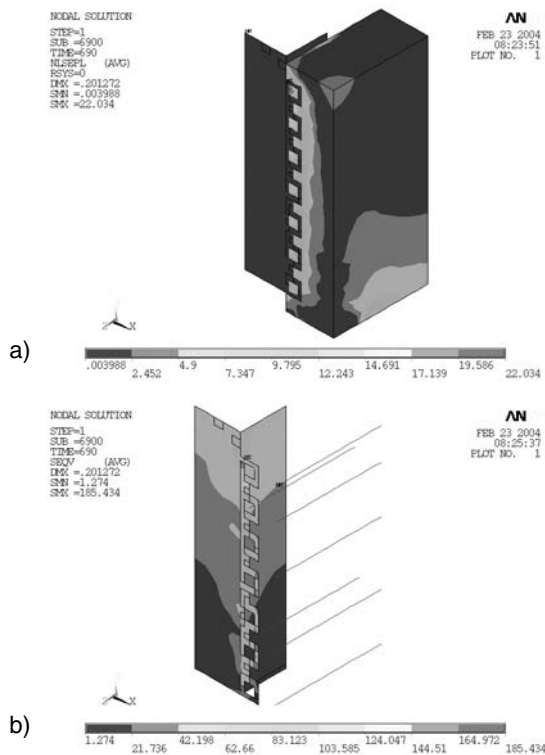
- z toho plyne porovnání výpočtu s experimentem

$$\frac{F_{\text{num}}}{F_{\text{exp}}} = \frac{698}{750} = 0,93 \Rightarrow 93 \% ;$$

- vypočítaný prokluz $\delta_{\text{num}} = 0,13$ mm;
- z toho plyne porovnání výpočtu s experimentem

$$\frac{\delta_{\text{num}}}{\delta_{\text{exp}}} = \frac{0,13}{3,75} = 0,04 \Rightarrow 4 \% .$$

Z porovnání těchto výsledků vyplývá, že numerický model protlačovací zkoušky věrně popisuje chování vzorku z hlediska únosnosti, viz průběh napětí v prvku (obr. 8).

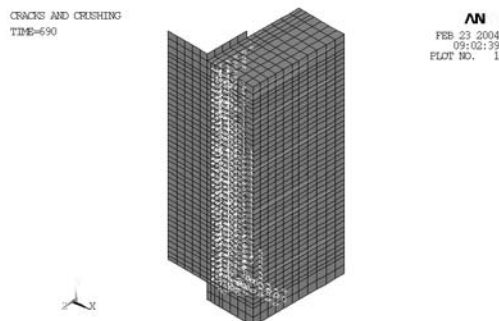


Obr. 8. Průběh srovnávacího napětí
a – v betonové desce, b – v oceli

Také tvar a šíření trhlin v betonové desce (obr. 9) se velmi dobře shoduje s experimentem (obr. 10). První trhlina vzniká při zatížení 60 kN, a to v místě koncentrace namáhání u horního otvoru lišty. První diagonální trhlina na vnějším povrchu mezi perforovanou lištou a podporou se v experimentu objevila při 450 kN. Lze se přesvědčit, že v numerickém modelu je to při 400 kN. To jsou velmi dobré výsledky.

Na druhé straně se ukazuje, že na základě tohoto modelu zatím nelze získat odpovídající deformace vzorku. Téměř absolutní nesouhlas lze vysvětlit těmito příčinami:

- spojení výztuže s betonovým prvkem v modelu neumožňuje žádný prokluz – uzly betonové desky a perforované lišty jsou pevně spojeny a prokluz je realizován jenom v rámci betonu;
- vznik trhlin není diskretizovaný, ale je rozptýlen po celém objemu betonového prvku;
- materiálové charakteristiky oceli i betonu jsou pouze aproximací reálného chování obou materiálů;
- model nezohledňuje vznik trhlinek, ke kterému dochází od smršťování betonu.



Obr. 9. Tvar trhlin v betonové desce při porušení vzorku

Pro zjemnění uvedeného nedostatku modelu lze uvést snad jen to, že i rozptýlení v prokluzu měřených u reálných vzorků byl pro nízkou lištu od 0,4 do 4,0 mm a my jsme pro porovnání vybrali právě vzorek s velkým prokluzem. Nic to však nemění na tom, že po této stránce je model nutné ještě pracovat.



Obr. 10. Tvar trhlin při experimentu

Možnosti využití modelu

Na základě vytvořeného modelu je nyní možné numerickou analýzou prověřit monotónně zatěžované vzorky s ohledem na parametrizaci materiálových charakteristik (pevnost oceli a betonu), stupně vyztužení i tvaru lišty. Vzhledem k tomu, že na Katedře ocelových konstrukcí ČVUT souběžně probíhá výzkum zaměřený na analýzu chování perforované lišty 100/12 [mm] při cyklickém namáhání [17], bude možné využít znalostí z numerického modelu pro monotónní zatěžování a připravit pokročilejší model vystihující i cyklické zkoušky. Je však třeba zdůraznit, že model nebude moci být identický. Pro cyklicky namáhané protlačovací zkoušky bude nutné volit jinak zejména nelineární chování oceli. Místo multilineárního pracovního diagramu, který nezohledňuje skutečné plastické změny, je třeba vybrat materiálový model s věrnějším popisem plasticity (např. bilineární kinematické zpevnění zahrnující Bauschingerův efekt).

Závěr

V článku se rekapituluje výsledky dlouholetého výzkumu spřahovací lišty vhodné pro ocelobetonové konstrukce a popisují se úskalí při tvorbě počítačového modelu chování lišty. Model je nyní odladěn, velmi dobře předvídá únosnost, a může tedy sloužit k parametrickým studiím únosnosti různých tvarů lišty, popř. k optimalizaci jejího tvaru. Je

také dobrým základem pro ještě složitější model, který by vystihl i chování lišty při opakovaném zatěžování.

Výzkum spřahovací lišty byl na Fakultě stavební ČVUT v Praze podporován již několika projekty GA ČR, naposledy č. 103/02/0008. Prostředky pro výzkum byly získány i z interního grantu ČVUT č. CTU 0301811 a z výzkumného záměru MŠMT 210 000 001 a 003.

Literatura

- [1] Studnička, J.: Ocelové a ocelobetonové konstrukce. Praha, ČKAIT 2000.
- [2] Studnička, J.: Ocelobetonové konstrukce 20. ČVUT Praha, 2002.
- [3] EN 1994-1-1 Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1 General Rules and Rules for Buildings, Final draft. Brussels, 2004
- [4] prEN 1994-2 Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 2 Bridges, Final draft. Brussels, 2004.
- [5] Leonhardt, F. – Andra, W. – Andra, H. P. – Harre, W.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 1987.
- [6] Studnička, J. – Macháček, J.: Spřahovací prvky pro ocelobetonové konstrukce. Stavební obzor, 9, 2001, č. 7, s. 193–199.
- [7] Studnička, J.: Experimenty s opakovaným namáháním spřahovací lišty. Stavební obzor, 12, 2003, č. 7, s. 197–200.
- [8] Macháček, J. – Studnička, J.: Stahlbetonverbundtrager mit Perfobond Leiste. Stahlbau No.1, 1999, pp. 9–14.
- [9] Studnička, J. – Macháček, J. – Krpata, A. – Svitáková, M.: Perforated Shear Connector for Composite Steel and Concrete Beams. Journal of ASCE-Composite Construction In Steel and Concrete, 2002, pp. 367–378.
- [10] Macháček, J. – Studnička, J.: Perforated Shear Connectors. Steel and Composite Structures, Vol. 2, 2002, No. 1, pp. 51–66.
- [11] Studnička, J. – Samec, J.: Perforated Connector for Composite Steel and Concrete Beams. Proceedings of SDSS 2002 Colloquium, Budapest, 2002, pp. 623–630.
- [12] Studnička, J.: Fatigue Strength of Perforated Shear Connector. [Proceedings], VSU Conference, Sofia, 2003, pp. 13–18.
- [13] Pechal, A. – Konečný, V. – Neuvald, P.: Projekty realizovaných mostů. [Sborník], 20. česko-slovenská konference „Ocelové konstrukce a mosty“, Praha, 2003, s. 23–28.
- [14] Rovňák, M.: Spolehlivost perforovaných a hřebových spřahovacích pásov. [Habilitační práce], TU Košice, 2003.
- [15] Ďuricová, A. – Rovňák, M.: Experimental Analysis of Concrete Dowels. [Proceedings], International Conference Concrete and Concrete Structures, Žilina, 1999.
- [16] Samec, J.: Chování perforované lišty v ocelobetonových konstrukcích. [Dizertace], ČVUT Praha, 2004.
- [17] Mareček, J. – Studnička, J.: Únavová pevnost spřažení perforovanou lištou. ČVUT Praha, 2003.

Samec, J. – Studnička, J.: A Model of Perforated Connector Performance

Different connection elements are used in composite steel and concrete beams. One of them is a perforated connector welded to an upper flange of a steel girder which is frequently used in buildings and bridges because of its high load capacity in shear. Many tests were conducted at CTU Prague with two standardized types of perforated connectors and formulas for the load bearing capacity were obtained. Fatigue load tests are still in progress. More than 50 push-out tests have clearly shown that an experimental way to the load capacity formulas is straightforward, but very expensive and time consuming. Therefore, a sophisticated and very effective computer model for estimation of the load capacity was developed. This paper briefly reports on the model.

Samec, J. – Studnička, J.: Verhaltensmodell einer Zahnleiste bei statischer Beanspruchung

Eine zur Verbindung einer Betonplatte mit einem Stahlträger in Stahlbeton-Verbundkonstruktionen und Brücken erfolgreich gebrauchte Zahnleiste wurde an der TU Prag in zwei standardisierten Typen ausgiebig geprüft. Es stehen die Gleichungen für die Bestimmung ihrer Tragfähigkeit bei statischer Belastung zur Verfügung. Im Stadium der Experimentalforschung befindet sich nunmehr die Feststellung der Tragfähigkeit der Leiste bei wiederholter Beanspruchung, wobei sich darüber hinaus die Materialermüdung bemerkbar macht. Es ist offensichtlich, dass der experimentelle Weg der Bestimmung der Tragfähigkeit einer Zahnleiste sehr zutreffend, jedoch auch langwierig und aufwändig ist. Gleichzeitig mit der Versuchsdurchführung an wirklichen Mustern werden deshalb ausreichend treffsichere Rechenmodelle gesucht, an denen die Tragfähigkeit (gegebenenfalls auch modifizierter Formen der Leiste) effektiver festgestellt werden würde. Der Weg zu einem treffsicheren Modell ist allerdings nicht leicht, wie sich die Autoren des Artikels im Laufe dreijährigen Bemühens überzeugten. Es ist jedoch gelungen, schrittweise zu einem sehr effektiven Modell zu gelangen, das in diesem Artikel in knapper Form vorgestellt wird.

PŘEDPLATNÉ

časopisu Stavební obzor na rok 2004

je možné objednat vyplněním elektronického formuláře na internetu na adrese

<http://web.fsv.cvut.cz/obzor>

nebo zasláním písemné objednávky na adresu distributora uvedenou v tiráži časopisu na druhé straně obálky.

Porovnání řešení pružné vrstvy s Boussinesqovým řešením pružného poloprostoru

doc. Ing. Pavel KUKLÍK, CSc.
RNDr. Marie KOPÁČKOVÁ, CSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

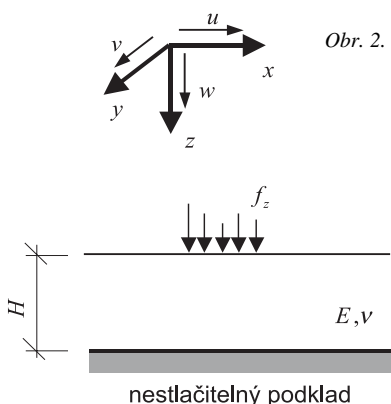
Jednou ze základních úloh geotechniky je výpočet sedání základu. Podle doporučení ČSN 73 1001 nebo Eurocodu 7 závisí vyřešení této úlohy na stanovení deformační zóny. Její hloubka je závislá na průběhu napjatosti v podloží, a právě tomu budeme v článku věnovat mimořádnou pozornost.

Standardně se při výpočtu napjatosti používají teorie pružných poloprostorů. Je-li zatížení na povrchu pružného poloprostoru, hovoříme o řešení Boussinesqově. Naopak, je-li zatížení uvnitř nekonečného prostoru, hovoříme o řešení Kelvinově. Do třetice vzpomeneme řešení Mindlinovo, při němž zatížení působí v určité konečné hloubce na pružný poloprostor. Nutno však podotknout, že všechna tato řešení jsou v určitém přímém rozporu s myšlenkou deformační zóny. Tento rozpor můžeme zmírnit, použijeme-li k výpočtu napětí teorii pružné vrstvy. I řešení pružných vrstev bychom mohli rozdělit do tří typů obdobně jako u teorií pružných poloprostorů. Jelikož však všechna tři řešení mají společný teoretický základ, budeme pozornost věnovat pouze jednomu z nich. Porovnání výsledků získaných pomocí Boussinesqova řešení pružného poloprostoru a pružné vrstvy řešené, co se zatížení týče, ve stejném duchu tj. na povrchu vrstvy, budou patřit následující řádky.

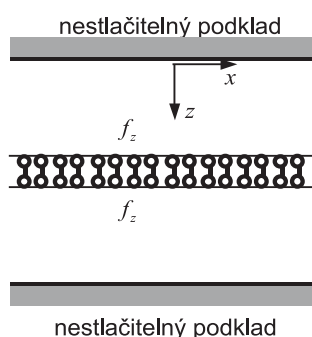
Boussinesqovo řešení pružného poloprostoru

Vychází z předpokladu malých deformací, což znamená že vztah mezi vektorem pole posunutí a tenzorem deformace popisuje tenzor malých deformací. Při odvození se dále využívá, že poměrná objemová deformace je nulová

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_v = 0 \quad (1)$$



Obr. 2. Vrstva konečné tloušťky zatížená na povrchu



neboli že Poissonův součinitel příčné kontrakce $\nu = 0,5$.

Zavedením středního normálového napětí

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (2)$$

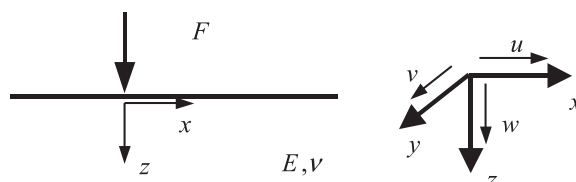
a využitím výše zmíněné skutečnosti, nulové poměrné objemové deformace, píšeme fyzikální rovnice, obecný Hookeův zákon, v podobě

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_m + 2G\varepsilon_x, & \tau_{yz} &= G\gamma_{yz}, \\ \sigma_y &= \sigma_m + 2G\varepsilon_y, & \tau_{zx} &= G\gamma_{zx}, \\ \sigma_z &= \sigma_m + 2G\varepsilon_z, & \tau_{xy} &= G\gamma_{xy}, \end{aligned} \quad (3)$$

kde G je modul pružnosti ve smyku. Postupujeme-li při řešení dané úlohy matematické teorie pružnosti v duchu deformační metody, pak řídicí rovnice rovnováhy jsou obsaženy v následující soustavě parciálních diferenciálních rovnic

$$\begin{aligned} -\frac{\partial \sigma_m}{\partial x} &= G\Delta u, \\ -\frac{\partial \sigma_m}{\partial y} &= G\Delta v, \\ -\frac{\partial \sigma_m}{\partial z} &= G\Delta w + \gamma, \end{aligned} \quad (4)$$

kde u, v, w jsou složky vektoru pole posunutí, γ je objemová tíha. Jestliže je poloprostor zatížen osamělou silou (obr. 1),



Obr. 1. Zatížení poloprostoru osamělou silou

pak řešením dané úlohy jsou složky vektoru pole posunutí. Podrobněji se s řešením můžeme seznámit v [3].

$$\begin{aligned} u &= \frac{F}{4\pi G} \cdot \frac{xz}{R^3}, \\ v &= \frac{F}{4\pi G} \cdot \frac{yz}{R^3}, \\ w &= \frac{F}{4\pi G} \cdot \frac{R^2 + z^2}{R^3}. \end{aligned} \quad (5)$$

Řešení pružné vrstvy

Řešení, které zde budeme prezentovat, je provedeno v intencích Westergardaova přístupu, tj. při zanedbání vodorovných posunutí. To znamená, že hledáme pouze jednu neznámou funkci vektoru pole posunutí, a to posunutí ve směru zemské tíže, jak zachycu-

jí rovnosti

$$\begin{aligned} u(x; y; z) &= 0, \\ v(x; y; z) &= 0, \\ w(x; y; z) &= ? \end{aligned} \quad (6)$$

Úlohu přibližuje obr. 2, na kterém jsme znázornili i myšlenku vytvoření roviny antisymetrie, která má význam při hledání úplného bázevého systému funkcí. Jak jsme již naznačili v obrázku, průhybovou funkcí $w(x; y; z)$, která je závislá na třech nezávisle proměnných souřadnicích, budeme hledat v duchu Kantorovičovy metody.

