

STATICKÉ PROBLÉMY ODEZVY BETONOVÝCH PODLAH NA PODKLADNÍ KONSTRUKCI

Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc. (1)
Ing. Daniel Makovička (2)

(1) České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav; Šolínova 7, 166 08 Praha 6; tel.: 224 353 856, fax: 224 353 511; e-mail: makovic@klok.cvut.cz; web: www.cvut.cz.

(2) Statika a dynamika konstrukcí; Šultysova 170, 284 01 Kutná Hora; tel.: 608 029 251; fax: 235510987; e-mail: d.makovicka@worldonline.cz; web: www.makovicka.cz.

Anotace: Cílem příspěvku je ukázat na problematiku navrhování podlahových konstrukcí hal, provedených jako železobetonová podlahová deska, případně nevyztužená drátkobetonová deska. Podlahové desky se ukládají zpravidla na pružnou vrstvu tvořenou polystyrénem nebo na odizolovaný podkladní beton. Při statickém a dynamickém zatížení podlahové desky dopravními vozíky nebo skladovaným materiálem, stejně jako teplotními vlivy při betonáži desky je deska namáhána těmito zatíženími. Zpravidla u konstrukčně jednodušších podlah bývá odezva odhadována a nebo se vůbec nestanovuje a podlaha se navrhuje podle zkušeností projektanta – použitá zjednodušení pak mohou vést k poddimenování podlahové konstrukce a ke vzniku trhlin v podlaze. Příspěvek je proto zaměřen na specifika odezvy konstrukce, zabránění vzniku trhlin a z nich plynoucí doporučení pro navrhování.

1. Úvod

Běžné podlahové konstrukce hal jsou obvykle navrhovány jako vrstevnatá konstrukce, tvořená únosným podkladem, na kterém je položena tepelná a zvuková izolace, v nepodsklepených halových objektech spolu s izolací proti vlhkosti. V jednodušších případech bývá tepelná a zvuková izolace vypuštěna. Nad izolacemi, pokud jsou provedeny, bývá provedena roznášecí vrstva s finální keramickou nebo betonovou vrstvou podlahy.

Betonové vrstvy podlah jsou velmi často navrhovány z prostého betonu, případně finální nášlapné nebo dopravními vozíky pojížděné plochy podlah jsou v provedení z drátkobetonu. Velmi zřídka jsou navrhovány podlahové vrstvy vyztužené sítěmi a pokud tomu tak je, tak tyto sítě se obvykle nesprávně umísťují do blízkosti střednice vrstvy, takže při zatížení podlahy chodci, manipulačními vozíky či skladovým materiálem se vliv výztuže v příslušné vrstvě podlahy prakticky nepodílí při stanovení její ohybové únosnosti.

Podlahová konstrukce v rozměrných halách bývá dilatována zpravidla dodatečně prořezávanými dilatačními spárami, mnohdy s nesprávnou roztečí.

Projekční práce pro návrh podlah vzhledem k jejich malé náročnosti a také ceně za provedení projektu bývají často podceňovány a jsou proto prováděny zpravidla zjednodušeně a bez významnějšího rozvažování o konstrukci podlahy a její odezvy na zatížení, která na ni působí v období výstavby a při užívání v průběhu života konstrukce.

Cílem příspěvku je ukázat na příkladu dvou konstrukcí jedna s tepelnou, druhá bez tepelné a zvukové izolační vložky na problematiku zatížení a odezvy těchto konstrukcí a konečně na příkladech poruch, vzniklých trhlin v podlaze, na příčiny vytvoření těchto vad.

2. Podlahová konstrukce s tepelnou a zvukovou izolační vložkou

2.1 Popis konstrukce

Podlaha v obchodní hale hypermarketu je krytá keramickou dlažbou. Dlažba spočívá na podlahové desce, navržené v tloušťce 150 až 165 mm z betonu B25 vyztuženého rozptýlenou výztuží (drátkobeton) s minimálním množstvím výztuže 25 kg.m^{-3} RC45/50. Pod železobetonovou desku podlahy je navržena tepelná izolace (extrudovaný polystyrén např. Floormate 700 nebo Styrodur 5000 CS o tloušťce 70 mm), která je osazena na hydroizolačním souvrství a podkladní betonové mazanině B15 tloušťky 100 mm vyztužené KARI sítěmi $\varnothing 6/150$ - $\varnothing 6/150$.

