EAN '92
30th Conference of Experimental Stress Analysis
30. konference o experimentální analýze napětí
2. - 5. 6. 1992 ČVUT Praha Czechoslovakia

NONLINEAR STRESS - STRAIN RELATIONSHIP FOR RAIL TRACK STRUCTURE

NELINEÁRNÍ VZTAH NAPĚTÍ - DEFORMACE PŘI SPOLUPŮSOBENÍ ŽELEZNIČNÍHO SVRŠKU A SPODKU

Dočkalová I.

The correct function for system of rail track structure is to keep the track in stable geometric position. When analysis this system it is not enough with using linear stress - strain relationship. For explanation the state of stress due to bearing load of the track, from reference, by special machine the triaxial test for gravel with large scale test has been used.

S předpokládanou výstavbou vysokorychlostních tratí v ČSFR dochází ke zvyšování kvalitativních požadavků na konstrukci systému železniční svršek - spodek. Úkolem tohoto systému je zabezpečení stabilní geometrické polohy koleje a tím plynulého a bezpečného provozu.

Správnou funkci systému železniční svršek - spodek zajišťuje dokonalá konstrukce kolejového roštu (kolejnice a pražce) a pražcového podloží. Pražcové podloží se skládá z vrstvy kolejového lože pod ložnou plochou pražce a případných dalších vrstev materiálů, které zajišťují požadovanou únosnost pražcového podloží. Konstrukce pražcového podloží se dle předpisu ČSD S4 Železniční spodek navrhuje a posuzuje podle modulu přetvoření. Metodika výpočtu vychází z předpokladů lineární teorie pružnosti. Při podrobném sledování spolupůsobení železničního svršku a spodku však s lineárním vztahem napětí - deformace nevystačíme.

Všeobecně je přímé zjišťování mechanických vlastností kameniva komplikováno tím, že velikost representativního vzorku je odvozena z několikanásobného průměru maximálních zrn.

z nichž kamenivo pozůstává. To vede k nutnosti zkoušet takový materiál ve velkorozměrových zkušebních přístrojích. Takové zkoušky jsou velmi drahé, časově náročné a málo četné, tedy jejich výsledky jsou těžko interpretovatelné. K tomu přispívá i skutečnost, že velkorozměrové přístroje nejsou v našich podmínkách identické a zpravidla pracují za nestejných okrajových zkušebních podmínek. To pak samozřejmě vede k nesrovnatelnosti získaných výsledků.

Pracovníky Institutu pro mechaniku zemin a mechaniku hornin při Universitě v Karlsruhe byla prováděna série velkorozměrových triaxiálních zkoušek štěrku, používaného pro kolejové lože u DB (Deutsche Bundesbahn).

Rozměry vzorku v nezatíženém stavu byly : průměr 78 cm a výška 45 cm, tedy při max. průměru zrna 65 mm byl průměr vzorku více než 10krát větší. Zkoušely se 4 druhy štěrku, používané u DB : čedič, diabas, žula a melafyr.

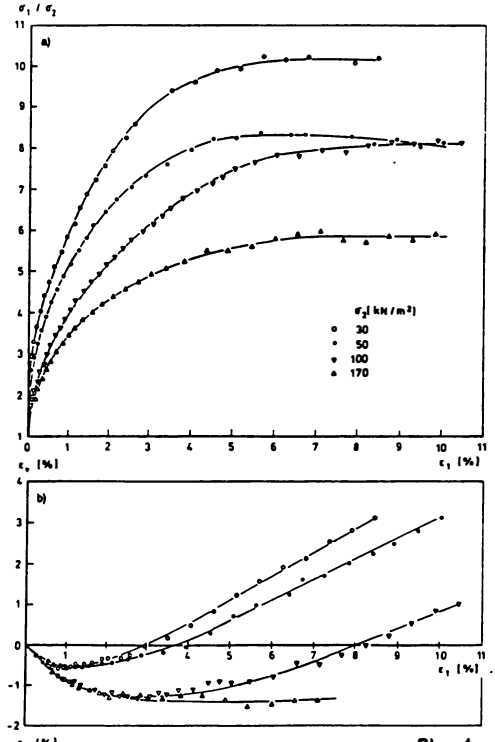
Za předpokladu betonového pražce s účinnou ložnou plochou 2 400 cm^2, středních nápravových sil 8 - 20 t, rychlostního součinitele k_v = 1,45 pro rychlost V = 120 $km.h^{-1}$ a síly na pražec 40% nápravové síly lze vypočítat střední svislá napětí cca 200 - 400 $kN.m^{-2}$. Svislé napětí pod pražcem odpovídá svislému napětí σ_1 a vodorovné napětí ve štěrku vodorovnému napětí σ_2 v traxiálním přístroji. Při poměru $\sigma_1/\sigma_2 \approx 6$ pro mezní stav dosahují boční napětí σ_2 hodnot 30 - 80 $kN.m^{-2}$. Při extrémních rázech je horní mez σ_2 = 170 $kN.m^{-2}$.

Pro zkoušení štěrku byly zvoleny dva způsoby zatěžování, statické a cyklické. Během všech zkoušek byla boční napětí konstantní. Při statickém zatěžování bylo svislé napětí zvyšováno až k dosažení mezního stavu.

