VÝPOČET BETONOVÝCH TUNELOVÝCH OSTĚNÍ, INTERAKČNÍ DIAGRAM, PEVNOST A MODUL DEFORMACE BETONU.

J. Zlámal
POHL cz, a.s., Roztoky, Česká republika

ABSTRAKT: Výpočty tunelových ostění je možné provádět mnoha způsoby. Výpočet nejlépe vystihující skutečnou napjatost a deformaci ostění je vždy známý až po zahájení výstavby a monitorování systému ostění/horninový masiv. Projekt každé stavby má splňovat dvě základní protikladné podmínky. Stavba musí být hospodárná a současně spolehlivá. Během zatěžování prochází konstrukce spojitě stavy napjatosti a přetvoření, které umíme vyjádřit matematicky na základě znalostí stavební mechaniky. Spolehlivost stavební konstrukce je definována třemi subsystémy: Nosná konstrukce tunelu, zatížení působící na konstrukci, prostředí obklopující konstrukci, jehož přetvárné charakteristiky jsou reprezentované v homogenním izotropním prostředí modulem pružnosti ***E***, Poissonovým součinitelem ***ν*** a smykovým modulem ***G***. Výběr správné výpočetní metody je nezbytný pro zjištění přesných nákladů na stavební práce.

1. ÚVOD

Statický výpočet stanoví únosnost konstrukce tunelu při spolupůsobení prostředí obklopující jeho konstrukci. Cílem porovnání naprosto odlišných výpočetních systémů je stanovit rozdíly ve výstupech, při zachování stejných vstupních parametrů pro nosnou konstrukci, zatížení a prostředí obklopující konstrukci. Porovnáme výpočetní systémy tunelových ostění, které nejsou časově náročné a jsou běžně dostupné technické veřejnosti. Pro testování byl zvolen traťový tunel metra ve tvaru kružnice o vnitřním průměru 5,2m, s ostěním z lisovaného betonu. Tento geometrický tvar umožňuje poměrně jednoduše matematicky definovat kontaktní úlohu „hornina-ostění". Stanovení mezní únosnosti ostění a následně mezní deformace v prvních 28 dnech je možné pouze se znalostí nárůstu pevnosti a modulu deformace betonu v těchto dnech. Data pevnosti betonu a modulu deformace byla sebrána za velmi dlouhé období. Pro pevnost stříkaných betonů jsou proloženy dvě regresní křivky, pro modul deformace je proložena jedna regresní křivka.

2. FUNKCE ZATÍŽENÍ A ÚNOSNOSTI TUNELOVÉHO OSTĚNÍ p_L, p_U

Výpočet statických veličin tunelového ostění metodou konečných prvků (MKP) je založen na předpokladu rovnováhy a kompatibility deformací ve společných uzlech prvků. Vztah mezi vektory deformací a silami v uzlech prvků, je určen maticí tuhosti prvků.

$$\{X\} = [k]\,\{u\} \qquad [1]$$

kde $\{X\}$ je vektor sil $\{u\}$ je vektor deformací $[k]$ je matice tuhosti prvků

Výpočtem MKP získáme napjatost a deformace horninového masivu a ostění tunelu a také zatížení tunelového ostění p_{Li} na styku horniny s tunelovým ostěním. Betonové tunelové ostění a okolní hornina mají rheologické vlastnosti a zatížení je tedy funkcí času (Zapletal, A.; Bucek, M. a Barták 1992)

$$p_L = f\{\rho_{B(t)}, \rho_{R(t)}, \gamma, r, R) \qquad [2]$$

kde $\rho_{B(t)}$ jsou rheologické vlastnosti betonu,

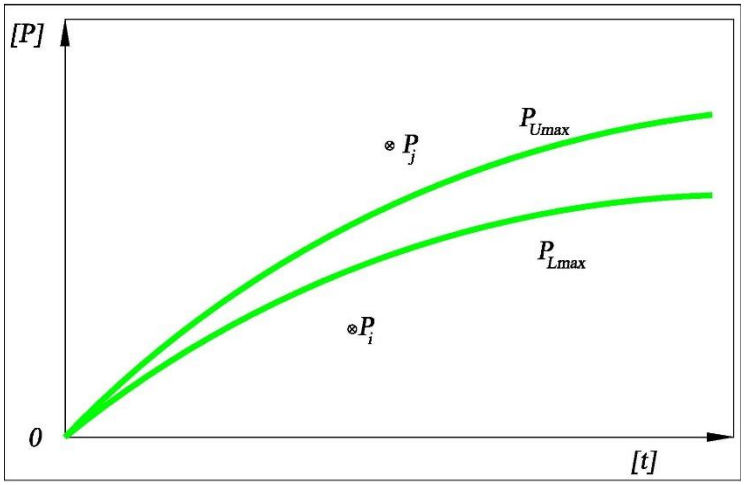
$\rho_{R(t)}$ jsou rheologické vlastnosti horniny

γ je objemová tíha horniny

r je poloměr kruhového výrubu

R je poloměr obklopujícího horninového prstence

Pro konkrétní tunelové ostění existuje mezní zatížení tunelového ostění $p_{Lmax(t)}$ a mezní únosnost tunelového ostění $p_{Umax(t)}$, která je obvykle dosažena pouze v jednom bodě ostění. Zjednodušeně tuto závislost můžeme zakreslit do následujícího grafu.



Obrázek 1. Mezní únosnost a mezní zatížení tunelového ostění

Důsledkem nejednoznačnosti funkce únosnosti je nejednoznačnost funkce mezního přetvoření. Deformace, které v jednom případě způsobí destrukci ostění, v jiném případě vyvolají napjatost, která pevnost betonu ani zdaleka nevyčerpává. Za těchto okolností je zapotřebí stanovit kritéria, podle kterých – nehledě na mnohoznačnost – by bylo možno bezpečně posoudit stav přetvoření.

