

# TEPLOTNÍ ÚČINKY VELKOPLOŠNÝCH ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Radim Čajka

Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně

**Průběh rozložení teplot v základových konstrukcích - teplotní pole jednorozměrné stacionární a nestacionární - výpočet tahových napětí od teplotních změn - přibližný výpočet podle ČSN 73 1208 - příklad: posouzení základů nádrže ropy.**

## Úvod do problematiky

Při návrhu a realizaci velkoplošných základových konstrukcí nabývají na významu teplotní účinky, které působí na betonovou konstrukci jak ve fázi výstavby, tak v době jejího provozu. Při výstavbě je pro napjatost zpravidla rozhodující vývin hydratačního tepla cementu, v provozní fázi to jsou klimatická a technologická teplotní zatížení. Průběh a rozložení teplot v konstrukci obecně popisuje trojrozměrné teplotní pole, které je popsáno funkcí

$$T = T(x, y, z, t)$$

Toto pole je *nestacionární*, tzn. že teplota v bodě  $x, y, z$  je funkcí času  $t$ . Naproti tomu *stacionární* teplotní pole bude takové pole teplot, u kterého se teplota s časem nemění, resp. platí

$$\frac{\delta T}{\delta t} = 0$$

a je tedy speciálním případem nestacionárního pole. Takové teplotní pole je popsáno funkcí

$$T = T(x, y, z)$$

U plošných konstrukcí můžeme provést redukci úlohy zanedbáním dvou směrů  $y, z$ , čímž se řešená úloha značně zjednoduší. Toto jednorozměrné teplotní pole je tedy popsáno funkcí

$$T = T(x, t)$$

## Diferenciální rovnice vedení tepla

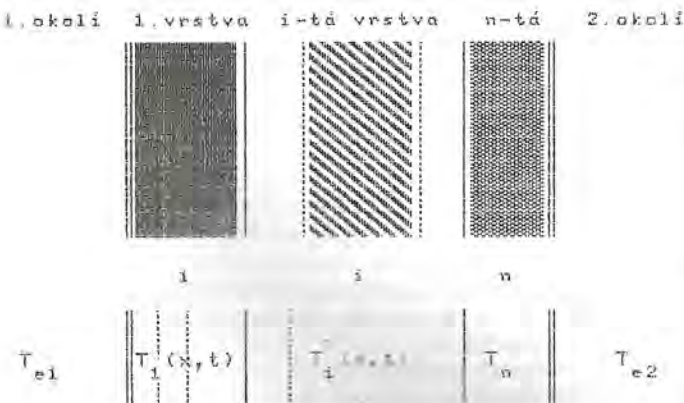
Jednorozměrnou úlohu vedení tepla v závislosti na čase popisuje parciální diferenciální rovnice, která má tvar

$$\frac{\delta T}{\delta t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{q}{c \cdot \rho}$$

kde  $t$  je čas, [s]

$T = T(x, t)$	teplota,	[K]
$\lambda = \lambda(T)$	teplotní vodivost,	[W · m <sup>-1</sup> · K <sup>-1</sup> ]
$\rho = \rho(T)$	měrná hmotnost,	[kg · m <sup>-3</sup> ]
$c = c(T)$	měrné teplo,	[J · kg <sup>-1</sup> · K <sup>-1</sup> ]
$q = q(x, t)$	vnitřní zdroj tepla,	[W · m <sup>-3</sup> ].

Její obecné řešení je známo pouze pro některé případy vnějšího teplotního zatížení a zpravidla pro homogenní materiál [8], [9], [13]. Program NONSTAC, který byl sestaven autorem příspěvku, řeší diferenciální rovnici vedení tepla numericky a umožňuje zadat libovolný počet vrstev materiálu. Označení okrajů a dělení stěny je zřejmé z obr. 1



