

# STATICKÉ PROBLÉMY PŘI REGENERACI PREFABRIKOVANÝCH BUDOV

## STATIC PROBLEMS RELATED TO RESTORATION OF PRECAST CONCRETE BUILDINGS

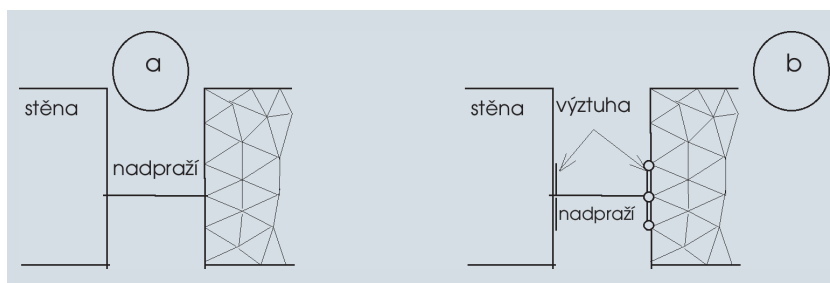
ŠEJNOHA JIŘÍ, FAJMAN PETR,  
KUKLÍK PAVEL

*Příspěvek se zabývá statickými problémy souvisejícími se zakládáním budov na deformujícím se podloží. Pozornost je věnována náhodným poklesům a dlouhodobým deformacím způsobeným konsolidací podloží, dotvarováním a smršťováním vrchní betonové stavby.*

*The presented paper concerns with the static problems related to the precast concrete buildings founded on deforming subsoil. Attention is paid to random subsidencies and long-term deformations due to consolidation of the subsoil as well as to creep and shrinkage in the upper-structure.*

V rámci projektu regenerace panelových budov narážíme na specifické problémy související převážně s interakcí stavby s podložím a s interakcí mezi primárně nosnou a primárně nenosnou konstrukcí. Pro každý problém jsou charakteristické některé zvláštnosti. V případě interakce stavby s podložím se jedná zejména o problematiku spojenou se zakládáním na nestabilizovaném podloží.

Mezi nejsložitější úlohy, a to nejen po stránce teoretické, ale i praktické, patří zakládání na poddolovaném území. Je nebezpečné zejména náhodným charakterem poklesů či propadů podloží. Tyto jevy zvyšují v závislosti na rozsahu poklesové zóny pravděpodobnost selhání hlavně skeletových staveb, ať už jsou založeny

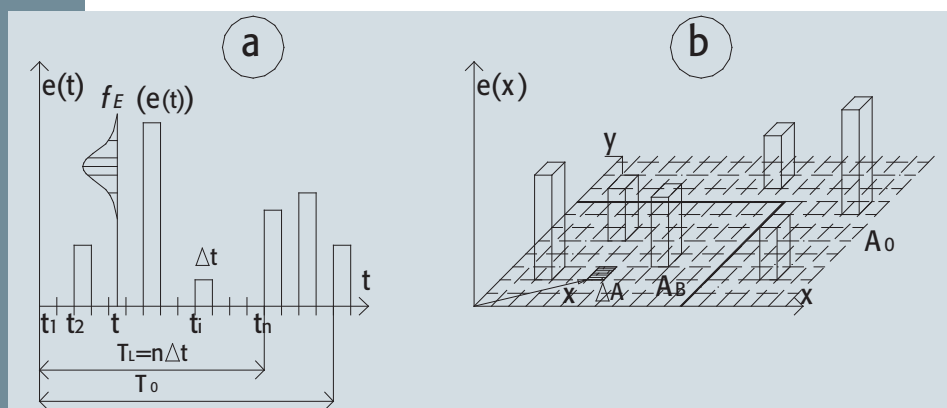


Obr. 1 Prutový prvek v modelu MKP  
Fig. 1 Beam element in FE model

na patkách, pásech nebo deskách. Výchoiskem pro posouzení spolehlivosti takových staveb je vhodný model pro zatížení. V příspěvku je náhodný pokles podloží v čase i prostoru pojat jako FBC (Ferry Borges-Castanheta) model náhodných pulsů, který byl úspěšně aplikován např. v [1]. Tomuto tématu je věnována následující kapitola. Z hlediska hodnocení spolehlivosti stavby přináší značné potíže i založení budov na stlačitelných vrstvách, zejména za přítomnosti podzemní vody. Jejich kolísání má přímý dopad na hloubku aktivní zóny a tím výrazně ovlivňuje interakci stavby s podložím. Z uvedeného je zřejmé, že se nejedná jen o problém nových staveb, u nichž je interakce ovlivněna konsolidací podloží a dotvarováním a smršťováním vrchní stavby, ale i o stavby staršího typu. Z tohoto pohledu je třeba věnovat pozornost regeneraci budov v zátopových oblastech a budov založených hluboko pod hladinou podzemní vody. Teoretické modely pro řešení tohoto problému byly popsány např. v [2], [3], [4]. Praktické aplikace těchto modelů lze najít např. v [5], [6], [7]. Uvedenému tématu je věnována kapitola o založení budov.