Pro libovolný bod tunelového ostění i vypočteme MKP statické veličiny M_i, N_i, T_i, které odpovídají zatížení $p_{Li(t)}$ tedy

$$p_{Li(t)} = f(M_i, N_i, T_i) \qquad [3a]$$

Mezní únosnost tunelového ostění je závislá na rozměru příčného řezu, stupni vyztužení průřezu, kvalitě betonu a výztuže a současně na veličinách M_{Ui}, N_{Ui}, T_{Ui}

$$p_{Umax\ (t)} = f(A_{bi}, A_{si}, R_b, R_s) = f(M_{Ui}, N_{Ui}, T_{Ui}) \quad [3b]$$

kde A_{bi} je plocha účinného betonu

A_{si} je plocha účinné výztuže

R_b je pevnost betonu

R_s je pevnost výztuže

Porovnáním hodnot zatížení $p_{Li(t)}$ a únosnosti $p_{Umax(t)}$ pak vyhodnotíme únosnost tunelového ostění. Je-li zatížení $p_{Li(t)}$ menší než $p_{Umax(t)}$

$$p_{Li(t)} < p_{Umax(t)} \qquad [4]$$

pak konstatujeme, že ostění tunelu vyhoví na mezním stavu únosnosti.

Je-li zatížení $p_{Li(t)}$ větší než $p_{Umax(t)}$

$$p_{Li(t)} > p_{Umax(t)} \qquad [5]$$

pak konstatujeme, že je překročena mez pevnosti a konstrukce na mezním stavu únosnosti nevyhoví.

Kritické místo únosnosti ostění tunelu stanovíme vypočtením hodnot si na celém obvodu ostění. Tam kde hodnota si je menší než s = 1 konstrukce na mezi únosnosti nevyhoví.

Obecně je tento vztah vyjádřen rovnicí

$$\frac{p_{Umax(t)}}{p_{Li(t)}} = s \qquad [6]$$

Toto posouzení je ale obvykle nutné doplnit o posouzení na mezní stav použitelnosti (deformace) a mezní stav trhlin.

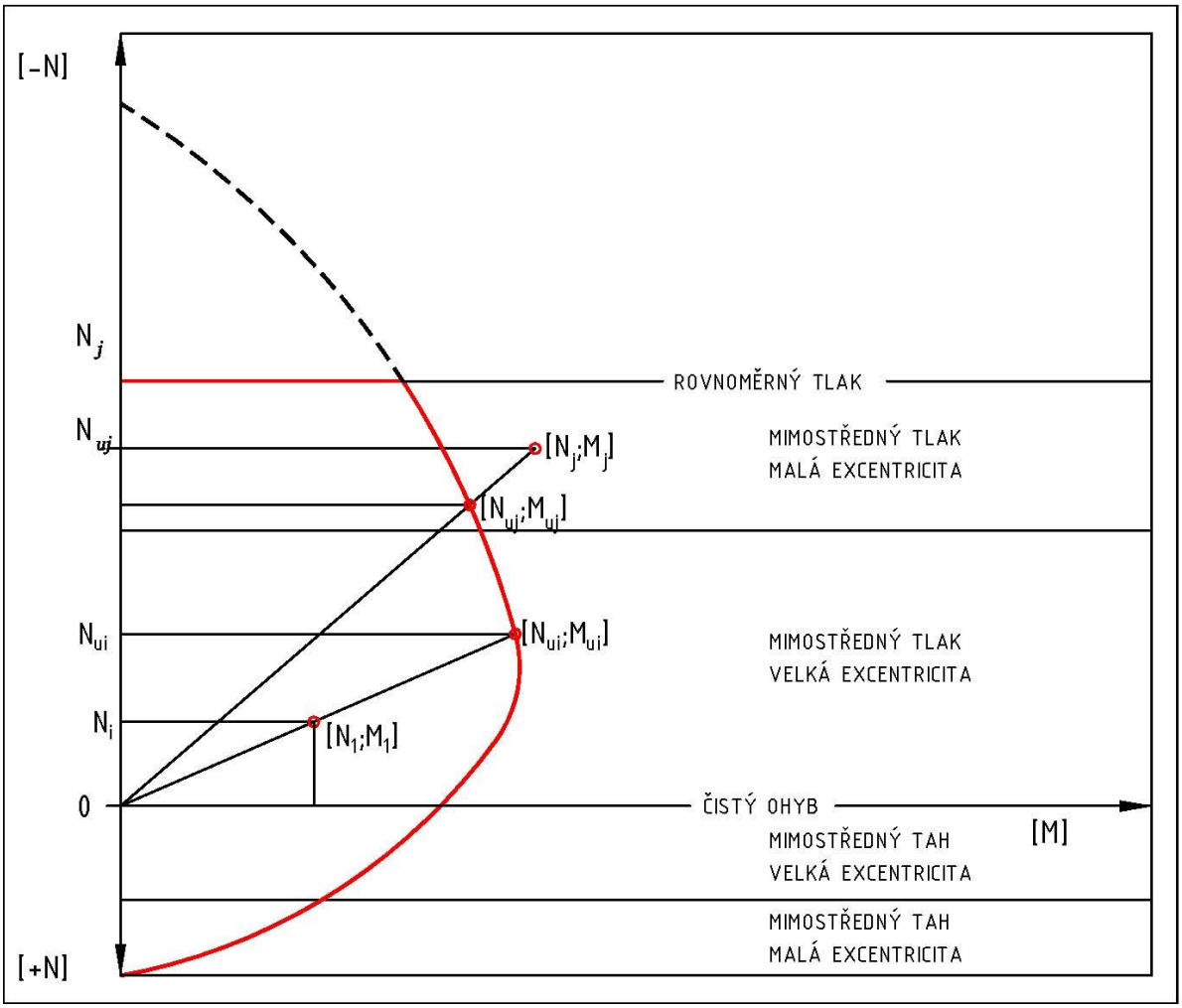
3. VYHODNOCENÍ ÚNOSNOSTI TUNELOVÉHO OSTĚNÍ INTERAKČNÍM DIAGRAMEM

Vyhodnocení únosnosti betonových tunelových ostění je provedeno Interakčním diagramem. Při předpokladu plného využití únosnosti betonu a výztuže na mezi porušení průřezu, vypočteme pro normálovou sílu N_u odpovídající hodnotu ohybového momentu M_u. Zobrazením hodnot N_u a M_u v grafu získáme čáru meze porušení průřezu, kterou nazýváme "Interakčním diagramem meze porušení průřezu". Tato čára odpovídá teoretickému plnému využití únosnosti betonu a oceli (Zapletal, A.; Bucek, M. a Barták 1992).