Obr. 1 Rozdělení stěny

Tepelné charakteristiky materiálů  $\lambda, c, \rho$  mohou být zadány jako funkce teploty  $T$ , stejně jako součinitele přestupu tepla  $\alpha_e$ . Materiál  $i$ -té vrstvy má své parametry zadány polynomy ve tvaru

$$\lambda_i(T) = \lambda_{i0} + \lambda_{i1} \cdot T + \lambda_{i2} \cdot T^2,$$

$$c_i(T) = c_{i0} + c_{i1} \cdot T,$$

$$\rho_i = \rho_{i0}$$

$$\text{pro } i = 1, \dots, n$$

a součinitele přestupu tepla na okrajích

$$\alpha_i = \alpha_{i1} + \alpha_{i2} \cdot T$$

$$\text{pro } i = 1, 2$$

Tyto závislosti nabývají na významu zejména u vysokých teplotních technologických zatížení [7] nebo při požáru [4], [14]. Na obou površích lze zadat různý průběh vnějších teplot  $T_e$ :

- konstantní teplotu
- denní kolísání teploty
- vliv slunečního záření
- vývoj teploty požáru
- obecný průběh teplot

Jednotlivé materiálové vrstvy mohou mít zadány *vnitřní zdroj tepla*  $q$ , což v betonových konstrukcích představuje hydratační teplo cementu.

Při numerickém řešení diferenciální rovnice je použita metoda podle [11], přičemž integrační krok je volen s ohledem na dosaženou přesnost řešení.

## Denní kolísání teploty

Teplota vzduchu je v *letním období* závislá na denním čase [10], [12] podle funkce

$$T_e(t) = T_{stf} + A_e \cdot \sin \frac{\pi}{12} (t + t_0 - t_p)$$

kde	$T_{stf}$	je průměrná denní teplota vzduchu [°C]
	$A_e$	teplotní amplituda vnějšího vzduchu [°C]
	$t_0$	počátek řešení [h]
	$t_p$	technická konstanta [h]

s dobou maxima v 15 hodin

Podle [10] lze pro I. teplotní oblast (Čechy, Morava a Jižní Slovensko) uvažovat střední teplotu

$$t_{stf} = 20, 5 \text{ °C}$$

$$A_e = 6, 7 \text{ °C}$$

## Sluneční záření

Je zadáno globální intenzitou slunečního záření  $E_g$ , která zahrnuje jak přímé, tak nepřímé (rozptýlené, difuzní) záření [2], [3]. Jeho průběh lze vyjádřit periodickou funkcí

$$E_g(t) = J_{stf} + A_j \cdot \sin \frac{\pi}{12} (t + t_0 - t_p)$$

kde	$J_{stf}$	je střední intenzita globálního slunečního záření [W · m <sup>-2</sup> ]
	$A_j$	amplituda globálního slunečního záření [W · m <sup>-2</sup> ]
	$t_0$	počátek řešení [h]
	$t_p$	technická konstanta [h]
	$t_{max}$	doba maximálního účinku záření [h]

Vstupní parametry lze nalézt např. v ČSN 73 0542 [3], odkud jsou převzaty hodnoty uvedené v tab. 1.

	H	S	J	V	Z	JV	JZ	SV	SZ
$J_{stf}$ [W·m <sup>-2</sup> ]	306	106	199	215	215	223	223	157	157
$A_j$ [W·m <sup>-2</sup> ]	575	92	437	555	555	506	506	413	413
$t_{max}$ [h]	12	18/7	12	8	16	9,5	14,5	7	17
$t_p$ [h]	6	12/1	6	2	10	3,5	8,5	1	9

Tab. 1 Střední intenzita globálního slunečního záření  $J_{stf}$ , amplituda globálního slunečního záření  $A_j$  a doba jeho maxima v závislosti na orientaci

Výsledný tepelný tok  $q_s$  lze vyjádřit vztahem

$$q_s = A_s \cdot E_g$$

kde  $A_s$  je pohltivost slunečního záření.

Přímé i nepřímé (difúzní) sluneční záření, které dopadá na zemský povrch, je jím částečně odraženo. Množství energie, která se odrazí od určitého povrchu, závisí na jeho vlastnostech a stavu.

Některé hodnoty pro různé stavební materiály lze nalézt rovněž v [3].

Při řešení požární odolnosti stavebních konstrukcí lze okrajovou teplotu vyjádřit pomocí normových závislostí vývoje teplot [4] vztahem

$$T(t) = T_0 + 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1)$$

kde  $T_0$  je počáteční teplota požáru  
 $t$  čas v hodinách

nebo přesněji podle teplotních křivek publikovaných v [14].

