

11. Polní zkoušky a měření mechaniky hornin (stanovení in situ)

V každé (především však v závěrečné) fázi laboratorního výzkumu si musí být geotechnik vědom, že v laboratoři ověřené vlastnosti či parametry odpovídají víceméně pouze horninové látce (hmotě), když jsou závislé v zásadě jen na jejím petrografickém složení a struktuře a textuře hmoty. **S vlastnostmi horninového masívu tedy nejsou obecně totožné.**

Vyplývá to z rozměrů dotčeného (testovaného) tělesa. Laboratorní měření postihuje tělísko rozměrů běžně v desítkách až stovkách cm^3 , nejvýše několik dm^3 (navíc vytržené z přirozených vazeb). Při zabudování inženýrské konstrukce je však ovlivněn (resp. spolupůsobí) horninový masív v rozměrech mnoha tisíc m^3 . A ten je běžně prostoupen četnými rozdělovacími plochami (pukliny, vrstevní plochy, plochy břidličnatosti, dislokace, kliváž, apod.). Tyto plochy diskontinuity snižují soudržnost horniny a mění její přetvárné a pevnostní vlastnosti. Uplatňuje se zde četnost ploch, jejich tvar a výplň, soudržnost na plochách, rozevření ploch, úhel ploch vůči směru zatížení apod. (viz kapitola 9). Značný vliv má i větrání. Stanovení vlastností horninového celku (masívu) je pak záležitostí nesnadnou.

Mechanické charakteristiky horninového masívu (obdobně jako horninové látky - i když zde s relativně nižším dopadem) **nejsou konstanty** (jak je poměrně často nesprávně uváděno; mimo jiné i v základní geotechnické české normě). Jsou to nelineárně proměnné veličiny v závislosti na složkách napjatosti (případně na drahách napětí a přetvoření). Jejich zjišťování, jak již bylo výše řečeno, je standardně komplikováno heterogenitou a anizotropií horninového prostředí. Proto, a jen proto, jsou realizovány zkoušky a měření přímo v poli, na větších plochách, resp. objemech, v měřítku horninových bloků.

Vyšší serióznost informace je potom zaplácena řadou nevýhod:

- zkoušky a měření in situ jsou samy o sobě drahé (což vyplývá z potřeby nákladných, obvykle jednoúčelových zařízení v kombinaci s vysoce kvalifikovaným personálem)
- jejich časová náročnost je vyšší až vysoká
- vyžadují obvykle nákladné **přípravné práce** (pro úpravu vlastních zkušebních míst), tak i mimořádně nákladné **práce přístupové** (štoly, šachty, rozrážky, rýhy), běžně dražší (a to i podstatně) než zkoušky samy; jistou výjimkou z tohoto pravidla jsou zkoušky a měření ve vrtech (viz dále)
- v převážné většině se jedná o stanovení lokální, jejichž výsledky jsou (resp. musí být) extrapolovány na horninový masív; umísťují se proto pokud možno do charakteristických partií masívu. Situování zkoušky či měření bývá pak poměrně často výsledkem kompromisu.

Umístění polních zkoušek bývá často vůbec problematické; extrémním případem jsou díla zřizovaná plnoprofilovými vrtacími stroji (Tunnel Boring Machines - TBM) s výrazným konfliktem postupu ražby a zkušební činnosti.

Rozsah a typy navržených a realizovaných polních zkoušek a měření by měl záviset především na náročnosti projektované stavební konstrukce, potažmo na výstižnosti a složitosti použitého matematického či fyzikálního modelu hodnotícího spolupůsobení projektované konstrukce a horninového prostředí. Velký význam má i složitost geologické stavby dotčeného území.

K tomuto kritériu pak přistupují obvykle **hlediska ekonomická a časová**. Je pak zřejmé, že **širší** nasazení polních zkušebních prací je přijatelné především při přípravě (a rovněž při provádění) velmi náročných až mimořádných inženýrských staveb - např. vodohospodářských (vodní dílo - VD, přečerpávací vodní elektrárna - PVE) či podzemních (tunely městských drah, dálniční a železniční tunely, podzemní úložiště apod.).

Charakteristiky, vystihující vlastnosti (resp. chování) horninového masívu, jsou obvykle členěny do následujících skupin:

- zjišťování stavu napjatosti
- přetvárnost
- pevnost
- indexové vlastnosti
- hydraulické vlastnosti.

11.1 Zjišťování stavu napjatosti

spočívá obvykle v ověření složek tenzoru původní geostatické napjatosti (tj. primárního stavu napjatosti), méně častěji pak ve vymezení průběhu rozvolněné zóny a horninové klenby v okolí podzemního díla (tj. sekundárního stavu napjatosti).

Určení stavu napjatosti masívu je komplikováno skutečností, že stav napjatosti může být extrémně výsledkem (kombinací) až šesti složek (vlivů) představovaných:

- a) **Gravitačním stavem napětí** vyvolaným vlastní tíží hornin (obvykle nejvýznamnější složka projevující se vždy)
- b) **Reziduálním stavem napětí** („zbytkovým“ napětím) způsobeným tíhou nadložních hornin v dalším geologickém vývoji oddenudovaných
- c) **Tektonickým stavem napětí** z nahromadění energií od horotvorných činností v geologické minulosti
- d) **Vlivy geologické stavby masívu** vyplývajících z nehomogenit a anizotropií (především u sedimentů a metamorfitů)
- e) **Napětím vyvolaným bobtnáním či smršťováním** u hornin obsahujících jílové minerály
- f) **Přetížením či odlehčením prostoru lidskou činností**

Pouze první z těchto složek - **gravitační napětí** - dokážeme analyticky vyčíslit. Jedná se o složku velmi významnou. Je tvořeno vlastní tíhou horniny, takže:

- ve svislém směru činí jeho hodnota: $\sigma_z = \gamma h$
- ve směrech vodorovných: $\sigma_x = \sigma_y = \gamma h K_0$

kde: γ objemová tíha horniny
 h hloubka pod terénem (výška sloupce horniny)

K_0 koeficient horninového tlaku v klidu

ν Poissonovo číslo

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Skutečná primární napjatost však může být i dosti odlišná od napjatosti gravitační!!!

Reziduální, tektonická a bobtnací (smršťovací) napětí můžeme obvykle pouze **odhadovat** podle geologické stavby území resp. podle projevů prostředí při stavbě či průzkumu.

Je-li matematicky $K_0 < 1$, prakticky ale může být i $>> 1$, přičemž úloha je navíc velmi komplikována tím, že se jedná o problém prostorový. Nezbyvá tedy než se pokusit o stanovení složek stavu napjatosti masívu přímým měřením in situ.

Velmi kvalitní výčet, rozbor a zhodnocení přímých i nepřímých měřících metod resp. zařízení pro zjišťování stavu napjatosti podal v ČR J. Pavlík (1987). Metody lze rozdělit na:

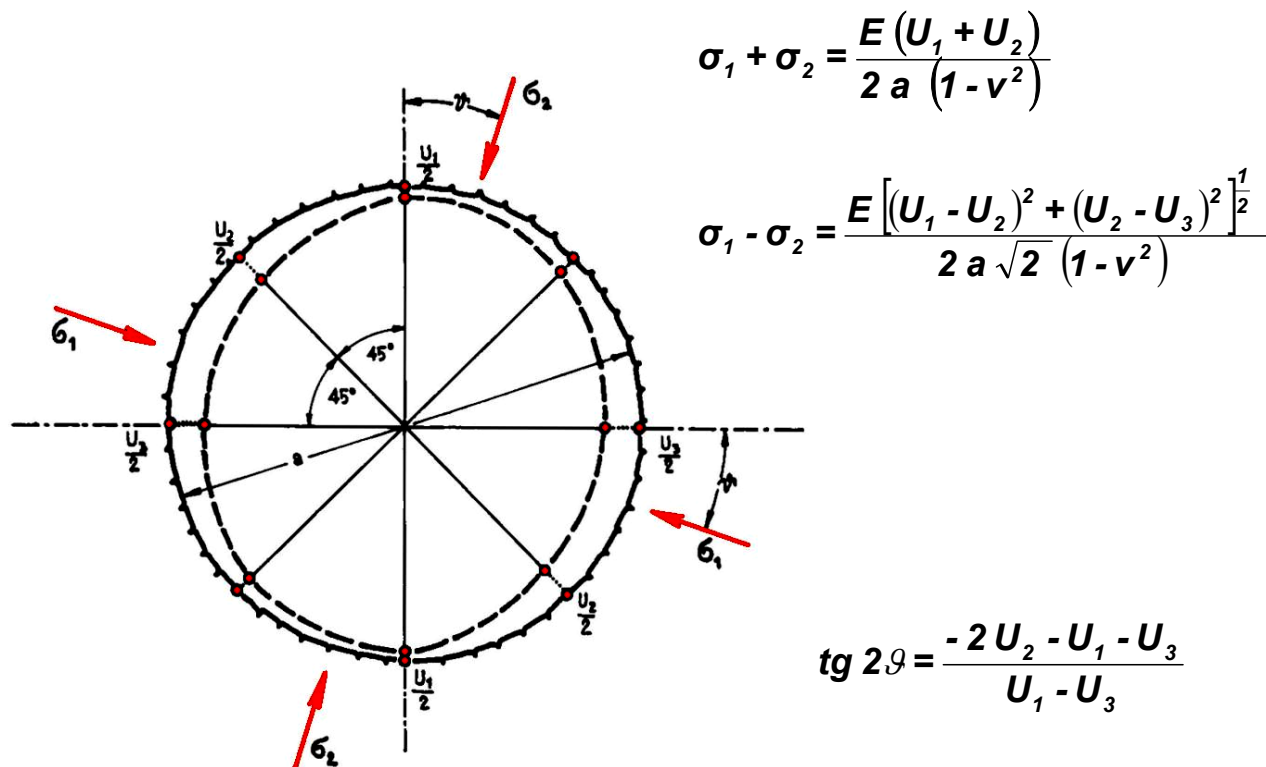
- odlehčování líce výrubu
- odlehčování vrtného jádra (s odlehčením čela vrtu či s měřením triaxiální buňkou)
- odlehčování štolou (Merril - Pettersonova metoda, Goodmanova metoda, quasiparalelní pozorovací vrty podle Müllera)
- umělé nanášení tlaku (metoda plochých lisů, metoda zakřivených lisů podle Jaegera a Cooka, vodní trhací zkouška, presiometrická měření)
- geofyzikální metody (seismická měření, akustická měření, měření elektrického odporu, sledování změny teploty a hustotní gama – gamametrie).

Přes výše uvedený značný sortiment zkušebních metod není zjištění stavu napjatosti masívu dodnes zcela vyřešenou úlohou a naopak poněvadž se jedná o úlohu velmi složitou, je sortiment navržených metod tak rozsáhlý. Prakticky všechny metody **kvantitativního** určování stavu napjatosti (s cílem stanovit úplný elipsoid napjatosti) jsou totiž odvozeny podle teorie pružnosti. Základním předpokladem je zde homogenní a izotropní výpočtový model, v řadě případů tedy ne právě srovnatelný se situací in situ (především v důsledku rozčlenění masívu systémy ploch diskontinuit).

Značnou komplikací je navíc nutnost definování **úplného** elipsoidu napjatosti, což extrémně znamená uspořádat komplikovaně měření do tří os (obvykle ortogonálních x, y, z) pro získání tří složek tenzoru napjatosti.

První dvě skupiny výše uvedených metod (viz ad a) a b)) nepatří v současné době k nejdoporučovanějším. Důvodem je především jejich velmi vysoká citlivost na rozpukání horninového masívu (ať již puklinami přirozenými či vzniklými trhací prací při provádění přístupových děl).