Pro každý konkrétní bod ostění tunelu jsou MKP vypočteny hodnoty M_i, N_i, T_i a jim na Interakčním diagramu odpovídají hodnoty M_{ui}, N_{ui}. Posouzení bezpečnosti navržené konstrukce podle rovnice [5] použijeme-li Interakční diagram pak zapíšeme do rovnic.

$$\frac{N_{ui}}{N_i} = s_i\,, \quad \frac{N_{uj}}{N_j} = s_j \qquad [7]$$

Velikosti hodnot s_i a s_j určují bezpečnost ostění a pokud se hodnoty s_i, s_j výrazně liší od $s = 1$ doporučuje se původní návrh ostění upravit a výpočet provést znovu.



Obrázek 2. Interakční diagram

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \qquad [8]$$

Při návrhu vyztužených železobetonových průřezů je nutné navrhnout polohu a plochu výztuže tak, aby bylo zajištěno její plné využití (přetvoření na mezi porušení průřezu). Tato podmínka určuje, jaké procento plochy výztuže musí být dostatečně vzdáleno od neutrální osy průřezu. Obvyklou ekonomickou podmínkou pak je, aby ve střední části průřezu (0,5h) bylo max. 25% veškeré plochy výztuže. Při vyhodnocení únosnosti tunelového ostění je nutné zvláštní pozornost věnovat betonovému ostění v technologii členěného výrubu, které není opřeno do horninového masivu. Ostění umístěné volně v profilu klasifikujeme podle štíhlosti na tlusté, středně štíhlé, a velmi štíhlé hodnocené koeficientem λ.

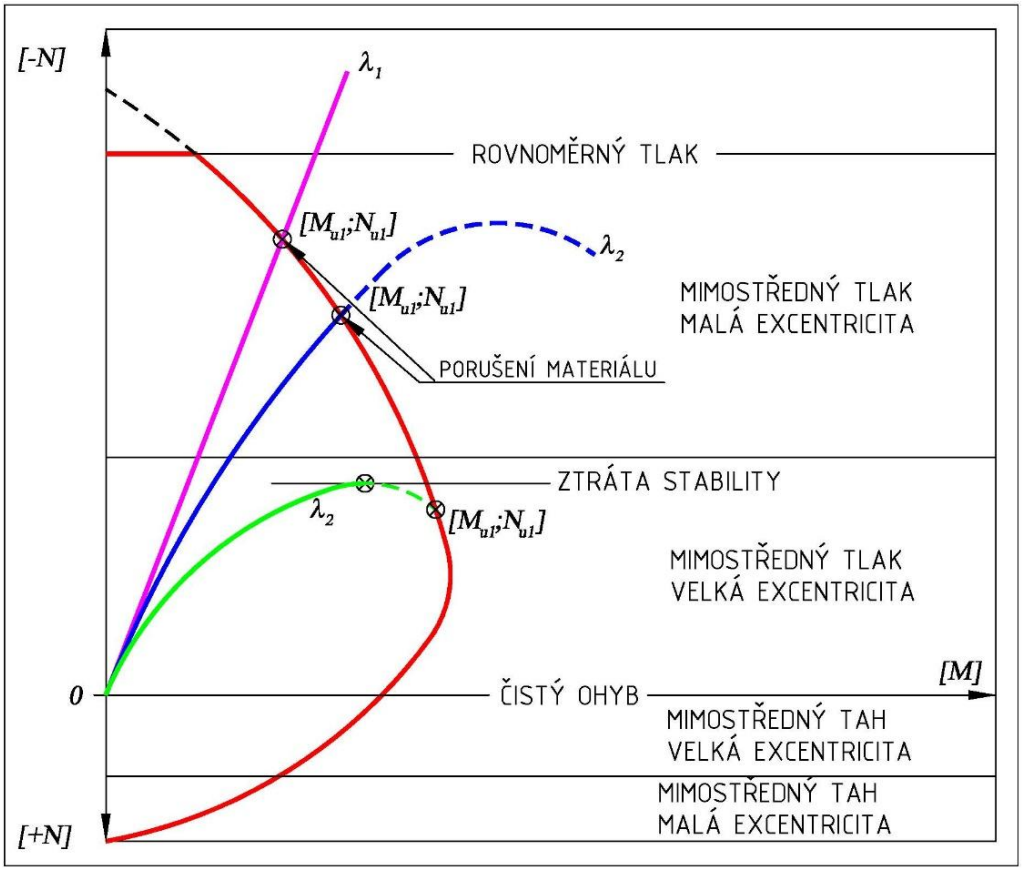
Kde l_e je účinná délka prutu

i je poloměr setrvačnosti betonového průřezu

Tlusté pruty λ <20

Středně štíhlé pruty λ <150

Velmi štíhlé pruty λ >150



Obrázek 3. Vliv štíhlosti prutu na mez únosnosti

U tlustých a středně štíhlých prutů se jedná o pevnostní problém únosnosti, zatímco u prutů velmi štíhlých o stabilitní problém únosnosti.

4. POPIS VÝPOČETNÍCH SYSTÉMŮ

4.1 ANALYTICKÝ VÝPOČETNÍ SYSTÉM

Vzájemné spolupůsobení ostění kruhového profilu a horninového masivu je modelováno jako plný kontakt ostění na poloměru R_1 s okolním pružným prostředím (Bulyčev 1982). Výpočet normálového a smykového napětí (p,q) na kontaktu ostění se zeminou určíme z okrajových podmínek posunutí bodů zapsaných do rovnic

$$u_k = u(\gamma H) - u_0 = \alpha \times u(\gamma H) = u(\alpha^* \times \gamma H);$$

$$v_k = v(\gamma H) - v_0 = \alpha \times v(\gamma H) = v(\alpha^* \times \gamma H); \qquad [9]$$

kde u_0; v_0 jsou radiální a tangenciální počáteční posunutí bodů obvodu ostění před zabudováním ostění, $u(\gamma H)$; $v(\gamma H)$ jsou posunutí bodů horninového masivu na kontaktu s ostěním a u_k; v_k jsou posunutí bodů vnějšího obvodu ostění na kontaktu horninou. Koeficient α^* vyjadřuje nárůst deformací horninového masivu mezi ražbou a vložením plně aktivovaného ostění (zahrnuje reologické vlastnosti ostění a horniny, vliv kotvení apod.) Hloubka uložení tunelu je značena H a objemová tíha zemin je značena γ.