Přínos Kantorovičovy metody spočívá v dimenzionální redukci neboli neznámou průhybovou funkcí hledáme v následujícím Fourierově rozvoji

$$\begin{aligned} w(x; y; z) &= \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j(x; y) \psi_j(z), \\ \psi_j(z) &= \frac{1}{\sqrt{H}} \sin \frac{j\pi}{2H} z. \end{aligned} \quad (7)$$

Tím místo jedné neznámé funkce, která je funkcí tří nezávisle proměnných, zavedeme nekonečně mnoho neznámých funkcí, ale pouze dvou nezávisle proměnných. Složky tenzoru malých deformací dopočteme standardním postupem a platí

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xx} &= 0, \quad \varepsilon_{yy} = 0, \quad \varepsilon_{zz} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \\ \gamma_{xy} &= 2\varepsilon_{xy} = 0, \quad \gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,y} \psi_j, \\ \gamma_{zx} &= 2\varepsilon_{zx} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,x} \psi_j. \end{aligned} \quad (8)$$

Pro parciální derivace je zavedena úsporná notace

$$\frac{\partial w_j}{\partial x} = w_{j,x}.$$

Pomocí obecného Hookeova zákona určíme složky tenzoru napětí

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_z = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z} = \\ &= \frac{\nu}{1-\nu} E_{\text{oad}} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \\ \sigma_y &= \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_z = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z} = \\ &= \frac{\nu}{1-\nu} E_{\text{oad}} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \\ \sigma_z &= \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_z = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z} = \\ &= E_{\text{oad}} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \\ \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} = 0, \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz} = G \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,y} \psi_j, \\ \tau_{zx} &= G\gamma_{zx} = G \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,x} \psi_j. \end{aligned} \quad (9)$$

kde E , ν , E_{oad} , G jsou Youngův modul pružnosti, Poissonův součinitel příčné kontrakce, oedometrický modul a modul pružnosti ve smyku.

Požadavek rovnováhy uplatníme v integrální formě pomocí Lagrangeova principu virtuálních prací

$$-\int_V \left\{ \delta \vec{u} \right\} \left(\left[\hat{\rho} \right] \left\{ \vec{\sigma} \right\} - \vec{X} \right) dV + \int_A \left\{ \delta \vec{u} \right\} \left(\left[\hat{\mathbf{n}} \right] \left\{ \vec{\sigma} \right\} - \left\{ \vec{f}_0 \right\} \right) dA = 0. \quad (10)$$

Význam jednotlivých symbolů, který je víceméně všeobecně znám, nalezneme např. v [2]. V našem konkrétním případě pro pružnou vrstvu pomocí (10) píšeme požadavek rovnováhy

$$-\int_V \delta w_j \psi_j \left(\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \rho g \right) dV + \int_A \delta w_j \psi_j (H) (0 - 2f_z) dA = 0,$$

což můžeme upravit do podoby

$$\int_A \delta w_j \left[\int_0^{2H} \psi_j \left(\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \rho g \right) dz + \psi_j(H) 2f_z \right] dA = 0.$$

Jelikož plocha, na kterou může působit zatížení, je libovolná, musí též platit

$$\delta w_j \left[\int_0^{2H} \psi_j \left(\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \rho g \right) dz + \psi_j(H) 2f_z \right] = 0.$$

Závěrem připomínáme, že virtuální posun δw_j může být též libovolná funkce, a tedy

$$\int_0^{2H} \psi_j \left(\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \rho g \right) dz + \psi_j(H) 2f_z = 0. \quad (11)$$

Dosažením skutečností (7), (9) do rovnosti (11) získáme

$$\int_0^{2H} \psi_j \left(E_{\text{oad}} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,zz} + G \sum_{j=1,3,5}^{\infty} (w_{j,yy} + w_{j,xx}) \psi_j + \rho g \right) dz + \psi_j(H) 2f_z = 0. \quad (12)$$

Protože bázevé funkce ψ_j jsou na intervalu (0; 2H) ortonormální, dostaneme integraci

$$\left(-\frac{j^2 \pi^2}{4H^2} \right) E_{\text{oad}} w_j + G(w_{j,xx} + w_{j,yy}) + \int_0^{2H} \rho g \psi_j dz + \frac{2}{\sqrt{H}} (-1)^{\frac{j-1}{2}} f_z = 0. \quad (13)$$

Vynásobíme-li rovnice (13) $\left(-\frac{\sqrt{H}}{2} \right)$ a zavedeme-li označení

$$C_1 = \frac{\sqrt{H} \pi^2}{8H^2} E_{\text{oad}}, \quad C_2 = \frac{\sqrt{H}}{2} G, \quad (14)$$

dostaneme konečnou podobu požadavku rovnováhy ve svislém směru

$$j^2 C_1 w_j - C_2 \Delta w_j = (-1)^{\frac{j-1}{2}} f_z + \int_0^{2H} \frac{\sqrt{H}}{2} \rho g \psi_j dz. \quad (15)$$

Krátká rekapitulace symbolů:

- $j = 1, 3, 5, \dots$
- C_1, C_2 – viz rovnosti (14);
- E_{oad} – oedometrický modul;
- G – modul pružnosti ve smyku;
- Δ – známý Laplaceův operátor;
- f_z – svislé zatížení vrstvy;
- H – tloušťka vrstvy;
- ρ – objemová hmotnost materiálu vrstvy;
- g – tíhové zrychlení.

Neuvažujeme-li vliv vlastní tíhy, vztah (15) se zjednoduší na tvar

$$j^2 C_1 w_j - C_2 \Delta w_j = (-1)^{\frac{j-1}{2}} f_z. \quad (16)$$

Pomocí označení

$$\alpha = \sqrt{\frac{C_1}{C_2}}, \quad \bar{f}_z = -\frac{f_z}{C_2} \quad (17)$$

přepíšeme soustavu parciálních diferenciálních rovnic do

finální podoby

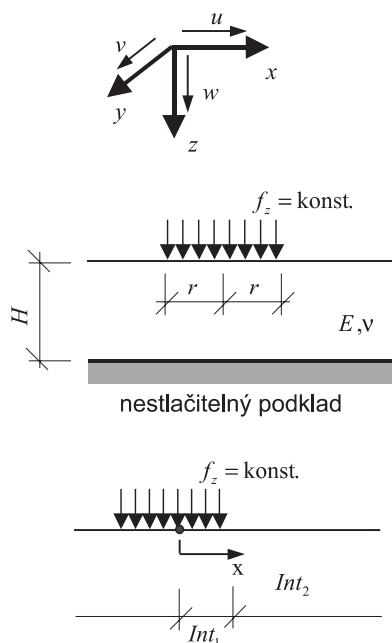
$$\Delta w_j - (j\alpha)^2 w_j = (-1)^{j-1} \bar{f}_z \quad (18)$$

Porovnání řešení Boussinesqova s pružnou vrstvou

Obě řešení porovnáme na příkladu, kdy svísele na podloží působí konstantní plošné zatížení v kruhu. Pro srovnání použijeme výpočet průběhu napětí na ose rotační symetrie. V případě Boussinesqova řešení pomocí rovností (3), (5) integrací získáme

$$\sigma_z = f_0 \left[1 - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (19)$$

Správnost řešení můžeme ověřit v [3].



Obr. 3. Rovnoměrné spojitě zatížení působící v kruhu

V případě pružné vrstvy (zadání přibližuje obr. 3) řešíme diferenciální rovnice, které dostaneme z (18) transformací do polárních souřadnic. V případě polárních souřadnic je rovnováha vyžadována soustavou rovnic

$$w_{j,xx} + \frac{1}{x} w_{j,x} - (j\alpha)^2 w_j = (-1)^{j-1} \bar{f}_z \quad (20)$$

Ty jsou známy jako modifikované diferenciální rovnice Besselovy. Vlivem rotační symetrie došlo k další redukci dimenze. Znamená to, že nyní již řešíme úlohu jednodimenzionální. Té přísluší okrajové podmínky

$$w_j(\infty) = 0, \quad \left. \frac{dw_j(x)}{dx} \right|_{x=0} = 0 \quad (21)$$

V jednotlivých intervalech využijeme známé řešení

$$x \in \langle 0; r \rangle \quad w_j(x) = {}^j\bar{K}_1 I_0(j\alpha x) + \frac{w_{p1}}{j^2} (-1)^{j-1},$$

$$x \in \langle r; \infty \rangle \quad w_j(x) = {}^j\bar{K}_2 K_0(j\alpha x), \quad (22)$$

kde $\alpha = \sqrt{\frac{C_1}{C_2}}, \quad \bar{f}_z = -\frac{f_z}{C_2}, \quad w_{p1} = \frac{f_z}{C_1}$

$$C_1 = \frac{\sqrt{H} \pi^2}{8H^2} E_{\text{oed}}, \quad C_2 = \frac{\sqrt{H}}{2} G \quad (23)$$

Dvě zbývající integrační konstanty ${}^j\bar{K}_1, {}^j\bar{K}_2$ určíme z podmínek spojitosti průhybu a první derivace v bodě $x = r$. Dosazením do (22) získáme soustavu dvou lineárních algebraických rovnic

$${}^j\bar{K}_1 I_0(j\alpha r) + \frac{w_{p1}}{j^2} (-1)^{j-1} = {}^j\bar{K}_2 K_0(j\alpha r),$$

$${}^j\bar{K}_1 I_1(j\alpha r) = -{}^j\bar{K}_2 K_1(j\alpha r), \quad (24)$$

odkud pomocí Kramerova pravidla s využitím identity

$$I_0(j\alpha r) K_1(j\alpha r) + I_1(j\alpha r) K_0(j\alpha r) = \frac{1}{j\alpha r}$$

vypočteme

$${}^j\bar{K}_1 = -\frac{w_{p1}}{j} (-1)^{j-1} \alpha r K_1(j\alpha r),$$

$${}^j\bar{K}_2 = \frac{w_{p1}}{j} (-1)^{j-1} \alpha r I_1(j\alpha r). \quad (25)$$

Před zpětným dosazením výsledků (22) a (25) do (7) si připomeneme identitu

$$\sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{\sin[(2n+1)z]}{(2n+1)^2} = \frac{\pi \cdot z}{4}$$

Zavedeme-li $j = 2n+1, n = 0, 1, 2, \dots$, pak v jednotlivých intervalech můžeme psát

$$x \in \langle 0; r \rangle,$$

$$w(x, z) = \frac{w_{p1}}{\sqrt{H}} \left\{ \frac{\pi^2}{8H} z - \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{\alpha r}{2n+1} K_1[(2n+1)\alpha r] \cdot I_0[(2n+1)\alpha x] \sin \left[\frac{(2n+1)\pi}{2H} z \right] \right\},$$

$$x \in \langle r; \infty \rangle, \quad (26)$$

$$w(x, z) = \frac{w_{p1}}{\sqrt{H}}$$

$$\cdot \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{\alpha r}{2n+1} I_1[(2n+1)\alpha r] \cdot K_0[(2n+1)\alpha x] \sin \left[\frac{(2n+1)\pi}{2H} z \right] \right\}$$

Odtud pomocí (9) dopočteme průběh svíslého napětí σ_z . Opět po intervalech píšeme

$$x \in \langle 0; r \rangle,$$

$$\sigma_z(x, z) = f_z \left\{ 1 - \sqrt{\frac{E_{\text{oed}}}{G}} \frac{2r}{H} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n K_1[(2n+1)\alpha r] \cdot I_0[(2n+1)\alpha x] \cos \left[\frac{(2n+1)\pi}{2H} z \right] \right\},$$

$$x \in \langle r; \infty \rangle, \quad (27)$$

$$\sigma_z(x, z) = f_z \sqrt{\frac{E_{\text{oed}}}{G}} \frac{2r}{H}$$

$$\cdot \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n I_1[(2n+1)\alpha r] \cdot K_0[(2n+1)\alpha x] \cos \left[\frac{(2n+1)\pi}{2H} z \right] \right\}$$

Jistě nás bude zajímat extrémní hodnota normálového

napětí, kterou získáme z první rovnosti (27), dosadíme-li $x = 0$. Prostřednictvím parametru

$$p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{G}} \frac{r}{H} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \frac{r}{H}$$

po základních úpravách píšeme

$$\sigma_z(0, z) = f_z \left\{ 1 - 2p \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n K_1[(2n+1)\alpha r] \cos\left[\frac{(2n+1)\pi}{2H} z\right] \right\}. \quad 28$$

Odvozené vzorce (19) a (28) přibližuje obr. 4. Nahoře se snažíme poukázat na vliv deformační zóny, který se projeví jen tehdy, řešíme-li průběh napětí v pružné vrstvě. Na obrázku je jasně patrné, že se zmenšující se hloubkou deformační zóny tuhost podloží narůstá. Zbývá jen dodat, že poloměr kruhu, ve kterém působí rovnoměrné zatížení, je 1 m. Prostřední část obrázku představuje vliv součinitele příčné kontrakce. Na konec uvádíme porovnání průběhu svislého napětí počítaného podle Boussinesqa a podle teorie pružné vrstvy.

Závěr

V případě řešení Boussinesqova můžeme konstatovat

$$\sigma_z = f_z \sigma_{z1}(r; z).$$

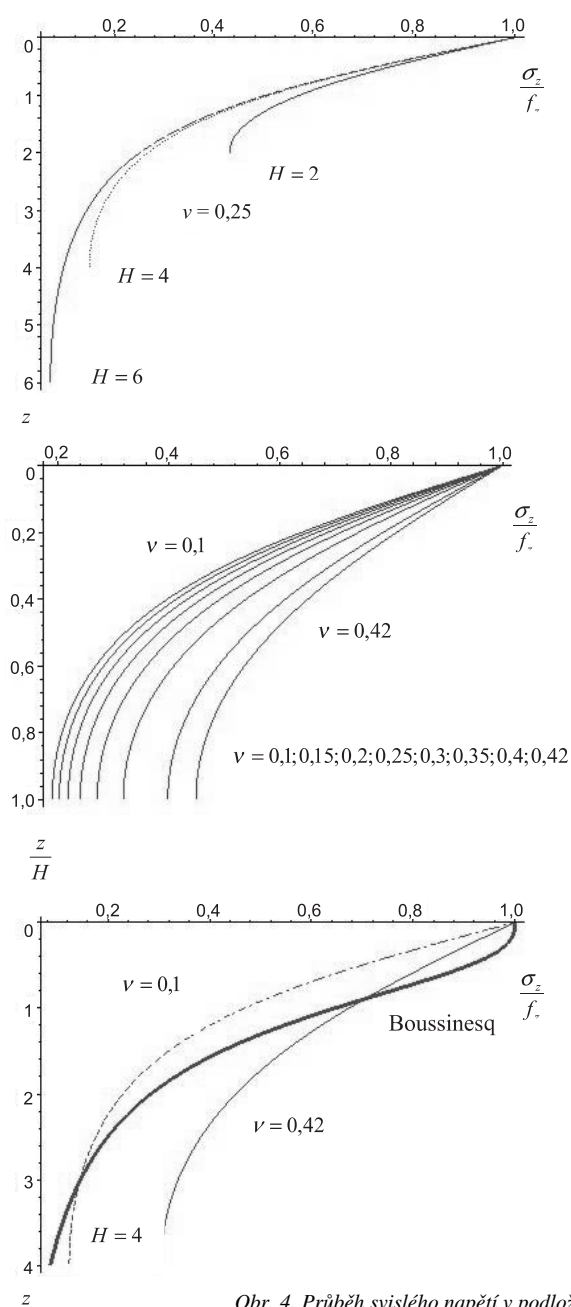
Napětí je přímo úměrné velikosti plošného zatížení a jeho průběh je ovlivněn poloměrem zatěžovacího kruhu. Pro $r \rightarrow \infty$ bude napětí v poloprostoru konstantní a bude se rovnat aplikovanému zatížení.

Řešíme-li danou úlohu jako pružnou vrstvu v duchu Westergardově, pak

$$\sigma_z = f_z \sigma_{z1}(r/H; \nu; z)$$

neboli nadále platí přímá úměra v závislosti na velikosti zatížení, ale dále je zde závislost na dvou dalších parametrech, a to poměru r/H , kde H je tloušťka deformační zóny, a na Poissonově součiniteli příčné kontrakce ν . S rostoucím součinitelem příčné kontrakce podloží tuhne, a celkem logicky pro $\nu = 0,5$ je dokonale tuhé. Co se týče poměru r/H , nahlédneme, že pro $r/H \rightarrow \infty$ bude normálové napětí konstantní a rovno aplikovanému zatížení. Na rozdíl od řešení Boussinesqova tento případ nastane i v případě, kdy hloubka deformační zóny $H \rightarrow 0$.