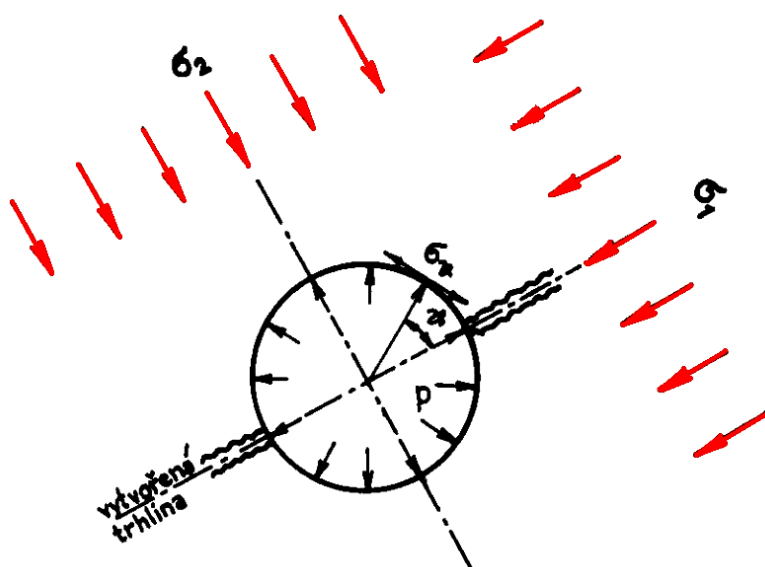
Nejpoužívanější metodou je zřejmě (v ČR a bývalé ČSR v posledních cca 20-ti letech rozhodně) **odlehčování štolou** v Merrill - Pettersonově či Goodmanově verzi. Tato metoda měření je relativně přístupná, postihující poměrně mohutný horninový blok. Pro stanovení elipsoidu napjatosti ji lze velmi jednoduše uspořádat ve dvou rovinách kolmých na souřadnicové osy x a y , poněkud obtížněji na osu z . Uspořádání konvergenčního měření, včetně principu vyhodnocení, je uvedeno na obr. 11.1. Největší potíž realizace této metody je ryze technologická - odlehčovací štola musí být zřízena co nejpravidelnější (kruhová), co nejšetněji (s omezením trhací práce) a co nejrychleji. Při ražbě této štoly nesmí přitom dojít k poškození či zničení měrných bodů, což vyžaduje v daném prostředí technologickou kázeň zdaleka ne běžnou. Deformace jsou měřeny tyčovými, pásmovými nebo drátovými extenzometry s přesností alespoň 0,1 mm.



Obr. 11.1 Uspořádání konvergenčního měření Merrill- -Petterssonovou metodou

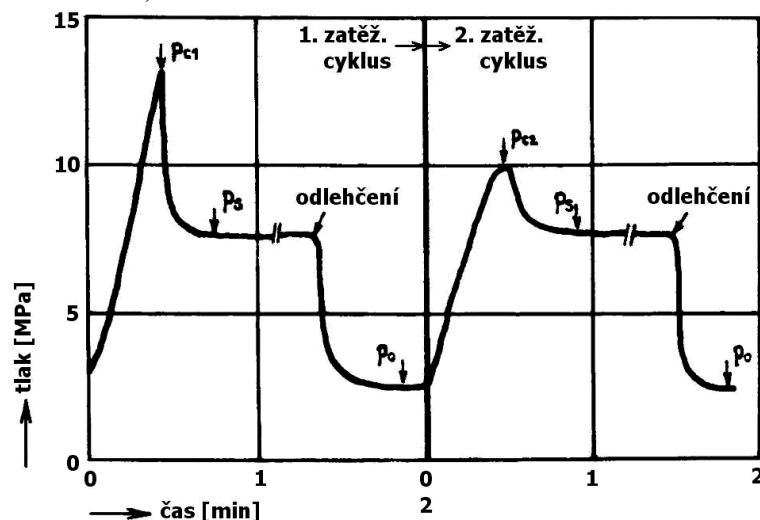
kde:	a	profil kruhové odlehčovací štoly
	U_1, U_2, U_3	změřené změny distancí protilehlých bodů, odchylujících se o 45°
	σ_1, σ_2	hlavní napětí působící v rovině kolmé k podélné ose vřubu
	ν	úhel odklonu hlavních napětí od os souřadného systému
	E, ν	přetvárné charakteristiky (modul pružnosti a Poissonovo číslo) prostředí
	•	měřicí body

Velmi perspektivní metodou pro měření stavu napjatosti, umožňující přímo kvantifikaci hlavních napětí je **vodní trhací zkouška**. Tato zkouška (původně vyvinutá pro potřeby těžby uhlovodíků) spočívá v zatěžování úseku vrtu uzavřeného obturátory tlakovou vodou až do jeho porušení - vytvoření trhliny. Směr vrtu i poloha trhliny musí být ověřeny. Schéma působení napětí při zkoušce je patrné z obr. 11.2.



Obr. 11.2
Působení napětí při
vodní tlakové trhací
zkoušce. σ_1, σ_2 - hlavní
napětí působící v rovině
kolmé k ose vrtu; p -
vnitřní přetlak vody; σ_θ -
tangenciální napětí na
obvodě vrtu

Uzavřený vrt je zatěžován až do porušení horniny (tlak p_{c1}). Vytvoření trhliny má za následek pokles tlaku při konstantní spotřebě vody (tlak $p_s = \sigma_2$). Další odlehčení má za následek uzavření trhliny (tlak p_o). Celý cyklus je opakován při znovuootevření trhliny (tlak p_{c2}). Po ověření směru vzniklé trhliny (obvykle otiskem do částečně plastické hmoty) lze stanovit velikosti a směr hlavních napětí v horninovém prostředí v rovině kolmé k ose vrtu (viz obr. 11.2 a 11.3):



Obr. 11.3
Typický pracovní
diagram vodní tlakové
trhací zkoušky

$$p_{c1} = 3\sigma_2 - \sigma_1 + \sigma_t$$

$$p_{c1} \quad \text{tlak vody odpovídající } \sigma_{v_{min}} = \sigma_t$$

$$p_s = \sigma_2$$

$$p_{c2} = 3p_s - \sigma_1 - p_o \Rightarrow \sigma_1$$

kde:

σ_t pevnost horniny v tahu (vznik trhliny)

p_{c2} tlak potřebný ke znovuootevření trhliny

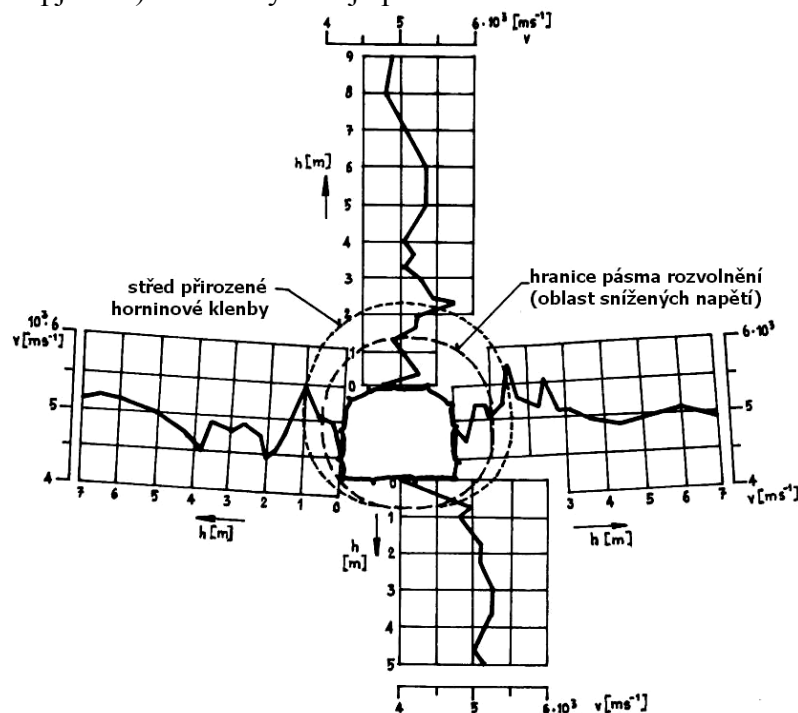
p_s ustálený tlak, při němž zůstává trhlina otevřená

p_o tlak při uzavření trhliny

Nevýhodou zkoušky je náročné a drahé zařízení („Hydrofrac“), při jehož zapouštění ve svislé ose (pro měření v rovině xy) je nutná manipulační výška min. 3,5 m (což může být na překážku nasazení v průzkumných štolách) a především délka měrné sondy 3 m, nutící vyhledat předem v masívu odpovídající metráž neporušenou rozpukáním (ať již posouzením výnosu vrtného jádra či lépe televizní sondou). Tato podmínka může způsobit při měření řadu potíží.

Kvalitativní vymezení zón s různou koncentrací stavu napětí, resp. stanovení napjatostních změn (sekundární stav napjatosti v podmínkách podzemních staveb) lze s úspěchem realizovat pomocí geofyzikálních metod. Nejvíce jsou v podzemním stavitelství rozvinuta měření seismická, a to ve formě **lehké úderové seismiky**. Při této metodě měření je registrována rychlost šíření seismických vln, která je výrazně ovlivněna svíráním diskontinuit a zatěžováním prostředí v důsledku koncentrací napětí (směrem nahoru), resp. rozevíráním diskontinuit vlivem odlehčení (směrem dolů). Matematicky se dosud předmětné závislosti nepodařilo postihnout, nicméně metoda dává velmi dobré výsledky při kvalitativním posouzení změn v prostředí.

Prakticky je měření prováděno nejčastěji na vějíři vrtů realizovaných v počvě, bocích a kalotě štoly či tunelu, když v těchto vrtech je posouván nainstalovaný geofon a seismický vzruch je vnášen údery kladiva či palice na líc výrubu (příp. obezdívky) u ústí vrtu. Mikroseismické vymezení dosahu přirozené horninové klenby (tzn. redistribuce do sekundárního stavu napjatosti) v okolí výrubu je patrné z obr. 11.4.



Obr. 11.4
Mikroseismické
vymezení horninové
klenby v okolí výrubu.

11.2 Přetvárnost

charakterizuje (obdobně jako u horninové hmoty) vztah mezi zatížením a deformací prostředí, a to v měřítku horninových bloků.

Polními zkouškami jsou obvykle stanovovány pro horninový masív pouze **moduly pružnosti** (E , E_r , resp. E_{seis} či E_{dyn}) a **moduly přetvárnosti** (E_{def} , resp. E_p), rozuměno **v tlaku**, stejně jako **Winklerovský součinitel** (obvykle značený k). **Poissonova čísla** ν (v tlaku či tahu) stejně jako **moduly tahové** a **modul pružnosti ve smyku** (G) jsou polní zkouškou stanovovány velmi zřídka.

K běžnějšímu sortimentu měření in situ pro ověření přetvárných charakteristik náleží:

- **zatěžovací zkoušky deskou** (statické zkoušky)
- **zkoušky deformmetrickými sondami ve vrtech** (statické zkoušky)
- **zkoušky plochými lisami v úzkých rýhách** (statické zkoušky)
- **zkouška radiálními lisami (TIWAG)** (statická zkouška)
- **vodní tlaková zkouška** (statická zkouška)
- **seismické a dynamické zkoušky**

Zkoušky deskou, sondami ve vrtech a plochými lisami jsou považovány za **bodová stanovení**; zkouška TIWAG, vodní tlaková zkouška a seismická měření mají charakter **stanovení plošných**.

I. Trávníček (1992) posuzuje vhodnost nasazení jednotlivých typů statických zatěžovacích zkoušek v tabulce XI.I (upraveno):

Typ a druh zkoušky	Umístění		Maximálně vyvozené zatížení (MPa)	Parametr zatěžovací plochy m (m ²)	Použití zkoušek	
	vrt	štoly			průzkum	dílo
Zatěžovací zkoušky deskou do 0,5 m ² nad 0,5 m ²	B	A	až 11	(0,2 m ²) 0,5x0,5 m (0,25 m ²) 0,7x0,7 m (0,5 m ²) 1 x 1 m (1 m ²)	A A	A -
Deformmetrické sondy ve vrtech	A	-	až 35	Ø 30 až 115 mm	A	B
Ploché lisy	-	A	do 15 ⁺ 70 i více ⁺⁺	0,5x0,5m, 0,7x0,7m	A	C
Radiální lisy (TIWAG)	-	A	do 6	štola Ø 2 m délka 2 až 5 m	A	C
Vodní tlaková zkouška	-	A	do 3	konečná část štoly Ø 2 m	B	C

A vhodné,

⁺) Trávníček (1977),

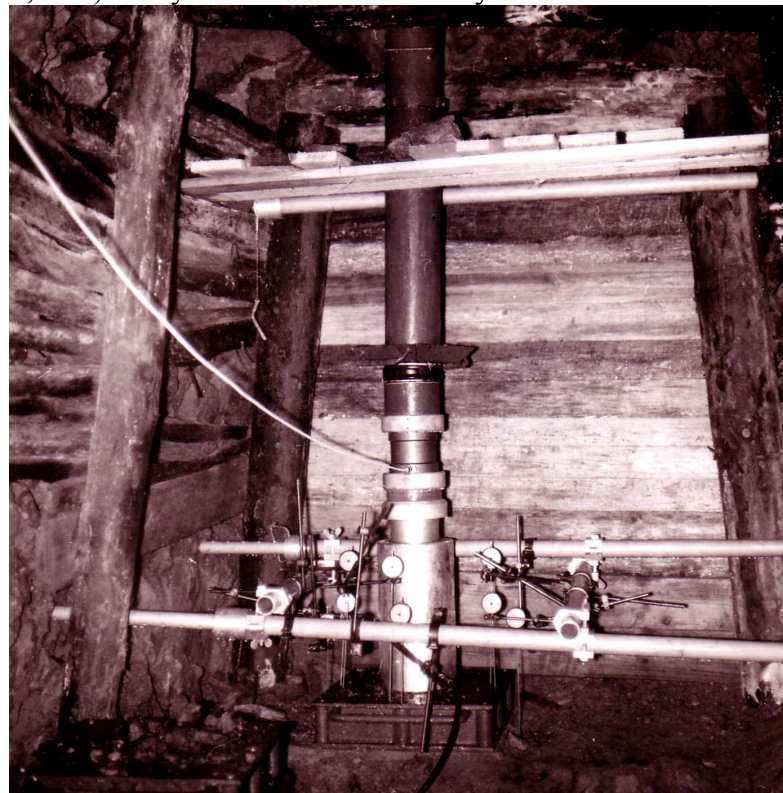
B podmíněně vhodné,

⁺⁺) Goodman (1980)