Regenerace prefabrikovaných staveb často přináší zásahy do nosné konstrukce. Mezi běžné zásahy patří rozšíření otvorů ve ztužujících stěnách či prolomení otvorů nových. Pokud se jedná o nízkopodlažní zástavbu a dostatečně stabilizované podloží, takovéto zásahy zpravidla nevyvolávají další opatření. Jedná-li se však o vysokopodlažní budovy, či o založení na deformujícím se podloží, je třeba věnovat pozornost zejména smykovým napětím v nadpražích. V první řadě je třeba tato nadpraží správně vymodelovat. Při aplikaci softwarových produktů založených na metodě konečných prvků (např. programový balík FEAT) musí být diskretizace nadpraží po výšce dostatečně jemná (min. 4 prvky). Z úsporných důvodů jsou často nadpraží modelována prutovými prvky. V takovém případě je třeba věnovat pozornost upnutí nadpraží do sousedních stěn. Na obr. 1a je nevhodný model s nepřijatelně poddajným připojením. Svislá výztuha dostatečné tuhosti nebo tuhé rameno doplňuje model na obr. 1b. Jeho délka je rovna výšce nadpraží a zajišťuje správné upnutí prutového prvku v modelu MKP, a tím i správné stanovení vnitřních sil působících v nadpražích.

Nesrovnatelně složitější úlohou jsou půdorysné přístavby a vertikální nástavby. V prvním případě je třeba počítat s dopadem na stávající část budovy. Tento stav lze postihnout modelem popsáním v ka-



Obr. 2 FBC proces s impulsy trvání  $\Delta t$  a plošného rozsahu  $A$   
Fig. 2 FBC process with pulses of duration  $\Delta t$  and area square extent  $A$

pitole o založení. Při nástavbách je třeba věnovat pozornost interakci nosné konstrukce s konstrukcí nenosnou (s fasádní stěnou, příčkami). Jedná se o vliv postupu výstavby nových částí. Jeho význam roste s výškou objektu. Téma je diskutováno v poslední části článku a je ilustrováno jednoduchým příkladem. Teoretické základy pro tyto výpočty byly podány v příspěvcích autorů a jejich spolupracovníků uvedených výše.

### ZALOŽENÍ BUDOV NA NESTABILIZOVANÉM ÚZEMÍ

#### Časoprostorový popis náhodných poklesů

Na obr. 2a, b je znázorněno časoprostorové rozložení poklesů, které si můžeme představit jako realizaci náhodných pulsů FBC procesu. Pro určitost předpokládáme, že se během doby  $\Delta t$  vytvoří v čase  $t_i$  (obr. 2a) a bodě  $\mathbf{x}$  pokles, který zasáhne oblast  $\Delta A$  (obr. 2b).

Nechť  $\nu$  je střední intenzita FBC procesu vyjádřená počtem poklesů za rok. Její převrácenou hodnotu nazveme střední dobou návratu  $T_0 = 1/\nu$ . Symbolem  $e(t, \mathbf{x})$  je označena realizace náhodného poklesu, který v terminologii teorie spolehlivosti budeme chápat jako náhodný účinek  $E$  s hustotou rozdělení pravděpodobnosti  $f_E(e(t, \mathbf{x}))$ .

Je třeba si uvědomit, že velikosti poklesů mají v jednotlivých časových okamžicích  $t_i$  rozdílné hustoty  $f_E(e(t, \mathbf{x}))$  a tedy i distribuční funkce  $F_E(e(t, \mathbf{x}))$ .

V této studii budeme pro jednoduchost (ale i s ohledem na nedostatek statistických podkladů) považovat velikost poklesu za deterministickou veličinu  $E=e$ , která se ovšem v prostoru a čase vyskytuje náhodně.

Nejprve budeme předpokládat, že se řada náhodných pulsů z obr. 2a realizuje v okolí  $\Delta A$  daného bodu  $\mathbf{x}$ . Pravděpodobnost výskytu poklesu v čase je zřejmě  $\Delta t/T_0$ . Distribuční funkce podmíněná polohou  $\mathbf{x}$  je pro  $t \geq 0$  znázorněna na obr. 3.

Pro hodnocení spolehlivosti konstrukce jsou rozhodující maxima poklesů  $E_{\max}$ . Omezíme se na stacionární případ, kdy se základní statistické parametry v čase nemění, a distribuční funkci rozdělíme maxim vztažených k životnosti stavby

$$T_L = n \Delta t, \quad n, \dots \text{celé číslo}, \quad (1)$$

vypočteme ze vztahu

Obr. 3 Distribuční funkce stacionárního FBC procesu s deterministickou velikostí poklesu  $\bar{e}(\mathbf{x})$  v okolí bodu  $\mathbf{x}$ . Čerchovaně je naznačena distribuční funkce s náhodnou velikostí poklesů.