Příspěvek je určitým teoretickým východiskem pro řešení interakce mezi vrchní stavbou a podložím. Ve svých závěrech upozorňuje na skutečnost, že Boussinesquovo řešení napětí v poloprostoru jednak opomíjí vliv součinitele příčné kontrakce, jednak je ve své podstatě (poloprostor) v určitém rozporu s myšlenkou deformační zóny. Prezentované řešení naopak umožňuje v závislosti na geostatické napjatosti určit konzistentně omezení hloubky deformační zóny shora. Vzhledem k tomu, že i v tomto prezentovaném řešení průběhu pretvoření a napětí ve vrstvě byla přijata zjednodušení v duchu Westergarda, je nezbytné provést výpočty k ověření tohoto modelu. Pro numerické porovnání můžeme využít stávající softwarové produkty (např. ADINA, GEO 4 MKP). Nezbytná je i kontrola pomocí zatěžovacích zkoušek in situ (je plánována zatěžovací zkouška deskou v lokalitě Těšnov). Zajímavé bude jistě i srovnání pre-



Obr. 4. Průběh svislého napětí v podloží

zentovaného řešení se stávajícími doporučení ČSN 73 00 01. Toto bude předmětem několika následujících příspěvků.

Článek vznikl za podpory projektů GA ČR 103/02/0688/A, 103/02/0956 a výzkumných záměrů MSM 210000001 a MSM 210000003.

Literatura

- [1] Hruban, K.: Ssedání základů, tlaky v půdě a výpočet základových desek. ČMT, ročník XLI, spis 174, 1936, s. 14–21.
- [2] Bittnar, Z. – Šejnoha, J.: Numerical Methods in Structural Mechanics. New York, ASCE Press, Thomas Telford 1996, 422 p.
- [3] Davis, R. O. – Selvadurai, A. P. S.: Elasticity and Geomechanics. Cambridge University Press 1996, pp. 115–123.

Kuklík, P. – Kopáčková, M.: Comparison of the Solution of the Elastic Layer with Boussinesq Solution of Elastic Semi-Space

The present contribution deals with the calculation of the state of stress in the elastic subsoil. The well known Boussinesq solution of elastic semi-space is compared with the solution of the elastic finite depth layer. The solution of the layer corresponds to Westergarde ideas that mean neglecting of a horizontal displacement. The differences are highlighted in calculations of normal stress appearing due to the uniform load acting upon the subsoil in a circle.

Kuklík, P. – Kopáčková, M.: Vergleich der Lösung einer elastischen Schicht mit der Boussinesque-Lösung des elastischen Halbraums

In diesem Beitrag wird behandelt, wie die Spannungszustände in einem elastischen Untergrund berechnet werden. Die wohlbekannte Boussinesque-Lösung des elastischen Halbraums wird mit der Lösung der elastischen Schicht im Westergarde-Sinn verglichen, die die Vernachlässigung der Horizontalverschiebung bedeutet. Die Unterschiede sind deutlicher bei der Berechnung von Normalspannungen, die infolge einer kreisförmigen Belastung der Oberfläche entstehen.

Česká architektura 2002 – 2003

Prostor – architektura, interiér, design, o. p. s., Praha, 2004, 192 s. (30 staveb ve 175 fotografiích a 97 kresbách)

Cílem ročenky české architektury je pravidelně podávat zprávu o aktuální situaci a vývoji oboru nejen odborně, ale především široké veřejnosti a přinášet podněty k veřejné diskusi. Pro zájemce ze zahraničí pak ročenka slouží jako přehled soudobé české architektonické scény. Stavby do reprezentativní dvoujazyčné publikace (česko-anglické) vybírá vždy jedna osobnost z prací nabídnutých vyzvanými architekty.

Kniha se skládá ze dvou kapitol. První z nich prezentuje vybrané typologicky rozmanité objekty. Podobně jako v předchozích vydáních je značná část kapitoly věnována obytným domům. Druhá kapitola seznamuje se situací v českém stavebnictví, bytové politice a trhu nemovitostí a dále s výsledky vybraných celostátních soutěží (Grand Prix Obce architektů, Interiér roku, Stavba roku a Nejlepší z reality) a soutěží pořádaných podle soutěžního řádu ČKA. Kapitulu doplňuje seznam událostí v architektuře a designu a literatury vydané za uplynulé období.

www.prostor.net

• dizertace



Aplikace elektrofyzikální metody při určování kvality přírodní složky prostředí – dřevin

Ing. Romana Michálková

V práci se ověřuje fyzioelektrodiagnostická metoda pro určování vitality dřevin sloužící jako podklad pro exaktní hodnocení jejich zdravotního stavu. Vychází se přitom z opakovaných měření na typických dřevinách v krasové oblasti Karlštejn. Práci lze využít pro účelnou obnovu vegetačního krytu.

Přesnost určení geometrických parametrů ocelové konstrukce geodetickými metodami

Ing. Jitka Suchá

V dizertaci byla podrobně zkoumána a na praktických příkladech ověřena prostorová polární metoda se samolepicími odraznými terči. Výsledky výzkumu dosažené v laboratorních podmínkách byly ověřeny v terénu a jsou kladně hodnoceny významnými realizátory ocelových konstrukcí.

Akumulace tepla v energetických systémech budov

Ing. Michal Kabrhel

Dizertační práce specifikuje hlavní způsoby akumulace tepla ve stavebních konstrukcích až po akumulaci v zemním

prostředí. Popisuje se zemní výměník a jeho využití pro přehřev v zimě a pro chlazení v létě a rozebírá se využití vnitřní akumulací stěny. Experimenty slouží k ověření numerických modelů.

Mathematical Models in Biomechanics

Ing. Ondřej Jiroušek

V práci je vytvořen nástroj na automatické generování reálnického matematického modelu anatomických útvarů člověka z dat získaných lékařskými zobrazovacími technikami, zejména počítačovou tomografií. Byla vyvinuta experimentální metoda pro měření materiálových charakteristik spongiózní kosti. Aplikace odvozených metod na konkrétní problémy dokládají jejich využití pro návrh implantátů lebky.

Charakteristika mikroklimatu na rekultivovaných lokalitách výsypek

Ing. Petr Vráblík

Dizertační práce se zabývá měřením a hodnocením teploty a vlhkosti na vybraných výsypkách Severočeského hnědouhelného revíru. Změřené hodnoty se porovnávají s výsledky dálkového průzkumu Země. Na základě pozorování jsou vypracovány zásady a doporučení pro různé typy rekultivačních skládek.

Vliv změny aktivní hloubky na průběh konsolidace podloží pod základovými deskami

doc. Ing. Petr FAJMAN, CSc.
prof. Ing. Jiří ŠEJNOHA, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Príspevek se zabývá určením aktivní zóny konsolidujícího podloží pod základovou deskou. Tato zóna je charakterizována aktivní hloubkou, v níž přitížení ovlivňuje geostatickou napjatost. Uvedená veličina se mění během výstavby, čímž ovlivňuje rozdělení napětí jak v podloží, tak ve vrchní stavbě.

1. Úvod

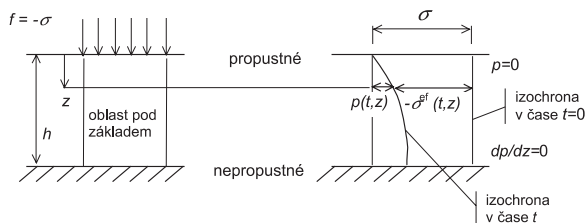
S rozvojem stavební činnosti se setkáváme se stále složitějšími podmínkami zakládání. Hledají se lokality, které jsou atraktivní především z hlediska užívání a dobré dopravní obslužnosti. Stavebně geologické podmínky pak nejsou prvořadě a představují pouze problém k řešení. Jedním z problémů je výskyt jílovitých zemín, které absorbují vodu a pod tlakovým zatížením ji transportují zpět do okolí. Tento proces se nazývá konsolidace. Jde většinou o dlouhodobý proces, který trvá řádově několik let.

2. Přetvoření porézního podloží

Procesy zahrnující transport vlhkosti v deformujícím se porézním podloží jsou popsány maticovým vyjádřením diskretizované rovnice kontinuity a podmínek rovnováhy. Oba typy rovnic jsou podrobně diskutovány v [1]. Tam je ukázáno, že tvoří soustavu diferenciálních rovnic prvního řádu v čase, kterou lze integrovat numericky. Zahrneme-li i v tomto případě do podmínek rovnováhy požadavek spojitosti posunů na hranici konstrukce a podloží, dostaneme při formulaci metodou konečných prvků soustavu algebraických rovnic pro neznámé vektory přírůstků uzlových posunů $\Delta \mathbf{d}_u$ a pórových tlaků $\Delta \mathbf{d}_p$ v podloží.

2.1 Zjednodušený model pro popis přetváření podloží

Nejprve shrňme nejdůležitější poznatky z modelování přetvářecích procesů v plně nasycené porézní vrstvě tloušťky h (obr. 1), popsané podrobně v [5].



Obr. 1. Výhodní předpoklady pro konsolidaci

Předpokládáme, že transport vody vytlačované z vrstvy pod tíhou vrchní stavby probíhá převážně ve směru tloušťky vrstvy přes drénovanou základovou spáru (rovina $z = 0$). V takovém případě jde o Terzaghiho úlohu popsanou

$$\text{rovnici} \quad \frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}, \quad (1)$$

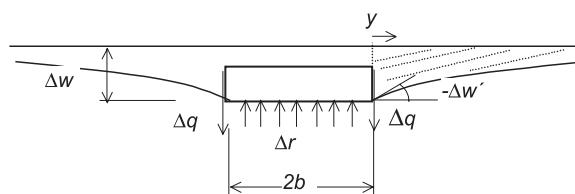
$$\text{kde} \quad c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k \cdot E_{\text{oad}}}{\gamma_w} \quad (2)$$

je součinitel konsolidace a k [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] je součinitel filtrace, který pro málo propustné zeminy nabývá hodnot v rozmezí 10^{-5} až $10^{-8} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} = 1$ až $10^{-3} \text{ m} \cdot \text{den}^{-1}$, γ_w je měrná tíha vody. Konečně E_{oad} je oedometrický modul přetvářivosti, který lze určit standardními zkouškami.

Při studiu konsolidace podloží popsaného dvouparametrickým Winklerovým–Pasternakovým modelem vyjeme z těchto úvah [4]:

- zemina je homogenní v izotropním prostředí;
- lze zanedbat vodorovné posuny u , v proti svislému posunu w ;
- svislý posun obecného bodu v hloubce z lze vyjádřit v závislosti na posunu horního povrchu ($z = 0$). Rozložení posunů po výšce stlačitelné vrstvy $\psi(z)$ považujeme za známé.

Pro určitost uvažujeme přetvoření v rovině y , z (obr. 2).



Obr. 2. Smyková kotlina

Důsledky předpokladů lze vyjádřit vztahy

$$w(y, z) = w(y, 0) \cdot \psi(z), \quad v(y, z) = 0. \quad (3)$$

Odtud

$$\varepsilon_z(y, z) = w(y, 0) \cdot \frac{d\psi(z)}{dz}, \quad \gamma_{yz}(y, z) = \frac{dw}{dy}(y, 0) \cdot \psi(z), \quad (4)$$

kde ψ je známá funkce posunutí v tloušťce vrstvy.

Průběh konsolidace popíšeme v analogii k řešení dotvarování založeném na aplikaci Dirichletových–Pronyho řad [5]. Za tím účelem zavedeme vektor vnitřních proměnných korespondujících s deformací podle (4). Dostaneme

$$\gamma_\mu(z, t) = \left\{ {}^1\Gamma_\mu(t) \frac{\psi(z)}{dz}, {}^2\Gamma_\mu(t) \psi(z) \right\}^T. \quad (5)$$

Aplikací principu virtuálních posunutí se vektor přírůstku napětí transformuje na vektor přírůstku vnitřních sil $\{\Delta r, \Delta q\}^T$ a vektor přírůstků deformace na vektor $\{\Delta w, \Delta w'\}^T$. Význam jednotlivých složek těchto vektorů je patrný z obr. 2.

Přírůstková rovnice pro podloží byla odvozena v [2] ve

tvaru

$$\begin{Bmatrix} \Delta r \\ \Delta q \end{Bmatrix} = \left[\sum_{\mu=1,3,5,\dots}^M \frac{8}{\pi^2 \mu^2} \left(1 - \frac{1 - e^{-\Delta y_\mu}}{\Delta y_\mu} \right) \right]^{-1} \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta W \\ \Delta W' \end{Bmatrix} - \sum_{\mu=1,3,5,\dots}^M \begin{Bmatrix} {}^1\Gamma_\mu(t_{i-1}) \\ {}^2\Gamma_\mu(t_{i-1}) \end{Bmatrix} (1 - e^{-\Delta y_\mu}). \quad (6)$$

K ní přísluší evoluční rovnice pro vnitřní proměnné sledované v diskretních časech t_1, t_2, \dots, t_i .

$$\begin{Bmatrix} {}^1\Gamma_\mu(t_i) \\ {}^2\Gamma_\mu(t_i) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}^1\Gamma_\mu(t_{i-1}) \\ {}^2\Gamma_\mu(t_{i-1}) \end{Bmatrix} e^{-\Delta y_\mu} + \frac{8}{\pi^2 \mu^2 \Delta y_\mu} (1 - e^{-\Delta y_\mu}) \cdot \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta r \\ \Delta q \end{Bmatrix}, \quad \mu = 1, 3, 5, \dots, \quad (7)$$

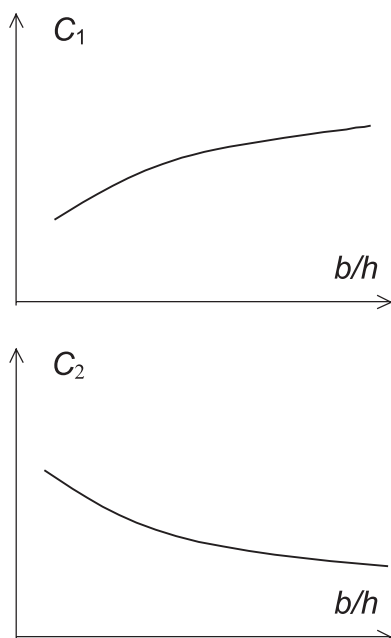
kde
$$y_\mu = \left(\frac{\pi \mu}{2h} \right)^2 c_v \cdot t, \quad \mu = 1, 3, 5, \dots \quad (8)$$

Popsané řešení dobře vystihuje skutečnost při založení konstrukce na základové desce. V okraji se uplatní dva jevy. První představuje vytvoření smykové kotliny mimo desku (obr. 2), druhý pak dopad proudění vody do stran mimo desku, které má za důsledek zvýšení rychlosti konsolidace. Oba jevy lze postihnout v počítačovém modelu rozšířením skutečné desky o okolní „deskový pás“ s nulovou tuhostí.

Tuhost podloží je vyjádřena známými vztahy, srov. [1], [4].

$$C_1 = \int_0^h E_{\text{oed}} \left(\frac{d\psi}{dz} \right)^2 dz \quad [\text{Nm}^{-3}], \quad C_2 = \int_0^h E_{\text{oed}} \psi^2 dz \quad [\text{Nm}^{-1}]. \quad (9)$$

Ze vztahů (8) a (9) je vidět, že tuhost podloží C_1, C_2 i samotný proces konsolidace závisí na velikosti aktivní hloubky h . V obrázku 3 vyjadřuje b šířku základu.



Obr. 3. Průběh C_1, C_2 v závislosti na aktivní hloubce

2.2 Přibližné stanovení aktivní hloubky

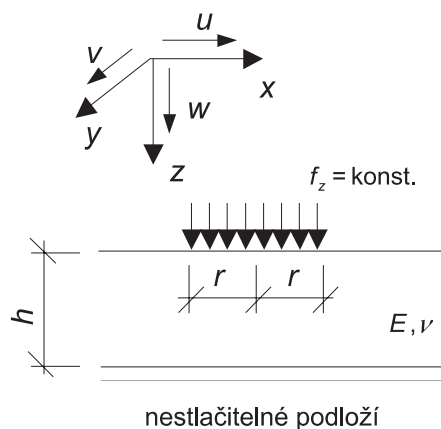
Pojem aktivní hloubka je zaveden i v Evropských normách EC. V článku [3] je ukázáno stanovení tloušťky deformační zóny statickým výpočtem. Idea je založena na tom, že se zemina vlastní tíhou zpevňuje a od určité hladiny zatížení je nepoddajná (obr. 4). Předpokládá se, že stavební jáma je

dostatečně rozměrná, aby její okraje neovlivnily výpočet svislého napětí, jež můžeme řešit jako napětí ve vrstvě konstantní tloušťky. Hloubka deformační zóny vyplývá z podminky, že součet svislého napětí od přitížení a geostatické napjatosti ovlivněné výkopem je roven původní geostatické napjatosti. Průběh svislého napětí se mění nejen po hloubce, ale i s vodorovnou vzdáleností od centra oblasti zatížení. Tloušťku deformační zóny omezíme shora, a tím budeme na straně bezpečné.