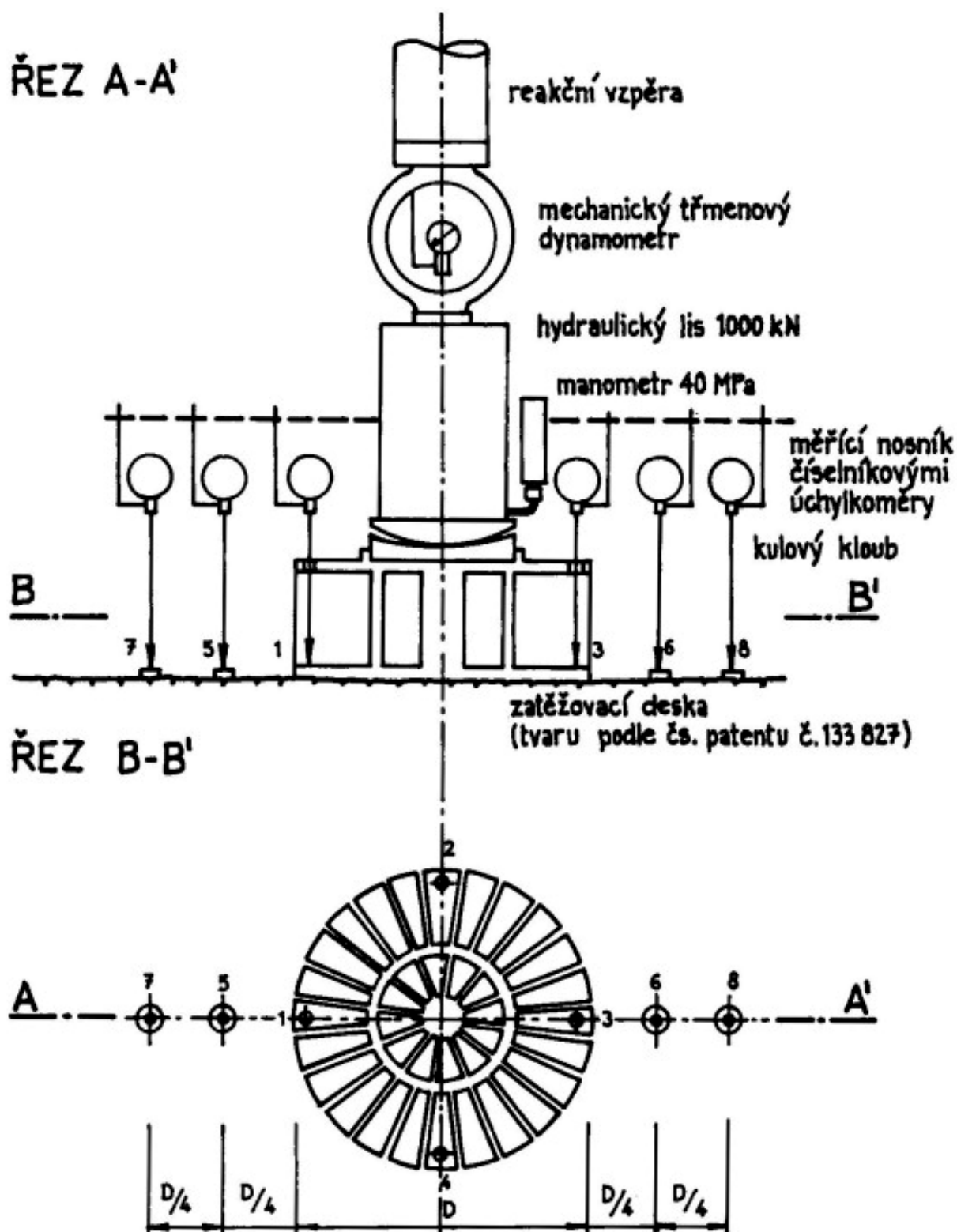
C nevhodné

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY DESKOU

jsou v současné době pro stanovení přetvárných charakteristik horninového prostředí metodou nejrozšířenější. Používány jsou čtvercové (0,5x0,5 m; 0,7x0,7 m; 1x1 m) i kruhové (0,2 m², 0,5 m²) desky. Příklad možné sestavy statické zatěžovací zkoušky deskou viz obr. 11.4 a 11.5.



Obr. 11.4
Instrumentace
zatěžovací zkoušky
v rozrážce štoly se
zachycením reakce
zatěžující síly ve
stropě



Obr.56 Schéma uspořádání zatěžovací zkoušky (Hudek, 1980)

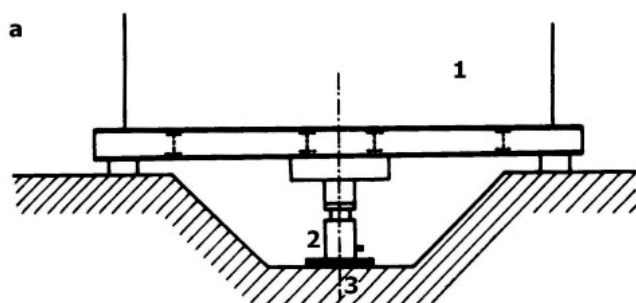
Obr. 11.5 Schéma uspořádání zatěžovací zkoušky (J. Hudek, 1980)

Velikost zatěžovacího prvku (desky) a vyvozeného zatížení určuje hloubkový účinek zkoušky. Zkouška by měla být realizována na co nejméně porušené hornině (vliv trhací práce

musí být pokud možno potlačen). Samozřejmostí je podrobné zdokumentování zkušebního místa s otestováním horniny Schmidtovým kladívkem a odběrem vzorků horniny v co nejbližším okolí. Vyrovnávací vrstva na kontaktu zatěžovací desky a horniny by měla být kvalitní a rozhodně co nejnižší (nejlépe beton, rovněž sádra, tvarové vložky, tvrdá guma, u svislých zkoušek i nízký podsyp normovým pískem).

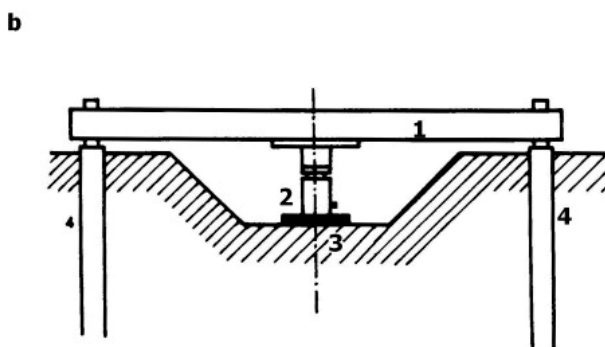
Zvláštní pozornost zasluhuje konstrukce zatěžovací desky, která by se měla chovat během zkoušky ve všech režimech zatížení jako tuhá. Tuhost zatěžovací desky vyplývá především z její výšky (s ohledem na přijatelnou hmotnost desky se používají žebrové odlitky nebo svařence).

Vážným problémem je orientace zkoušek, související (pomineme-li zvláštní požadavky - např. projekční) především s umístěním zkoušek, potažmo s možností zachytit reakci zatěžující síly. Nejpriznivější je z těchto hledisek provádění zkoušek v podzemí - ve štolách - kde můžeme realizovat zkoušky prakticky v jakémkoliv směru, když reakci zatěžující síly zachycuje protější stěna resp. přístropí štoly (obr. 11.4) a toto zachycení může současně představovat další (druhé) měrné místo při realizaci jediné zkoušky. Poněkud složitější je situace na povrchu skalního masívu, kde pro vodorovný směr je nutno obvykle provést v masívu rýhu a zkoušky svislé jsou prováděny buď pod zatěžovacím mostem (s protizátěží břemenem) či se zachycením reakce zatěžující síly přikotvením (tyčové kotvy, piloty, mikropiloty, pramencové kotvy apod.) - obr. 11.6. Přikotvení umožňuje zatěžování v libovolném směru.



a - protizátěží

1 - protizátěž (zemina, voda, panely), 2 - hydraulický lis, 3 - zatěžovací deska



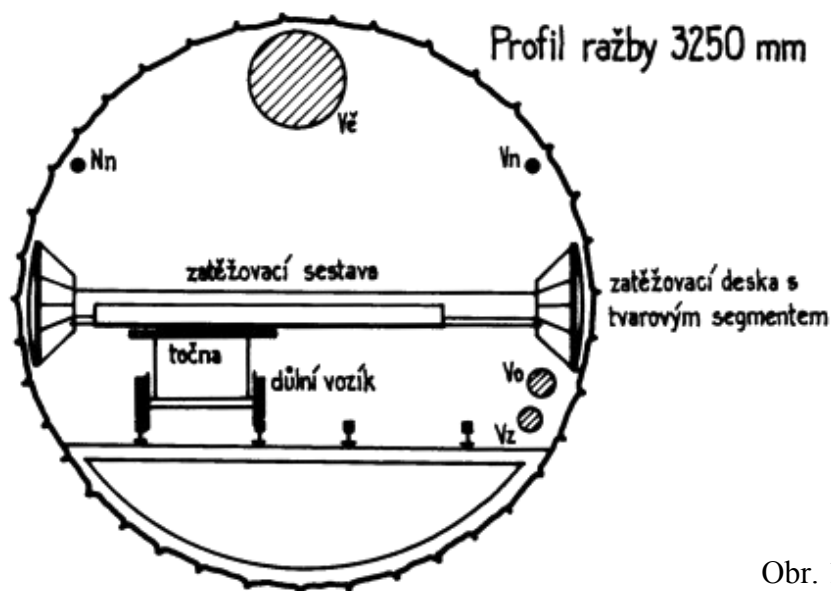
b - kotveným zatěžovacím mostem

1 - zatěžovací most, 2 - lis, 3 - zatěžovací deska, 4 - kotevní prvek

Zachycení reakce zatěžující síly na povrchu

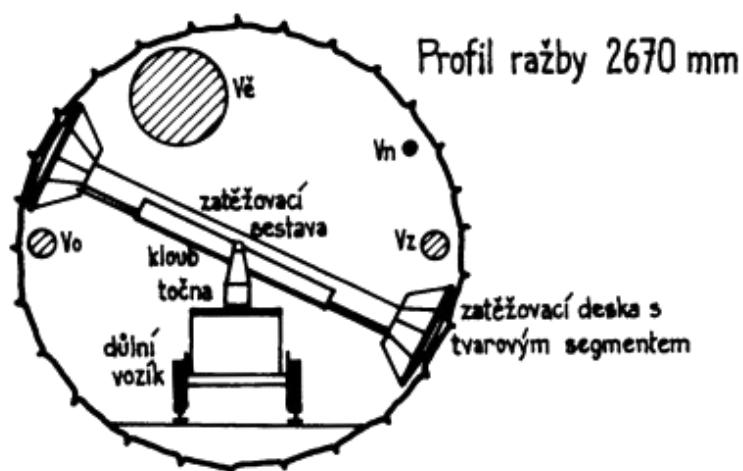
Obr. 11.6
Zachycení reakce
zatěžující síly při
zkoušce na
povrchu terénu

Specifickým případem je provádění zatěžovacích zkoušek v dlouhých průzkumných dílech ražených strojem na plný profil (TBM). Zde se zkušební činnost dostává do konfliktu s intenzivním postupem díla. Rovněž geometricky se musí rozpěrné uspořádání zkoušky vyrovnat s vedenými technologickými médii (větrání, elektro VN a NN, voda, vzduch). Podle návrhu V. Horáka byla realizována série zkoušek sestavou umístěnou na důlním vozíku (obr. 11.7). Úprava zatěžovaných míst zde byla provedena tvarovým segmentem z lehkého kovu odpovídajícím radiu kruhového výrubu.