Před provedením zadláždění se vyskytly v drátkobetonové vrstvě trhliny v okolí dilatačních spár, nebo přibližně rovnoběžně s těmito spárami. Pro zjištění příčin byla provedena expertiza celé konstrukce podlahy a posouzeny možné odchylky v provedení podlahy vůči projektovému stavu.

2.2 Odchytky v provedení podlahy vzhledem k projektu

Pro zjištění mechanických vlastností drátkobetonové desky byly provedeny zkoušky pevnosti v tlaku drátkobetonu na jádrových vývrtech z podlahové konstrukce a zároveň podle těchto vývrtů stanovena skutečná tloušťka drátkobetonové desky a objemová hmotnost jejího materiálu. Ze zkoušek pevnosti materiálu vyplynulo, že třída betonu se těsně přibližuje projektové třídě betonu B25 (je nižší o 2,5%). Nedestruktivní zkoušky drátkobetonu na větší rozloze podlahové desky výsledky zkoušek na jádrových vývrtech potvrdily.

Z jádrových vývrtů na 25 stanovištích bylo možné odečíst tloušťku drátkobetonové podlahové desky, která se pohybuje v rozmezí od 130,3 mm do 158,3 mm. Tloušťka drátkobetonové vrstvy nesplnila tloušťku, předepsanou projektem v rozmezí od 150 mm do 165 mm. Argumentace výrobce drátkobetonové desky, že skutečná tloušťka leží v tolerancích, povolených podle norem [1] a [2], nebyla uznána, protože tolerance předepsané v projektu mají vyšší váhu než doporučené tolerance v normách, týkajících se provádění. Tyto doporučené tolerance podle citovaných norem nelze rovněž vztahovat k dolní nebo horní mezi rozmezí tloušťky desky, uváděné v projektu.

S ohledem na nejistoty v kvalitě použitých polystyrénových desek byly odebrány laboratorní vzorky ze skutečné použitého polystyrénu. Byly provedeny laboratorní zkoušky v tlaku a stanovena přibližná mez pevnosti tohoto materiálu a modul pružnosti. Bylo zjištěno, že použitý polystyrén má přibližně poloviční tuhost ve srovnání s projektem předepsanými materiály. Volba měkčího podkladního polystyrénu způsobila, že namáhání drátkobetonové desky je nižší než při použití tužšího polystyrénu, ovšem za cenu zvýšení deformace podlahy. Reálné materiálové charakteristiky drátkobetonu a polystyrénu převzaté ze zkoušek konstrukce a jejího materiálu, včetně minimální naměřené výšky drátkobetonové desky (130 mm), byly použity pro výpočet odezvy drátkobetonové desky na polystyrénu na návrhová zatížení.

2.3 Výpočetní model soustavy drátkobetonová deska – podloží

Pro výpočet odezvy drátkobetonové desky na projektová zatížení byl použit 3D model drátkobetonové desky o tloušťce 130 mm (obr.1), vyrobené z B25 a o půdorysných rozměrech 8100×8100 mm (mezi dilatačními spárami). Deska spočívá na polystyrénovém podkladu tloušťky 70 mm. Mechanické charakteristiky drátkobetonu a polystyrénu byly převzaty z výsledků zkoušek obou materiálu. Podkladní konstrukce pod hydroizolací pod polystyrénem (podkladní betonová deska a vrstvy podloží) jsou významně tužší než polystyrénová deska a proto nebyly ve výpočetním modelu uvažovány.

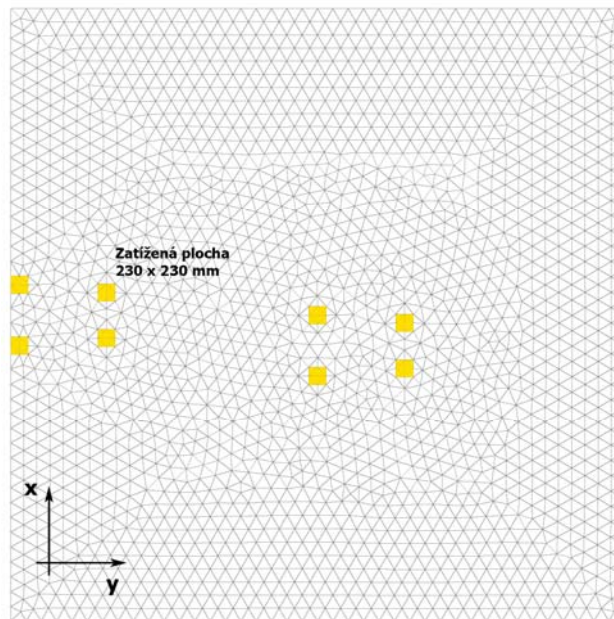
Polystyrénová deska byla zavedena do výpočtu jako Winkler-Pasternakovo dvouparametrické pružné podloží s konstantami:

$$C_{1z} = E / h = 16,462 \text{ MPa} / 0,070 \text{ m} = 235,2 \text{ MPa/m},$$

$$C_{2z} \approx C_{1z} / 2 = 235,2 / 2 = 117,6 \text{ MPa}\cdot\text{m},$$

$$C_{1x} = C_{1y} = G / h = 7,16 \text{ MPa} / 0,070 \text{ m} = 102,3 \text{ MPa/m}.$$

Ve výpočetním modelu byly použita zatížení od vlastní tíhy (ZS1), od rovnoměrného zatížení prodejní plochy 10 kN/m^2 (ZS2) a statické zatížení od vysokozdvizného vozíku s nosností 2 t, umístěného variantně ve střední části desky (ZS3) a na okraji desky (ZS4).



Obr.1 Výpočetní model deskové konstrukce podlahy se dvěma pozicemi manipulačních vozíků

Tab.1 Vypočtené maximální veličiny odezvy drátkobetonové desky na polystyrénu

Veličina odezvy	Velikost odezvy pro zatěžovací stav			
	ZS1	ZS2	ZS3	ZS4
Maximální průhyb [mm]	0,0089	0,028	0,044	0,100
Kontaktní napětí mezi deskou a polystyrénem – svisle [kPa]	-3,2	-10,0	-15,7	-35,8
Maximální tahové napětí v desce σ_x [kPa]			941,8	513,4
Maximální tahové napětí v desce σ_y [kPa]			855,5	960,3

Výsledky výpočtu odezvy v deformacích a v napětích jsou uvedeny v tab.1. Podle výsledků výpočtu, dominantní účinek na namáhání drátkobetonové desky má vysokozdvizný vozík umístěný při okraji desky (dilatační spáry). Namáhání desky v tahu za ohybu přibližně dosahuje výpočtové hodnoty pevnosti v tahu za ohybu prostého betonu $R_{btd} = 1,05 \text{ MPa}$, takže pevnost betonu v tahu není překročena. V projektu byla uvažována zvýšená pevnost drátkobetonu ve srovnání s prostým betonem ve výši $1,76 \text{ MPa}$. Tato zvýšená mez tahové pevnosti (ve srovnání s prostým betonem) vychází pouze z menší bezpečnosti konstrukce ve srovnání s normou ČSN 73 1201 [3] a není důsledkem přítomnosti drátků v betonu.

Vzhledem ke skutečnosti, že tahové namáhání drátkobetonové desky tloušťky 130 mm splňuje na mezi přípustnosti výpočtové namáhání prostého betonu v tahu, je konstrukce drátkobetonové podlahy o tloušťce 130 mm a více dostatečně únosná pro přenesení

projektových zatížení. Z podkladní dokumentace však vyplývá, že tloušťka drátkobetonové desky může být podle dřívějších měření i menší (až 120 mm). Pak ovšem v takovýchto místech může namáhání v tahu přesáhnout výpočtovou mez pevnosti v tahu pro prostý beton a to pravděpodobně i s nekvalitně provedenými dilatačními spárami bylo důvodem pro vznik trhlin v okolí dilatačních spár.

3. Dvouvrstvá podlahová konstrukce bez izolační vložky

3.1 Popis konstrukce

Podlahová konstrukce dvouvrstvé skladové nezateplené plechové haly je tvořena podkladním betonem třídy B15 v tloušťce 150 mm, vyztuženým KARI sítěmi $\phi 6/150-\phi 6/150$; vrstva byla vybetonována přímo na rostlém terénu. Na podkladním betonu je nadbetonována krycí finální vrstva podle projektu z betonu B15 tloušťky 50 mm, bez jakýchkoliv vložených izolací (proti vlhkosti a teplotní). Při betonáži byla tato vrstva provedena jako spojitá na celou plochu 1220 m² haly. Po cca 7 až 10 dnech po betonáži byly v podlaze proříznuty dilatační spáry přibližně v síti 4,5×(5 až 6) m.