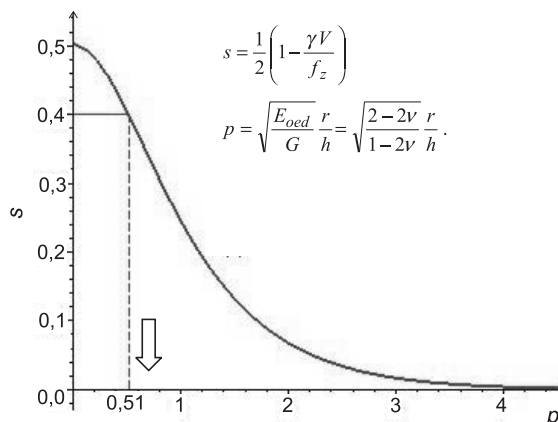


Obr. 4. Koncepce stanovení aktivní hloubky

Pro odhad aktivní hloubky budeme místo pravoúhlé desky (přibližně čtvercového tvaru) uvažovat srovnatelný základ kruhového tvaru vyvolávající stejné rovnoměrné zatížení f_z jako pravoúhlá deska (obr. 5). V tomto případě se aktivní hloubka vyjádřená parametrem p mění se zatížením vyjádřeným parametrem s (obr. 6).



Obr. 5. Vrstva s kruhovým rovnoměrným zatížením



Obr. 6. Závislost aktivní hloubky na zatížení

Při řešení konsolidace se napětí mění ve dvou úrovních jak v čase, tak po půdorysu. Postupujeme tak, že nejprve

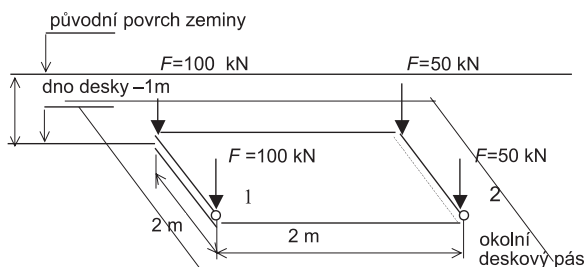
odhadneme parametry podloží a považujeme je za konstantní. Z rozložení reakcí, které v grafu na obr. 6 nahradíme zatížením f_z , upřesníme ve vybraných podoblastech aktivní hloubku vypočtenou z parametru p . Rozložení reakcí v podloží je v čase závislé jak na vnějším zatížení, tak na vlivu konsolidace na ohyb desky.

Příklad 1

Základová deska (obr. 7) o půdorysných rozměrech 2 x 2 m a tloušťce $d = 0,4$ m je uložena 1 m pod úrovní terénu na zemině charakterizované měrnou tíhou $g = 18$ kN/m³ a Poissonovým součinitelem $n = 0,25$.

Minimální tloušťku stlačitelné vrstvy odhadneme podle obr. 4 jako $h \geq [(\Sigma F)/A - \gamma \cdot h_0]/\gamma = (450/4 - 18)/18 = 5,3$ m. Podle EC 7 je h jedno až trojnásobek b , takže nezávislý normový odhad dává $h = 1$ až 2, 2 až 6 m, kde b je charakteristická šířka 2 m. Dále brán průměr $h = 4$ m.

Nejprve stanovíme odhad vstupních tuhostí z grafu uvedených v [4]. Pro konstantní aktivní hloubku $h = 4$ m a poměr $b/(2h) = 0,25$ jsou $C_1 = 3\,000$ kN/m³, $C_2 = 1\,000$ kN/m. Podobně pro $h = 6$ m a $b/(2h) = 0,17$ jsou $C_1 = 2\,000$ kN/m³, $C_2 = 1\,000$ kN/m. Pro automatický výpočet aktivní hloubky jsou tuhosti vztaheny k poměru $b/(2h) = 1$ a k vstupním tuhostem $C_1 = 10\,000$ kN/m³, $C_2 = 500$ kN/m, které se v průběhu výpočtu aktualizují. Součinitel konsolidace je uvažován hodnotou $c = 0,01$ m²/den.



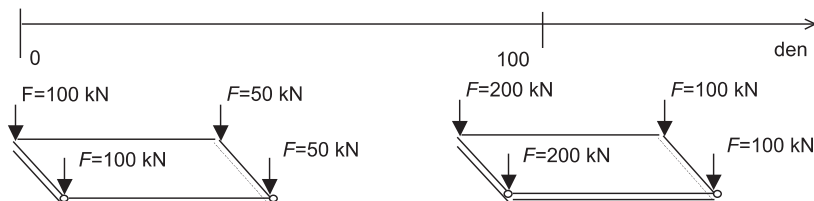
Obr. 7. Schéma desky

Pro sledování vlivu konsolidace je třeba zadat vývoj zatížení desky v čase. Harmonogram nárůstu zatížení daný postupem výstavby je patrný z obr. 8.

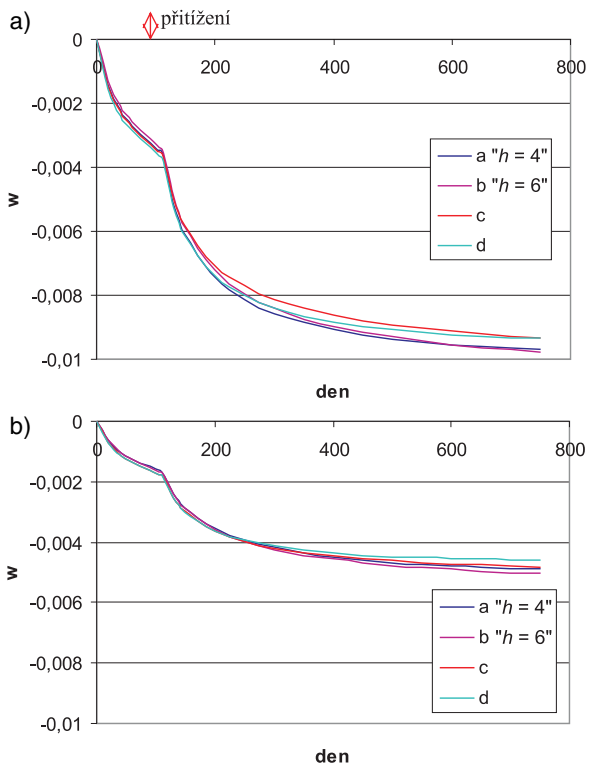
Byly uvažovány čtyři modely. V případech *a* a *b* se předpokládá konstantní aktivní hloubka v čase i prostoru. Varianta *c* uvažuje změnu aktivní hloubky v čase, a konečně *d* bere navíc v úvahu rozdílnou intenzitu zatížení levé (L) a pravé (P) části desky. Výsledky řešení jsou na obr. 9. V tomto případě je vidět, že se příliš neliší.

Příklad 2

Základová deska větších rozměrů 20 x 20 m o tloušťce $d = 0,7$ m (obr. 10) je založena 1 m pod úrovní terénu na zemině charakterizované měrnou tíhou $\gamma = 18$ kN/m³ a Poissonovým součinitelem $\nu = 0,25$.



Obr. 8. Harmonogram zatěžování



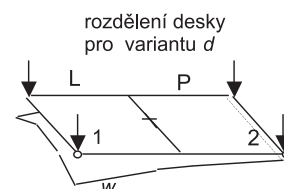
Obr. 9. Průběh posunutí v desce malých rozměrů na konsolidujícím podloží
a – bodu 1, b – bodu 2

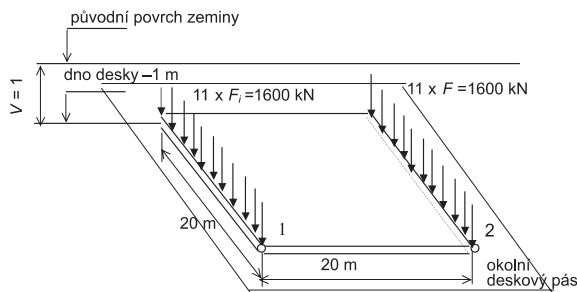
Minimální tloušťku stlačitelné vrstvy odhadneme podle obr. 4 jako $h \geq [(\Sigma F)/A - \gamma \cdot h_0]/\gamma = (26\,400/400 - 18)/18 = 3,7$ m. Podle EC 7 je h až trojnásobek b . Pro takto rozsáhlou deskovou konstrukci musíme brát dolní hodnotu v doporučeném rozmezí, takže nezávislý normový odhad dává $h = 1 \times 20 = 20$ m, kde b je charakteristická šířka 20 m.

Nejprve stanovíme odhad vstupních tuhostí z grafu uvedeného v [4]. Pro konstantní aktivní hloubku $h = 5$ m a poměr $b/(2h) = 2$ jsou $C_1 = 20\,000$ kN/m³, $C_2 = 700$ kN/m. Podobně pro $h = 20$ m a $b/(2h) = 0,5$ jsou $C_1 = 5\,000$ kN/m³, $C_2 = 1\,000$ kN/m. Pro automatický výpočet aktivní hloubky jsou tuhosti vztaheny k poměru $b/(2h) = 1$ a k tuhostem $C_1 = 10\,000$ kN/m³, $C_2 = 500$ kN/m. Jejich velikost je však během výpočtu aktualizována. Součinitel konsolidace je uvažován alternativně hodnotou $c = 0,01$, resp. $c = 0,05$ m²/den.

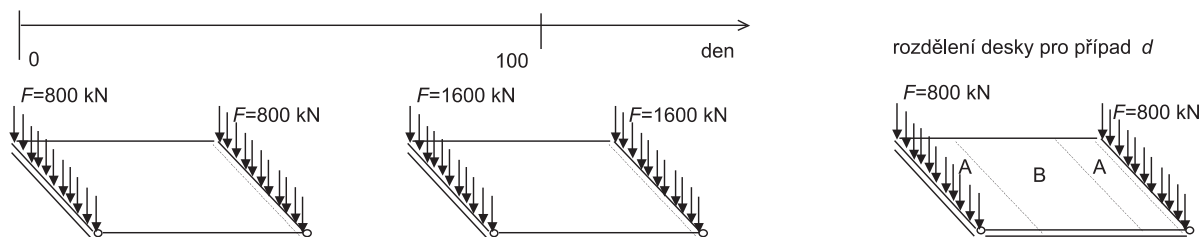
Pro sledování vlivu konsolidace je třeba zadat vývoj zatížení desky v čase. Harmonogram nárůstu zatížení daný postupem výstavby je patrný z obr. 11.

Výsledky řešení jsou na obr. 12. Byly uvažovány čtyři modely. V případech *a* a *b* je předpokládána konstantní aktivní hloubka v čase i prostoru. Varianta *c* uvažuje změnu aktivní hloubky v čase, a konečně *d* bere navíc v úvahu rozdílnou intenzitu zatížení v pásích (A) a pásu (B) části desky. Posunutí bodu 1 při málo propustné zemině $c = 0,01$ m²/den není ještě zdaleka ukončeno (obr. 12a).

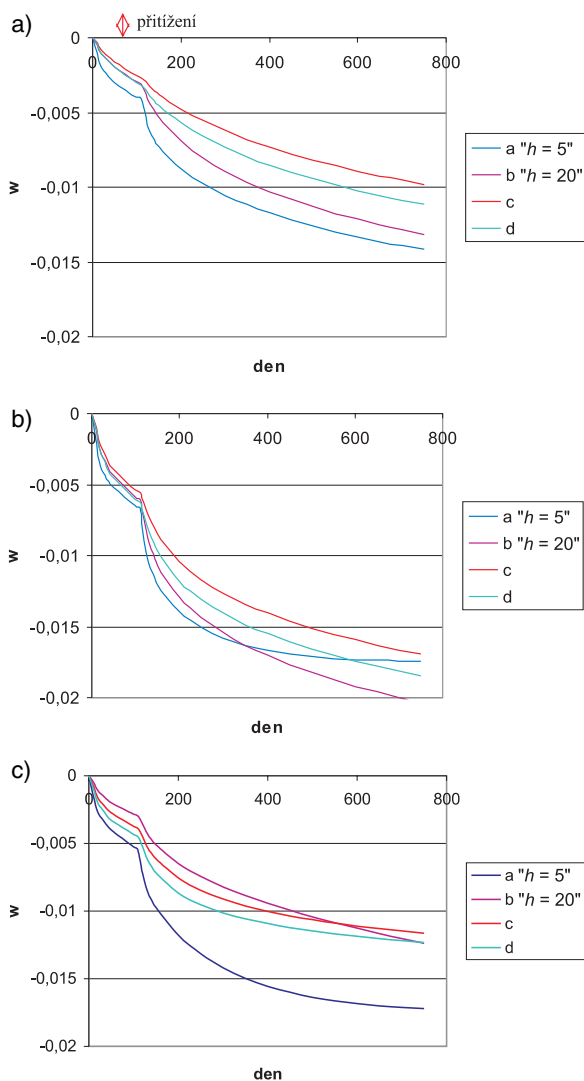




Obr. 10. Schéma desky



Obr. 11. Harmonogram zatěžování



Obr. 12. Průběh posunutí v desce velkých rozměrů na konsolidujícím podloží

a) $c = 0,01 \text{ m}^2/\text{den}$, b) $c = 0,05 \text{ m}^2/\text{den}$, c) $c = 0,05 \text{ m}^2/\text{den}$

Posunutí bodu 1 při propustné zemině $c = 0,05 \text{ m}^2/\text{den}$ je vykresleno v obr. 12b. Okolní zemina má stejné parametry pro případy a až d, tj. $h = 1$, $C_1 = 10\,000 \text{ kN/m}^3$, $C_2 = 500 \text{ kN/m}$. V obrázku 12c je posunutí bodu 1 při propustné zemině $c = 0,05 \text{ m}^2/\text{den}$, okolní zemina má parametry obdobné jako zemina pod deskou. Pro variantu a je $h = 5 \text{ m}$, pro b je $h = 20 \text{ m}$, pro c a d je aktivní hloubka aktualizována.

4. Závěry

• Ve zjednodušeném výpočtu aktivní hloubky je důležitým údajem hloubka stavební jámy. Hlubší výkop zlepšuje chování zeminy a zmenšuje velikost aktivní hloubky pod deskou.

• Z výsledků řešení vyplývá, že změna aktivní hloubky má vliv na sedání konstrukce, a tím i na napjatost u rozsáhlých deskových konstrukcí. Propustnost zeminy výrazně ovlivňuje průběh sedání velkých desek v čase.

• U malých desek, kde je roznášecí poloměr menší, je sedání ovlivněno výrazně spolupůsobením okolní zeminy, která přenáší značnou část zatížení. Výsledná odezva konstrukce je pak méně závislá na změně aktivní hloubky pod základem.

• Z obrázku 12 je dále vidět, že zemina s větší aktivní hloubkou pomaleji konsoliduje, a tudíž její deformace je zprvu pomalejší. V plně konsolidovaném stavu ($t \rightarrow \infty$) budou samozřejmě větší deformace u zeminy s větší aktivní hloubkou.

Výsledky uvedené v příspěvku byly získány za dílčí podpory grantů č. 210000001 MSM a č. 103/03/0399 GA ČR.

Literatura

- [1] Bittnar, Z. – Šejnoha, J.: Numerical Methods in Structural Mechanics. New York, London, ASCE Press, Thomas Telford 1996, p. 422.
- [2] Fajman, P.: Nelineární a časově závislá analýza stěnových systémů budov. [Habilitation práce], ČVUT Praha, 2002, 80 s.
- [3] Kuklík, P. – Kopáčková, M. – Sehnoutek, L.: Příspěvek k řešení hloubky deformační zóny. [Sborník], 31. konference „Zakládání staveb“, Brno, 2003, s. 15–20.
- [4] Kuklík, P.: Příspěvek k řešení vrstevnatého podloží. Pozemní stavby, 1984, č. 7.
- [5] Šejnoha, J. – Krejčí, T. – Nový, T. – Sehnoutek, L.: Structure-Subsoil Interaction in View of Transport Processes in Porous Media. CTU Reports, 2001, Vol. 5, p. 80.

Fajman, P. – Šejnoha, J.: The Effect of the Influence Zone on the Evolution of Consolidation in the Subsoil Below Foundation Plates

The present contribution is concerned with the determination of the influence zone in the consolidating subsoil below the foundation plate. It is characterized by a depth at which the applied loads influence the geostatic state of stress. This quantity varies during the building process, thus affecting the distribution of the stresses in the subsoil, as well as in the upper-structure.