Vě ... větrací potrubí
Vz ... vedení tlakového vzduchu
Vo ... vodní potrubí
Vn ... kabel vysokého napětí
Nn ... kabel nízkého napětí

Obr. 11.7
Mobilní zatěžovací sestavy rozpěrných zkoušek ve štolách ražených strojem na plný profil (TBM)



V současné inženýrské praxi se v ČR ku vyhodnocení statických zatěžovacích zkoušek deskou používá nejčastěji vzorec Schleicherův (v různých, víceméně srovnatelných formách) vycházející z teorie pružného poloprostoru:

$$E_{def}, E = \alpha (1 - \nu^2) \sqrt{F} \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

kde:	E_{def}, E	modul přetvárnosti, modul pružnosti
	α	koeficient tvaru a tuhosti zkušební desky
	ν	Poissonovo číslo (stanovené laboratorním testem nebo odhadem)
	F	dosedací plocha zkušební desky
	Δp	přírůstek (změna) měrného zatížení desky
	Δs	přírůstek (změna) zatlačení desky odpovídající přírůstku (změně) měrného zatížení desky Δp

Z celkových deformací na vzestupné větvi zkoušky jsou vyčíslovány moduly přetvárnosti E_{def} (sekantové i tangenciální), z pružné deformace ověřené odlehčením pak modul pružnosti horninového prostředí E . Zatěžovací zkouškou deskou (obvykle smluvní plochy - např. 0,5 m²) bývá stanovován podle Winklerovy teorie i součinitel k (Winklerovský součinitel, též pérová konstanta, součinitel pasivního odporu, součinitel pružného odporu, součinitel reakce, součinitel či číslo ložnosti etc.):

$$k = \frac{\Delta p}{\Delta s} \quad [\text{MPam}^{-1}, \text{kPam}^{-1}, \text{kNm}^{-3}]$$

kde:	Δp	přírůstek měrného zatížení (napětí)
	Δs	tomu odpovídající přírůstek zatlačení

Pozn.: Toto číslo není konstantou, je závislé na zatěžované ploše!!! Z tohoto důvodu se provádí přepočet hodnoty zjištěné v poli na skutečnou plochu zatíženou konstrukcí, příp. je zkouška realizována deskou smluvní plochy.

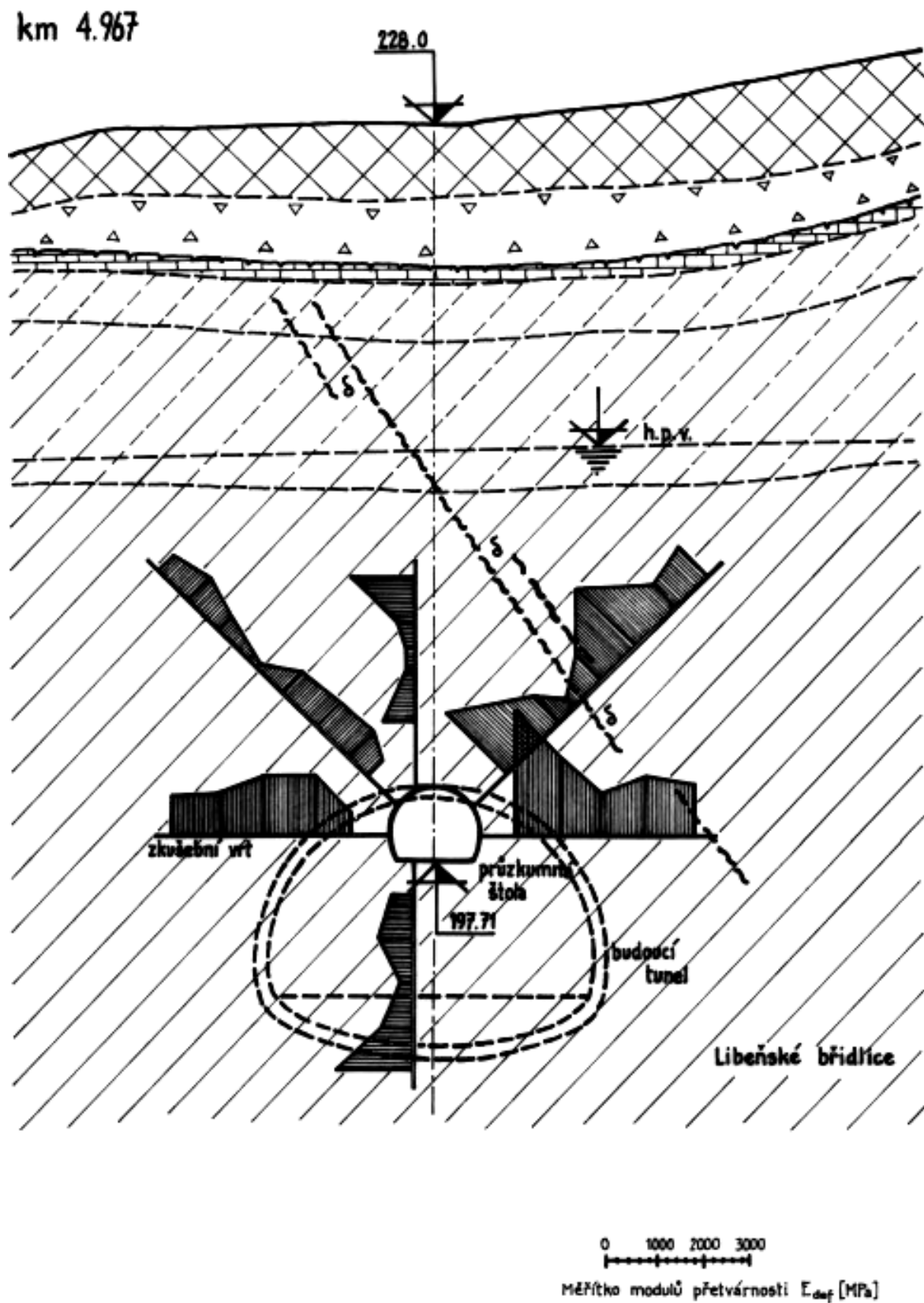
DEFORMMETRICKÉ SONDY VE VRTECH

Zatěžovací zkoušky situované do průzkumných rýh, šachtic či štol jsou velmi pracné a (především s ohledem na nutná, mimořádně nákladná přístupová díla) časově i finančně náročné. Je snaha nahradit je podstatně lacinějšími testy situovanými do průzkumných vrtů. V době nedávne se jednalo o běžnou praxi při průzkumu pro méně exponované objekty či u nižších stupňů průzkumných prací. V současnosti jsou tak realizovány průzkumy i pro náročné stavby (např. podzemní) - viz obr. 11.8.

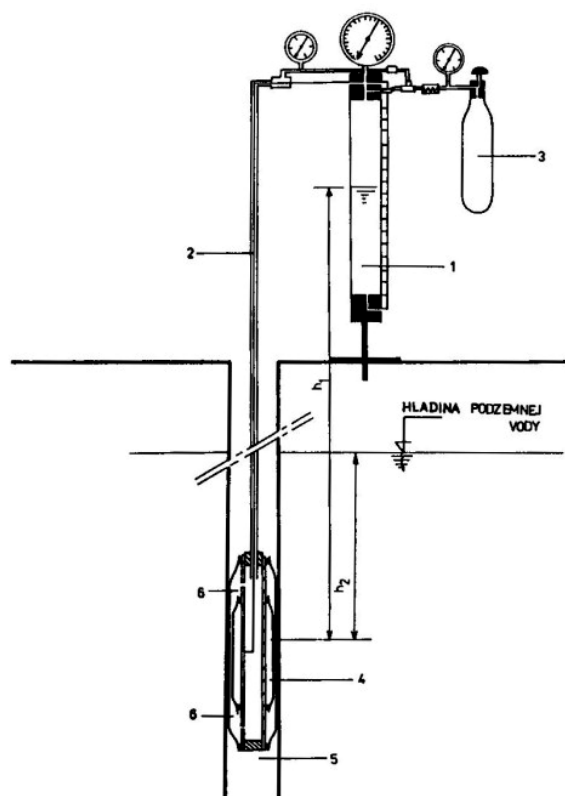
Zkoušky deformmetrickými sondami náleží ke zkouškám statickým. Princip měření spočívá v zatěžování stěn vrtu radiálním zatížením prostřednictvím zapuštěné cylindrické sondy (buňky). Sleduje se (obdobně jako u zkoušek deskou) vztah mezi vneseným zatížením a přetvořením horniny.

Používány jsou přístroje pod různým označením, obvykle obchodním (**elastmetr**, **presiometr**, **dilatometr**, **uniaxiální lis** apod.), s různým způsobem přenosu zatížení na stěny vrtu (tlakem komprimovaného plynu – tj. pneumaticky, mechanicky nebo hydraulicky) a různým způsobem snímání vzniklých deformací (měřením změny objemu buňky kapalinou či indukčními snímači). Profily měrných buněk - kterým musí odpovídat i profily testovaných vrtů - se udávají od 30 do 115 mm. Deformmetrické zkoušky je pak možno provádět ve vrtech až do hloubky 70 m, při speciálních úpravách zařízení až max. cca 120 m. V ČR se postupem doby ustálilo názvosloví označující jako **presiometr** přístroj nanášející zatížení pneumaticky a snímající deformace nepřímo měřením změny objemu kapaliny (obr. 11.9) a jako **dilatometr** při stejném přenosu zatížení přístroj ověřující deformace přímo indukčními snímači (obr. 11.10). Výhodou dilatometrických zkoušek je přesnější indikace radiálních posunů (např. u přístroje SOCOSOR s citlivostí 0,001 mm) a možnost současné informace o směrové anizotropii přetváření. Výhodou presiometru je vysoká flexibilita, umožňující

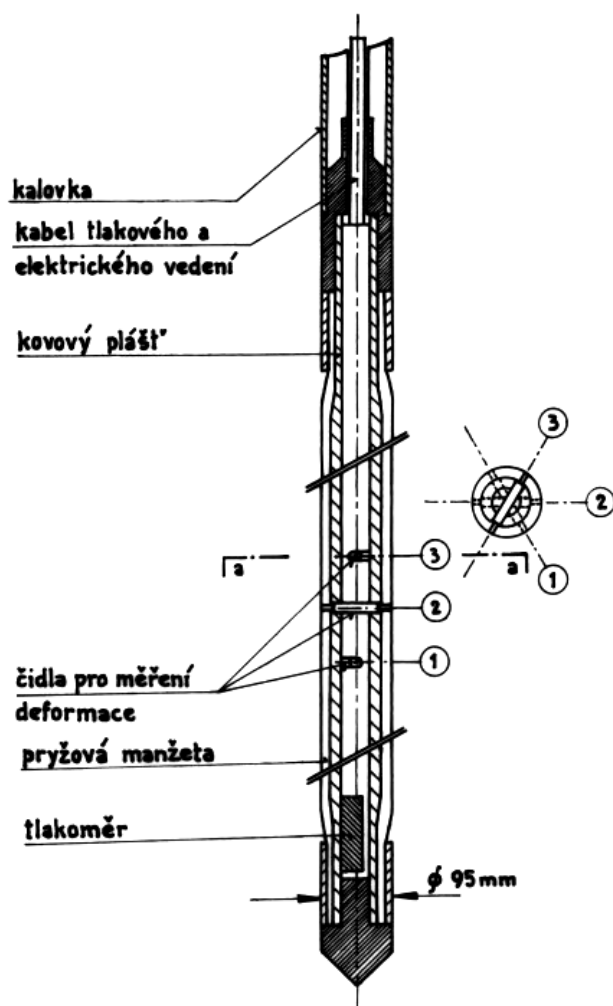
sledovat větší deformace stěn vrtu, tzn. i po překročení meze kluzu (až téměř k vrcholové smykové pevnosti a vývinu plochy porušení).