V důsledku spolupůsobení ostění s horninou vznikají na kontaktu normálové síly p a tangenciální síly q (zatížení ostění obr. 4) a přídavná napětí na obvodu výrubu

$$\sigma_r^{(1)} = \sigma_r^{(0)} - p; \; \tau_{r\theta}^{(1)} = \tau_{r\theta}^{(0)} - q\,. \qquad [10]$$

Pod vlivem těchto napětí vznikají deformace popsané v rovnici {1}. Řešení těchto rovnic předpokládá umístění kruhového tunelu v dostatečně velké hloubce a napětí v okolí výrubu jsou vypočteny pomocí rovinné úlohy teorie pružnosti v poloprostoru s uvažováním hmotnosti prostředí obklopujícího výrub. Okrajové podmínky na obvodu ostění zapíšeme ve tvaru

$$u_{II} + i v_{II} = u_k + i v_k$$

$$i \int (\sigma_r + i\tau_{r\theta})_{\Pi}\, ds = i \int (p + iq)_k\, ds \;\; on\; L \qquad [11]$$

$$i\int_k (\sigma_r + i\tau_{r\theta})\, ds = 0 \qquad on\ L_1$$

Metodou Kolosova-Muschelišviliho vyjádříme okrajové podmínky na obvodu ostění L a L_1 při použití komplexních potenciálů $\phi(z)$ a $\psi(z)$ charakterizujících napětí v hornině a komplexních potenciálů $\phi_1(z)$ a $\psi_1(z)$ charakterizujících napětí v ostění (Muschelišvili 1966).

Budiž t bod na kružnici L a t_1 bod na kružnici L_1, pak

$$t=R_1\, e^{i\theta}\ t_1=R_o\, e^{i\theta} \qquad [12]$$

a je možné dokázat, že pro kružnici L platí

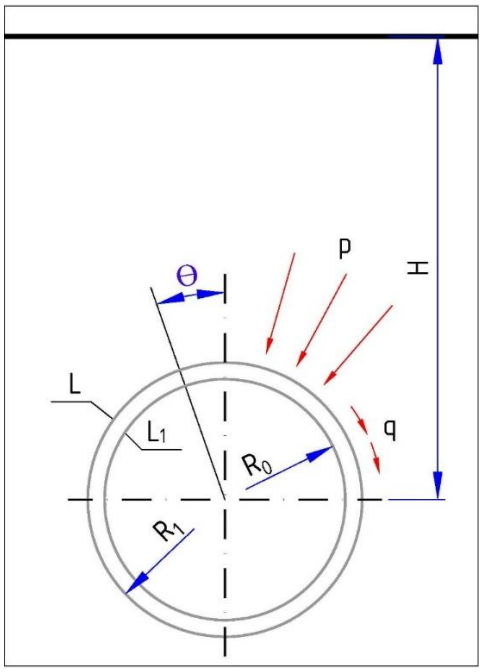
$$i\int \left(\sigma_r^{(0)} + i\tau_{r\theta}^{(0)}\right) ds = -\alpha^*\gamma\, H\left(\frac{1+\lambda}{2}\, t - \frac{1-\lambda}{2}\, \bar{t}\right) \quad [13]$$

Při použití substituce a řešením integrací dostaneme rovnice pro

$$p = po + p2\cos 2\square\square \quad q = q2\sin 2\square \qquad [14]$$

kde výrazy pro p_o, p_2 a pro q, q_2 jsou vyjádřeny pomocí zvláštních koeficientů (Bulyčev 1982). V dalším kroku určíme $\sigma_{\theta in}$ a $\sigma_{\theta ex}$ odkud pak jednoduše můžeme stanovit vnitřní síly v ostění podle rovnic

$$M = \frac{bt^2(\sigma_{\theta in} - \sigma_{\theta ex})}{12}; \qquad N = \frac{bt(\sigma_{\theta in} + \sigma_{\theta ex})}{2}; \quad [15]$$



Obrázek 4. Výpočetní schéma

5. POLYGONÁLNÍ METODA

Tato výpočetní metoda je universální, je schopna postihnout libovolný tvar konstrukce a umožňuje snadno měnit vstupní parametry výpočtu (zatížení, geotechnické parametry horninového prostředí). Výpočet nás však informuje pouze o deformacích a vnitřních silách v ostění a neříká nám nic o stavu napjatosti horninového masivu.

Výpočetní programy určené pro výpočet ostění tunelu polygonální metodou používají silovou nebo deformační metodu (Aldorf 1992). Přesný tvar ostění tunelu je ve výpočtu nahrazen polygonem. Horninový masiv je ve výpočtu modelován soustavou kyvných prutů připojených k ostění ve vrcholech polygonu. Působení horninového masivu na ostění je modelováno vnějším aktivním zatížením působícím ve vrcholu polygonu a pasivní odpor horniny je modelován Winklerovskými pružinami. Výpočet probíhá v iteračních cyklech a v prvním iteračním cyklu jsou všechny kyvné pruty modelující horninu ve funkci. Po prvním iteračním cyklu jsou tažené pruty vyloučeny a výpočet probíhá tak dlouho, dokud nejsou všechny tažené pruty vyloučeny a zároveň všechny tlačené kyvné pruty ve funkci. Kyvné pruty simulující horninu se do výpočtu zavádějí jednotkovou plochou a délkou a jejich tuhost se zadává různou hodnotou modulu pružnosti E. Charakteristiku pružných opěr můžeme zapsat ve tvaru

$$\overline{K_i} = K^{(\sigma)} \frac{l_i + l_{i+1}}{2} b \qquad [16]$$

kde $K^{(\sigma)}$ koeficient pružného odporu horniny závisí nejen na geotechnických parametrech horniny, ale rovněž na tvaru konstrukce a stanovujeme ho obvykle podle B. G. Galerkina

$$K_{(\sigma)} = \frac{E}{R(1+\nu)} \quad [17]$$

l_i je délka strany mnohoúhelníku a b je šířka prstence, která je obvykle 1m. Označme deformace a pootočení i-tého uzlu U_i, V_i, θ_i a vnitřní síly i-tého uzlu X_i, Y_i, M_i a vnější zatížení $\underline{X_i}$, $\underline{Y_i}$ pak zavedeme sloupcovou matici $\{P_i\}$ pro vnitřní výpočetní parametry a sloupcovou matici $\{\underline{P_i}\}$ pro vnější zatížení, kde

$$\{P_i\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ \theta_i \\ X_i \\ Y_i \\ M_i \end{Bmatrix}; \qquad \{\underline{P_i}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \underline{X_i} \\ \underline{Y_i} \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad [18]$$