Fajman, P. – Šejnoha, J.: Einfluss einer Veränderung der aktiven Tiefe auf den Verlauf der Nachverdichtung im Unterbau von Fundamentplatten

Der Beitrag befasst sich mit der Bestimmung der Einflusszone eines nachverdichteten Unterbaus einer Fundamentplatte. Die Einflusszone wird durch die aktive Tiefe charakterisiert, in der die Zusatzbelastung den geostatischen Spannungszustand beeinflusst. Diese Größe ändert sich während des Baus, wodurch sie die Verteilung der Spannungen sowohl im Unterbau, als auch im Oberbau beeinflusst.

STUDENT - ASISTENT

ROKU 2003

METROSTAV



V rámci prohloubení odborné spolupráce vyhlásili v lednu 2003 děkan Fakulty stavební ČVUT a generální ředitel Metrostavu, a. s., konkurz na odbornou praxi studentů v pozicích asistentů stavbyvedoucích této akciové společnosti. Ze 105 přihlášených jich po výběrovém řízení pracuje ve firmě 51. V návaznosti na komplexní hodnocení pracovních výsledků v říjnu 2003 nominovali výkonní ředitelé a ředitelé divizí do soutěže „O nejúspěšnějšího asistenta stavbyvedoucího“ 14 studentů. Práce výběrové komise však byla obtížná, protože všichni nominovaní mají dobrý vztah ke svému budoucímu povolání, odpracovali několik stovek hodin na stavbách a ke své práci přistupují odpovědně. Šesti nejlepším studentům (Havel M., Hehejlík J., Hornychová K., Kubeček J., Růna L., Stárek M.) předal v zastoupení generálního ředitele Metrostavu věcný dar personální ředitel PhDr. Josef Škorpil na slavnostním setkání nejlepších studentů a pedagogů FSv ČVUT v polovině prosince, které pořádal děkan fakulty prof. Ing. Zdeněk Bittnar, DrSc., v Lapidáriu Betlémské kaple.



● zprávy

Budějovická alej

Společnost Skanska Property Czech Republic, s. r. o., investor a developer moderního kancelářského centra Bredovský dvůr v centru Prahy, zahájila počátkem listopadu výstavbu nového projektu. Administrativní budova Budějovická alej vyrostě na Praze 4 v blízkosti Budějovického náměstí na rozhraní ulic Antala Staška a Poláčkova. Po dokončení v polovině roku 2005 nabídne okolo 11 500 m² kancelářských prostor. Investiční náklady dosáhnou výše 730 mil. Kč.

Budějovická alej má tvar podobný řeckému písmenu psí. Jde vlastně o dvě budovy, které tvoří celek, ale mohou fungovat i odděleně v souladu s přáním zákazníků. Nižší budova má čtyři patra, každé z nich o rozloze až 2 300 m². Vyšší z budov má osm pater, každé z nich o rozloze 380 m². Poslední dvě patra nabídnou pěkný panoramatický výhled na Kavčí hory. Přízemí budovy je vhodné jak pro kanceláře, zvláště pro klientská centra, tak pro maloobchodní



prostory či provozovny drobných služeb. Investor také uvažuje o vybudování restaurace, která obohatí dosud poměrně úzkou nabídku gastronomických možností v celé lokalitě. Vyšší patra budovy jsou určena pro kancelářské prostory. Součástí komplexu jsou podzemní podlaží s garážovými stáními až pro 160 vozidel. K dispozici nájemníkům i návštěvníkům budovy bude také několik povrchových stání. Investor vysadí alej listnatých stromů nejen podél celé budovy, takže projekt nezůstane nic dlužný svému jménu.

Technická vybavenost budovy je nadprůměrná a odpovídá mezinárodním standardům. Hlavním dodavatelem stavby je sesterská společnost investora Skanska CZ, a. s. Cílem developera je vybudovat kancelářské centrum vyhovující současnému trendu ochrany životního prostředí, a zároveň rozšířit nabídku špičkových kancelářských prostor mimo centrum hlavního města.

Tisková informace

Poruchy mostů po povodních

prof. Ing. Vladimír TOMICA, CSc.
Ing. Filip STRUHÁR
Fakulta stavební
VŠB TU–Ostrava

Povodně v letech 1997 a 2002 prověřily mostní objekty při extrémních průtocích. Rozbor poškození mostů bude sloužit pro zkvalitnění návrhových pravidel. Provedená analýza umožňuje do značné míry zobecnit příčiny a následky poruch způsobených hlavně proudící vodou. Kromě průtokového objemu rozbor upozorňuje na závažnost erozních účinků na spodní stavby mostů a přilehlá násypová tělesa.

Úvod

Jestliže kvalitu nosné konstrukce prověřují účinky provozního zatížení, pak u spodní stavby je to především účinek vody. Jde zejména o tekoucí vodu s větším průtokem a vyšší rychlostí. Je-li průtok mostním otvorem kolem průtokem Q_{100} , je možné tento stav považovat za „zatěžovací zkoušku“ zejména spodní stavby mostního objektu. Tyto situace, jak vyplývá z označení průtokem, jsou výjimečné, avšak reálné. Prověřují jak předepsané podmínky pro návrh mostu, tak jeho technické provedení týkající se konstrukčního řešení a kvality provedení. Pokud k těmto situacím dojde, měly by být zdrojem poučení a podkladem pro účinnější a kvalitnější úpravy v následujícím období. Se zkušenostmi z velkoplošných povodní a záplav z let 1997 a 2002 a jejich důsledky je proto třeba zacházet stejným způsobem.

Vylepšení mohou být krátkodobá a dlouhodobá. Obnova provozu v co nejkratším čase je oprávněným požadavkem uživatelů, podporované veřejným míněním a politickými prostředky. Po odborné stránce se prosazuje urychlená projektová příprava a dostupnost materiálů a technologie k rychlému obnovení průjezdnosti. Ne vždy jde o optimální a perspektivní zásah. O to více je třeba rozpracovávat dlouhodobější záměry vylepšených řešení nejen pro novostavby, ale i obtížnější rekonstrukce stávajících mostních objektů.

Analýza poškození mostů při záplavách

Pro zobecnění příčin poškození mostů povodněmi a získání přehledu o jejich přímých následcích byla provedena analýza přístupných dokumentovaných škod z povodní v letech 1997 a 2002. Pro zpracování byly vybrány mosty:

- železniční na úsecích tratí severní Moravy (povodeň 1997);
- na pozemních komunikacích v Jihočeském kraji (povodeň 2002).

Příčiny a následky škod na mostních objektech byly zkoumány bez ohledu na druh komunikace. U železničních mostů byly odděleně sledovány mosty na hlavní trati a vedlejších tratích, a to co do četnosti poškození, typu nosné konstrukce, typu překážky a počtu polí v jednom mostním objektu.

Protože v teorii rizika jeho optimální přípustná hladina vychází z následků, byly u mostů pozemních komunikací pro hodnocení převzaty vyčíslené náklady potřebné pro obnovení funkčnosti mostů. Druhým závažným kritériem rizika je ochrana lidských životů. Toto kritérium nebylo uvažováno, protože poškození mostů ve sledovaném kraji nezpůsobilo přímé ohrožení lidských životů. I tak hladina přípustného rizika musí být nízká, protože jde o nedobrovolné riziko, které uživatelé komunikací podstupují. Odpovědnost přebírají úřady a odborníci odpovědní za návrh, provedení a údržbu mostních objektů.

■ Povodňová poškození v roce 1997 na železničních mostech byla podrobněji analyzována na hlavní trati a tratích vedlejších. Vybraný úsek hlavní trati Praha – Bohumín v celkové délce 126 km se nachází mezi Českou Třebovou a Suchdolem nad Odrou (bez úseku Přerov – Hranice na Moravě) [3], [4], [6]. Na sledovaném úseku je 156 mostních objektů, z toho je 50 % železobetonových, 26 % ocelových a 24 % kleneb. Průměrně je na každém 0,8 km trati jeden most (na 10 km trati připadá 12,4 mostů). Z celkové počtu mostů jich bylo vážněji poškozeno nebo úplně zničeno 7 % (na 10 km připadá 1,11 poškozených mostů). Na vedlejších tratích severní Moravy byla hodnocena celková délka trati 124 km (úseky trati Zábřeh na Moravě – Ostružná, Zábřeh na Moravě – Kouty nad Desnou a Opava – Krnov – Milotice nad Opavou). Zde bylo vážněji poškozeno nebo zničeno 11 % mostů (na 10 km trati připadá 1,13 poškozených nebo zničených mostů).

Tab. 1. Porovnání poškození železničních mostů [%]

Ukazatel	Trať		Celkem	
	hlavní	vedlejší		
typ nosné konstrukce	ocelová	29	86	57
	zabetonované nosníky I	29	14	21
	železobeton	21	0	11
	klenby	21	0	11
typ překážky	řeka	29	57	43
	inundační území, potok	71	41	57
světlost mostu	do 7 m	42	21	32
	do 30 m	29	79	54
	nad 30 m	29	0	14
počet polí	jedno	64	93	79
	více	36	7	21

Poškozené nebo zničené mosty byly vyhodnoceny podle typu nosné konstrukce, typu překážky, celkové přemostované délky a počtu polí (tab. 1). Je vidět, že typ nosné konstrukce výrazně neovlivnil odolnost mostu proti poškození. Je to patrné na hlavní trati, kde podíl poškození je vzhledem k počtu nosných konstrukcí téměř stejný. Na tratích vedlejších zkruskuje statistické údaje velký počet ocelových mostů do 30 m s dolní mostovkou.

Pozoruhodný je počet poškozených mostů mimo koryta řek. Nedostatečný průtok v místě vodního koryta byl příčinou poškození jen 7 % ze všech zaznamenaných případů. Alarmující je nejen podíl škod na hlavních tratích (71 %) u objektů mimo koryta řeky, ale i rozsah s dopadem na dlouhodobou neprůjezdnost těchto úseků. Dva nejvýraznější případy, v jednom případě spojené s vykojením vlaku, se nacházejí v záplavových územích řek Moravy a Odry, zatímco mosty nad těmito řekami odolaly mimořádným průtokům. Poškozeny byly hlavně mosty menších a středních rozpětí. Celkový podíl poškozených mostů na železnicích je 86 % mostů do rozpětí 30 m. U mostů na vedlejších tratích jsou to jen tyto mosty a téměř všechny ocelové prosté nosníky se šikmým křížením řeky s osou komunikace. Porušení mostů s více poli na hlavní trati způsobilo hlavně poškození pilířů.

■ Povodňové škody na mostech na pozemních komunikacích byly v Jihočeském kraji ke dni 31. 12. 2002 vyčísleny na 15 645 mil. Kč [7]. Považujeme-li tuto částku za 100 % všech škod způsobených povodněmi a předpokládáme-li pravděpodobnost ohodnocení škod v dílčích položkách zatíženou stejnou chybou, lze procentní podíl škod stanovit následovně:

- stavební objekty celkem (budovy, domy, komunikace) 40,15 % (6 281 mil. Kč)
- jen komunikace (včetně mostů) 22,80 % (3 566 mil. Kč)

To znamená, že ze stavebních objektů více než polovina škod (56,77 %) připadlo na komunikace. V dalším rozčlenění částky na všechny komunikace připadá:

Objekt	[mil. Kč]	[%]	bez mostů/s mosty [%]
železnice	637	17,9	13,6/ 4,3 = 3,16
pozemní komunikace	2 929	82,1	34,7/47,4 = 0,73

Lze konstatovat, že z dopravních cest byly výrazně větší škody na pozemních komunikacích než na železnicích. Vyčíslené škody na mostech pozemních komunikací převyšují škody způsobené na dopravní cestě mimo most.

Pro analýzu poškození mostů uvedenou v tomto článku posloužily proto pozemní komunikace. Porovnání spekter rozpětí všech mostů do rozpětí 30 m v celé České republice a Jihočeském kraji bylo provedeno proto, že 88,3 % všech mostů je do tohoto rozpětí. Větších mostů je výrazně méně, mají i více polí a je jim při návrhu věnována větší pozornost než mostům menším. V kraji Jihočeském je 8,3 % ze všech mostů v ČR. Celkový počet mostů v ČR je vynásoben 0,083 a porovnán v kategorii mostů na hlavních komunikacích na obr. 1 a vedlejších komunikacích (II., III.) na obr. 2. Na obrázcích jsou spektra četnosti vynesena pro intervaly rozpětí 1,0 m. Z obou porovnání je patrné, že pokud se týká porovnání podle rozpětí, je možné považovat mosty na pozemních komunikacích v Jihočeském kraji za reprezentativní vzorek pro celou ČR.

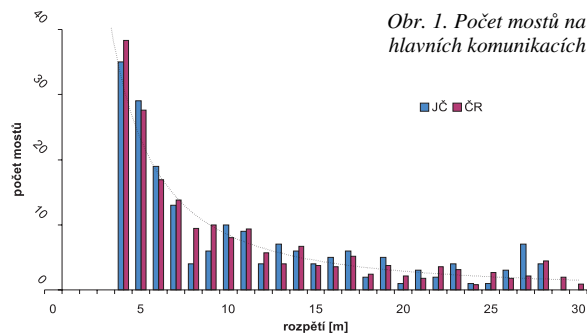
Tab. 2. Podrobnější rozdělení škod na pozemních komunikacích

Poškozené	Třída	Škoda [mil. Kč]	Celkem [%]	Počet	Na 1 most [mil. Kč]
mosty	I. a vyšší	1 117	38,1	46	24,3
	II. a III.	575	19,6	331	1,7
komunikace (bez mostů)				[km]	[mil. Kč/km]
	I. a vyšší	304	10,4	157	1,9
	II. a III.	933	31,9	2894	0,3

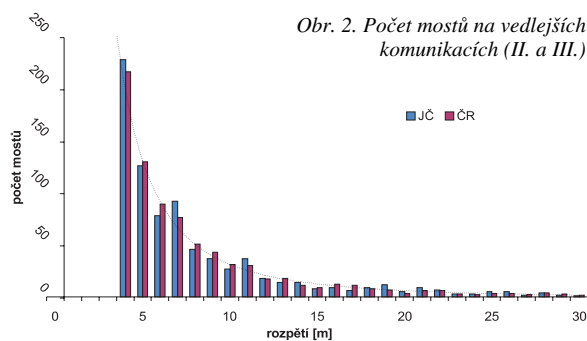
Podrobnější rozdělení škod na pozemních komunikacích je uvedeno v tab. 2. Porovnání podle rozpětí přináší neúplný obraz, ale i tak lze vyslovit alespoň dílčí závěry. Potvrdilo se, že mostní objekty v záplavovém území na významných pozemních komunikacích představují klíčová místa. Průměrné náklady na opravu jednoho objektu byly vyčísleny na 24,3 mil. Kč a i přes relativně nevelký počet poškozených mostů to představuje téměř 40 % nákladů na opravu všech poškozených pozemních komunikací. V kraji bylo z 274 mostů na významných komunikacích poškozeno 16,7%.

V tomtéž kraji je evidováno 1 044 mostů na silnicích II. a III. třídy. Z nich bylo poškozeno nebo zničeno 331 mostů, tj. 31,7 %. Náklady na jejich opravení činily 575 mil. Kč celkem, na jeden most to bylo průměrně 1,7 mil. Kč. Při velkém počtu oprav však i zde tvoří náklady přibližně 20 % z celkových na opravu pozemních komunikací.

Vyšší podíl poškozených mostů na komunikacích II. a III. třídy je zřejmě proto, že nejčastěji přemostovanou překážkou jsou stálé nebo občasné vodní toky. Povodí těchto toků bývá malé a stanovení stoletého průtoku je zatíženo vyšší chybou. Také užší údolí s větším podélným sklonem podhorských potoků a bystřin hrozí spíše výškovou a směrovou nestabilitou koryt než plošnými rozlivy. Specifické pro jižní Čechy je nebezpečí poškození hrází četných rybníků. Svou roli v kraji sehrál zřejmě stav starých mostů, pro které povodeň byla „pozitivním“ řešením jinak oddalovaných oprav a rekonstrukcí.



Obr. 1. Počet mostů na hlavních komunikacích



Obr. 2. Počet mostů na vedlejších komunikacích (II. a III.)

Poruchy spodní stavby mostů způsobené záplavami

Spodní stavbu mostního objektu tvoří: základy, podpěry, závěrné zídky, mostní křídla, popř. ledolomy. Z pohledu poruch těchto částí povodněmi je vhodné sem přiřadit i přilehlé násypy navazující na opěry a křídla. Jestliže termín aktivní záplavová zóna nebyl ještě přesněji definován, ve zjištěných případech poškození vodou je možné tato místa za aktivní zónu považovat.