Fig. 3 Distribution function of stationary FBC process with deterministic magnitude of subsidence  $\bar{e}(\mathbf{x})$ , dot-and-dash curve displays distribution function with random magnitude of subsidence  $e(\mathbf{x})$

$$F_{E_{\max}}(e; \bar{e}(\mathbf{x}), T_L) = \prod_{i=1}^n (E_i \leq e) = \prod_{i=1}^n F_E(e, \bar{e}(\mathbf{x})) \quad (2)$$

Distribuční funkce (2) má limitu pro  $\Delta t \rightarrow 0$ . Průběh této limitní funkce charakterizující „náhle“ vznikající poklesy je na obr. 4a. Na obr. 4b pak vidíme diskrétní rozdělení pravděpodobnosti maxim. Podrobnosti lze najít v [1].

#### Odolnost konstrukce

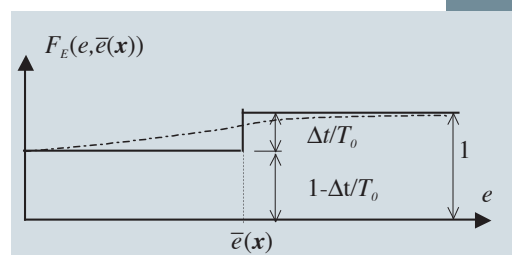
Odolností konstrukce  $R(\mathbf{x})$  rozumíme pokles vzniklý v okolí  $\Delta A$  bodu  $\mathbf{x}$ , který je konstrukce s to zvládnout, aniž by došlo ke snížení její statické způsobilosti (nepřijatelné porušení nosných prvků) nebo k narušení schopnosti plnit funkční požadavky (nepřijatelné poruchy v nenosných prvcích, jako jsou příčky, fasádní panely, ale i nerovnosti podlah apod.).

S ohledem na náhodné vlastnosti prvků konstrukce, jako jsou pevnost materiálů a konstrukčních prvků, či jejich tuhosti, bude i odolnost  $R$  náhodnou veličinou. Parametry konstrukce se obecně vyvíjejí v čase jakožto důsledek dotvarování, smršťování apod. Z tohoto pohledu je zajímavá zejména relaxace, jejímž důsledkem je postupné snižování sil vyvolaných poklesem. Proto při nízké intenzitě  $\nu = 1/T_0$  nebudou obecně vnitřní síly prostým součtem účinků jednotlivých poklesů.

V této stati se i v případě odolnosti omezíme na stacionární případ, při němž se náhodné vlastnosti odolnosti v čase nemění. Vzhledem ke složitým strukturám staveb se při jejich stanovení patrně nevyhneme simulačním přístupům, jako jsou metody Monte Carlo, LHS, či jejich modifikace.

Obr. 4 Distribuční funkce a diskrétní rozdělení maxim stacionárního FBC procesu

Fig. 4 a) Cumulative distribution function, b) Propability mass function of maxima of stationary FBC process



#### Pravděpodobnost porušení

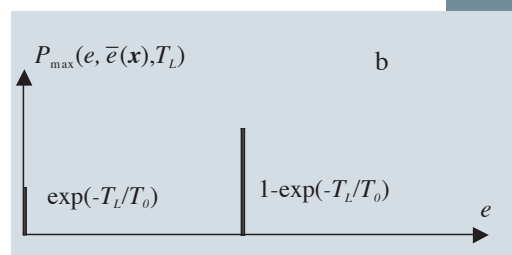
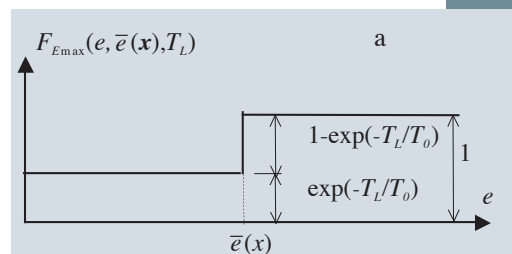
Podrobně probereme speciální případ, kdy je oblast poklesu vymezena co do velikosti  $\Delta A$  i polohy bodu  $\mathbf{x}$ . Rezerva spolehlivosti  $Z$  bude funkcí deterministické velikosti poklesů  $\bar{e}(\mathbf{x})$ , intenzity poklesů  $\nu$  (resp. doby návratu  $T_0 = 1/\nu$ ) a životnosti stavby  $T_L$ , tj.

$$Z_{\min}(e; \bar{e}(\mathbf{x}), (T_L / T_0)) = R(\mathbf{x}) - E_{\max}(e; \bar{e}(\mathbf{x}), (T_L / T_0)). \quad (3)$$