Zavedeme reakce opěr jako vnitřní síly pro i-tý uzel a zahrnutí deformace elastických podpor vede ke změněnému koeficientu $[K_i]$, který ovlivňuje výpočetní parametry. V obecném případě může být zatížení přiloženo k libovolnému uzlu (uzly mají zvláštní číslování, které označujeme j). Potom maticový zápis rovnice pro výpočetní parametry pro uzel n při známých okrajových podmínkách má následující tvar

$$\{P_n\} = \prod_{i=n+1}^{1} [K_i] \ \{P_o\} + \sum_{j=1}^{n} \prod_{i=n+1}^{j+1} [K_i] \ \{\underline{P_i}\}; \quad [19]$$

Kde $\{P_o\}$ je sloupcová matice počátečních výpočetních parametrů (Muschelišvili 1966).

6. METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Metoda konečných prvků je přibližná numerická metoda, která na rozdíl od přesných metod založených na řešení diferenciálních rovnic rovnováhy a kompatibility deformací, kde je vyžadováno splnění podmínek rovnováhy a spojitosti materiálu v každém bodu deformovaného tělesa, zaměňuje vyšetřovanou nekonečnou oblast za konečnou, rozdělenou do konečného počtu prvků, kde styk prvků je uskutečněn pouze v uzlových bodech (Bulyčev 1982). Podmínky rovnováhy a spojitosti deformací jsou u MKP dodrženy pouze ve společných uzlech prvků. Vztah mezi vektory deformací a silami v uzlech prvků, je určen maticí tuhosti prvků. Pro konkrétní příklad se nejprve vytvoří matice tuhosti prvků, potom matice tuhosti celého systému konečných prvků a sestavuje se soustava lineárních rovnic (RIBTEC 1996) ve tvaru

$$\{X\} = [k]\ \{u\} \qquad [20]$$

kde $\{X\}$ a $\{u\}$ jsou vektory sil a deformací působící v uzlech sítě konečných prvků

$[k]$ je matice tuhosti prvků řádu 2M, která je sestavena ze členů

$$K_{ij} = \sum_{r=1}^{N} k_{ij}^{(r)} \qquad [21]$$

kde $k_{ij}^{(r)}$ je prvek matice tuhosti r-tého prvku; charakterizující vliv j-té jednotkové deformace do i-tého členu uzlových sil. M je počet uzlů a N je počet prvků v systému. Výpočtem MKP získáme napjatost a deformace horninového masivu a ostění tunelu a také zatížení tunelového ostění p_{Li} na styku horniny s tunelovým ostěním.

6.1 VÝSLEDKY VÝPOČTŮ A VYHODNOCENÍ ÚNOSNOSTI OSTĚNÍ

Pro porovnání výpočtů použijeme kruhové ostění tunelu umístěné v písčito-hlinité zemině přirozené vlhkosti o hmotnosti γ = 18,5kNm^{-3}, Poisonovo číslo ν = 0,32, koeficient pružného odporu zeminy k_o=70MNm^{-3}, koeficient bočního tlaku λ = 0,7 a hloubku tunelu H=10m. Ostění tunelu je z monolitického betonu C25/30 a je symetricky vyztuženo při obou površích 4ϕ8mm/m´ z oceli 10425. Vnitřní průměr ostění je d=5,2m, vnější průměr ostění je D=5,92m, modul deformace betonu je E_b=2,9 10^{4}MPa. Pro výpočet polygonální metodou je uvažováno svislé rovnoměrné vnější aktivní zatížení q_x= 143kPa a vodorovné rovnoměrné zatížení q_y=90kPa.

7. ANALYTICKÝ VÝPOČETNÍ SYSTÉM (AVS)

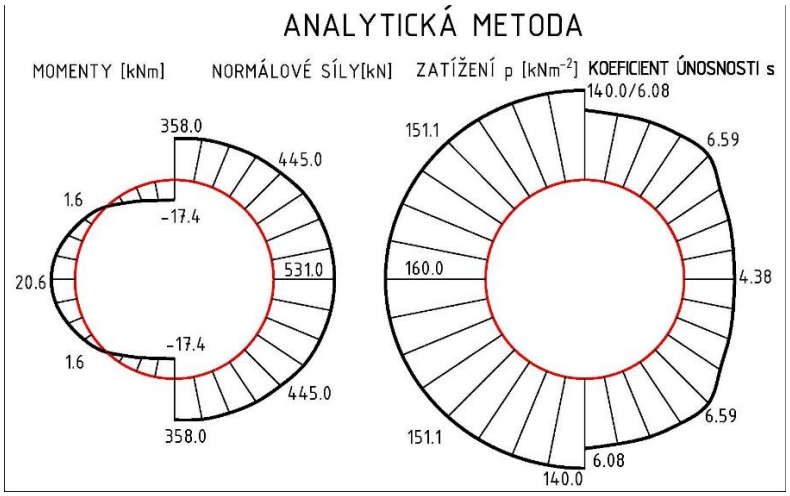
Výpočetní schéma ostění tunelu je modelováno jako dvouvrstvý prstenec, hodnota koeficientu α^* je s ohledem na mělké založení tunelu uvažována maximální (na straně bezpečnosti) α^* = 1. Modul pružnosti stanovíme z rovnice [16] a pro analytický výpočetní systém byl stanoven E_o= 273,5MPa.