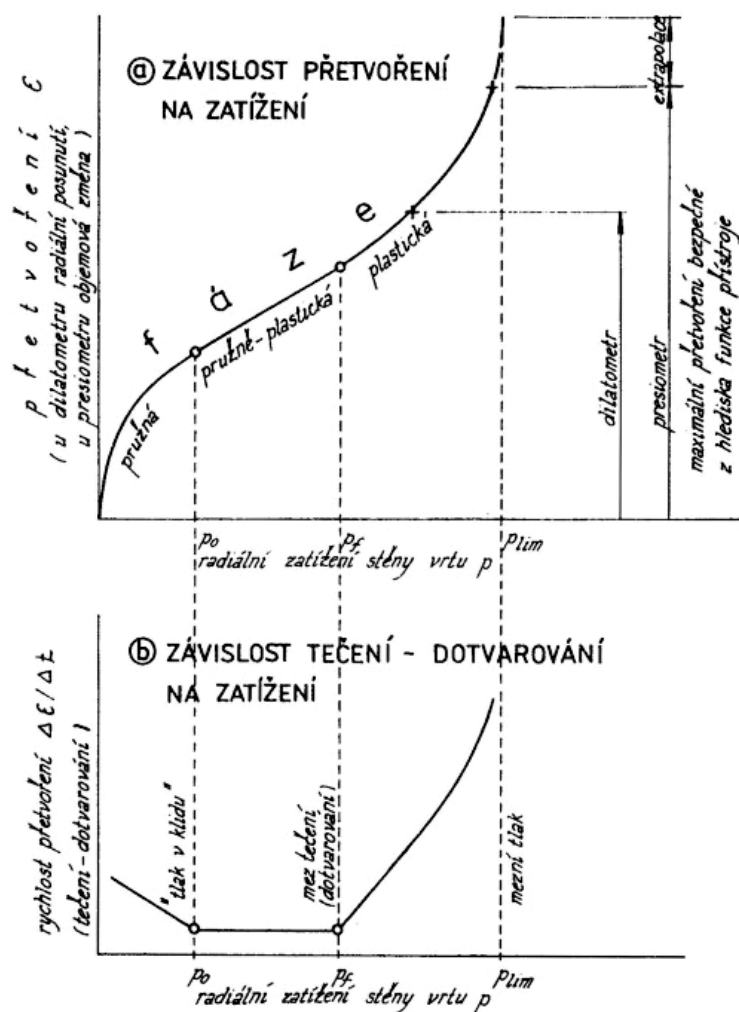
Obr. 11.8 Výsledky ověření presiometrických modulů přetvárnosti ve vrtném vějíři z průzkumné štoly. Tunel Mrázovka v Praze. (J. Hudek, 1997)



- 1 - měřicí aparatura,
- 2 - spojovací koaxiální hadice,
- 3 - bombička se stlačeným plynem (CO_2 , vzduch, N),
- 4 - měřicí buňka,
- 5 - vrt,
- 6 - ochranné buňky



Obr. 11.10
Průřez sondou dilatometru
SOCOSOR (J. Líbal, 1984)



Obr. 11.11

Fáze přetvárného diagramu a možnosti aplikace presiometrického a dilatometrického přístroje (J. Hudek, 1991)

p_0 tzv. „tlak v klidu“ (obecně netotožný s příslušnou směrovou složkou geostatické napjatosti)

p_f mez tečení (dotvarování),

p_{lim} mezní tlak

V pružné fázi přetvárného diagramu na obr. 11.11 (tj. až do vyvozeného radiálního napětí p_0) dochází k uzavírání ploch diskontinuity či pórů rozevřených uvolněním napětí při zřizování vrtu. Napětí p_0 do jisté míry informuje o velikosti příslušné směrové složky původní geostatické napjatosti, nicméně se (s ohledem na princip měření) jedná o hodnotu pouze informativní. V pružně-plastické fázi je přetvárný diagram lineární (resp. rychlost přetváření je konstantní). Po překročení meze tečení p_f počíná plastická fáze s postupným rozšiřováním oblastí s vyčerpanou smykovou pevností ve stěně vrtu. Podíl trvalých deformací se zvyšuje, až při dosažení mezního tlaku p_{lim} dojde k propojení souvislé kluzné plochy a následnému zavalení vrtu. Mez p_{lim} se běžně stanovuje z přetvárného diagramu extrapolací (s ohledem na nebezpečí poškození či ztráty sondy).

Vzhledem k tomu, že dilatometrické a presiometrické přístroje se vyvíjely do značné míry odděleně, je i metodika vyhodnocení měření poněkud odlišná (J. Hudek, 1991):

- U měření **dilatometrem** se stanovují z lineární fáze přetvárného diagramu moduly přetvárnosti s použitím Lamé-ho vztahu (pro tři nezávislé směry snímání; při výpočtu průměrného modulu se pak vychází z reciprokových hodnot modulů, odpovídajících třem snímačům přetvoření ve třech směrech):

$$E_{def} = (1 + \nu) d_o \frac{\Delta p}{\Delta d}$$

kde: E_{def} modul přetvárnosti
 ν Poissonovo číslo
 d_0 průměr vrtu při tlaku p_0
 Δp zvýšení (změna) radiálního tlakového zatížení stěn vrtu $\Delta p = p_i - p_0$
 Δd zvětšení průměru vrtu odpovídající zvýšení tlakového zatížení stěn vrtu ze zatížení stěny vrtu p_0 na p_i

- U měření presiometrem, u nichž se místo změny $\varnothing$ vrtu odečítají změny objemu měrné části sondy je (po příslušné úpravě) vyčíslen presiometrický modul přetvárnosti z výrazu:

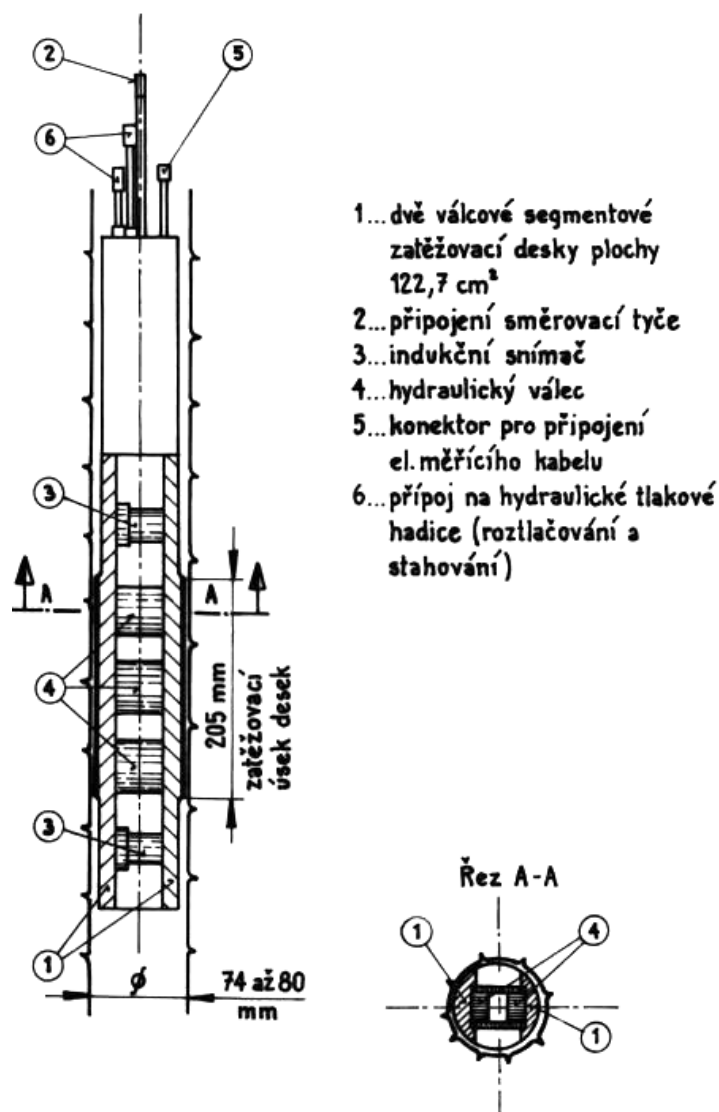
$$E_p = 2(1 + \nu) \left(V_0 + V_i \right) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

kde: V_0 objem sondy odpovídající tlaku p_0
 V_i čtení objemoměru při tlaku zatěžujícím stěny vrtu p_i ,
 ΔV zvýšení objemu měrné části sondy odpovídající zvýšení tlakového zatížení stěn vrtu z p_0 na p_i (Δp).

Obdobným způsobem lze z odlehčovacích větví zkoušky stanovit i moduly pružnosti (E), resp. presiometrické moduly pružnosti (E_r). Vždy je třeba mít na paměti, že ověřovaná přetvárná charakteristika odpovídá směru kolmému na podélnou osu měrné buňky. Moduly stanovené presiometrickými či dilatometrickými zkouškami jsou přímo srovnatelné s hodnotami stanovenými dalšími typy terénních testů (např. zatěžovacími zkouškami deskou). Presiometrické a dilatometrické sondy však mají vzhledem ke svým rozměrům (nejčastěji nasazované profily od 60 do 74 mm) podstatně menší objem zkoušené aktivní zóny horniny, což způsobuje oproti výsledkům zkoušek v měřítku horninových bloků v přirozeně heterogenního prostředí zvýšení rozptylu výsledků. Dilatometry lze pak použít pro všechny typy skalních a poloskalních hornin; presiometry (vzhledem k nižší citlivosti při stanovení deformací a parazitním deformacím) jsou vhodné jen pro horniny s nízkou a střední pevností (tř. R4 a R5).

Jako za samozřejmé je pro zkoušení těmito sondami považováno hloubení vrtu diamantovým nástrojem, u vrtů hlubších 25 m se doporučuje vrtat a zkoušet po etážích pro zaručení neporušenosti horních partií vrtu, velmi často tvořených horninou nižší kvality. Před započítáním zkoušek deformmetrickými sondami je nutné vyloučit úrovně vrtu s nedostatečnou kvalitou stěny, tzn. místa, v nichž by mohlo dojít k havárii (obvykle uvíznutí) sondy. Zde se vychází minimálně z prohlídky získaného vrtného jádra (nízké výnosy značí nebezpečí), lépe z karotáže vrtu kavernometrem, vůbec nejlépe pak z prohlídky vrtu televizní sondou.

Originálním typem deformmetrické sondy je **uniaxiální lis** (obr. 11.12), nazývaný rovněž Goodmanův lis (Goodman - Jack). Jedná se v podstatě o dvě segmentové zatěžovací desky rozpínané do stěn vrtu ($\varnothing 3''$) zatížením až 35 MPa. Právě tento vysoký výkon je hodný obdivu, když je možno testovat i kvalitní horninu ve větších hloubkách.



Obr. 11.12
Sonda Goodmanova lisu
(J. Líbal, 1984)

Postup zkoušky je konformní (zatížení ve stupních, ustalování v závislosti na čase, odlehčovací větve); vyhodnocení pro zvolené obory zatížení se provádí ze vztahu:

$$E_{\text{def}}, E = \frac{\Delta p \cdot \phi \cdot K}{\Delta d}$$

kde: E_{def}, E modul přetvárnosti, modul pružnosti

Δp změna zatížení při zkoušce

ϕ průměr vrtu [cm]

K tabulková hodnota tlakové konstanty

Δd deformace stěny vrtu odpovídající změně zatížení Δp [mm].

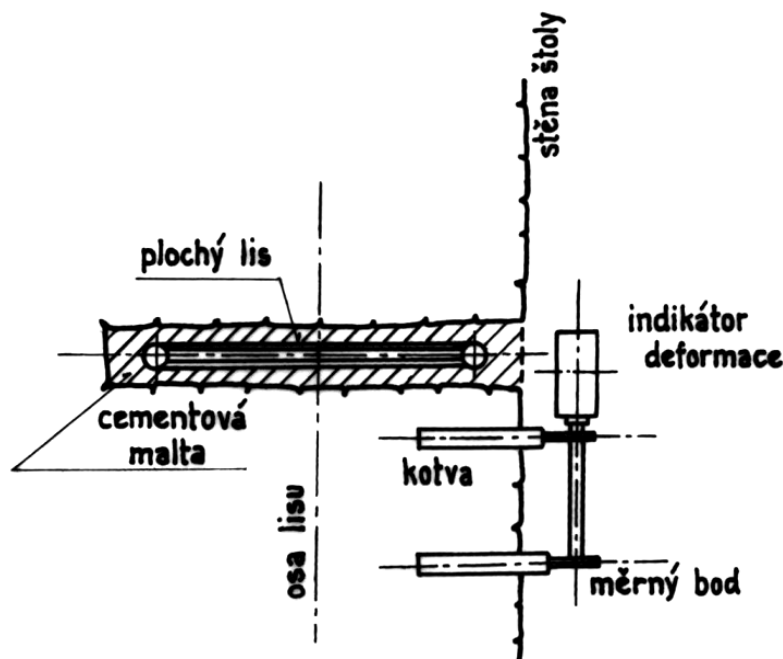
PLOCHÉ LISY V ÚZKÝCH RÝHÁCH

nazývané původně Freyssinetovy polštáře byly v mechanice hornin použity vůbec poprvé v r. 1932 při průzkumu pro přehradu Boulder Dam (USA), a to pro stanovení stavu napjatosti horninového masívu (viz předchozí oddíl - umělé vnášení tlaku, v tomto případě jako tzv.

„kompenzační metoda“). Polštář je vylišován z vysokotažného plechu se svařením obvodové výdutě. Rozměry používaných polštářů jsou 50x50 a 70x70 cm.

Největším problémem jinak nepřiliš složitého měření je příprava úzkých rýh ve stěně štoly. V literatuře se uvádí možnost zřizování rýh vyřezáním diamantovou pilou, prakticky však jsou rýhy realizovány systémem vzájemně se překrývajících jádrových návrtů. V takovém případě je pak nutné zajistit kontakt mezi polštářem a horninou zainjektováním cementovou maltou.

Ploché lisy umožňují stanovení přetvárných charakteristik ve směru kolmém na plochu lisu. Sestava dvou lisů v jednom směru (tzn. $\Rightarrow$ nebo $\parallel$) zpřesňuje výsledky, při sestavě čtyř lisů ($\square$) lze určit přetvárné charakteristiky ve dvou směrech na sebe kolmých. Schéma osazení jednoho plochého lisu ve stěně štoly s možným rozmístěním měrných bodů je vykresleno na obr. 11.13.