Pravděpodobnost poruchy podmíněná polohou bodu  $\mathbf{x}$  a rozsahem oblasti poklesu  $\Delta A$  bude podle obr. 4b

$$P_{f_{\max}}(\bar{e}(\mathbf{x}), (T_L / T_0)) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(e; \mathbf{x}) f_{E_{\max}}(e; \bar{e}(\mathbf{x}), (T_L / T_0)) de = F_R(0; \mathbf{x}) \exp(-T_L / T_0) + F_R(\bar{e}(\mathbf{x})) (1 - \exp(-T_L / T_0)). \quad (4)$$

Odolnost konstrukce  $R(\mathbf{x})$  závisí na velkém počtu materiálových parametrů náhodného charakteru. Proto bude mít zhruba normální rozdělení pravděpodobnosti, které vyjádříme distribuční funkcí (5), kde  $\Phi$  je Laplaceova funkce,  $\bar{r}(\mathbf{x})$  střední hodnota odolnosti a  $\sigma_r$  je její směrodatná odchylka. Spojením vzorců (4)



$$F_R(r(\mathbf{x})) = \phi \left[ -\frac{r(\mathbf{x}) - \bar{r}(\mathbf{x})}{\sigma_R(\mathbf{x})} \right], \quad (5)$$

$$P_{f_{\max}}(\bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}), (T_L / T_0)) = \phi \left( -\frac{\bar{r}(\mathbf{x})}{\sigma_R(\mathbf{x})} \right) \exp(-T_L / T_0) + \phi \left( -\frac{\bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}) - \bar{r}(\mathbf{x})}{\sigma_R(\mathbf{x})} \right) (1 - \exp(-T_L / T_0)). \quad (6)$$

$$P_{f_{\max}} = \Pr(Z_{\min} \leq 0) = F_{Z_{\min}}(0), \quad (7)$$

$$P_{f_{\max}} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \frac{\Delta T}{T_0} \frac{\Delta A_j}{A_0} \left[ -F_{R_i}(0) + F_{R_i}(\bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}_j)) \right] \quad (8)$$

$$P_{f_{\max}} = \frac{1}{T_0} \sum_{j=1}^m \frac{\Delta A_j}{A_0} \int_0^{T_L} \left[ -F_{R_i}(0) + F_{R_i}(\bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}_j)) \right] dt \quad (9)$$

$$P_{f_{\max}} = \frac{1}{T_0} \sum_{j=1}^m \frac{\Delta A_j}{A_0} \left[ 1 - \exp \left( -F_{R_i}(0) + F_{R_i}(\bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}_j)) \frac{T_L}{T_0} \right) \right] \quad (10)$$

a (5) dostaneme jednoduchý vzorec pro pravděpodobnost poruchy ve tvaru (6).

Vymezit oblasti poklesů  $\Delta A$  a priori se obvykle nepodaří. Spíše musíme očekávat náhodný výskyt poklesů jak v čase, tak v prostoru. Vyjdeme z předpokladu ergodicity a pravděpodobnost, že se pokles vzniklý v čase  $t_i$  na intervalu  $\Delta t$  vytvoří v okolí  $\Delta A_j$  bodu  $\mathbf{x}_j$  odhadneme jako  $(\Delta t / T_0)$  ( $\Delta A_j / A_0$ ), kde  $A_0$  je oblast možných poklesů (obr. 1b). Pravděpodobnost, že se naopak pokles v oblasti  $\Delta A_j$  nevytvoří bude  $1 - (\Delta t / T_0)$  ( $\Delta A_j / A_0$ ). Tento doplňkový jev zahrnuje dva dílčí jevy:

- pokles vznikne, ale mimo oblast  $\Delta A_j$ , a to s pravděpodobností  $(\Delta t / T_0)$  ( $1 - \Delta A_j / A_0$ );
- proces poklesů je v celé oblasti  $\Delta A_0$  přerušen, a to s pravděpodobností  $1 - (\Delta t / T_0)$ .

Výpočet pravděpodobnosti poruchy modifikujeme tak, aby byl využitelný na nestacionární případ, kdy je odolnost závislá v důsledku časově závislých deformací na čase. Vztahu (4) je ekvivalentní vyjádření (7), v němž pro jednoduchost nevyepisujeme závislost na všech proměnných. Při poměrně náročném odvozování postupujeme takto: Nejprve vypočteme distribuční funkci rezervy spolehlivosti  $Z$ , a to opět za předpokladu deterministického účinku zatížení  $E=e$ .

Následuje výpočet distribuční funkce  $F_{Z_{\min}}(z; \bar{\mathbf{e}}(\mathbf{x}_j))$  vztažené k poklesu v bodě  $\mathbf{x}_j$ . Anž bychom zabíhali do podrobností,

kteř přesahují možnosti tohoto příspěvku, uvedeme jen výsledné vzorce.

Úplnou pravděpodobnost poruchy získáme sečtením pravděpodobností poruch vázaných na jednotlivé oblasti  $\Delta A_j$  ze vzorce (8).