$$K_{(o)} = \frac{E_o}{r_1(1+\nu)} \qquad [22]$$

Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil

Úhel θ	*Vnitřní síly AVS*	
	Moment (kNm)	*Normálová síla (kN)*
0	*-17,4*	*358*
π/4	*1,6*	*445*
π /2	*20,6*	*531*
π 3/4	*1,6*	*445*
π	*-17,4*	*358*

Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku (Zlámal 2010)

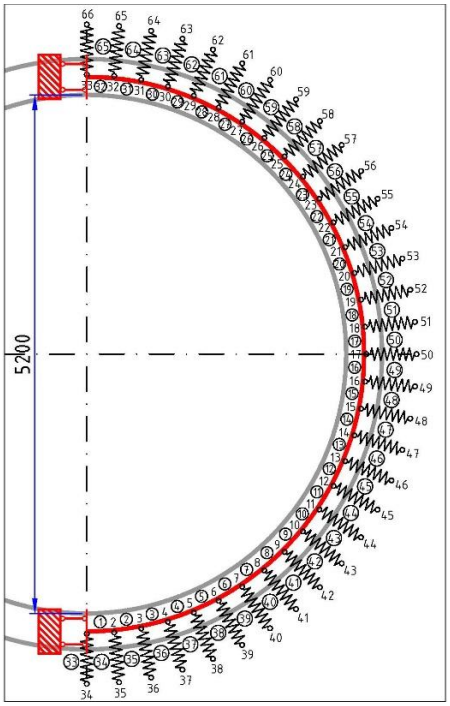


Obrázek 5. Vypočtené statické veličiny v modelu pro Analytickou metodu

8. POLYGONÁLNÍ METODA

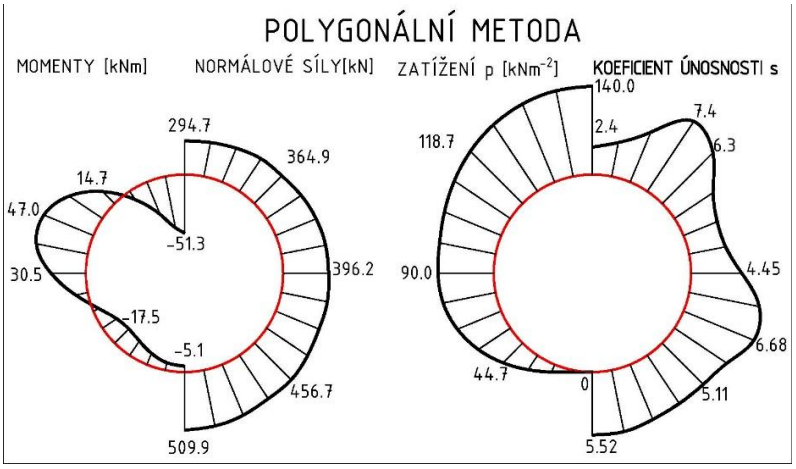
Střednice kružnice byla nahrazena polygonem o 32 stranách. V tlačených pružinách modelujících horninový masiv připojených k vrcholům polygonu vzniká pasivní odpor a s taženými pružinami se ve výpočtu nepočítá. Po několika iteračních cyklech byly vyřazeny tažené pružiny v horní části ostění a nalezeny tyto hodnoty vnitřních sil (Zlámal 2010). Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil

Úhel θ	Vnitřní síly PM	
	Moment (kNm)	Normálová síla (kN)
0	-51,3	294,7
π/4	14,7	364,9
π /2	30,5	396,2
π 3/4	-17,5	456,7
π	-5,1	509,9



Obrázek 6. Statické schema

V obecné deformační metodě (Aldorf 1992) je spojitá střednice nahrazena polygonem a spolupůsobení ostění s horninou je modelováno soustavou kyvných prutů. Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku.



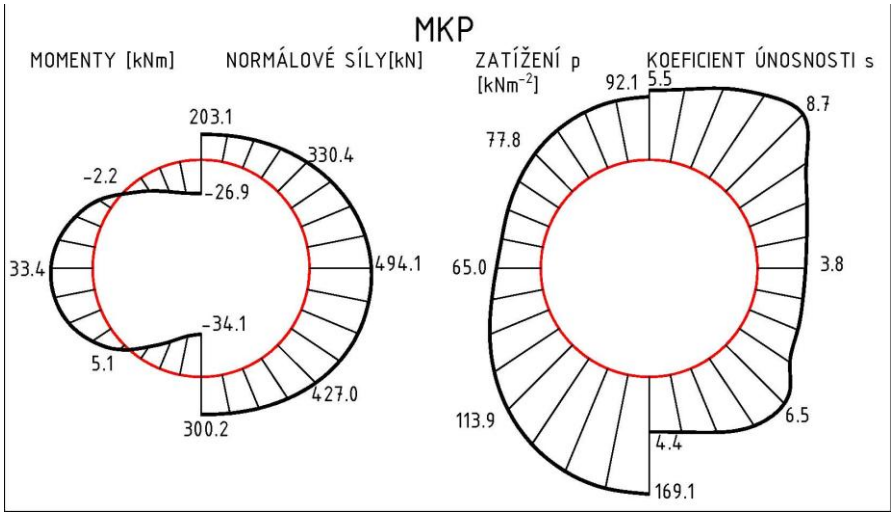
Obrázek 7. Vypočtené statické veličiny v modelu pro Polygonální metodu

9. METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Modelování úlohy MKP bylo provedeno s cílem co nejvíce napodobit okrajové podmínky porovnávaných výpočetních systémů. Výpočet byl proveden s předpokladem lineárních deformací horniny. Síť konečných prvků má 400 prvků a 1262 uzlů a rozměr 60 x 49m. Na styku ostění s horninou byla síť prvků zahuštěna. Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil (RIBTEC 1996).