Pro řešení teplotního pole od technologických vlivů (kouřovody apod.) lze využít možnosti zadání obecného průběhu teplotního zatížení v podobě po částech linearizovaných úseků

$$T(t) = k_{0i} + k_{1i}t \quad \text{pro } i = 1, \dots, n$$

### Vývin hydratačního tepla

Vliv vývinu hydratačního tepla cementu lze do řešení zahrnout jako vnitřní zdroj tepla  $q(x, t)$ .

Při adiabatických teplotních poměrech není teplo v systému z vnějšku ani přiváděno, ani odváděno. Průběh adiabatické teploty může mít různé funkční závislosti. Protože předpokládáme homogenní betonovou směs, kdy hydratace cementu probíhá ve vrstvě stejně, není vývin závislý na souřadnici  $x$  a v diferenciální vedení tepla lze položit

$$\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = 0$$

Rovnice se zjednoduší na tvar

$$\frac{\delta T}{\delta t} = \frac{q}{c \cdot \rho}$$

Řešení obdržíme snadno integrací

$$\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = 0$$

### Lineární vývoj

Nejjednodušší předpoklad o vývinu hydratačního tepla v konstrukci je lineární nárůst teploty  $T$  do doby  $t_r$  a potom jeho konstantní hodnota [8], [9]. Tomuto předpokladu odpovídá konstantní průběh intenzity hydratačního tepla  $q$ :

$$q(t) = q_0 \quad \text{pro } 0 \leq t \leq t_r$$

$$q(t) = 0 \quad \text{pro } t > t_r$$

Po dosažení a provedení integrace lze vyjádřit adiabatický nárůst teploty  $\Delta T$  podle lineární funkční závislosti

$$\Delta T(t) = \frac{1}{c \cdot \rho} \cdot \int_0^t q_0 \cdot dt = \frac{q_0}{c \cdot \rho} \cdot t$$

### Vývoj exponenciální

Podle [15], [17] lze vyjádřit adiabatické zvýšení teploty betonu při stálé teplotě 20 °C pomocí exponenciální funkční závislosti ve tvaru

$$\Delta T(t, T=20^\circ\text{C}) =$$

$$= \Delta T_a(1 - e^{-\alpha_a t}) + \Delta T_b(1 - e^{-\alpha_b t}) + \Delta T_c(1 - e^{-\alpha_c t}) =$$

$$= \sum_{i=1}^3 \Delta T_i(1 - e^{-\alpha_i t})$$

kde  $i = a, b, c$

$\Delta T_a, \Delta T_b, \Delta T_c$ , jsou složky adiabatického zvýšení teploty betonu [°C]

$\alpha_a, \alpha_b, \alpha_c$  exponenty [s<sup>-1</sup>]

Určení potřebných parametrů je však problematické a lze je určit jen

přibližně na základě měření teplot v betonu. V [17] je uváděn příklad zjištění těchto vstupních hodnot, kdy byl na stavbě JE Temelín vybetonován zkušební blok o rozměrech přibližně 1 x 1 x 1 m. Ten byl tepelně izolován 5 cm tlustými deskami z polystyrénu a po 7 dní v něm byla měřena teplota v těžišti a při povrchích v časových intervalech 15 min a později 30 min a 1 hodina. Pro následné zjištění hydratačního tepla byly použity výpočty prostorového vedení tepla v kvádru na základě naměřených teplot a postupným upravováním vstupních údajů (hydratační teplo, vodivost apod.) byly stanoveny výsledné složky tak, aby co nejvíce souhlasily naměřené a vypočtené hodnoty. Takto byly stanoveny výsledné hodnoty:

$$\Delta T_a = 47,2 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\Delta T_b = 29,0 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\Delta T_c = 11,0 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\alpha_a = 0,76 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 8,796 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

$$\alpha_b = 0,10 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 1,157 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

$$\alpha_c = 8,50 \text{ [den}^{-1}\text{]} = 98,380 \cdot 10^{-6} \text{ [s}^{-1}\text{]}$$