■ Bezporuchové převedení velké vody

Bezporuchové převedení zvýšených až extrémních průtoků mostními otvory nebylo předmětem sledování. Za

pozornost však stojí vyprazdňování záplavového území, představující jeho aktivní zónu (obr. 3). Jen při správné konstrukční úpravě nehrozí porucha ani mostu, ani komunikaci (obr. 4). V několika případech právě porušení těchto mostů způsobilo významné problémy spojené s delším přerušením provozu na komunikacích.



Obr. 3. Prázdňení záplavového území



Obr. 4. Neporušený stav objektu po vyprázdňení uvedeném na obr. 3

■ Poruchy vozovek, železničního svršku, jejich podkladů, zábradlí apod.

Případy, kdy přes mostní objekt včetně přilehlých násypů přetékala voda a objekt zůstal neporušený, bylo poměrně málo. Svědčí to o jejich dobrém provedení i přes to, že průtok nebyl dobře vystižen nebo šlo o případy s katastrofálními průtoky s dobou opakování více než 500 let. Vedle starých historických mostů (např. kamenný most v Písku) to byly vesměs novější mosty silniční. Porušená vozovka a její podkladní vrstvy na mostě a v přilehlých úsecích se dají snadno opravit.

■ Poruchy násypů, resp. přesypávky

Tyto případy potvrzují dobré založení i příčnou tuhost mostů. Méně odolný násyp nevydržel tlak vody, která stoupla vlivem nedostatečného průtoku. Na obrázku 5 je poměrně nový silniční most založený na pilotách. Je znám i příklad s odplavením jen přesypávky. Tyto případy vyžadují přestavbu mostního objektu pro větší průtok. Je možné uvažovat o méně nákladném řešení. Když přerušení dopravy na určitou dobu nebude závažné a bude-li opakování stejné poruchy možno předvídat a přerušit včas dopravu, je možné opravit jen násypy. Nabízí se pak méně odolný násyp proti stejnému poškození.



Obr. 5. Porušení násypu bez následku na most

■ Celkové zničení mostního objektu

Příčinou celkového zničení mostního objektu bývá kombinace účinků velké vody. Prvotní příčina se většinou obtížně dodatečně zjišťuje. Výsledný stav je znám po poklesu hladiny vodního toku. V tomto případě bude nutná výstavba nového mostu s využitím poznatků z povodňové události.

■ Porušení v založení spodní stavby

Je to dosti častá porucha s různými následky. Příčinou je nevhodné založení a ochrana spodní stavby před účinky eroze. Méně závažné případy jsou poměrně snadno opravitelné. Podemletí podpěr upozorňuje jak na nedostatečné založení, tak na skutečnost, že v průběhu zvětšení průtoku pod mostem se proudnice vychyluje na jednu stranu. Následkem je pokles i pootočení jedné opěry, která je již při neúplné rekonstrukci mostu nepoužitelná. Z obrázku 6 je to dostatečně patrné na mostě pozemní komunikace. Pokles pilíře je zpravidla doprovázen jeho menším pootočením a důsledky jsou patrné na obr. 7. Přestavba pilíře vyžaduje demontáž nosných konstrukcí, u jednodušších případů jejich nadzvednutí.



Obr. 6. Pokles a pootočení opěry



Obr. 7. Pokles podpěry

■ Erozní poškození násypu, zpravidla jen za jednou opěrou

Poměrně velmi častou příčinou, jak vyplývá z analýzy příčin poškození povodněmi, je nedocnění změny proudnice při průtoku velkých vod pod mostním objektem. V lepším případě, většinou u širokých silničních násypů, dochází k částečnému poškození za jednou z opěr (obr. 8).



Obr. 8. Částečné porušení násypu

U užších násypů jednokolejných mostů dochází k úplnému proboření násypu. V lepším případě bez destrukce opěry. Rekonstrukční zásahy musí v první řadě odstranit příčinu. Pokud nelze změnit úhel křížení vodního toku a dopravní cesty (což u stávajících mostů většinou nejde), měla by být provedena stavební úprava s lepším navedením už známé proudnice do otvoru pod most a ochrana násypového tělesa.

Tab. 3. Povodňové poruchy mostních objektů

Příčina	Následky	Schéma	Výskyt [%]	
			železnice	pozemní komunikace
nedostatečný průtok	poškozená vozovka (železniční svršek)			
	proražení násypu		0	6
	celkové poškození (destrukce)		25	31
erozní účinky	porušení v založení		21	33
	jednostranné poškození násypu		54	31

Příčiny a následky porušení mostních objektů

Pokus o zobecnění povodňových porušení mostních objektů je uveden v tab. 3. Ze zjištěných následků se dá určit pravděpodobná příčina, kromě případů celkových destrukcí, kde míru zavinění a místo počátečního impulsu je možno jen odhadnout. Procentní podíl na následcích a příčinách poruch byl vypočítán z uvedené analýzy poškození mostů při záplavách. Případy, kdy nedostatečný průtok nezpůsobil výraznější poškození mostů, nebyly statisticky podchyceny. Rovněž poškození lávek pro pěší nebylo předmětem zkoumání.

U mostů se nevyskytují případy porušení nosných konstrukcí při bezporuchových stavech spodní stavby. Nejzranitelnější byla právě spodní stavba v návaznosti na rychle proudící vodu mimo koryta vodotečí. Eroze, a to nejen pod základy, ale také násypového tělesa navazujícího na spodní stavbu, byla důvodem většiny poruch na mostních objektech. Vyčíslené náklady na opravu těchto mostů na pozemních komunikacích v Jihočeském kraji dosahují přibližně 25 % všech škod způsobených na všech stavebních objektech povodněmi v roce 2002 v tomto kraji. Přípustnost míry této poruchovosti by měla být zřejmě předmětem podrobnějšího řešení.

Interakce vodních překážek a mostních objektů

Každá vodní překážka do určité míry ovlivňuje výškové uspořádání dopravní komunikace, její trasu a nezbytný mostní objekt. Ten pak, svým tvarem a konstrukčním řešením, zpětně zasahuje do původně dlouhodobě utvářeného tvaru terénu. Ze strany vodohospodářů je potřebné

stanovit přípustné ústupky a jasně vymežit jejich závažnost. Do jaké míry se podařilo sladit extrémní podmínky kontaktu velké vody s umělé vytvořenou překážkou prověřily velkoplošné povodně v letech 1997 a 2002.

V komentování a hodnocení těchto povodní dominuje pojem stoleté vody, méně často stoletý průtok Q_{100} . Díky sdělovacím prostředkům i řadě odborníků se poněkud zjednodušil jeho skutečný význam. Exaktní stanovení velikosti průtoku, na který lze navrhnout vhodný mostní objekt tak, aby byl zcela bezpečný, ekonomicky přijatelný a zásadně nezasahoval do prostředí, ve kterém je situován, je téměř nemožné a lze se mu jen s určitou pravděpodobností přiblížit. Velikost průtoku je získána na základě hydrogeologických údajů a jako každý náhodný jev je zatížen určitou mírou nespolehlivosti. Je zcela přirozené, že větší pozornost je věnována komunikacím většího významu, kde mimo přímé náklady na obnovu poškození rostou i provozní náklady v důsledku neprůjezdnosti komunikace. Spolehlivost návrhu záplavových území se daří stanovit lépe na větších tocích, kde inundace nabývá většího plošného rozsahu. Problematictější je to u podhorských potoků a bystřin i vzhledem k jejich větší četnosti a menším povodím. I zde je to na jedné straně otázka nákladů na získání hydrogeologických údajů v konfiguraci terénu u nás a na straně druhé závislost na společensko-politické vůli řešit význam, a tedy i spolehlivost četných, méně významných komunikací i s příslušnými mosty. V každém případě je nutno počítat i s katastrofálními průtoky s dobou opakování 500 a více let (např. řeka Opava v Krnově v roce 1997), mezi něž, jak ukázaly případy ze záplav, patří průlomové vlny vznikající za povodní při náhlém uvolňování plaví nebo proražením vodních děl.

Povodně prověřily mimo jiné i metodiku stanovení velikosti průtoků uplatňovanou při novostavbách mostů a při rekonstrukcích. Ve většině případů se na mostních objektech křižujících řeky potvrdilo, že stoletý průtok Q_{100} , stanovený hydraulickým výpočtem vycházejícím z minulých teoretických i praktických poznatků, byl vhodným řešením. Další výstižnější zpracování n -letého průtoku do návrhu všech mostů i na méně vydatných tocích zřejmě vede přes přípustnou hladinu poruchovosti mostního objektu. Spolehlivost stanovení průtoku by měla být v souladu se spolehlivostí stanovení dalších účinků na most, nákladů na případné opravy a závažnosti možného přerušení dopravy.

Pro okamžité řešení se nabízí zlepšení průtokových podmínek pod mostem. Deterministicky stanovená volná výška 0,5 m nad hladinou Q_{100} po dolní hranu nosné konstrukce by se v ojedinělých a odůvodnitelných případech mohla zvětšit, např. u „štěrkonosných toků“ v karpatské soustavě, kde lze pozorovat rychlejší rozpad hornin než na území českého masívu. Při přestavbě a rekonstrukci menších mostů je nutno řešit průtok ve spolupráci se správcem vodního toku a vodohospodářského orgánu. Jde zejména o vhodnost umístění pilířů, nahrazování mostů propustky, změny výšek příjezdových násypů apod.

Méně sledovaným účinkem na mostní objekt je vliv proudících vod. Současná norma [2] nabádá k nenarušení hydraulických podmínek v korytě toku, ale v návaznosti jen na koryto, hráze a přilehlá území. V jiném místě pak ke kolmému křížení vodního toku s osou komunikace. V prvním případě byl opomenut účinek proudící vody při zvýšených průtocích na spodní stavbu mostu a přilehlé násypové těleso. Ve druhém případě je kolmé křížení v úzkých údolích neproveditelné. Následky toho jsou četné jak u železnic, tak u pozemních komunikací.

Článek upozorňuje na nezanedbatelný účinek proudící vody při prázdnění záplavových území, kde soustředěná

vodní proudnice narušuje podpěry mostů. Konstruktivní úprava proti proudící vodě bývá zanedbávána a následky na železničních patřičně nejvýraznější.

Nová vyhláška [8] o záplavových územích vyžaduje určení aktivních zón. Blíže tyto zóny nejsou doposud definovány. Ve vztahu k mostům půjde zřejmě v těchto zónách o větší rychlost proudící vody, což má dopad na hloubkové zakládání spodní stavby a ochranu koryta pod mostem před erozními účinky. Může se to týkat i mostních objektů v záplavovém území, které slouží k jejich prázdnění.

V letech 2003 a 2004 se očekává rozšíření znalostí o maximální možné záplavové čáře odpovídající maximálnímu pravděpodobnostnímu průtoku záplavových území. Tato informace bude užitečná i pro posuzování mostních objektů, které jsou mimo dosah teoretické stoleté vody, ale jsou v údolních nivách vodních toků. Rovněž metodika stanovení aktivních zón zaměří pozornost na místa s výraznějším účinkem proudících vod.

Závěr

Mimořádné velkoplošné povodně v letech 1997 a 2002 prověřily odolnost mostních objektů čelit extrémním průtokovým situacím. V zásadě potvrdily vhodnost modelování návrhových stoletých průtoků Q_{100} , zejména na říčních tocích, kde pravděpodobnost jejich stanovení vycházela z dostatečně přesných vstupních údajů. Další směr jejich zpřesňování by měl být v souladu s požadovanou spolehlivostí mostního objektu, náklady na odstranění přípustných poškození a významem komunikace s ohledem na dočasné přerušování průjezdnosti.

Jak ukázala analýza, nejvýraznější a nejčetnější poškození mostních objektů bylo způsobeno porušením jejich spodní stavby, a to buď základů, nebo přilehlého násypového tělesa. Na škodách se významně podílely nevelké mosty sloužící k prázdnění záplavových území a mosty přes drobné podhorské řeky a bystřiny. Směr řešení vede přes přísnější hydraulická kritéria vymezených aktivních záplavových zón a konkretizaci nutných opatření, doposud sice správných, ale velmi obecných zásad. Týká se to technických řešení úpravy koryt, založení mostních objektů, ale výrazně i protipovodňové úpravy přilehlých násypů jak železničních, tak pozemních komunikací.

Článek vznikl při řešení projektu č. 103/03/z010 GA ČR „Stavby ohrožené povodňovými průtoky“.

Literatura

- [1] ČSN 73 6201 Projektování a prostorové uspořádání mostních objektů. ČSN, 1980.
- [2] ČSN 73 6822 Křížení a souběhy vedení a komunikací s vodními toky. ČSN, 1991.
- [3] Tomica, V. – Broul, J. – Hudeček, L. – Adamec, J.: Nové prvky v konstrukci železničního tělesa v poddolovaném a záplavovém území. [Sborník], „Železniční koridory 2000“, Ostrava 2000, s. 122–125.
- [4] Tomica, V. – Broul, J. – Hudeček, L. – Řezáč, M.: Výstavba na povodňových územích. Dopravní stavby. [Důvodová zpráva], VŠB-TU FAST, Ostrava, 1999, s. 27.
- [5] Tureček, B.: Metodika stanovení hladin stavů velkých vod. [Zpráva], GA ČR č. 103/03/Z010, Ostrava, 2003, s. 9.
- [6] Čermák, M. – John, V. – Teichman, M. – Teršel, M.: Léto 1997–Mosty pod vodou. Olomouc, Sprint 1998.
- [7] Schandl, J.: Rozsah poškození staveb na Českobudějovicko a metody oprav. [Sborník], konference „Stavby a jejich odolnost proti povodním“, Písek, 2003, s. 67–72.
- [8] Vyhláška 235/2002 Sb., o způsobu a rozsahu zpracování návrhu a stanovení záplavových území. Prováděcí vyhláška zákona č. 254/2001 Sb., o vodách.

Tomica, V. – Struhár, F.: Failures of Bridges After Floods

The floods of 1997 and 2002 tested bridge structures during extreme discharges. Analysis of the damage of the bridges will contribute to the quality increase of the design principles. The analysis performed makes it possible, to a large extent, to generalize causes and effects of failures brought about particularly by flowing water. Beside the discharge volume, it also emphasizes erosive effects on the substructure of bridges and adjacent fill bodies.

Tomica, V. – Struhár, F.: Schäden an Brücken nach Hochwässern

Die Hochwässer in den Jahren 1997 und 2002 haben die Brückenbauwerke bei extremen Durchflüssen geprüft. Die Analyse der Beschädigungen der Brücken wird zur Verbesserung der Entwurfsregeln dienen. Die durchgeführte Analyse ermöglicht es, in erheblichem Maße die Ursachen und Folgen der hauptsächlich durch das strömende Wasser verursachten Schäden zu verallgemeinern. Neben dem Durchflussvolumen macht sie auf die Bedeutung der Erosionswirkungen auf den Unterbau der Brücken und die angrenzenden Anschüttkörper aufmerksam.

Dřevostavby a inovace

16. – 18. června 2004
Kostelec nad Černými lesy

Konference je zaměřena na vytvoření komplexního pohledu na problematiku využití dřevní hmoty ve stavebnictví České republiky. Přednášky jsou řazeny v souladu se směrem výrobního řetězce vedoucího od produkce dřevní hmoty až po konečný produkt – tesařské prvky, dřevostavby. Mezi nejdůležitější obory, které konference postihuje, patří:

- lesnictví – produkce stavebního dřeva
- dřevařství – zpracovatelský mezičlánek
- stavebnictví – spotřeba výrobků ze dřeva
- strojírenství – výroba strojů a zařízení pro lesnictví, dřevozpracující průmysl a stavební výrobu

Cílem je zhodnocení možností a alternativ zvýšení spotřeby dřevní hmoty ve stavebnictví ČR, informování o technologických možnostech pro oblast dřevozpracujícího průmyslu, konfrontace dřevozpracujícího průmyslu a stavebnictví jako obchodních partnerů, rozšíření mezioborové spolupráce pro řešení společných problémů, navržení výzkumných úkolů pro zúčastněné zástupce vědy, výzkumu a vývoje a sblížení akademické obce s praxí.

Konference je organizována pod záštitou ČZU – Fakulty lesnické a environmentální a ČVUT – Fakulty stavební v rámci společného doktorského projektu ETUS I, projektu s podporou veřejných prostředků prostřednictvím GA ČR č. 103/03/H127.

Informace:

ČZU – Ing. Štěpán Černý, e-mail: cerny@lf.czu.cz,
tel: 22438348, fax: 224383732, mobil: 602 847 998
ČVUT – Ing. Martin Hezl, mobil: 608 020 464, e-mail:
martinhezl@email.cz

● zprávy

Pod jednou střechou

Končí více než dvouměsíční stěhování, jedno z největších v historii ČR, a pod jednou střechou již pracuje všech patnáct set pražských zaměstnanců T-Mobile. Nová administrativní budova v Roztylech zároveň drží prvenství – je největším administrativním komplexem v České republice, který má v užívání jedna firma.