Úhel θ	Vnitřní síly MKP	
	Moment (kNm)	Normálová síla (kN)
0	-26,9	203,1
π/4	-2,2	330,4
π /2	33,4	494,1
π 3/4	5,1	427,0
π	-34,1	300,2

Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku



Obrázek 8. Vypočtené statické veličiny v Metodě konečných prvků

10. POROVNÁNÍ ÚNOSNOSTI OSTĚNÍ

Koeficient únosnosti ostění *s* popisuje rezervy v únosnosti ostění a rovněž ukazuje místo, kde bude nejdříve dosaženo meze únosnosti. Poloha kritického místa v ostění je různá, zatímco v polygonální metodě je kritické místo ve vrcholu klenby, v analytické metodě a v metodě konečných prvků je kritické místo ve vodorovném průměru tunelu. Podle rovnice {18} konstatujeme, že kritické místo ostění je tam, kde hodnota koeficientu s je nejmenší. V analytické metodě je minimální koeficient únosnosti s_A=4,38, v polygonální metodě je minimální koeficient únosnosti s_P=2,4 a v metodě konečných prvků je minimální koeficient únosnosti s_K=3,8. Hodnoty koeficientu kritické únosnosti jsou pro jednotlivé výpočetní metody odlišné, poměrně velký rozdíl koeficientů únosnosti je s velkou pravděpodobností způsoben především rozdílnou metodikou výpočtu systému ostění/horninový masiv. Přestože výpočet analytickou metodou byl proveden s maximální možnou bezpečností, koeficient nárůstu deformací α^* (Aldorf 1992) mezi provedením výrubu a vložením ostění, byl použit hodnotou $\alpha^* = 1$, ukazuje se, že horninový masiv a ostění nejvíce spolupůsobí v analytické výpočetní metodě a nejméně v polygonální výpočetní metodě.

11. PEVNOST A MODUL DEFORMACE BETONU

Stanovení mezní únosnosti ostění a následně mezní deformace v prvních 28 dnech je možné pouze se znalostí nárůstu pevnosti a modulu deformace betonu v těchto dnech. Data sebraná za velmi dlouhé období jsou uvedena v obr. 9 a 10. Pro pevnost stříkaných betonů jsou proloženy dvě regresní křivky, nárůst do 6 až 360 minut (0,0041-0,25 dní) je výrazně jiný než v období 360 až 40320 minut (0,25-28 dní). Pro období 6 až 360 minut je proložena regresní křivka o rovnici (Zlámal 2010)

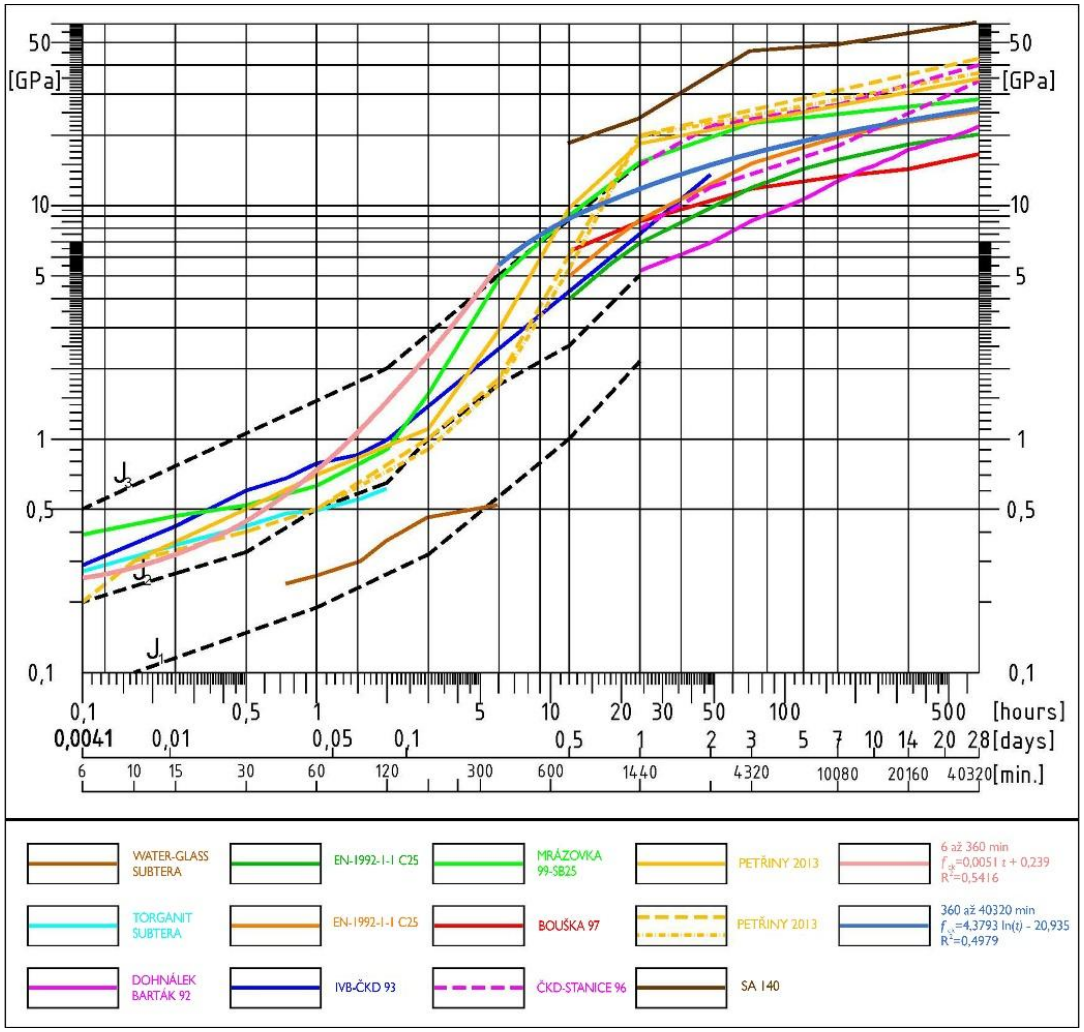
$$f_{ck} = 0{,}0051x + 0{,}2389$$
$$R^2 = 0{,}5416$$