Uvážíme-li vztah mezi adiabatickým zvýšením teploty  $\Delta T$  a hydratačním teplem  $Q_h$ , lze psát

$$Q_h = \frac{c \cdot \rho}{m} \cdot \Delta T$$

Na základě této relace lze rovněž vyjádřit vývoj hydratačního tepla  $Q_h$  v závislosti na čase  $t$  podle funkce  $\Delta T$ :

$$Q_h(t, T=20^\circ\text{C}) =$$

$$= Q_a(1 - e^{-\alpha_a t}) + Q_b(1 - e^{-\alpha_b t}) + Q_c(1 - e^{-\alpha_c t}) =$$

$$= \sum_{i=1}^3 Q_i(1 - e^{-\alpha_i t})$$

kde  $Q_a, Q_b, Q_c$  jsou jednotlivé složky hydratačního tepla

Pro vlastní výpočet je důležitá znalost intenzity vnitřního zdroje tepla  $q$ , která je derivací hydratačního tepla  $Q_h$ , popřípadě adiabatického zvýšení teploty  $\Delta T$ :

$$q(t) = c \cdot \rho \cdot \frac{\delta T}{\delta t} = c \cdot \rho \cdot \frac{\delta}{\delta t} \cdot \left( \sum_{i=1}^3 \Delta T_i (1 - e^{-\alpha_i t}) \right) =$$

$$= c \cdot \rho \cdot \sum_{i=1}^3 \Delta T_i (\alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}) = c \cdot \rho \cdot \sum_{i=1}^3 \Delta T_i \cdot \alpha_i \cdot e^{-\alpha_i t}$$

### Řešení dle ČSN 73 1208

V příloze 1 ČSN 73 1208 [6] je uveden postup výpočtu velikosti tahových napětí  $\sigma_{bt}$  od teplotních změn vyvolaných v masivní betonové konstrukci zejména vývinem hydratačního tepla v počátečním období, tj. v době 3 až 28 dnů po ztuhnutí betonové směsi. Výpočet je přibližný a jeho použití je vázáno podmínkou, že počáteční teplota betonové směsi  $T_{or}$  nesmí být nižší než 3°C a průměrná teplota vnějšího prostředí  $T_e$  (uvažuje se konstantní v době  $t$  od vybetonování po posuzovaný okamžik) nesmí být nižší než 1°C. Vliv bednění svislých líců bloku dřevěným bedněním tl. 25 mm po dobu  $t_r$  (dní) je vystižen zvýšením teploty vnějšího prostředí  $T_e$  o 3°C. V případě plechového nebo překližkového bednění činí zvýšení  $T_e$  0 až 1°C. Řešení předpokládá počáteční vývoj základních charakteristik betonu v masivním bloku v časovém úseku  $t$  dní po ztuhnutí betonové směsi takto:

- adiabatické zvýšení teploty betonu  $\Delta T_{at}$  ve °C podle vztahu

$$\Delta T_{at} = \Delta T_a \cdot (1 - e^{-\beta t})$$

- modul pružnosti betonu  $E_b(t)$  v MPa podle vztahu

$$E_b(t) = E_b \cdot (1 - e^{-0,8 \cdot \beta t})$$

- pevnost betonu v tahu  $R_{bt}(t)$  v MPa podle vztahu

$$R_{bt}(t) = R_{bt} \cdot (1 - e^{-0,8 \cdot \beta t})$$

kde  $e$  je základ přirozených logaritmů,

$t$  doba od ztuhnutí betonové směsi po posuzovaný okamžik (dní),

$\beta$  součinitel vyjadřující rychlost vývinu teploty betonu v adiabatických podmínkách (viz dále)

$\Delta T_a$  celkové adiabatické zvýšení teploty betonu pro čas  $t = \infty$  podle vztahu

$$\Delta T_a = \frac{m \cdot Q_h}{c \cdot \rho_v}$$

kde  $m$  je hmotnost cementu v 1 m<sup>3</sup> hotového betonu [kg]  
 $Q_h$  hydratační teplo cementu [J . kg<sup>-1</sup>] stanovené zkouškou  
nebo pro orientační výpočet podle tab. 2  
 $c$  měrná tepelná kapacita betonu [J . kg<sup>-1</sup> . K<sup>-1</sup>]  
 $\rho_v$  objemová hmotnost betonu [kg . m<sup>-3</sup>]