Tento vztah za podmínky, kdy  $n = T_L / \Delta t \rightarrow \infty$ , upravíme pro dva speciální případy.

První úprava se hodí pro nestacionární procesy ve tvaru (9).

Druhá úprava se týká stacionárního procesu. V takovém případě lze řadu (8) sečíst přes všechna  $i$  a odvodit uzavřený vzorec (10).

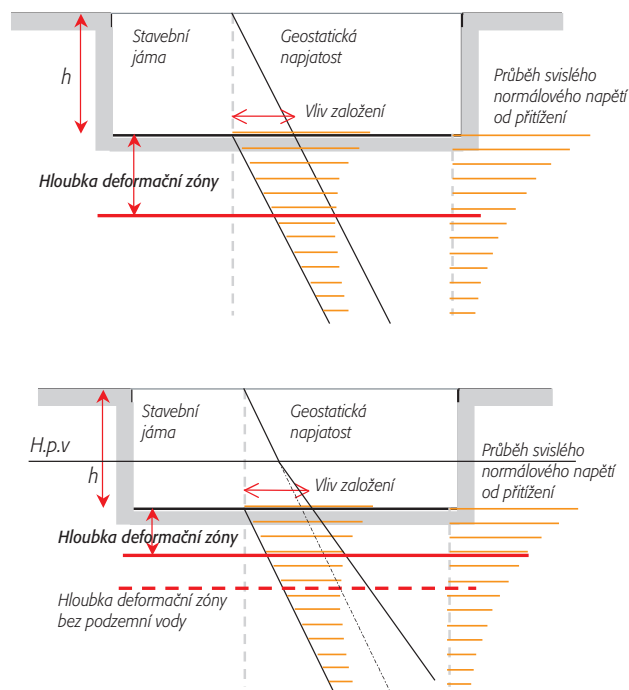
Za předpokladu normálního rozdělení můžeme distribuční funkce vyčíslit stejně jako ve vzorcích (4) až (6) užitím Laplaceovy funkce  $\Phi$ .

Jak vidíme ze vzorců (4), (9) a (10), je základní úlohou stanovení odolnosti konstrukce a jejich statistických charakteristik. Tomuto problému jsou věnovány následující kapitoly tohoto příspěvku.

#### ZALOŽENÍ BUDOV NA STLAČITELNÝCH VRSTVÁCH

Odolnost konstrukce je do značné míry ovlivněna deformací podloží. Tu lze popsat dvojím způsobem:

- užitím 3D varianty metody konečných prvků
  - užitím modelu stlačitelné vrstvy
- První způsob se hodí zejména pro podloží, které tvoří rozpukané horniny. Řadu



Obr. 5 Koncepte stanovení aktivní hloubky  
Fig. 5 Philosophy of determination of influence depth

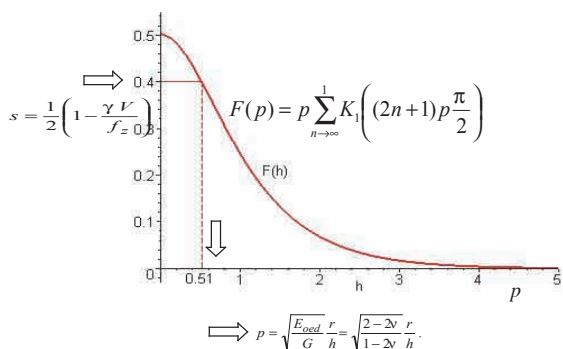
materiálových modelů, které lze implementovat do počítačových programů ADINA nebo GMKP, lze najít např. v pracích [8], [9], [10].

Druhý způsob vyžaduje stanovit hloubku tzv. deformační zóny. Vycházíme z toho, že zemina je konsolidována a po vyhloubení stavební jámy je překonsolidována geostatickou napjatostí. Hloubka deformační zóny vychází z podmínky, že geostatická napjatost ovlivněná výkopem spolu s vlivem zatížení dosáhne geostatické napjatosti původní. Myšlenka je znázorněna na obr. 5. Hloubka deformační zóny se zmenšuje s hladinou podzemní vody. Její účinek je znázorněn tlustou čarou.

Analytické řešení pružné vrstvy je popsáno za Wastergaardových předpokladů (zanedbání vodorovných posunů) v práci [11]. Takový model je oproti skutečnosti poněkud tužší, ale obvykle nejistoty ve vstupních parametrech tento nedostatek převyšují.

Na obr. 6 je znázorněna závislost hloubky deformační zóny  $H$  na rozhodujících parametrech zeminy ( $\gamma, h, E_{\text{oed}}, G, \nu$ ) a zatížení  $f_z$  působícího na podloží v kruhové ploše o poloměru  $r$ .