Pro období 360 až 40320 minut je proložena regresní křivka o rovnici

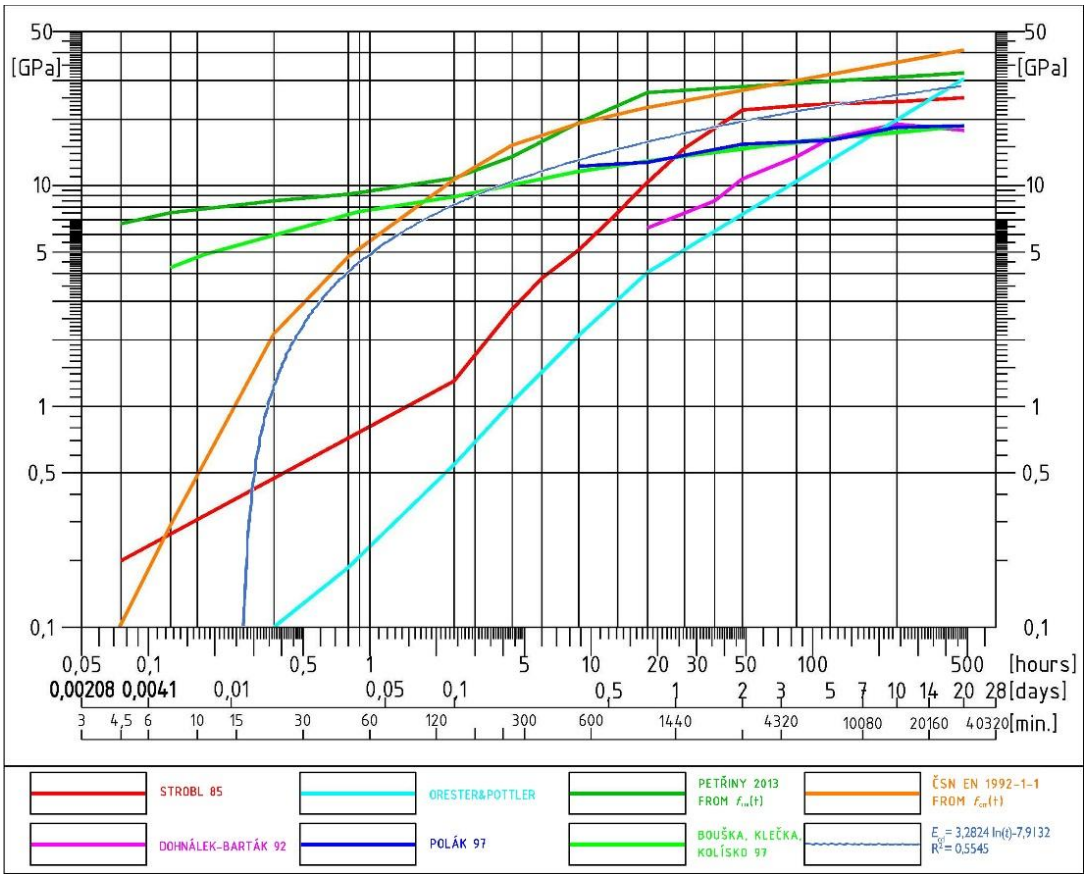
$$f_{ck} = 4{,}3793\ ln(x) - 20{,}935$$
$$R^2 = 0{,}4979$$

Pro modul deformace je proložena proložena regresní křivka o rovnici

$$E_{cd} = 3{,}2824\ ln(x) - 7{,}9132$$
$$R^2 = 0{,}5545$$



Obrázek 9. Naměřené pevnosti stříkaných betonů a regresní křivka



Obrázek 10 Naměřené moduly deformace a regresní křivka (ZLÁMA 2010, ZLÁMAL 2007)

12. ZÁVĚR

Pro návrh tunelového ostění používáme vždy výpočetní metodu, která je bezpečná a ekonomická, s ohledem na rozsah a důležitost úkolu. Cílem porovnání různých výpočetních metod bylo stanovit rozdíly ve statických veličinách a výpočtové únosnosti kruhového tunelového ostění a určit rezervy vzniklé použitím různých výpočetních systémů. Universální a jednoduchá polygonální výpočtová metoda je pro uvedený příklad 1,82krát bezpečnější než analytická výpočetní metoda a 1,58krát bezpečnější než výpočetní metoda konečných prvků. Po vyhodnocení výsledků výpočetních metod můžeme konstatovat, že pro jednoduché statické výpočty jsou výsledky z polygonální metody bezpečné za předpokladu, že tuto výpočetní metodu doplníme některými výpočty, např. posouzením celíku, horninového pilíře nebo poklesové kotliny. V případech kdy je nutné znát chování horninového masivu použijeme výpočetní metodu konečných prvků, která je 1,15krát bezpečnější, než analytická metoda. Pro jednoduché výpočty tunelových ostění je použití polygonální výpočetní metody plně vyhovující.

Literatura

- ALDORF, J. *The influence of time-dependant deformation properties of concrete on load and loading capacity of support of underground working*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. ISBN 90 5410 039 7.
- ALDORF, J. *Mechanika podzemních konstrukcí*. Ostrava: VŠB – Technická universita Ostrava, 1999. ISBN 80-7078-695-7.
- BARTÁK, J. a PRUŠKA, J. *Podzemní stavby*. Skriptum. Praha: ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7
- BULYČEV, N. S. *Mechanika podzemnych sooruženij*. Moskva: Nedra, 1982.
- DROZD, K. O přetvárných charakteristikách zemin a skalních hornin. *Geotechnika*. 2001, roč. 2001, č. 2, s. 3-6. ISSN 1211913X.
- MUSCHELISVILI, N. I. *Nekotorye osnovnye zadaci matematiceskoj teorii uprugosti*. Moscow: Nauka, 1966.
- RIBTEC. *Tunnel*. CD, Program. Stuttgart: RIB Bausoftware GmbH, 1996.
- ZAPLETAL, A.; BUCEK, M. a BARTÁK, J. *Komentář ke směrnici pro navrhování ostění budovaných NATM*. Směrnice. Praha: Metrostav & ČVUT, 1992.
- ZLÁMAL, J. *Vyhodnocení únosnosti tunelového ostění*. Praha: ITA/AITES cz, 2010. ISBN 978-80-254-7054-1.
- ZLÁMAL, J. *Analysis of the ultimate states of the underground tunnel lining*. Leiden: Taylor & Francis/Balkema, 2007. ISBN 978-0-415-40807-3.

Ing. Jaromír Zlámal

POHL cz, a.s., Roztoky, Česká republika

zlamal@pohl.cz