Výstavba areálu, kterou realizovala realitní a investiční skupina Sekyra Group, byla zahájena v březnu 2002, dokončena a předána v prosinci 2003. Celý projekt i jeho vlastní realizace splňovaly náročné požadavky na výstavbu, především z hlediska kvality provádění, bezpečnosti práce a vlivu na životní prostředí.

Budovu o celkové podlahové ploše 51 000 m² ve třech



podzemních a sedmi nadzemních podlažích a o půdorysných rozměrech cca 152 x 54 m projektoval Ing. arch. Lubomír Zeman. Vnější úprava je kombinací celoskleněné fasády a pásových oken s panely obloženými parapety. Na pohledově exponované fasádě jsou umístěny velkoplošné otáčivé lamely, které jednak mírní negativní vlivy automobilové dopravy a jednak mohou být využity pro marketingové účely. Budova je celoplošně pokryta požárními detektory a hlídána vnitřním i vnějším perimetrem technické ochrany. Technologie je samostatně

zabezpečena stabilním hasicím zařízením. V budově se nachází 880 km metalických a 14 km optických kabelů.

Tisková informace

Vplyv kameniva na mechanické vlastnosti betónov ovplyvnených vysokými teplotami

Ing. Tomáš VARGA, PhD.
Stavebná fakulta
TU – Košice

Príspevok sa zaoberá porovnaním niektorých mechanických vlastností betónov po ochladnutí z vysokých teplôt. Skúmané betóny boli vyrobené podľa rovnakej receptúry, menilo sa iba mineralogické zloženie kameniva, ktoré bolo andezitové, dolomitické alebo riečne. Vzorky betónu boli ohrievané na vysoké teploty určené s ohľadom na modelové situácie pri havárii. Porovnaním mechanických vlastností sa sledovala vhodnosť jednotlivých druhov kameniva na použitie v betónoch predovšetkým v jadrových elektrárňach.

- vysokých teplôt na zmrašťovanie–napučiavanie betónu $\varepsilon_b(T)$,
- vysokých teplôt na dotvarovanie betónu $\varepsilon_{b, \text{dot}}(T)$,
- vysokých teplôt na modul pružnosti betónu $E_b(T)$,
- vysokých teplôt na kockovú pevnosť betónu v tlaku $R_{bk}(T)$.

Mechanické vlastnosti betónu boli posudzované z hľadiska mineralogického zloženia kameniva. Preto vzorky betónu boli vyrobené podľa rovnakej receptúry, menilo sa iba kamenivo, ktoré bolo andezitové (lokality Vevec), dolomitické (lokality Sedlice) a riečne (lokality Plaveč). Týmto porovnaním sa sledovala vhodnosť jednotlivých druhov kameniva na použitie v betónoch predovšetkým v jadrových elektrárňach.

Úvod

Problematika vplyvu vysokých teplôt na vlastnosti betónu pri namáhaní tlakom sa v súčasnosti javí ako zvlášť aktuálna. Utvrďuje nás v tom neutíchajúca diskusia o bezpečnosti jadrových elektrární. Jedným z mechanizmov, ktoré majú minimalizovať ohrozenie obyvateľstva a prírody v okolí jadrových elektrární, sú betónové ochranné obálky izolujúce jadrový reaktor od okolia. Ich ochranná úloha sa prejavuje v mimoriadnych situáciách: pri výbuchoch reaktorov a následných požiaroch, pri úniku rádioaktivity a pod. Z toho dôvodu sú na ochranné obálky kladené požiadavky, ktoré prevyšujú požiadavky na iné typy betónových konštrukcií.

Inou nanajvyš aktuálnou oblasťou vplyvu vysokých teplôt na betón pri namáhaní tlakom sú v súčasnosti množiace sa havárie v tuneloch, predovšetkým cestných. Ďalšou oblasťou vplyvu vysokých teplôt na betón pri namáhaní tlakom sú všeobecne požiare objektov s nosným systémom z betónu. Dôležitý je aj možný vplyv vysokých teplôt na betón pri niektorých špeciálnych výrobných technológiách (teplárne, spaľovne odpadu a pod.).

Vo všetkých uvedených prípadoch vplývajú vysoké teploty na betón namáhaný tlakom. Tlak v betóne vyvoláva spravidla vlastná tiaž betónovej konštrukcie, alebo aj úžitkové a iné zaťaženia na betónovú konštrukciu. Už v projektovej fáze je potrebné poznať vlastnosti betónových konštrukcií, ktoré by ovplyvnil prípadný požiar. Po požiaroch, resp. po dobe vystavenia konštrukcie vplyvu vysokých teplôt, nastáva potreba zhodnotiť poškodenú konštrukciu a následne navrhnúť spôsob jej sanácie a rekonštrukcie. Neodmysliteľným vstupom pri vypracovaní projektu sanácie a rekonštrukcie musia byť mechanické charakteristiky betónu ovplyvneného účinkami vysokých teplôt.

Ciele experimentov

Cieľom experimentov bolo nájsť závislosť mechanických vlastností betónu od kameniva a vplyvu teplôt do 800 °C. Mechanické vlastnosti boli skúmané po ochladnutí z vysokých teplôt na izbovú (20 °C), išlo teda o zostatkové mechanické vlastnosti.

Skúmaný bol vplyv:

- zloženia kameniva na zmrašťovanie betónu $\varepsilon_{bk}(t)$ počas dozrievania,

Experimentálny program

Zloženie zmesi z betónu triedy B 40 uvádza tab. 1. Vlastnosti čerstvej betónovej zmesi – objemová hmotnosť 2 420–2 518 kg/m³, sadnutie kužeľa 80 mm, vodný súčiniteľ v/c 0,414.

Tab. 1. Zloženie zmesi z betónu triedy B 40

Zložka	Množstvo
portlandský cement tr. 47,5 (Cementáreň Turňa nad Bodvou)	425 kg/m ³
kamenivo frakcia 0 – 4 mm	865 kg/m ³
kamenivo frakcia 4 – 8 mm	393 kg/m ³
kamenivo frakcia 8 – 16 mm	593 kg/m ³
sioxid (OFZ Istebné)	32 kg/m ³
superplastifikátor (Melmet 40)	5,6 l/m ³
voda	176 l/m ³

Na meranie mechanických vlastností betónu boli použité hranoly s rozmermi 100 x 100 x 400 mm, hranoly s rozmermi 100 x 100 x 400 mm v klietkach a kocky s rozmermi 150 x 150 x 150 mm. Vzorky z andezitového a riečného kameniva (tab. 2) boli vyrobené v dvoch sériách, vzorky z dolomitického kameniva v jednej sérii. Každá séria vzoriek predstavovala 20 až 35 hranolov a 4 až 16 kociek.

Tab. 2. Vzorky – série, počet a teplota ohrevu

Kamenivo	Séria	Počet		Ohrev na teploty [°C]
		hranolov	kociek	
andezitové	Andezit 1	30	16	60, 100, 200, 400, 600,
	Andezit 2	20	10	800, 200, 400, 600 (800*)
dolomitické	Dolomit 1	32	14	60, 200, 400, 600, 800
riečne	Riečne 1	35	16	60, 100, 200, 400, 600, 800
	Riečne 2	29	4	60, 100, 200, 400, 600, 800

* Od ohrievania na túto teplotu sa upustilo z dôvodu rozpadnutia vzoriek, resp. ich nemerateľnosti po ochladnutí z teploty 600 °C.

Na druhý, resp. tretí deň po betonáži boli vzorky odformované a následne prebehlo prvé meranie zmrašťovania

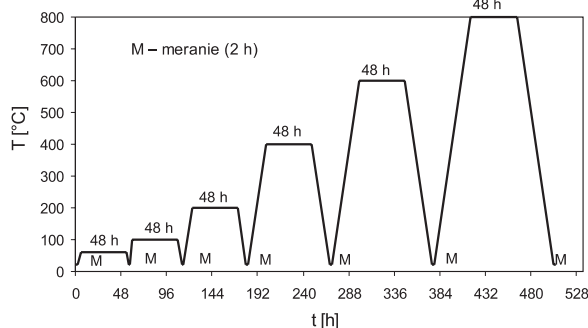
vzoriek $\varepsilon_b(t)$ deformetrom Huggenberger. Pri vzorkách betónu z dolomitického kameniva prebehlo prvé meranie na ôsmy deň. Po odformovaní a prvom meraní boli vzorky uložené do klimatizačnej miestnosti nastavenej na teplotu 20 °C a relatívnu vlhkosť vzduchu 80 %. Zmrašťovanie vzoriek $\varepsilon_b(t)$ počas dozrievania betónu v klimatizačnej miestnosti bolo priebežne merané v časových intervaloch 1 až 3 dní, v neskoršej fáze dozrievania vzoriek v časových intervaloch 4 až 7 dní. Po 28 dňoch mali byť vzorky vybraté z klimatizačnej miestnosti, avšak skutočná doba vybratia vzoriek bola z technických dôvodov rôzna, od 27 po 37 dní. Po vybratí prebehlo prvé kompletne meranie, t. j. okrem merania zmrašťovania–napučovania vzoriek sa na štyroch hranoloch zisťoval modul pružnosti a na dvoch až piatich kockách kocková pevnosť (obr. 1).



Obr. 1. Meranie zmrašťovania elektronickým deformetrom

Na meranie dotvarovania betónu sa 4 hranoly vložili do oceľových klietok (obr. 2), pomocou lisu zaťažili tlakovým napätím 5 MPa. Tlakové napätie bolo zvolené s ohľadom na predpokladaný pokles pevnosti betónov po ochladnutí z vysokých teplôt. Po odláčení lisom bola tlaková sila v klietkach udržiavaná pomocou pružín. Takto nastavené klietky s vloženými hranolmi spolu s ďalšími hranolmi a kockami boli vložené do elektrických pecí na 48-hodinový ohrev s nábehom teploty 20 °C/h.

Teploty ohrevu, ktorými prešli jednotlivé série vzoriek, sú v tab. 2. Po každom 48-hodinovom ohreve poklesla teplota rýchlosťou 20 °C/h opäť na teplotu 20 °C, pri ktorej prebehlo kompletne meranie. Počet vzoriek pred každým ďalším ohrevom sa znižoval, nakoľko časť vzoriek sa zničila pri deštruktívnych skúškach. Po ochladnutí z najvyššej dosiahnutej teploty bol navyše aj na hranoloch z klietok zisťovaný modul pružnosti v tlaku (obr. 3).



Obr. 3. Časový priebeh merania vzoriek po ochladnutí

Vzorky všetkých druhov betónov boli vystavené rovnakému nárastu a poklesu teploty 20 °C/h a dobe ohrevania 48 h.

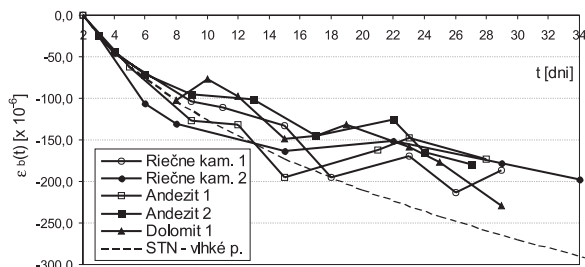


Obr. 2. Oceľová klietka s vloženým hranolom na meranie dotvarovania betónu

Mechanické vlastnosti betónov počas ohrievania neboli sledované. Z tohto dôvodu časový faktor v uvádzaných grafoch nevystupuje. Výnimkou je zmrašťovanie počas dozrievania betónu $\varepsilon_b(t)$, ktoré sa mení v čase t .

Výsledky meraní a nové poznatky

Priebehy zmrašťovania vzoriek (obr. 4) jednak podľa druhu kameniva, ale aj podľa sérií, vykazujú vzájomne značné rozdiely. Rozdiely sú aj od priebehu vypočítaného podľa STN 73 1201. Tieto rozdiely možno vysvetliť rôznym kamenivom s odlišnou pórovitosťou. V STN a vo väčšine literatúry sa vplyv kameniva na relatívne pretvorenie neuvádza, pretože sa predpokladá takmer dokonalá hutnosť kameniva prírodného pôvodu.



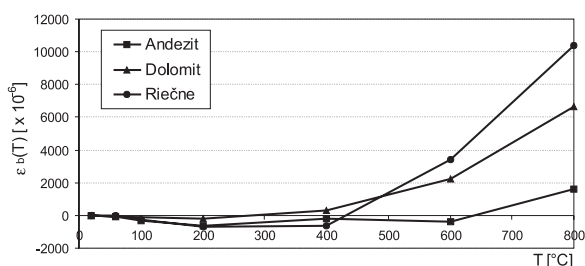
Obr. 4. Zmrašťovanie vzoriek $\varepsilon_b(t)$

Pretvorenia vzoriek z betónových hranolov po ochladnutí z vysokých teplôt $\varepsilon_b(t)$ boli porovnávané s referenčným meraním pri teplote pri 20 °C po 28 dňoch dozrievania

betónu. Skutočná doba referenčného merania bola pri niektorých sériách odlišná (obr. 4). Vplyv dĺžky dozrievania betónov na referenčné merania bol zanedbaný, pretože dĺžkové zmršťovania betónov po 28 dňoch dozrievania sú zanedbateľné voči zmršťovaniu–napučianiu betónov v dôsledku ohriatia na vysoké teploty.

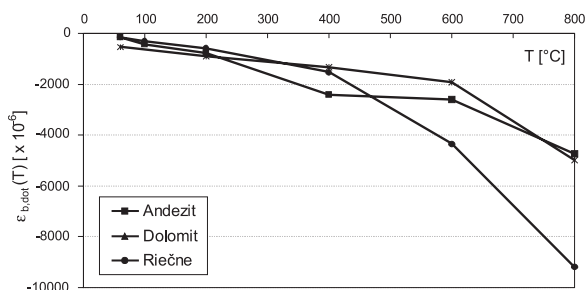
Medzi jednotlivými druhmi betónu sú značné rozdiely v zmršťovaní–napučianí vzoriek po ochladnutí. Tie sa výrazne prejavujú najmä pri najvyšších teplotách 600 a 800 °C. Napriek tomu v priebehu zmršťovania–napučianí jednotlivých druhov betónov sú zhodné tendencie:

- pri teplotách do 400 °C prevláda zmršťovanie;
- pri teplotách nad 400 °C dochádza k narušeniu vnútornej štruktúry betónu spojenej s napučianím, a teda aj predlžovaním vzoriek. Rozdiely vo veľkosti napučiania medzi jednotlivými druhmi betónu sa so zvyšujúcou teplotou zväčšujú. Vzorky, ktoré prešli ohrevom na 800 °C, mali zmenenú farbu na svetlosivú, zníženú hmotnosť, na povrchu trhliny. Ich materiál iba vzdialene pripomínal betón. Vzorky z riečného a dolomitického kameniva obidvoch sérií sa po niekoľkých hodinách po ochladnutí samovoľne rozpadli.



Obr. 5. Zmršťovanie–napučovanie vzoriek po ochladnutí $\varepsilon_b(t)$

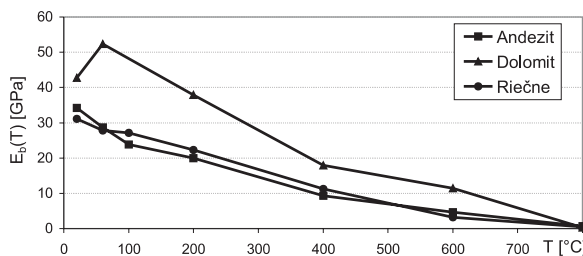
Celkové dĺžkové pretvorenie vzoriek $\varepsilon_{b,celk}(T)$ sa meralo na vzorkách z hranolov pri tlaku 5 MPa. Tento tlak vzhľadom na technické danosti experimentov nebolo možné zachovať konštantný počas nárastu, pôsobenia a poklesu teploty. Tlak bol vnesený lisom a udržiavaný pomocou pružín. Pružiny však vplyvom teploty plastizovali a ich tlaková sila na vzorky sa so zvyšujúcou teplotou znižovala. Počas ohrevu technicky nebolo možné zistiť, aká je skutočná tlaková sila na vzorky. Po ukončení ohrevu, predovšetkým po teplotách 600 a 800 °C, sa prejavila plastická deformácia pružín a tlaková sila, ktorou pružiny pôsobili na vzorky, bola podstatne menšia ako pred ohrevom. Aj napriek tomu skúšky dotvarovania poskytujú obraz o správaní betónu pri vysokých teplotách. Podmienky pri ohreve (pokles vneseného tlaku), ktorými prechádzali skúšané druhy betónov, boli rovnaké. Dotvarovanie vzoriek pred ohrevom sa nezisťovalo.