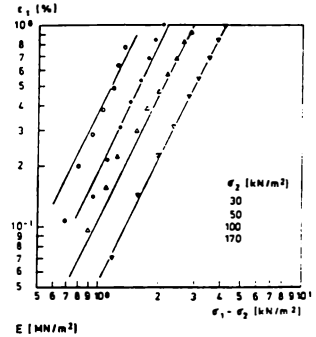
U všech druhů štěrku je nápadná silná závislost křivek napětí - přetvoření na úrovni napětí (např. na obr. 1 pro melafyr). Při bočním napětí σ_2 = 30 - 50 $kN.m^{-2}$ přechází počáteční úbytek objemu (kontraktance) v silné zvětšení objemu (dilatance). Proti tomu při σ_2 = 170 $kN.m^{-2}$ nedochází prakticky k žádné dilatanci.

Při $\varepsilon_1 < 1\%$ lze popsat křivku napětí - přetvoření vztahem

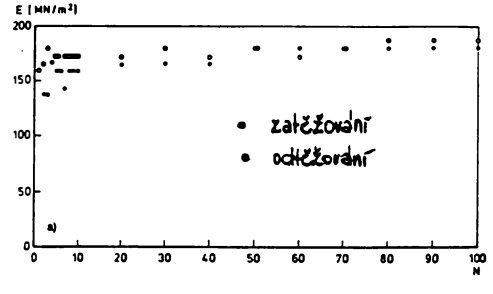
$$\varepsilon_1 = c \left(\frac{\sigma_K}{\sigma_2} \right)^{\beta} \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_2} \right)^{\alpha} , \qquad (1)$$

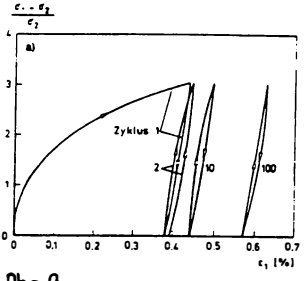


Obr. 1

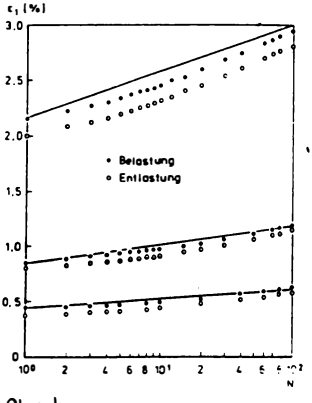


Obr. 2

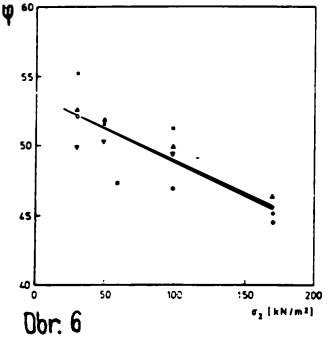




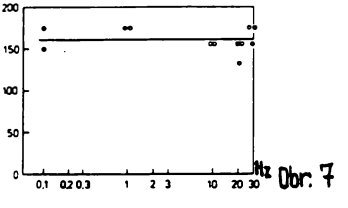
Obr. 3



Obr. 4



Obr. 6



Obr. 7

kde je c - konstanta, σ_k - zvolené napětí, β - součinitel vlivu úrovně napětí, α - součinitel nelineární závislosti napětí - - přetvoření, ε_1 - svislé přetvoření, σ_1 - svislé napětí, σ_2 - - boční napětí.

Při vynesení závislosti ε_1 a $\sigma_1 - \sigma_2$ v dvojitém logaritmickém měřítku dostaneme paralelní přímky a z nich pomocí tangenty úhlu sklonu součinitel α ($\alpha \doteq 2$). Součinitel β byl určen obdobně dříve (β = 0,35 - 0,55).

Na obr.3 jsou znázorněny cykly napětí deformace při zkouškách s melafyrem při konstantní amplitudě $(\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_2$ a různých bočních napětích pro první, druhý, desátý a stý cyklus.

V polovičním logaritmickém znázornění (viz.obr.4) dostaneme závislost přetvoření pro N-tý cyklus zatěžování

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 (1 + 0{,}2 \log N). \qquad (2)$$

Z obr.5 je patrné relativně malé zvýšení modulu přetvoření v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů. Velikost modulu přetvoření závisí na úrovni bočního napětí (při σ_2= 30 kN.m^{-2}, N=100 je E = 185 MN.m^{-2}a při σ_2 = 170 kN.m^{-2} je hodnota E = MN.m^{-2}).

Během zkoušek se sledoval i vliv úrovně bočního napětí na velikost úhlu vnitřního tření, jak je znázorněno na obr.6. Ze závislosti velikosti modulu přetvoření na frekvenci zatěžování (obr.7) vyplývá, že časté tvrzení, že existuje rozdíl mezi modulem při statickém a dynamickém zatížení (železniční provoz) je chybné a tzv. "dynamický" E-modul neexistuje.

Literatura :

[1] Dočkalová, I. Vyhledávací studie výzkumu a vývoje k vysokorychlostním tratím v ČSFR. ÚVAR ŽS Brno, 1991.

[2] Hettler, A. Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf. ETR, 36, 1987, č.6, s. 399 - 405.

[3] Rozsypal, A. : Hodnocení mechanických vlastností kameniva pro kolejové lože. Sborník z konference Železničný spodok ´92, ZSVTS Žilina, VŠDS Žilina, 1992, s. 38.

Dočkalová Iva, Ing., Ústav vývoje a racionalizace železničního stavebnictví Brno, Šumavská 33, 658 80 Brno, tel. 7112/306.