Hodnoty hydratačního tepla  $Q_h$  pro různé druhy cementu, jak je uvádí [6], jsou uvedeny v následující tabulce:

řádek	Druh cementu	Hydratační teplo $Q_h$ [kJ.kg-1]	Poznámka
1	portlandský	330 až 380	podle ČSN 73 1209 nelze použít pro masivní konstrukce
2	strusko-portlandský	260 až 350	SPC-325 Rohožník 260 kJ.kg-1 SPC-325 Stupava 277 kJ.kg-1
3	vysokopecní	250 až 290	

Tab. 2 Informativní hodnoty hydratačního tepla  $Q_h$  cementů vyráběných v ČR a SR

Rychlost vývinu hydratačního tepla v adiabatických podmínkách je vyjádřen součinitelem  $\beta$  v den<sup>-1</sup>, jehož velikost se určí ze vzorce

$$\beta = \beta_{10} \cdot 2^{\frac{T_{or} - 10}{10}}$$

kde  $\beta_{10}$  je základní hodnota 0, 15 až 0, 25 součinitele  $\beta$  stanovená pro cementy s pomalým nebo normálním vývinem hydratačního tepla při počáteční teplotě betonu  $T_{or} = 10^\circ\text{C}$ ,  
 $T_{or}$  skutečná počáteční teplota betonové směsi ( $^\circ\text{C}$ )

Jiný průběh vývinu hydratačního tepla, jak byl experimentálně naměřen, lze nalézt např. v [16].

### Základ nádrže ropy

Pomocí výše popsaného programu pro řešení jednorozměrného nestacionárního teplotního pole stavebních konstrukcí NONSTAC byl řešen průběh teplot v rozsáhlých základových konstrukcích [18], [19].

Základ nádrže ropy objemu 50 000 m<sup>3</sup> je tvořen monolitickou železobetonovou deskou tloušťky 800 mm z betonu třídy B 20 podle ČSN 73 1201 [5]. Průměr základové desky 70, 6 m překračuje více než trojnásobně přípustné rozměry podle [5] pro vyztužené monolitické konstrukce (24, 0 m).

Pro omezení účinků hydratačního tepla byla navržena betonová směs s co nejmenším množstvím cementu (betony nižších tříd pokud možno s 90denní pevností a struskoportlandské cementy nižších značek) a betonáž desky tloušťky 0, 80 m se předpokládala ve dvou vrstvách po 0, 40 m.

Časový sled betonáže desky ve dvou vrstvách tloušťky 0, 40 m byl podmíněn kapacitou centrální betonárny. Při daném výkonu zařízení 1000 až 1200 m<sup>3</sup> za 24 hodin a celkové kubatuře základové desky  $\pi \cdot 0,8 \cdot 35,3^2 = 3 132 \text{ m}^3$  bylo předpokládáno dokončení betonáže první, stejně jako druhé vrstvy po 36 hodinách, tj. po 1, 50 dnech nepřetržitě betonáže. Při neprodleném zahájení betonáže 2.vrstvy stejným postupem nedosáhne beton první vrstvy podle [5] pevnosti 50%, takže vodorovnou konstrukci lze posuzovat jako celistvou a pracovní spáru v polovině tloušťky desky není potřeba nijak připravit pro betonáž následující vrstvy, pouze ochránit před znečištěním. Celkovou dobu zcela plynulé betonáže základové desky je tedy možno předpokládat při spolehlivém výkonu betonárny, dopravy a ukládání betonové směsi celkově okolo 72 hodin, tj. tři dny při nepřetržitém provozu.

Z provedeného řešení vývoje nestacionárního teplotního pole od vývinu hydratačního tepla v základové desce betonované ve dvou vrstvách po 0, 40 m vyplynula potřeba chránit povrch obou vrstev proti rychlému odvodu tepla z povrchu vybetonované vrstvy. Průměrná venkovní teplota vzduchu se na přelomu října a listopadu předpokládala 5 $^\circ\text{C}$ .

Vývin hydratačního tepla SPC 400 byl předpokládán hodnotou  $Q_h = 330 \text{ kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$  cementu přepočtem podle ČSN 73 1208 [6], viz tab. 2. Ve výpočtu bylo bezpečně předpokládáno, že se toto množství tepla uvolní

při linearizovaném vývoji již po  $t_r = 36$  hod.