Obr. 6. Dotvarovanie vzoriek $\varepsilon_{b,dot}(T)$ pri tlaku 5 MPa po ochladnutí

Dotvarovanie $\varepsilon_{b,dot}(T)$ bolo vypočítané (obr. 6) ako rozdiel celkového dĺžkového pretvorenia $\varepsilon_{b,celk}(T)$ a zmršťovania–napučiania $\varepsilon_b(T)$. Popri zhodných tendenciách aj

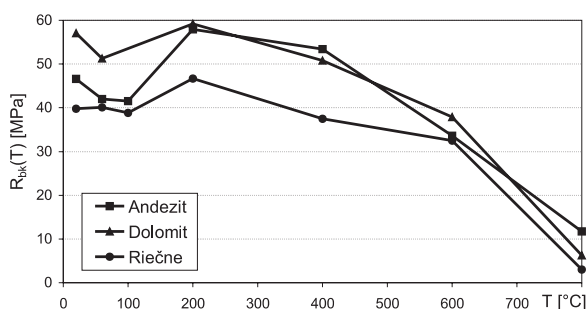
v priebehu dotvarovania vzoriek po ochladnutí sú medzi jednotlivými druhmi betónu značné rozdiely. Skracovanie vzoriek všetkých druhov betónov sa so zvyšujúcou teplotou zväčšuje, avšak zväčšujú sa aj rozdiely medzi jednotlivými druhmi betónov. Najväčšie dotvarovanie je pri vzorkách z riečného kameniva.



Obr. 7. Modul pružnosti vzoriek po ochladnutí $E_b(T)$

Aj v module pružnosti sú medzi jednotlivými druhmi betónu značné rozdiely. Tie sa výrazne prejavujú najmä pri počiatočnom meraní pred ohrevom pri teplote 20 °C, kde vykazujú rozdiely od 28,86 GPa pri sérii Riečne 1, po 42,71 GPa pri betónoch série Dolomit 1. Základný modul pružnosti pre betón triedy B40 podľa STN 73 1201 je 36 GPa. Túto hodnotu však betóny z andezitového a riečného kameniva nedosahujú. Rozdiely v module pružnosti svedčia o výraznom vplyve kameniva na mechanické vlastnosti betónu.

Rozdiely pokračujú aj po ochladnutí z teploty 60 °C. Tu pri betóne z dolomitického kameniva (t. j. betóne, ktorý mal najvyššiu počiatočnú hodnotu modulu pružnosti) dochádza k ďalšiemu zvýšeniu hodnoty modulu pružnosti. Pri betónoch z riečného a andezitového kameniva hodnota modulu pružnosti klesá. Po teplotách ohrevu 100 °C a vyšších už modul pružnosti pri všetkých druhoch betónu klesá, pričom v priebehu poklesu jednotlivých druhov betónov sú výrazné zhodné tendencie. Pri skúmaných druhoch betónu klesol modul pružnosti na takmer nulovú hodnotu až po teplote 800 °C. Rozdiely vo veľkosti modulu pružnosti medzi jednotlivými druhmi betónu sa so zvyšujúcou teplotou znižujú.



Obr. 8. Kocková pevnosť vzoriek v tlaku po ochladnutí $R_{bk}(T)$

Značné rozdiely medzi jednotlivými druhmi betónov sú pred ohrevom aj pri kockovej pevnosti $R_{bk}(T)$. Rozdiely pokračujú aj po ohreve na teplotu 60 °C. Zmena kockových pevností oproti pevnostiam pred ohrevom je zanedbateľná. Výraznejší pokles bol iba pri kockách z dolomitického kameniva, avšak s ohľadom na ďalší priebeh pevnosti je pravdepodobné, že pri meraní došlo k chybe. Maximálna kocková pevnosť pri všetkých druhoch betónov bola po ohreve z teploty 200 °C. Po ohreve na 400 °C dochádza k zníženiu u všetkých druhov betónu.

K ďalšiemu znižovaniu kockovej pevnosti dochádza po ohreve z teploty 600 °C. Výnimkou je opäť betón z dolomi-

tického kameniva, kde došlo k zanedbateľnému zvýšeniu oproti ohrevu po 400 °C. K ďalšiemu prudkému zníženiu dochádza po ohreve na teplotu 800 °C. Tie druhy betónov, ktoré mali najväčšiu, resp. najmenšiu počiatočnú kockovú pevnosť pred ohrevom, mali ju najväčšiu, resp. najmenšiu aj po ohrevech.

Záver

Výskum jednoznačne potvrdil, že druh kameniva podstatne ovplyvňuje mechanické vlastnosti betónu po ochladnutí z vysokých teplôt. Ukázalo sa, že napriek rozdielnym kamenivám sú pri skúmaných druhoch betónov zhodné tendencie. Najvhodnejšie betóny na použitie v náročných podmienkach jadrových elektrární, tunelov a prevádzok sú tie, pri ktorých po ohreve dochádza k najmenšej zmene východiskových mechanických vlastností, a teda sú teplotne najstabilnejšie.

Pri skúmaných betónoch nie je možné jednoznačne určiť, ktorý má najlepšie mechanické vlastnosti. Východiskové mechanické vlastnosti – modul pružnosti a pevnosť v tlaku – má najlepšie betón z dolomitického kameniva, horšie betón z andezitového a najhoršie betón z riečného kameniva. Po teplotách ohrevu do 200 °C v zmršťovaní a dotvarovaní betónov sú len minimálne rozdiely. Nad touto teplotou je napučívanie a dotvarovanie najmenšie pri betóne z andezitového kameniva, väčšie pri betóne z dolomitického a výrazne najväčšie pri betóne z riečného kameniva. Práve betóny z dolomitického a riečného kameniva sa po ochladnutí z teploty 800 °C rozpadli. Modul pružnosti, pevnosť v tlaku pri betónoch zo všetkých druhov kameniva klesá a po ohreve 800 °C sú tieto mechanické vlastnosti prakticky nulové.

Na mechanické vlastnosti betónu okrem poslednej teploty ohrevu majú vplyv aj predchádzajúce, nižšie teploty ohrevu. Betóny, ktoré prešli aj nižšími teplotami ohrevu, mali horšie mechanické vlastnosti ako betóny, ktoré nižšími teplotami ohrevu neprešli. Zistené závislosti mechanických vlastností betónu od vysokých teplôt by po spresnení a doplnení mohli byť podkladom, ktorý by umožňoval už v projektovej fáze predvídať zostatkové mechanické vlastnosti betónov po prípadnom poškodení vysokými teplotami a určiť vhodné kamenivo. To by umožnilo navrhnúť optimálnejšie konštrukcie, uľahčilo a zlacnilo by sanácie a rekonštrukcie objektov poškodených vysokými teplotami.

Literatúra

- [1] Al-Serori, M. Sh. – Jávora, T. – Naď, L. – Varga, T.: Influence of High Temperature and Gravels on Water Resistance (Leakage) of Concrete. In: EXPO-EDUC, s. r. o., Košice, 1997, pp. 25–28.
- [2] Chan, Z. N. – Luo, X. – Sun, W.: Compressive Strength and Pore Structure of High-Performance Concrete after Exposure to High Temperature up to 800 Degrees C. Cement and Concrete Research, Vol. 30, 2000, No. 2, pp. 247–251.
- [3] Felicetti, R. – Gambarova, P. G.: Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 95, 1998, No. 4, pp. 395–406.
- [4] Jávora, T.: Diagnosis, Safety and Aging of Concrete Structures in NPPs – Conclusion Report with Main Results Obtained During the Period of 5. 4. 94 – 5. 4. 96. CEC/PECO 93 Cooperation Programme Nuclear Safety, Košice, 1996.
- [5] Janotka, I. – Nürbegerová, T.: Concrete Behavior in Reactor Envelope of a Nuclear Power Plant at Temperature up to 200 Degrees C. Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 24, 1999, No. 18, pp. 19–32.
- [6] Majorana, C. E. – Salomoni, U. – Schrefler, B. A.: Hydrothermal and Mechanical Model of Concrete at High Temperature. Material and Structures, Vol. 31, 1998, No. 210, pp. 378–386.
- [7] Phan, L. T. – Lawson, J. R. – Davis, F. L.: Effects of Elevated Temperature Exposure on Heating Characteristics, Spalling and Residual Properties of High Performance Concrete. Materials and Structures, Vol. 34, 2001, No. 236, pp. 83–91.
- [8] Schneider, U.: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures. Materials and Structures, Vol. 33, 2000, No. 225, pp. 6–13.
- [9] Varga, T.: Vplyv vysokých teplôt za pôsobenia tlaku. [Zborník], 3. odborný seminár doktorandského studia, Brno, 2001, s. 165–170.
- [10] Varga, T.: Dĺžkové pretvorenia betónu ovplyvneného vysokými teplotami. [Zborník], VII. vedecká konferencia, Stavebná fakulta TU Košice, 2002, s. 23–26.
- [11] Varga, T.: Vplyv vysokých teplôt na betón pri namáhaní tlakom. [Dizertačná práca], STU TU – Košice, 2002.

Varga, T.: Influence of Gravels on Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures

This report compares some mechanical properties of concrete after cooling off. The tested concrete was prepared with the same composition. Only the mineral composition of gravel was changed to either andesite, or dolomitic, or river gravel. Concrete specimens were heated at high temperatures determined by accident model situations in NPP. Suitability of various types of gravel was studied by comparing mechanical properties of concrete exploited above all in NPP.

Varga, T.: Der Einfluss des Zuschlagmaterials auf die mechanischen Eigenschaften von durch hohe Temperaturen beeinflussten Betonen

Der Beitrag beschäftigt sich mit dem Vergleich bestimmter mechanischer Eigenschaften von Betonen nach der Abkühlung von hohen Temperaturen. Die untersuchten Betone wurden nach der gleichen Rezeptur hergestellt, es wurde nur die mineralogische Zusammensetzung des Zuschlagmaterials geändert, das im einem Fall aus Andesit, in einem weiteren aus Dolomit und im dritten Fall aus Flusskies bestand. Die Betonproben wurden auf hohe Temperaturen erwärmt, die mit Hinblick auf die Modellsituationen bei Havarien in einem Kernkraftwerk festgelegt worden waren. Durch Vergleich der mechanischen Eigenschaften wurde die Eignung der einzelnen Zuschlagstoffe für die Verwendung in den Betonen vor allem in Kernkraftwerken verfolgt.

• veletrhy

Předběžná bilance



Letošní Stavební veletrhy v Brně se staly největší přehlídkou stavebnictví a navazujících oborů ve střední a východní Evropě. Komplex byl poprvé rozšířen o veletrhy ENVI-BRNO, New SIMET a projekt ELEKTRO. Nosným tématem ročníku a jeho doprovodného programu bylo rozšíření Evropské unie. Zúčastnil se rekordní počet 1 513 vystavovatelů. Mimořádně vzrostl zájem ze zahraničí: přibylo jak vystavovatelů, kteří zastupovali rekordních 22 zemí, tak i návštěvníků, kteří přijeli ze 42 zemí.

Pět dnů trvání akcí vyplnil nabitý program konferencí, seminářů, diskusních setkání a soutěží. K nejvýznamnějším patřilo Evropské stavební fórum na téma „Vzdělání a výzkum ve stavebním inženýrství v rozšířené EU“, XI. celostátní kongres starostů a primátorů ČR na téma „Důsledky přistoupení k EU pro města a obce“, mezinárodní konference „Problematika sociálního bydlení v ČR a EU“, mezinárodní panelová diskuse „Transatlantic Drift Debate“, 9. mezinárodní sympozium „Mosty“, konference „Den ocelových konstrukcí“, kongres „Ochrana před povodněmi“, konference „Technické zařízení budov ve 21. století“ a 7. den architektury s hosty z Norska a Nizozemí. Dvě velmi kvalitně navštívené doprovodné akce proběhly v rámci premiérového veletrhu ELEKTRO, a to konference „Inteligentní budovy“ a „Alternativní a obnovitelné zdroje energie“, kterou uspořádaly firma GiTy se Společností pro

techniku prostředí, a odborný seminář „Osvětlení a nová norma v praxi“.

Výjimečné postavení měl Mezinárodní veletrh pro tvorbu a ochranu životního prostředí ENVIBRNO s nosným třídením doprovodným programem ENVIKONGRES 2004. Kongresu konaného s podporou ministerstev životního prostředí, průmyslu a obchodu a zemědělství se zúčastnilo na 400 odborníků, kteří jednali o zkušenostech s aplikací směrnice IPPC – nového systému povolování provozů z hlediska životního prostředí. Součástí veletrhu bylo také 14. evropské fórum pro výměnu informací o nejlepších dostupných technikách, kde se sešli zástupci všech členských i kandidátských zemí EU.

Stavební veletrhy Brno 2004 byly příležitostí k vyhlášení výsledků prestižních soutěží a předání řady ocenění, mimo jiné deseti Zlatých medailí veletrhů IBF, SHK BRNO a ELEKTRO, Ceny odborných novinářů, titulů Stavební firma roku 2003, cen TOP INVEST 2003, Výročních topeňářských cen 2004, Staveb Jihomoravského kraje 2003, cen Český interiér 2004 a Mostních děl roku 2002.

Atraktivní součástí veletrhů byla nabídka celoročně přístupného Stavebního centra EDEN 3000, do jehož prostor mohou vystavovatelé na dva měsíce zdarma umístit své expozice.

Tisková informace

Dům techniky Plzeň, s. r. o.,
Sdružení výrobců kompozitů ČR
spolu s odbornými organizacemi
pořádají

XXIII. mezinárodní konferenci **VYZTUŽENÉ PLASTY 2005**

24. – 26. května 2005
Karlovy Vary

Cílem konference je seznámit účastníky s nejnovějšími poznatky z oblasti výzkumu, vývoje, zpracování a aplikací.

Tematické zaměření:

- epoxidové systémy a kompozity
- vyztužené termoplasty – materiály, technologie, aplikace
- kompozity ve stavebnictví a infrastrukturuře – stavební dílce, polymerbeton apod.
- kompozity v transportní technice
- nové postupy dimenzování a zkoušení konstrukčních prvků
- ekologická problematika při zpracování a použití

Zvláštní sekci budou tvořit firemní prezentace. Jednacími jazyky jsou čeština, slovenština, angličtina, němčina – simultánní překlad zajištěn. Příhlášky referátů s krátkým souhrnem (max. 15 řádek) je nutno zaslat organizačnímu výboru do 31.10.2004. Potvrzení o přijetí zašle pořadatel do 31.12.2004. Úplný text přijatých referátů pro vytištění ve sborníku musí být zaslán nejpozději do 28. 2. 2005.

V rámci konference bude uspořádána technická výstava surovin (pryskyřice, vyztuže a pomocné materiály), zpracovatelských strojů, zkušebních zařízení a výrobků.

Informace:

Dům techniky Plzeň, s. r. o., paní Věra Budárková, sady Pětatřicátníků 6,
303 40 Plzeň, tel.: 377 224 816, fax: 377 237 115, e-mail: dumtech@mybox.cz

• literatura



Bašta, J.

Hydraulika a řízení otopných soustav

252 s., 209 obr., 200 Kč, ISBN 80-01-02808-9

Tato publikace je první ucelenou knihou v oblasti hydrauliky a řízení otopných soustav v ČR. Tematika zasahuje jak obor vytápění a vzduchotechnika, tak obor regulace, resp. řízení. Kniha je určena pro technickou veřejnost z oboru Techniky prostředí – vytápění a regulace, projektanty, studenty a doktorandy.

Haasz, V. – Sedláček, M.

Elektrická měření – přístroje a metody

337 stran, 324 obrázky, druhé vydání, cena 195 Kč, ISBN 80-01-02731-7

Kniha nejdříve vysvětluje základní pojmy, které souvisejí s přesností měření a chyb přístrojů. V následující části jsou probrány principy a vlastnosti analogových a číslicových měřicích přístrojů a převodníků. Značná pozornost je věnována metodám měření aktivních a pasivních elektrických veličin a měřením magnetickým. Závěr díla tvoří pojednání o měřicích systémech a o měření neelektrických veličin. Dílo je určeno studentům elektrotechnických fakult, inženýrům a technikům v praxi, kteří se chtějí seznámit se současným stavem měřicí techniky.

V roce 2004
slaví

VYDAVATELSTVÍ

Českého vysokého učení technického v Praze

40 LET SVÉ EXISTENCE.

Vydavatelství ČVUT zajišťuje

pro studenty, zaměstnance,
ale i širokou odbornou veřejnost
výrobu učebních textů – skript a monografií,
audiovizuálních a multimediálních programů,
propagačních materiálů a univerzitních časopisů.

Všechny tyto produkty nabízí
ve své prodejně technické literatury,
která patří k největším v České republice.

Bližší informace na
www.cvut.cz/cz/parts/PH.html
nebo
na tel.: 233 051 143
e-mail: smoliko@vc.cvut.cz