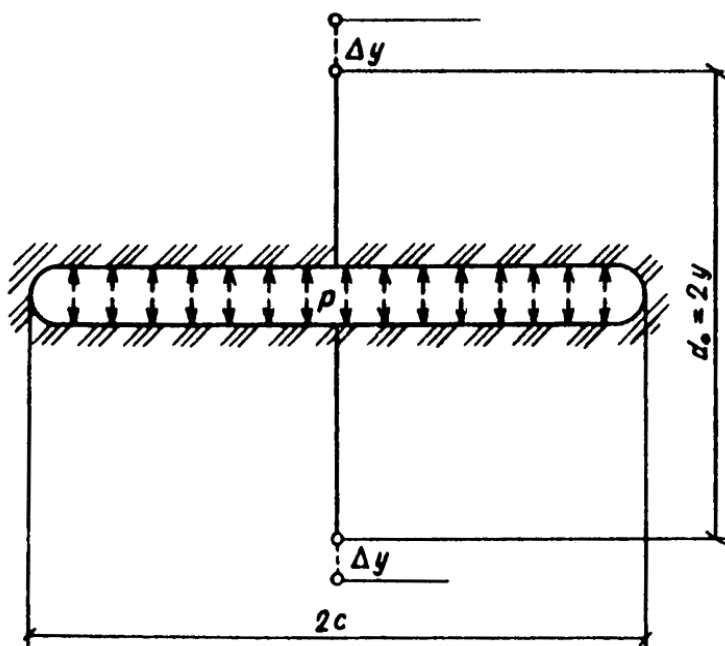
Obr. 11.13
Osazení plochého lisu a možné rozmístění měřících bodů (I. Trávníček, 1992)

Zkoušky plochými lisy jsou vyhodnocovány obdobně jako ostatní zatěžovací zkoušky z pracovního diagramu na základě závislosti přetvoření na zatížení. Zvláštní pozornost je nutno věnovat korektnímu modelování okrajových podmínek v masívu během zkoušky, resp. způsobu snímání deformací.

Moduly přetvárnosti a pružnosti lze vyčíslit např. podle Goodmana (1980, viz schéma na obr. 11.14):

$$E_{def}, E = \frac{p(2c)}{2(\Delta y)} \left[(1 - \nu) \left(\sqrt{1 + \frac{y^2}{c^2}} - \frac{y}{c} \right) + \frac{(1 + \nu)}{\sqrt{1 + \frac{y^2}{c^2}}} \right]$$

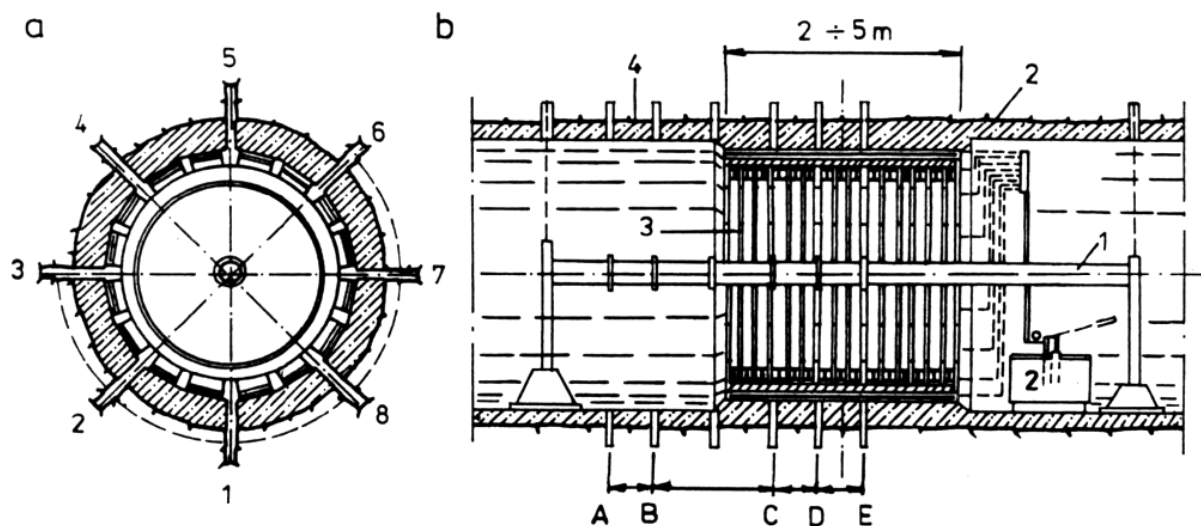
kde: p zatížení rýhy vyvozené plochým lisem
 y rozteč od středu (roviny) plochého lisu k měrnému bodu
 Δy deformace odpovídající zatížení lisem p
 $2c$ rozměr lisu
 ν Poissonovo číslo.



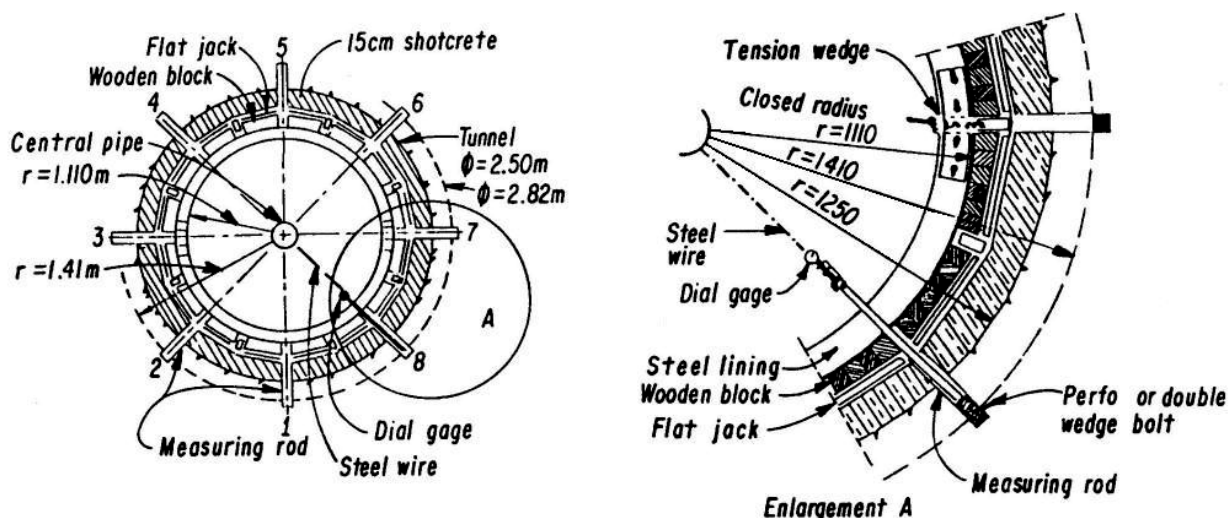
Obr. 11.14
Schéma výpočtových
veličin pro stanovení
přetvárných charakteristik
při zkoušce plochými lisy
(R. E. Goodman, 1980)

ZKOUŠKA RADIÁLNÍMI LISY (zkouška TIWAG)

je považována za zkoušku plošnou, odvozenou od starší vodní tlakové zkoušky (viz dále). Sledovány jsou deformace horninového masívu v okolí kruhového výrubu při radiálním zatížení stěn štol. Druhý název zkoušky je odvozen od postupu zavedeného firmou TIROLER Wassergesellschaft AG (Rakousko). Zkouška se vyznačuje mimořádně náročnou přípravou a velmi složitou instrumentací (obr. 11.15 a a 11.16).



Obr. 11.15 Sestava radiálního lisu - metoda TIWAG (J. Malgot, F. Klepsatel, I. Trávníček, 1992). a – příčný řez, šestnáctiúhelník s vystrojením; b – podélný řez zkušebním úsekem; 1 – měřicí trouba; 2 – ploché lisy s čerpadlem; 3 – svazující rozpěrné skruže; 4 – vyrovnávací beton



Obr. 11.16 Zkouška radiálními lisy (TIWAG) (R. S. Sinha, 1991)

Hladký kruhový výrub ($\varnothing 2$, resp. 2,5 m) je opatřen v úseku 2 až 5 m primární obezdívkou ze stříkaného betonu a sekundárním ostěním průřezu pravidelného 16ti úhelníka betonovaným do šablony. Radiální zatížení horniny je vyvozováno šestnácti plochými lisy, když reakce zatížení je zachycena vnitřními svazujícími ocelovými skružemi. Měrné body jsou osazeny v krátkých vrtech situovaných ve vrcholech 16ti úhelníka a zakotveny jsou k centrální ocelové trubce. Hloubka vrtů s měrnými body je různá (pro indikaci deformací v různých úrovních okolního masívu).

Vlastní zkouška je prováděna (obdobně jako jiné typy zatěžovacích testů) postupným přitěžováním s odlehčovacími větvemi. Pro výpočet přetvárných charakteristik je uvažováno (vzhledem k tomu, že ploché lisy se vzájemně nedotýkají) s redukcí radiálního zatížení.

Různí autoři udávají pro stanovení přetvárných charakteristik horninového masívu v radiálních směrech následující vztahy:

$$E_{def}, E = \frac{p \cdot r}{\Delta r} \frac{m+1}{m} \quad (\text{pro horninu nerozpukanou})$$

$$E_{def}, E = \frac{p \cdot r}{\Delta r} \left[\ln \frac{r_f}{r} + \frac{m+1}{m} \right] \quad (\text{pro horninu porušenou rozpukáním})$$

kde: E_{def}, E modul přetvárnosti, modul pružnosti
 p vyvozené zatížení (změna zatížení)
 r poloměr kruhové štoly
 Δr radiální deformace odpovídající změně zatížení p

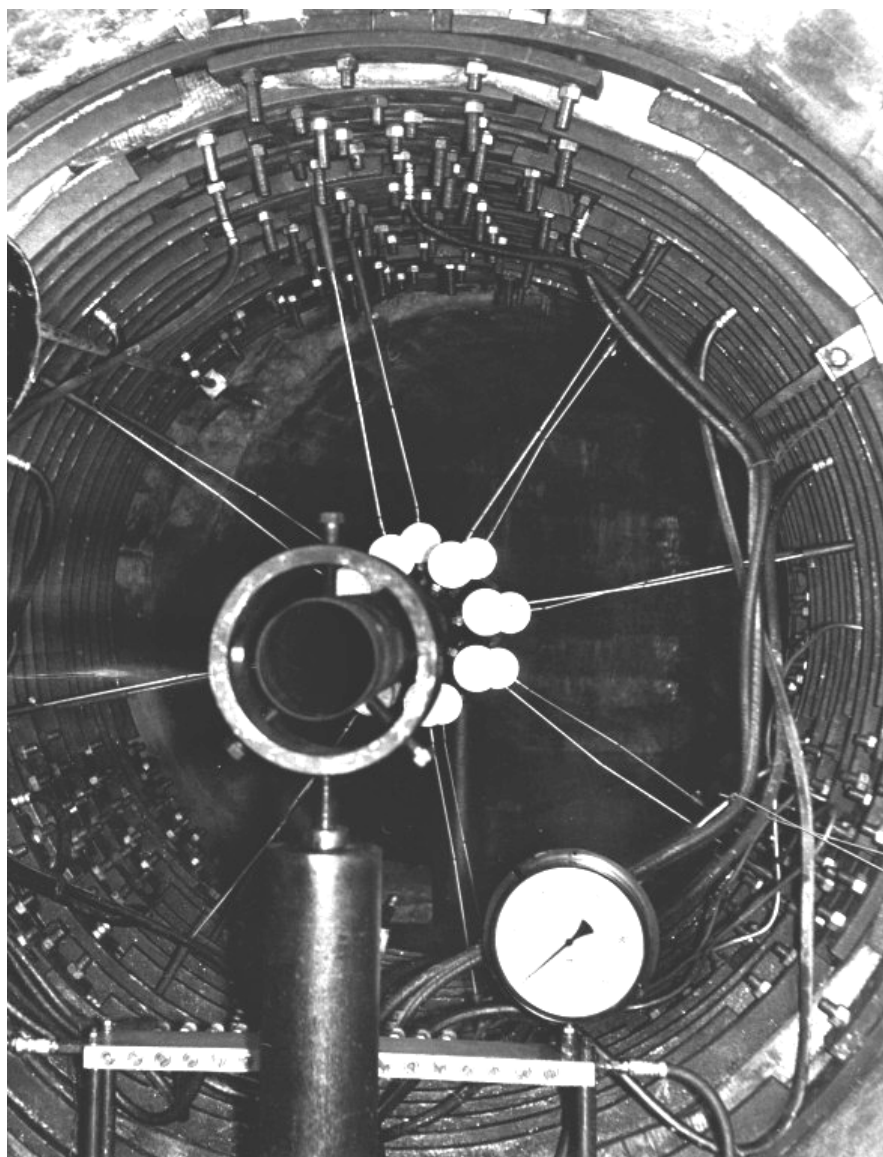
r_f poloměr rozpukané oblasti v horninovém masívu; $r_f = \frac{r \cdot p}{\sigma_t}$