Intenzita vývinu hydratačního tepla  $q$  je při 295 kg SPC 400/m<sup>3</sup>:

$$q = 295 \cdot 330 \cdot 10^3 / 36 \cdot 3600 = 751 \text{ Wm}^{-3}$$

Při adiabatickém ději by po 36 hodinách hydratační teplo způsobilo zvýšení teploty betonu o:

$$\Delta T = 295 \cdot 330 \cdot 10^3 / 840 \cdot 2363 = 49, 0^\circ\text{C}$$

díky nízkému množství cementu pro 90 denní pevnost B 20.

Průběh teplot byl při postupné betonáži ve 2 vrstvách 0, 4 + 0, 4 m vyšetřován ve dvou časových etapách pro extrémní podmínky (listopad):

1. Uložení 1. vrstvy 0, 40 m betonové směsi teplé 5  $^\circ\text{C}$  za teploty podkladu i vnější atmosféry 5  $^\circ\text{C}$  a vývoj hydratačního tepla po dobu 36 hod.
2. Uložení 2. vrstvy tl. 0, 4 m o teplotě 5  $^\circ\text{C}$  se 36 hod. vývinem hydratačního tepla za shodných vnějších podmínek a vývoj teploty v obou vrstvách bez vývinu hydratačního tepla po zbývajících 108 hod. za stejných vnějších podmínek.

Pro výstižnější vyjádření okrajových podmínek bylo do výpočtu zahrnuto podloží desky, jehož skladba včetně tepelné - technických vlastností je uvedena v tab. 3.

Popis vrstvy	$\lambda$ [W/m.K]	$c$ [J/kg.K]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
tvrdnoucí betonová směs 800 mm	2,65	840	2363
ochranný podkl. potěr 33 mm	1,43	840	2300
kluzná spára 2xBITAGIT 7,2 mm	0,21	1470	1100
podkladní beton 100 mm	1,43	840	2300
vlhká soudržná zemina (3000 mm)	2,30	1250	2000

Tab. 3. Skladba vrstev a jejich vlastnosti

Součinitel přestupu tepla do vnější atmosféry pro počátek zimního období byl zvolen podle ČSN 73 0542 [3] hodnotou

$$\alpha_e = 20 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$$

Průměrná (střední) teplota obou vrstev a celé desky je určena z výsledků výpočtu v následující tab. 4:

Doba od uložení směsi		1. vrstva	2. vrstva	celá deska
dny	hodiny	$T_{sv}$ ve $^\circ\text{C}$		
0,5	12	14,73	-	14,73
1,0	24	19,27	-	19,27
1,5	36	21,71	-	21,71
2,0	48	17,36	17,87	17,61
2,5	60	21,22	22,84	22,03
3,0	72	22,30	23,69	22,99
3,5	84	19,53	15,68	17,61
4,0	96	16,11	12,25	14,18
5,0	108	13,67	10,30	11,99
5,5	120	11,99	9,07	10,53
6,0	132	10,81	8,25	9,53
6,5	144	9,98	7,07	8,83
7,0	156	9,37	7,29	8,33
7,5	168	8,91	7,00	7,96
8,0	170	8,56	6,79	7,67

Tab. 4 Průměrné teploty v desce od vývinu hydratačního tepla

Maximální hodnoty teplot dosažených během vývinu hydratačního tepla jsou v jednotlivých vrstvách:

1. vrstva  $T_{\max} = 24, 85 \text{ }^{\circ}\text{C}$
2. vrstva  $T_{\max} = 26, 64 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Tyto hodnoty jsou tedy podstatně nižší než při adiabatickém vývoji hydratačního tepla betonu, tj. bez odvodu tepla, kdy by výsledná teplota činila

$$T_{a, \max} = 5, 0 + 49, 0 = 54, 0 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Z tab. 4 je patrné, že pro posouzení teplotních přetvoření a napětí jsou nejdůležitější stadia provádění 2. vrstvy a doba mezi 3. až 4. dnem stárání betonu, kdy jsou nejvyšší teploty i největší gradienty ochlazování.