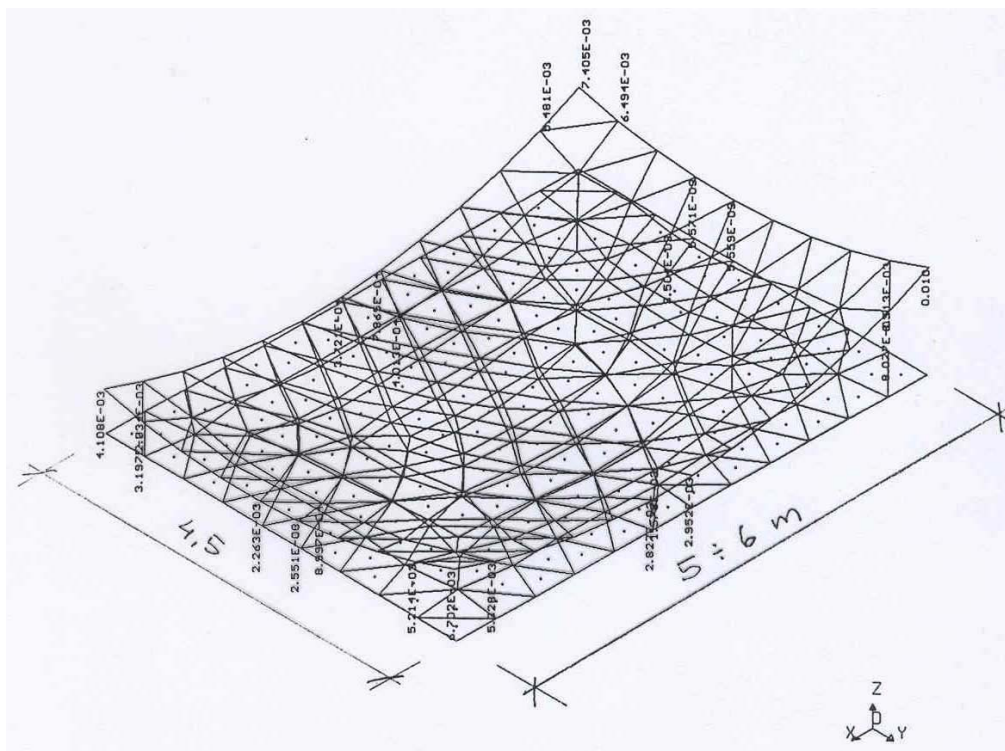
Podle prohlídky na místě po cca 4 týdnech od betonáže byl shledán beton krycí vrstvy homogenní s jemnozrnnou strukturou na celou výšku 50 mm. Podle struktury a barvy betonu se jednalo o pevnostně velmi kvalitní beton minimálně třídy B30 místo projektem předpokládaného betonu třídy B15. Podkladní beton pod touto krycí vrstvou se jevil rovněž pevnostně velmi dobrý. Dále bylo patrné vodorovné oddělení krycího betonu od podkladního betonu – tato vodorovná spára mezi krycí vrstvou a podkladním betonem měla v rohu rozdilovaných částí výšku do cca 1 až 2 mm. Při chůzi nebo přejíždění stavebních koleček, řezacího stroje ap. přes tato rohová místa došlo k vytvoření diagonálních trhlin v krycí vrstvě přes nadzdvihlé rohy a dále trhlin rovnoběžných s provedenými dilatačními spárami ve střední části jednotlivých obdélníkových polí krycí vrstvy a to prakticky ve všech polích s výjimkou polí u vstupních vrat do haly.