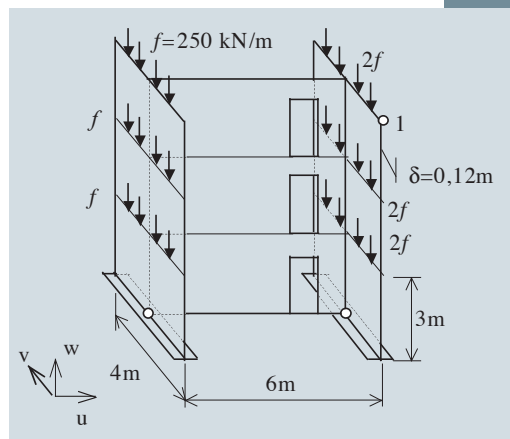
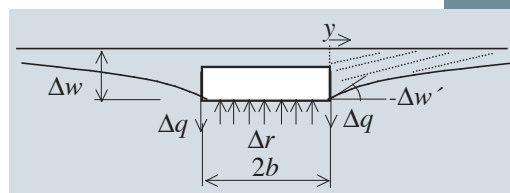
Známe-li hloubku  $H$ , můžeme podloží modelovat 2D MKP, s prvky rozmístěnými v kontaktní ploše mezi vrchní stavbou



Obr. 6 Závislost aktivní hloubky na zatížení

Fig. 6 Influence depth vs loading diagram

Obr. 7 Smyková kotlina  
Fig. 7 Shear depression



Obr. 8 Schéma objektu

Fig. 8 Segment of shear wall system

a podloží v hloubce  $h$  pod původním terénem. Model je ve stručnosti popsán v následující kapitole.

**INTERAKCE VRCHNÍ STAVBY S NEFORMOVATELNÝM PODLOŽÍM**

Jedná se o poměrně složitý problém, jehož řešení bylo podrobně vysvětleno v [6]. Zde stručně shrme nejdůležitější výsledky.

Časově závislé přetvoření *vrchní stavby* je popsáno obecně třírozměrnými přírůstkovými konstitutivními vztahy

$$\Delta \sigma = \bar{E} \bar{D} (\Delta \varepsilon + \Delta \bar{\varepsilon} - \Delta \varepsilon_0), \quad (11)$$

$$\Delta \bar{\varepsilon} = \sum_{\mu=1}^M \gamma_{\mu}(t_{i-1}) \cdot (1 - e^{-\Delta y_{\mu}}).$$

Symbolem  $\Delta$  je vyznačen přírůstek napětí nebo deformace způsobený přírůstkem zatížení.

Omezíme se na případ rovinné napjatosti. Pro ni je  $\sigma = \{\sigma_x \sigma_y \tau_{xy}\}^T$  vektor napětí,  $\varepsilon = \{\varepsilon_x \varepsilon_y \gamma_{xy}\}^T$  je vektor deformace,  $\gamma_{\mu}(t) = (t/\tau_{\mu})^{2/3}$  jsou bezrozměrné funkce času,  $\tau_{\mu}$ ,  $\mu = 1, 2, \dots, M$ , jsou tzv. retardační časy. Konečně  $\gamma_{\mu}$  je vektor vnitřních proměnných rozměru (3,1), jehož prvky mají význam deformací. Vnitřní proměnné jsou v následujících časových krocích  $t_{i-1}$  a  $t_i$  svázány evoluční rovnicí

$$\gamma_{\mu}(t_i) = \gamma_{\mu}(t_{i-1}) e^{-\Delta y_{\mu}} + \frac{1}{D_{\mu}} \frac{(1 - e^{-\Delta y_{\mu}})}{\Delta y_{\mu}} \Delta \sigma. \quad (12)$$

Vektor

$$\Delta \bar{\varepsilon} = \sum_{\mu=1}^M \gamma_{\mu}(t_{i-1}) \cdot (1 - e^{-\Delta y_{\mu}}), \quad (13)$$

vyjadřuje vliv dotvarování v rámci přírůstek zatížení a  $\Delta \varepsilon_0$  přírůstek objemových deformací nezávislých na napětí, vliv smršťování a oteplení. Pro čtvercové matice (3,3)

vystupující v rovnicích (11) a (12) máme za rovinné napjatosti předpis

$$\bar{C} = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix}, \quad (14)$$

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \frac{1}{(1+\nu)(1-\nu)}.$$

Funkce  $\bar{D}_{\mu}(t)$ , jsou součiniteli v Dirichletově-Pronyho rozvoji funkce poddajnosti  $J = J(t, \tau)$ .

Přetvoření *nasycené vrstvy* vede aplikací Dirichletova-Pronyho rozvoje na tzv. stupeň konsolidace, který má podobnou úlohu jako funkce poddajnosti v popisu dotvarování, na soustavu rovnic podobného typu jako (11) a (13). S rovnicí (11) koresponduje vztah (15).

Evoluční rovnici (12) odpovídá v popisech deformace podloží soustava rovnic (16), kde

$$\gamma_{\mu} = \left( \frac{\pi \mu}{2h} \right)^2 c_v \cdot t, \quad \mu = 1, 3, 5 \dots \quad (17)$$

Ve vzorci (17) je  $c_v$  součinitel konsolidace.