m Poissonova konstanta $m = \frac{1}{\nu}$; ν Poissonovo číslo

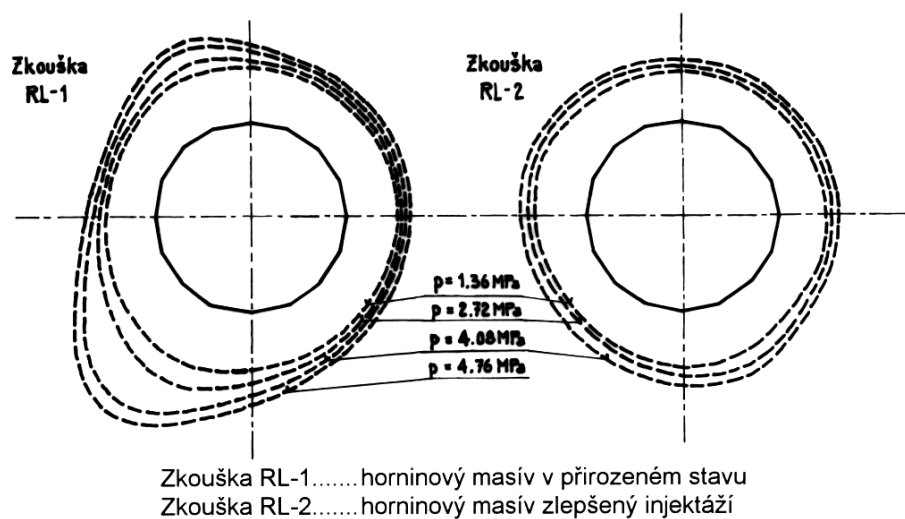
σ_t pevnost horniny v tahu

Zkouška radiálními lisy je testem mimořádně složitým. Provádí se pouze při náročném průzkumu pro mimořádně exponované tlakové přivaděče vodohospodářských děl či podzemní

tlakové zásobníky plynu. Podle informace I. Trávníčka tomu bylo v bývalém ČSR při geotechnickém průzkumu pro VD Morávka, PVE Čierný Váh (SR), PVE Dalešice, PVE Dlouhé Stráně a PVE Hrhov (SR). Realizátorem byla pokaždé SG Praha (obr. 11.17).



Obr. 11.17
Instrumentace zkoušky
radiálními lisy –
TIWAG. PVE Dlouhé
stráně (foto I.
Trávníček)

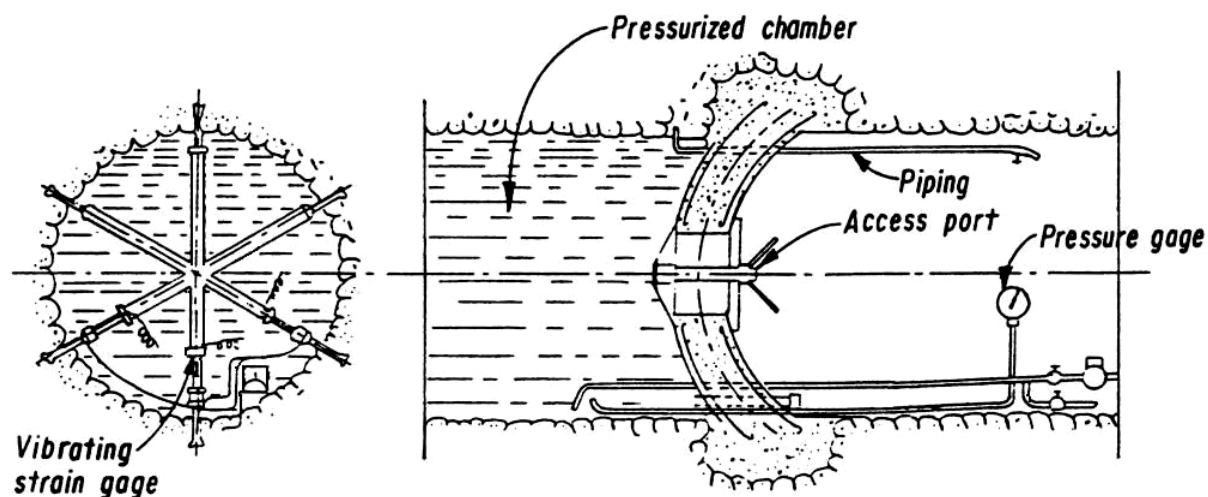


Obr. 11.18
Radiální deformace
štoly, štola Slavíč -
VD Morávka (SG
Praha). Anizotropie
přetváření při zkoušce
TIWAG

Velmi cenné informace (a to jak kvalitativní, tak i kvantitativní) lze získat o přetvárné anizotropii horninového masívu v okolí přivaděče či trouby zásobníku (obr. 11.18). Z nich pak lze posuzovat spolupůsobení obezdívky tlakové štoly s okolní horninou.

VODNÍ TLAKOVÁ ZKOUŠKA („KOMOROVÁ“)

předcházela zkoušce TIWAG. Je určena rovněž pro stanovení přetváření horninového masívu v okolí tlakových přivaděčů vodních děl. Princip zkoušky spočívá v zatěžování zkušebního úseku kruhové štoly ($\varnothing$ cca 2 m) tlakovou vodou v komoře uzavřené v úseku délky cca 5 m těžkými tlakovými zátkami. Tlakovaný prostor se (pro zabránění úniku vody) vykládá betonovou obezdívkou či vodotěsnou fólií. Měření deformací se původně provádělo sledováním změny objemu natlakované komory, později vodotěsnými snímači deformací nesenými na příčně postavených invarových tyčích (obr.11.19) či prostřednictvím extenzometrů osazených ve vrtech v různých úrovních masívu.



Obr. 11.19 Instrumentace vodní tlakové (komorové) zkoušky (R. S. Sinha, 1991)

Sinha (1991) udává pro výpočet modulu přetvárnosti následující výraz:

$$E_{def} = \frac{p \cdot a^2}{r \cdot \Delta r} (1 + \nu)$$

kde: p vnitřní vodní tlak v komoře
a poloměr líce horniny v komoře
r poloměr bodů, v nichž je snímána deformace
 Δr změna (deformace) odpovídající tlaku vody p
 ν Poissonovo číslo.

Vodní tlaková zkouška nebyla na domácích lokalitách patrně nikdy nasazena.

SEISMICKÉ A DYNAMICKÉ ZKOUŠKY

náleží principem ke geofyzikálním měřením, používaným jinak jako zavedené metody obzvláště v počátečních fázích geotechnického průzkumu (viz).

V literatuře se poměrně nesystematicky vyskytují oba názvy, když je jimi popisována táž zkušební činnost (tzn. pro stejné testy je používáno jak označení „seismické“, tak označení „dynamické“). Logický a správný se jeví názor (prezentovaný např. R. E. Goodmanem, 1980), který tyto testy označuje jako **dynamické**.

- Za **dynamické** lze označit zkoušky, kdy do prostředí vnášíme velmi rychlé konkrétní tíhové zatížení, v prostředí lze předpokládat tlumený ráz s možností definovat okrajové podmínky zkoušky.
- Za **seismické** měření lze považovat působení vzruchu nemajícího charakter konkrétního tíhového zatížení s nemožností definovat exaktně okrajové podmínky měření. Toto měření je vhodné jako průzkumná metoda realizovaná na větších plochách a do větších hloubek masívu pro ověření složení a kvalitativní ocenění horninových vrstev.

Princip zkoušky či měření spočívá ve vnesení rychlého zatížení či vzruchu do horniny (pád závaží na desku u rázové zatěžovací zkoušky, odpálení lehké náložky ve vrtu či na povrchu masívu, vibrátor vhodné frekvence na povrchu horniny, údery palice či kladiva na líc horniny při úderové mikroseismice) při současném záznamu útlumu vlny tastografem či snímači zrychlení (u rázové zkoušky deskou), resp. rychlosti šíření podélné a příčné vlny (u ostatních forem měření) prostřednictvím geofonů osazených ve známých vzdálenostech a napojených na vhodné aparatury.



Obr. 11.20
Lehká dynamická deska.
Plocha 700 cm², beran 10
kg, výška pádu 1 m (fy
ECM, ČR)

Z předchozího rozkladu tedy vyplývá řada možností instrumentace (a následného vyhodnocení) měření. Prakticky je pak v mechanice hornin realizována především metoda vnesení vzruchu odpálením lehkých náloží (na povrchu, při karotování jednoho vrtu či při prozařování masívu mezi dvěma vrtů) a v současné době čím dál častěji i metoda lehké

úderové seismiky. Rázová zatěžovací zkouška deskou bývá nasazována při kontrolách kvality zemních těles (např. zařízení německé fy ZORN či obdobné zařízení české fy ECM – obr. 11.20); těžké vibrátory jsou používány při geologickém průzkumu hlubších struktur zemské kůry (často pro uhlovodíkovou prospekci – např. systémem VIBROSEIS).

Pokud v jednom místě pevného pružného tělesa vyvoláme vzruch, pak se vzniklé vlnění šíří do všech směrů formou dvou seismických (dynamických) paprsků - vlnou podélnou a vlnou příčnou. Rychlost šíření prostředím je pak závislá na jeho vlastnostech (modulu pružnosti E , Poissonovu číslu ν a hustotě materiálu ρ_s). Prakticky to znamená, že čím je hornina kvalitnější, tím je rychlost šíření vln vyšší. Pro jednovrstvé, kvázihomogenní horninové prostředí jsou běžně udávány následující vztahy vyčísľující přetvárné charakteristiky (např. R. E. Goodman, 1980):

$$E_{dyn(seis)} = 2(1 + \nu) \rho_s V_s^2 \quad \text{nebo}$$

$$E_{dyn(seis)} = \rho_s V_p^2 \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{1 - \nu} \quad \text{a}$$

$$\nu_{dyn(seis)} = \frac{1 \left(\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right)}{2 \left(\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1 \right)}$$

kde: $E_{dyn(seis)}$ dynamický (seismický) modul pružnosti,
 $\nu_{dyn(seis)}$ dynamické (seismické) Poissonovo číslo,
 ρ_s hustota horniny,
 V_p rychlost šíření podélné vlny,
 V_s rychlost šíření příčné (smykové) vlny případně

$$G_{dyn(seis)} = \rho_s \cdot V_s^2$$

$G_{dyn(seis)}$ dynamický (seismický) modul pružnosti ve smyku.

Reálné horninové prostředí však není zcela homogenní a izotropní. Je ve skutečnosti rozděleno řadou ploch diskontinuity, obsahuje oblasti horniny snížené kvality (nejčastěji v důsledku zvětrání), pukliny jsou pak často vyplněny alterovaným materiálem či vodou. Z těchto důvodů jsou pak skutečné (statické) hodnoty přetvárných charakteristik nižší („méně příznivé“) než hodnoty dynamické, vyčíslené z výše uvedených vztahů. Univerzální korelace mezi předmětnými hodnotami statickými a dynamickými nebyla dosud nalezena; vzhledem k variabilitě přírodních podmínek se převodní vztah liší případ od případu.

Především z uvedených důvodů nelze dynamická (seismická) měření obecně používat pro stanovení přetvárných charakteristik horniny (masívu). Oproti tomu jsou tato měření výtečným prostředkem kvalitativního ohodnocení stavu horninového masívu i na větších plochách, resp. ve větších objemech, když především upozorňují na pásma horniny snížené kvality či horniny porušené v důsledku redistribučních procesů (obr. 11.4).

11.3 Pevnost

charakterizuje horninový masív (ať již tvořící vlastní inženýrskou konstrukci, či s vestavěnou konstrukcí spolupůsobící) při porušení. Uvádíme-li u horninové matérie, že: „vlastní pevnost zásadně ovlivňuje **způsob zatížení** (namáhání), stejně jako **orientace zatížení** vůči plochám oslabení ...“ (viz laboratorní zkoušky), pak pro pevnost horninového masívu (realizovanou polními zkouškami v měřítku horninových bloků) to platí dvojnásob. Velmi výrazně se v tomto případě skutečně uplatňují oba faktory – způsob namáhání v kombinaci s orientací zatížení ku plochám diskontinuity.