3.2 Příčiny vzniku trhlin

Důvodem vzniku nadzdvížení krycí vrstvy betonu a následných poruch byla teplotní zatížení spolu s dotvarováním betonu při jeho tvrdnutí. Betonáž krycí vrstvy podlahy byla prováděna počátkem září v období, kterému předcházel velmi teplý srpen. Lehká plechová konstrukce haly se účinkem slunečního záření značně ohřála a způsobila i prohřátí podkladního betonu podlahy. Takže pravděpodobně při betonáži krycí vrstvy byl podkladní beton teplý. Betonová směs dovážená na stavbu měla zřejmě teplotu nižší. Vybetonovaná 50 mm vrstva však velmi rychle převzala teplotu svého podkladu, tedy podkladního betonu v době na počátku svého tuhnutí. V druhé dekádě srpna však došlo k ochlazení venkovních teplot, tedy v době, odpovídající přibližně době prořezávání dilatačních spár. Protože v teplotně neizolované hale velmi rychle dojde k vyrovnání teplot s venkovním ovzduším, byl horní povrch vybetonované krycí vrstvy ze shora ochlazován v důsledku chladnějšího počasí a přitom ještě zesponu ohříván teplým podkladním betonem a prohřátou podkladní zeminou. Podle výpočtu (obr.2) stačil k odtržení krycí vrstvy od podkladu teplotní rozdíl několika málo stupňů. Toto tvrzení podporuje i ta skutečnost, že v těsné blízkosti otevřených vrat se potrhání podlahy neprojevovalo. V těchto místech v důsledku lepšího větrání nebyly podkladní vrstvy betonu natolik ohřáty teplým počasím v důsledku většího proudění vzduchu otvorem vratové konstrukce, takže teplotní spád zde byl nižší a k odtržení krycí vrstvy od podkladu nemuselo dojít.

Dalším důvodem pro poškození krycí vrstvy podlahy, který spolupůsobil s teplotními vlivy, bylo smršťování betonu ve vybetonované vrstvě. Projekt předpokládal beton značky B15,

podle smlouvy o dílo se stavební firmou však byl nasmlouván omylem beton B25 a je pravděpodobné, že beton podle prohlídky na místě byl kvality ještě lepší. Přitom lepší kvalita použitého betonu je výhodnější vzhledem k menšímu otěru podlahy a její vyšší trvanlivosti, ovšem na druhé straně čím kvalitnější (pevnější) beton je proveden, tím jeho smršťovitost (pokud nejsou použity speciální přísady) je větší. Zakletování horního povrchu cementovým potěrem (předepsané v technické zprávě) ještě více zvyšuje velikost smršťování betonu. Toto smršťování počíná od povrchu konstrukce a pokud konstrukce podlahy není ošetřována (např. zakryta a kropena) a nebo vyztužena armovacími sítěmi, probíhá smršťování v polích omezených dilatačními spárami bez zábran; vliv smršťování podlahového betonu významně omezují kvalitně provedené dilatační spáry.



Obr.2 Nadzdvihlá krycí vrstva podlahy při ochlazení horního povrchu o 5°C

3.3 Výpočtový model

Pro prokázání vlivu teploty byl sestaven výpočetní model konstrukce. Byla modelována desková konstrukce krycí vrstvy 4,5×6,0 m tloušťky 50 mm, vymezená dilatačními spárami. Deska byla uvažována podepřena Winkler Pasternakovým podložím s tuhostí odpovídající tuhosti podkladního betonu na rostlém podloží (poloskalní prostředí):

$$C_{1,z} \approx 600 \text{ MPa/m}, \quad C_{2,z} \approx 100 \text{ MPa}\cdot\text{m}.$$

Spolupůsobení podkladního betonu a betonu krycí vrstvy je závislé na charakteristice provedení styku staršího podkladního a mladšího krycího betonu. Pro posouzení pevnostní kvality tohoto styku zavádí ČSN 73 1201 [3] v čl. 10.1.2 pojmy těsný a suchý styk. V závislosti na kvalitě a ošetření povrchu podkladního betonu před betonáží krycí vrstvy lze stanovit únosnost tohoto styku. V případě, že styk není vyztužen a pokud bychom předpokládali, že nedojde k vzájemnému posuvu na rozhraní (tomu by tak bylo, kdyby horní krycí vrstva byla vyztužena např. sítí obdobně jako podkladní beton) jedná se v příznivějším případě o suchý styk, jehož pevnost je cca $0,6 \cdot R_{btd}$ (viz čl. 10.2.3 ČSN 73 1201).

Na základě výpočtu bylo prokázáno, že při ochlazení horního povrchu o 5 °C dojde ke zvednutí rohů do 10 μm. Absolutní hodnota přizvednutí rohů je samozřejmě závislá na teplotním rozdílu – ten při betonáži nebyl a ani se nepředpokládá aby byl měřen.