Aplikací principu virtuálních posunutí se vektor přírůstků napětí transformuje na vektor přírůstků vnitřních sil  $\{\Delta r, \Delta q\}^T$

$$\begin{bmatrix} \Delta r \\ \Delta q \end{bmatrix} = \left[ \sum_{\mu=1,3,5 \dots}^M \frac{8}{\pi^2 \mu^2} \left( 1 - \frac{1 - e^{-\Delta y_{\mu}}}{\Delta y_{\mu}} \right) \right]^{-1} \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \cdot \left( \begin{bmatrix} \Delta w \\ \Delta w' \end{bmatrix} - \sum_{\mu=1,3,5 \dots}^M \begin{bmatrix} {}^1 \Gamma_{\mu}(t_{i-1}) \\ {}^2 \Gamma_{\mu}(t_{i-1}) \end{bmatrix} \right) (1 - e^{-\Delta y_{\mu}}) \quad (15)$$

$$\begin{bmatrix} {}^1 \Gamma_{\mu}(t_i) \\ {}^2 \Gamma_{\mu}(t_i) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} {}^1 \Gamma_{\mu}(t_{i-1}) \\ {}^2 \Gamma_{\mu}(t_{i-1}) \end{bmatrix} e^{-\Delta y_{\mu}} + \frac{8}{\pi^2 \mu^2 \Delta y_{\mu}} (1 - e^{-\Delta y_{\mu}}) \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \Delta r \\ \Delta q \end{bmatrix}, \quad \mu = 1, 3, 5 \dots \quad (16)$$

a vektor přírůstků deformace na vektor  $\{\Delta w, \Delta w'\}^T$ . Význam jednotlivých složek těchto vektorů je patrný z obr. 7.

Tuhosti podloží jsou vyjádřeny známými vztahy

$$C_1 = \int_0^h E_{\text{oad}} \left( \frac{d\psi}{dz} \right)^2 dz \quad [\text{Nm}^{-3}], \quad (18)$$

$$C_2 = \int_0^h G \psi^2 dz \quad [\text{Nm}^{-1}]$$

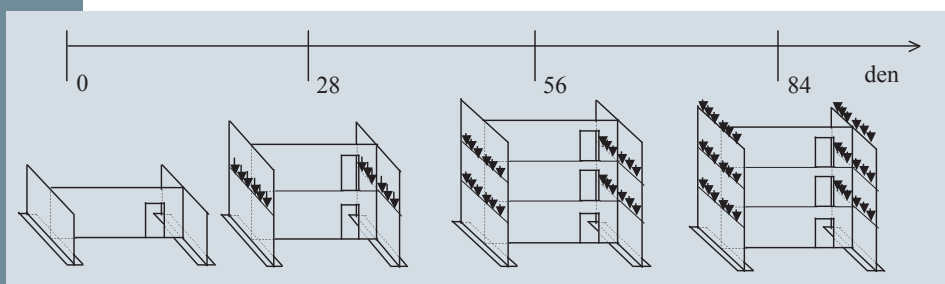
kde  $\psi$  je známá funkce průběhu posunutí po tloušťce vrstvy.

**PRAKTICKÝ PŘÍKLAD**

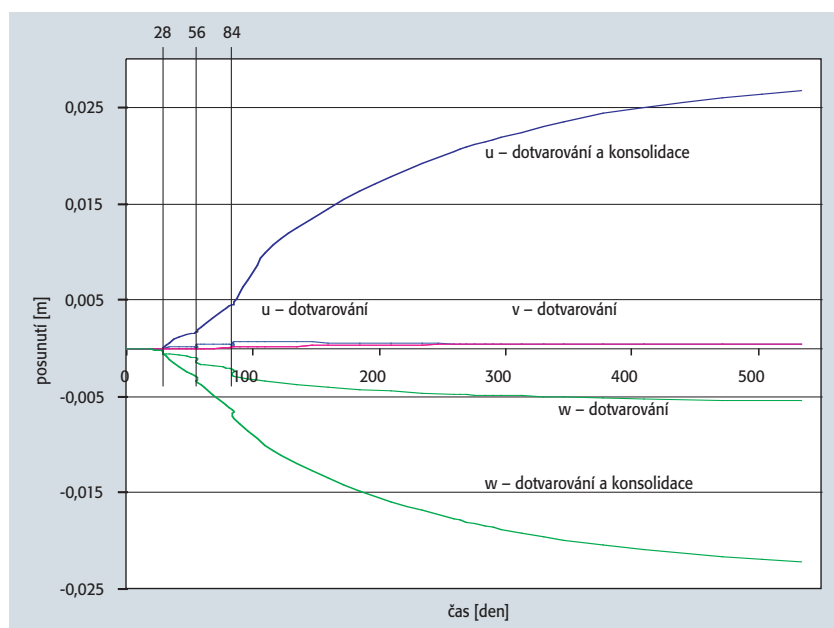
Jako příklad uvažujeme výšek panelového objektu, který je založen na pásech podporovaných vrstvou tloušťky  $h=3$  m. Vlastnosti skeletu zeminy jsou vyjádřeny tuhostmi  $C_1=60 \text{ MN/m}^3$ ,  $C_2=20 \text{ MN/m}$ .