#### Seznam literatury

- [1] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí; 1986, a - 91
- [2] ČSN 73 0540 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Názvosloví, požadavky a kritéria; 1977 a, b, c
- [3] ČSN 73 0542 Tepelně technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Vlastnosti materiálů a konstrukcí; 1977
- [4] ČSN 73 0821 Požární bezpečnost staveb. Požární odolnost stavebních konstrukcí; 1973, b
- [5] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí; 1986, a - 89
- [6] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů; 1986
- [7] ČSN 73 1230 Navrhování betonových konstrukcí pro zvýšené a vyšší teploty; 1990
- [8] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen in plattenförmigen Massenbetonbauwerken. Beton und Stahlbetonbau 8/1966
- [9] Giessecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichen Elastizitätsmodul. Bauingenieur 43/(1968), H. 10
- [10] Halahyja, M. a kolektiv: Stavební tepelná technika, osvětlení

a akustika. ALFA Bratislava 1970

- [11] Nevřiva, P.: Simulace řídicích systémů na číslicovém počítači. Praha, SNTL 1975
- [12] Bradáč, J.: Stav napětí a přetvoření stavebních konstrukcí účinkem klimatických teplot. Inženýrské stavby 10/1978
- [13] Slovák, K. - Šmerda, Z. - Vajner, J.: Vplyv hydratačního tepla a vlhkosti na napätosť masívnej betónovej mostnej desky. Inženýrské stavby 5 - 1986
- [14] Reichel, V.: Navrhování požární bezpečnosti výrobních objektů. Zabraňujeme škodám, sv. 17, Česká státní pojišťovna, Praha 1987
- [15] Mejzlík, L.: Teplotní napětí v masivních betonových deskách. Inženýrské stavby 1 - 1987
- [16] Eibl, J. - Prommersberger, G. - Bachmann, H.: Rechnerische Erfassung des aus Hydratationswärme entstehenden Spannungszustands am Beispiel der Talbrücke Frauenwald. Beton - und Stahlbetonbau 85 (1990), H 4
- [17] Mejzlík, L.: Výpočty teploty a napětí ve spodní části ochranné obálky reaktoru jaderné elektrárny Temelín v období její výstavby. Inženýrské stavby 6 - 1991
- [18] Bradáč, J. - Čajka, R.: Rozšíření skladu ropy. I.A etapa: zásobník 50 000 m<sup>3</sup>. Odborná pomoc při zpracování návrhu základu a jeho provádění, Brno 8/1992.
- [19] Bradáč, J. - Čajka, R.: Základová konstrukce objektu lisovny, a. a. s. Škoda Mladá Boleslav. Dílčí zpráva ke statickému řešení, Brno 9/1992

#### Popis vlastní činnosti:

*Pedagogicko - vědecký pracovník Ústavu betonových a zděných konstrukcí fakulty stavební VUT v Brně, Údolní 53. Mezi hlavní obory činnosti patří základové konstrukce na poddolovaném území a teplotně namáhané konstrukce.*

## INTERAKČNÍ MODELY VELKOPLOŠNÝCH ZÁKLADŮ

Doc. Ing. Jiří Bradáč, CSc.

Ústav betonových a zděných konstrukcí  
Fakulty stavební VUT, Údolní 53, 662 42 Brno

**Problémy interakční soustavy "podloží, základ, nadzákladové konstrukce - programové vybavení - důsledky zjednodušených předpokladů - spolupůsobení s podložím - modely pružného podkladu a poloprostoru - víceparametrický model podloží - porovnání výsledku výpočtu.**

### 1. ÚVOD

Technický a ekonomický význam výstižnějších řešení interakčních úloh nesporně roste s půdorysnou velikostí objektu. Zde máme na mysli buď užší interakční soustavu "podloží - základ" nebo širší interakční soustavu "podloží - základ - nadzákladová konstrukce". Projektant přitom naráží na řadu problémů, z nichž jmenujme alespoň:

- vhodné programové vybavení pro výpočet úloh užší nebo širší interakční soustavy,
- model přetvárného chování podloží objektu,
- přípustný popis dlouhodobého chování betonových základů a nadzákladových konstrukcí pod a nad mezí vzniku trhlin
- přípustné meze použití zjednodušených předpokladů o rozdělení reakcí podloží.