Další významný výsledek výpočtu, je velikost napětí na kontaktu mezi podkladním betonem a krycí vrstvou, napětí na dolním povrchu krycí vrstvy v rozích obdélníkové deskové konstrukce přesahuje 1,2 MPa, respektive pokud bychom styk podle normy ČSN 73 1201 považovali za suchý, napětí v hlavním tahu přesahuje $0,6 \cdot 1,2 = 0,72$ MPa, jehož důsledkem je odtržení krycí vrstvy od podkladního betonu. K tomuto odtržení, jak plyne z pevnosti různých značek betonu v tahu, by došlo rovněž i při provedení krycí vrstvy z B15 nebo B25. Při volně položené (odtržené) krycí vrstvě na betonovém podkladu bez možnosti působení soudržnosti mezi oběma konstrukcemi dojde v důsledku ochlazení horního povrchu o 5 °C k nadzdvžení rohů krycího betonu v řádu jednotek mm.

3.4 Projekční a prováděcí nedostatky

Podle ČSN 73 1201 [3], čl. P 6.8, tab 46, pokud půdorysné rozměry dilatačních celků podlah z prostého betonu v tloušťkách v rozmezí 140 až 180 mm jsou větší než 4,5 m u nevytápěných hal, je třeba rozměry dilatačních celků posoudit výpočtem (např. jak uvedeno výše).

V našem případě betonovaná vrstva je pouze 50 mm tlustá, tedy přibližně třikrát méně než jsou tloušťky 140 až 180 mm podle normy. Přesto stavební firma provedla dilatační celky větší, než udává norma. V tomto případě nevyztužených podlah tloušťky 50 mm v nechráněné dispozici je vhodné dilatovat podlahu na dilatační celky pouze 3×3 m.

V souvislosti s touto událostí došlo k několika závažným událostem a chybám, které zapříčinily vznik poškození:

- 1) projekt v technické zprávě a výkresech řezů neuvádí, že je nutno provést dilatační celky v horní vrstvě podlahy, které podle ČSN 73 1201 jsou nezbytné,
- 2) projekt nepředepisuje způsob ošetření podkladního betonu před betonáží krycí vrstvy ani ošetření krycí vrstvy po jejím provedení. Tenké krycí vrstvy jsou velmi choulostivé na dotvarování (smrštění, teplotní vlivy, atp.) a proto musí být součástí projektu požadavek na ošetřování betonu před a po betonáži,
- 3) navržení tenké 50 mm krycí vrstvy bez vyztužení vrstvou sítě při nepojednání bodů ad 1 a 2 výše, je nedostatkem projektu, který se bezprostředně podepsal na vzniku poruch,
- 4) stavební firma nedodržela projekt v předepsané kvalitě betonu krycí vrstvy – použila beton o vyšší pevnosti než předepisuje projekt, který je sice finančně nákladnější, ale na druhé náchylnější ke smršťování,
- 5) stavební firma si uvědomila, že v podlaze v její krycí vrstvě musí být provedeny dilatační spáry, tyto spáry provedla, ale s nedostatečnými rozestupy; dále nedodržela normové předpisy na ošetřování betonů.

4. Charakteristické trhliny v podlahách

Při navrhování a provádění podlahových konstrukcí ve velkých halách bývá velmi častým jevem vznik trhlin po obvodu sloupů (obr.3) Tyto trhliny jsou způsobeny tím, že patka sloupu je rozšířena proti vlastnímu profilu sloupu a krycí vrstva podlahy je zčásti nad poddajnou konstrukcí vrstevnaté podlahy a zbývající část nad patkou sloupu, chybí podkladní vrstva, stejné poddajnosti jako v okolní části podlahy. V tomto případě pak dojde k prokreslení obvodu patky trhlinami do horní konstrukce podlahy. Obdobný typ trhlin se vyskytuje i okolo nejrůznějších vstupů pod podlahu (odvodňovací nebo technologické kanály, výstupy masivních obetonovaných potrubí nebo potrubí s přírubami apod.

Řešením, které eliminuje vznik trhlin tohoto typu je dodržení poddajnosti podlahové konstrukce v celé ploše podlahy, to znamená i v blízkosti sloupů, kanálků apod.