Harmonogram výstavby a nárůst zatížení (rozloženého podle obr. 8) do třetího podlaží včetně je patrný z obr. 9.





Obr. 9 Harmonogram výstavby  
Fig. 9 Time history of construction and loading



Obr. 10 Časové průběhy vislého posunutí  
Fig. 10 Evolutions of vertical ( $w$ ) and horizontal ( $u, v$ ) displacement

V obr. 10 jsou znázorněny průběhy posunutí bodu 1 (vyznačeného v obr. 8) při konsolidaci a dotvarování se smršťováním ( $c_v = 0,02 \text{ m}^2/\text{den}$  – propustná zemina) a posunutí způsobené samotným dotvarováním a smršťováním.

#### ZÁVĚR

Příspěvek předkládá metodiku řešení statických problémů, které se vyskytují při zakládání budov na nestabilizovaném území. Je zaměřen především na stavby betonové, ale navržené teoretické postupy jsou použitelné i pro jiné typy konstrukcí.

Zaměření časopisu neumožňuje detailní odvození jednotlivých výpočetních postupů. Autorům šlo spíše o shrnutí nejdůležitějších poznatků, s nimiž se při projekční a expertní činnosti setkali. To se týká především metody hodnocení spolehlivosti budovy vystavené účinkům náhodných poklesů. Důležitou veličinou je distribuční funkce odolnosti vůči poklesům, kterou je třeba stanovit standardním postupem.

Vhodným nástrojem je metoda LHS nebo Monte Carlo, zabudovaná např. v programovém balíku SBRA. Je-li oblast poklesů vymezena, tj. poklesy jsou v půdorysu stavby deterministicky vymezeny, výpočet pravděpodobnosti poruchy dle vzorce (6) je snadnou záležitostí. Aplikace vzorců (8) až (10) na poklesy s náhodnou polohou je poněkud složitější.

Při zjišťování odolnosti stavby vůči poklesům hraje důležitou roli hladina podzemní vody, která způsobuje snížení hloubky aktivní zóny. Navržený model umožňuje sledovat i vliv postupu výstavby, a tím i všechny jevy ovlivňující časový průběh odolnosti konstrukce.

Výsledky uvedené v příspěvku byly získány za podpory grantu GaČR 103/03/0399.

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.  
Doc. Ing. Petr Fajman, CSc.  
Doc. Ing. Pavel Kuklík, CSc.  
všichni: Katedra stavební mechaniky  
Stavební fakulta ČVUT  
Thákurova 7  
166 29 Praha 6

#### Literatura:

- [1] Řeřicha P., Šejnoha J.: Partial service life assessment of a prestressed concrete reactor containment Nuclear Engineering and Design (submitted)
- [2] Fajman P.: Nelineární a časově závislá analýza stěnových systémů budov. Habilitační práce ČVUT, Praha, 2002 (80 str.)
- [3] Šejnoha J., Krejčí T., Nový T., Sehnoutek L. (2001): Structure-Subsoil Interaction in view of Transport Processes in Porous Media, CTU Reports 2001, Vol. 5, pp. 81
- [4] Šejnoha J., Kuklík P.: Problematika základových desek v hlubokých jamách pod hladinou podzemní vody, v Sanace a rekonstrukce staveb 2004, s. 390–396, Praha
- [5] Fajman P., Šejnoha J.: Vliv změny aktivní hloubky na průběh konsolidace podloží pod základovými deskami Stavební obzor, 2004/6, s. 176–179, Praha
- [6] Šejnoha J., Fajman P.: A simplified approach to time-dependent subsoil-upper structure interaction, Computers and Structures (submitted)
- [7] Kuklík P. a kol.: Statické zatěžovací zkoušky základové půdy tuhou deskou v hlubokých jamách. Stavební obzor 2004/9, s. 257–261, Praha
- [8] Smith I. M. and Griffiths, D. V. (1998): Programming the finite Element Method, John Wiley & Sons Ltd, New York
- [9] Šejnoha M., Laurin, J. (2001): GMKP-finite element software for geotechnical engineering, Part I Theoretical manual, FINE Ltd. Prague
- [10] Lewis R. W. and Schrefler, B. A., (1998): The finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England, pp. 75–143
- [11] Kuklík P., Kopáček M.: Porovnání řešení pružné vrstvy s Boussinesqovým řešením pružného poloprostoru Stavební obzor, 2004/6, s. 171–175