Rychle narůstající počet programů pro řešení užších nebo širších interakčních soustav nejistotu správné volby spíše prohlubuje. Autoři těchto programů se v manuálech omezují většinou na konstatování, že v programu se předpokládá určitý model chování podloží. V lepším případě se pak ponechá na projektantu možnost volby quazihomogenního nebo vrstevnatého prostředí. Představu o praktických důsledcích použití zvoleného modelu podloží získává projektant s mimořádnými obtížemi a výsledkem pak bývá často technicko - ekonomicky podhodnocený nebo nadhodnocený návrh základů, popř. i nadzákladových konstrukcí. Příčiny této neutěšené situace jsou však prosté: obecně platný model přetvárného chování nehomogenního podloží pro užší nebo širší interakční soustavu nebyl doposud nalezen. Projektční praxe však nemá možnost čekat na zrod univerzálně platného modelu podloží a přípustných zjednodušení, týkajících se modelu chování betonových konstrukcí. Proto je potřeba se co nejlépe orientovat v důsledcích jejich použití a tímto způsobem se vyhnout předem nežádoucím překvapením.

### 2. ZJEDNODUŠENÉ ROZDĚLENÍ KONTAKTNÍCH NAPĚTÍ A MEZE POUŽITÍ

Období intenzivního hledání výstižnějších modelů chování podloží, mezi které dnes počítáme zejména:

- a) Winklerův (Fuss - Zimmermannův) model pružného podkladu,
- b) model pružného poloprostoru,
- c) dvouparametrický Pasternakův model podloží,
- d) víceparametrický model podloží (Kolář - Němec),

bylo na základě zjištěných rozdílů ve výsledcích vystředáno značnou skepsí pokud jde o jejich výstižnost, včetně doporučení k návratu ke zjednodušené představě o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře (K. Hruban aj.)

Meze použití apriorních předpokladů o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře plynou jednak z požadavků ČSN 73 1001 [1] a dále z velmi omezené výstižnosti takové metody. Pokud jde o požadavky ČSN 73 1001 [1], je třeba si uvědomit, že předpoklad o lineárním rozdělení kontaktních napětí v základové spáře neposkytne žádný podklad pro výpočet *diferenčního sedání* (relativního průhybu a rozdílů v sedání pod vertikálními nosnými prvky konstrukce). Takový přístup je však možný pouze pro 1. *geotechnickou kategorii* podle ČSN 73 1001 [1], tj. pro nenáročnou konstrukce v jednoduchých základových poměrech. Zároveň se ukazuje, že význam posouzení základové půdy podle mezních stavů 2. skupiny (sednutí a jeho nerovnoměrných složek) stále vzrůstá, protože důsledkem nerovnoměrného sednutí může být porušení základů a nadzákladových konstrukcí podle prvé skupiny mezních stavů (únosnosti). S tím souvisí i značně omezený význam *mezních hodnot sednutí a jeho nerovnoměrných složek* v tab. 19 ČSN 73 1001 [1] pro vybrané druhy stavebních objektů. Podle čl. 127 této normy se mají jejich přípustné hodnoty stanovit přednostně výpočtem konstrukce na účinky nerovnoměrného sedání.

Další významné omezení v použití zjednodušeného předpokladu o rozdělení kontaktních napětí v základové spáře podle obr. 1 je jeho nízká věrohodnost, týkající se zejména průběhu vnitřních sil v základové konstrukci. Na obr. 1a) i b) je určeno zjednodušené rozdělení kontaktního napětí  $\sigma_{01}$  - označení podle ČSN 73 1001 [1] - pod základovým pásem šířky  $b = 1,0$  m s pravidelně rozmístěnými sloupy. Postup doporučený Technickým průvodcem [2] předpokládá polovinu reakcí sloupů rozdělenou rovnoměrně po celé délce pásu a druhou polovinu rovnoměrně na délce dané součtem šířky sloupu a dvojnásobku výšky pásu. U pásu podle obr. 1a) nepostihneme téměř vůbec záporné mezipodporové momenty. U pásu na obr. 1b) se shodným součtem