Obr.3 Trhliny okolo sloupů a) obchodní hala, b) skladová hala



Obr.4. Trhliny v těsné blízkosti dilatačních spár a) trhlina vedle dilatační spáry v podlaze skladu
b) pokračování trhliny z dlažby vedle dilatační spáry ve stěně



Obr.5 Trhliny v podlaze skladu a) počáteční mapové b) po vytlučení od přejezdu vozíků

Dalším relativně častým problémem jsou nekvalitně provedené dilatační spáry v podlahové konstrukci, nebo dilatační spáry ve finální krycí vrstvě podlahy, posunuté z nejrůznějších důvodů proti dilatačním spárám ve stavební konstrukci haly (obr.4) ap. Dilatační spára se zpravidla vždy vytvoří u konstrukcí různého stáří, které jsou k sobě přistaveny na sraz, dále v nejnižších podlažích na rozhraní různé hloubky založení konstrukce nebo konstrukcí různé tuhosti, v místech pracovních spár nevyztužených spřahovací výztuží, při betonáži velkých ploch podlah a pozdním proříznutí dilatačních spár atd. Podle obr.4a se trhlinka v podlaze vytvořila v místě, kde zřejmě nebyla dodržena technologie spojitě betonáže v rohové části chodby – pravděpodobně zde existovala pracovní spára buď při betonáži krycí vrstvy nebo při betonáži podkladních vrstev u nevyztužených vrstev podlahy. V případě ad obr.4b je patrné, že v podlaze nebyla provedena dilatační spára, zatímco v nosné konstrukci objektu ano; pak v podlahové konstrukci se tato spára – trhlinka vytvoří samovolně.

Na obr.5a jsou patrné první známky trhlin v litém betonu finální vrstvy podlahy – jedná se zřejmě o smršťovací trhliny v důsledku nepřítomnosti výztuže v této finální vrstvě nebo vysokého vodního součinitele litého betonu ap. Při zatížení podlah přejezdy manipulačních vozíků pak při nedostatečném vyztužení podlahové vrstvy (nestačí drátkobeton) dojde nejprve k rozevření dominantních spár a jejich postupnému vytloukání (obr.5b). Postupné zvětšování spáry a její zalití poddajnými tmely zpravidla nevede k uspokojivému řešení – trhliny se postupně vytloukají do větší šíře.

5. Závěr

Návrh a provádění podlahových konstrukcí není jednoduchá záležitost, právě proto, že bývá často podceňována a v projektu chybí ocenění vlivu teplot, vlivu pojezdu manipulačních vozíků přes nerovnosti podlah (dilatačních spár), vlivu různých vlastností podkladu pod finální vrstvou podlahy a konečně i vlivu technologie výstavby a ošetřování betonových podlah po betonáži.

Technologie drátkobetonů je v současnosti velmi populární. Ve všech uváděných příkladech v tomto příspěvku byly drátkobetonové použity pro provedení finální vrstvy podlahy; jedná se o konstrukce současné – přesto z hlediska přenesení tahových napětí v betonu v důsledku ohybu vrstvy na poddajném podkladu, nebo při přejezdu vozíků, při teplotním zatížení apod. se drátkobeton chová jako prostý beton. Také umístění výztužných sítí v blízkosti střednice vrstvy je z hlediska únosnosti vrstvy v ohybu nevýznamné a nemůže zabránit vzniku trhlin v desce podlahy.

Cena ať již projektových prací nebo prováděcích prací je zpravidla nízká, chyby v projektu nebo v provedení podlah jsou zpravidla neopravitelné a je nutné poškozené vrstvy vybourat a nahradit novými samozřejmě za cenu dalších nákladů a nepříjemností pro projektanta, stavební firmu i investora. To byl i jeden z důvodů, proč vybraným případům z návrhu a provádění podlahových vrstev je věnován tento příspěvek.

Poděkování

Práce na této problematice byla podporována grantovým projektem GAČR 103/06/1521 „Spolehlivost a rizika konstrukcí v extrémních podmínkách“. Autoři si dovoluji touto cestou vyslovit grantové agentuře za její podporu svůj dík.

Literatura

- [1] ČSN 73 0205 Geometrická přesnost ve výstavbě, Navrhování geometrické přesnosti.
- [2] ČSN 73 0210-2 Geometrická přesnost ve výstavbě, Podmínky provádění, Část 2: Přesnost monolitických betonových konstrukcí.
- [3] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí.
- [4] ČSN P ENV 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.