Z pohledu mechanismu namáhání horninového prostředí (resp. způsobu porušení masívu) lze odvodit následující typy pevností:

- a) **smysková**
- b) **jednoosá tlaková**
- c) **trojosá tlaková (triaxiální)**
- d) **jednoosá tahová**

Smysková pevnost

Horniny se ponejvíce porušují smykem - to je pro geomateriály ostatně typické. Příčina spočívá v tom, že dvouparametrická smysková pevnost, představovaná **soudržností**, (resp. počáteční smyskovou pevností příp. zaklínováním) a dále **třením**, tvoří hlavní vzdorující reakci proti pohybu části horninového tělesa zatíženého soustavou aktivních sil pohyb vyvolávajících. Teoretickým objasněním odolnosti hornin proti rozrušení smykem se zabývala řada autorů – např. Hendron Jr. a Hoek (1969), Jaeger a Cook (1971), Goodman (1980), v ČR pak např. V. Mencl (1966) či J. Pavlík (1974).

Podle uspořádání lze smyskové zkoušky dále členit na:

- a) **s předurčenou plochou porušení**
- b) **s volnou plochou porušení**
- c) **po plochách nespojitosti** (po odlučných plochách).

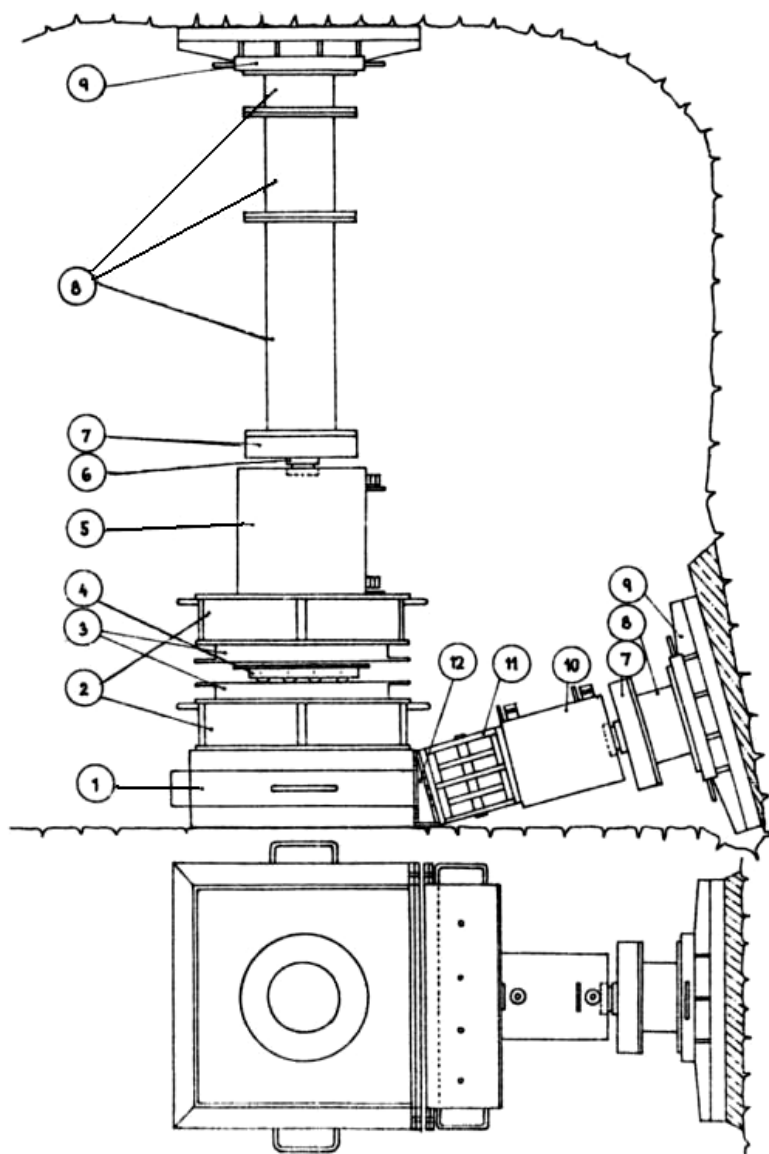
SMYSKOVÉ ZKOUŠKY S PŘEDURČENOU PLOCHOU PORUŠENÍ (SMYSKOVÉ ZKOUŠKY V RÁMU)

jsou nejobvyklejším typem polní zkoušky pro ověření parametrů smyskové pevnosti horninového masívu. Ve svém principu jsou tyto zkoušky v zásadě zvětšenou a do terénu přenesenou zkouškou krabicovou (používanou běžně při laboratorním testování zemin). Maximálně šetrně uvolněný blok horniny (obvrtáním vzájemně se překrývajícími, nejlépe jádrovými vrty, příp. obřezáním diamantovou pilou, při dodatečném ručním dolomu) je zpevněn nasazeným ocelovým rámem a výplňovou betonáží. Smyskové porušení může nastat pouze ve velmi úzké zóně mezi dolním okrajem nasazeného rámu a plochou, v níž je blok spojen s horninovým masívem => „**předurčená plocha porušení**“). S ohledem na co možná nejjednodušší technologické uspořádání smyskové zkoušky je nutné odklonit tangenciální zatěžující kolonu tak, aby průsečík smyskové a normální síly byl v těžišti předurčené smyskové plochy (je nutné vyloučit možné momenty). Úhel odklonu při běžně používaných smyskových rámech 50x50x30 cm a méně obvyklých rámech 70x70x35 cm činí 15°. Tento odklon je pak nutno zohlednit při vyčíslení sil zatěžujících blok až do vytvoření souvislé plochy porušení:

$T_T = T \cos \alpha$	vodorovná složka šikmé smykové síly $\Rightarrow \tau$
$T_N = T \sin \alpha$	svislá složka šikmé smykové síly
$N_N = N + T_N + N_K$	celková normální zatěžující síla $\Rightarrow \sigma$
N	normální zatěžující síla vnesená svislou kolonou
N_K	tíha svislé zatěžující kolony a vlastní tíha horninového bloku s rámem

Standardní metodika zkoušky obvykle předpokládá (při stupňovitěm zvyšování smykové síly) udržení konstantního normálního namáhání až do vytvoření souvislé smykové plochy (dosažení vrcholové pevnosti); posléze je (pro ověření pevnosti reziduální) odloučený blok dále smýkán – po dráze minimálně 25 mm (lépe po dráze delší, což však může narazit na značné potíže s instrumentací, když hrozí zřícení normální kolony).

Za samozřejmé je považováno sledování deformací vyvíjejících se při postupném zatěžování bloku, a to jak vodorovných (pro konstrukci pracovního diagramu smykové zkoušky), tak i svislých (pro posouzení objemových změn v horninovém bloku, resp. pro posouzení chování bloku postiženého případnou puklinou, probíhající v blízkosti předurčené smykové plochy). Na každém stupni je vyčkáno ustálení vývoje deformací a to určitým smluvním postupem. Příklad instrumentace smykové zkoušky je uveden na obr. 11.21.



Obr. 11.21
Uspořádání smykové zkoušky. Smykový rám s plochou 2500 cm², max. normální zatížení 9 MPa, max. tangenciální zatížení 11 MPa (Líbal, SG Praha, 1983)

- 1 - Smykový rám 500x500x175 mm (mohou být dva nad sebou v případě zkoušení horniny s malou pevností)
- 2 - Zatěžovací a roznášecí deska pro vyvození normálního zatížení 2500 kN, resp. napětí 10 MPa o rozměrech 500x500x120 mm
- 3 - Kalená ocelová deska 300x400x40 mm pro posun válečkového ložiska
- 4 - Válečkové ložisko pro smykovou dráhu
- 5 - Hydraulický zvedák 2274 kN na vyvození normálního zatížení
- 6 - Kulový kloub, umožňující centrické zatížení
- 7 - Ocelová deska $\varnothing 260 \times 60$ mm
- 8 - Rozpěrné prvky distanční kolony s přírubami o délkách 100, 250, 500 a 1000 mm
- 9 - Opěrná roznášecí deska
- 10 - Hydraulický zvedák (buď 1 ks 2274 kN nebo 2 ks á 1366 kN) k vyvození tangenciálního zatížení
- 11 - Roznášecí ocelový blok 520x180x200 mm, umožňující rovnoměrné roznesení tangenciálního zatížení max. 2730 kN ze zvedáků na čelo smykového rámu
- 12 - Klínová vložka 520x175x53,5 mm, umožňující působení výslednice tangenciálního zatížení do středu předpokládané smykové plochy

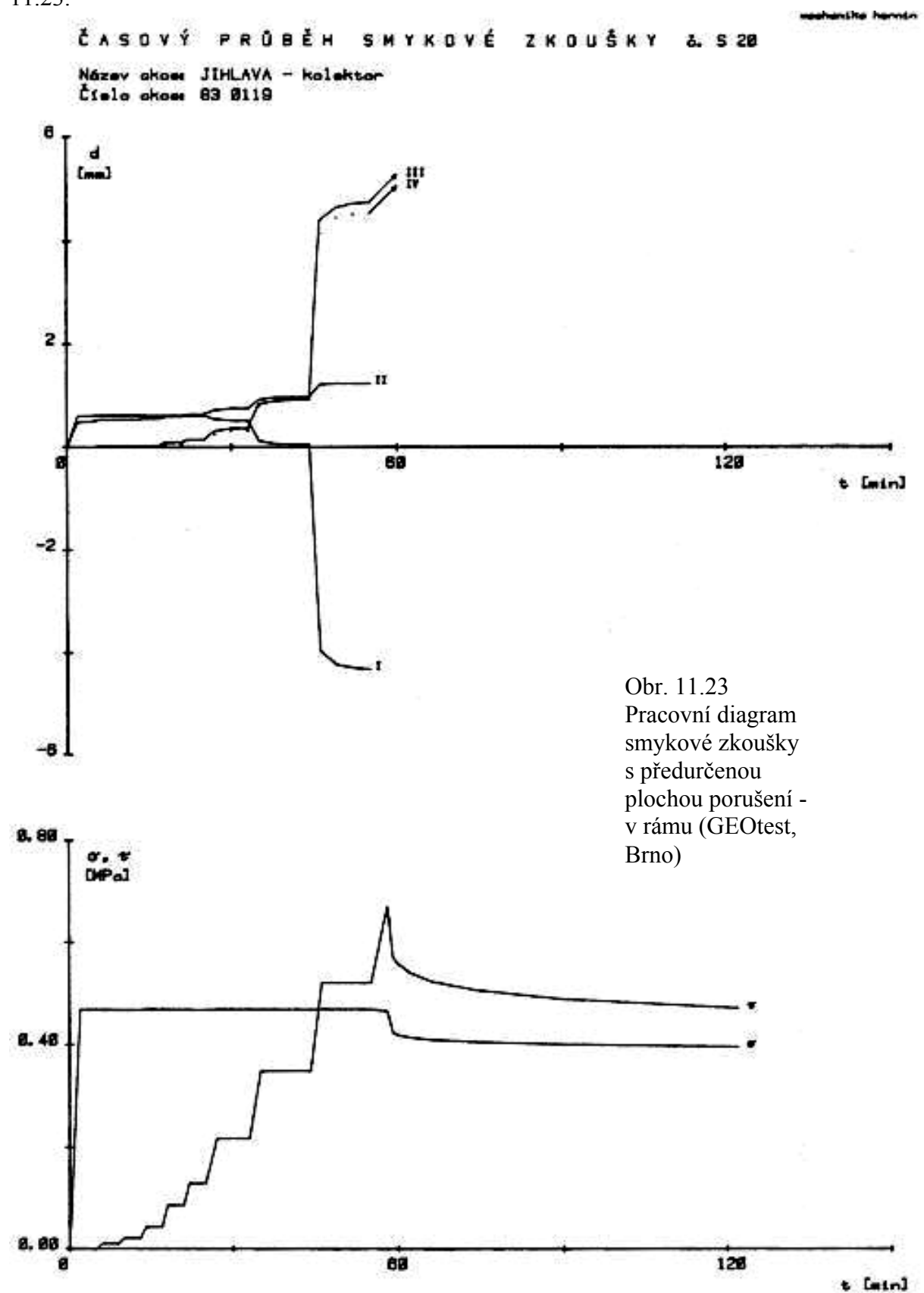
Tento typ smykové zkoušky může být (byť s určitými potížemi) i orientován – obr. 11.22.



Obr. 11.22
Orientovaná
smyková zkouška
s předurčenou
plochou porušení
(fy INTERFELS
Salzburg)

Po ukončení smykové zkoušky (tj. vytvoření souvislé smykové plochy a následném sledování vývoje reziduální pevnosti při dalším posouvání bloku) je nutné blok překloupit a vytvořenou plochu porušení detailně zdokumentovat a proměřit. Z takto zjištěné skutečné plochy porušení a známých zatěžujících sil soustavy jsou pak přepočtena namáhání horniny v předurčené smykové ploše. Příklad dokumentace vytvořené smykové plochy je přiložen na obr. 11.24.

Pracovní diagramy smykové zkoušky a zhodnocení série zkoušek jsou pak uvedeny na obr. 11.23.

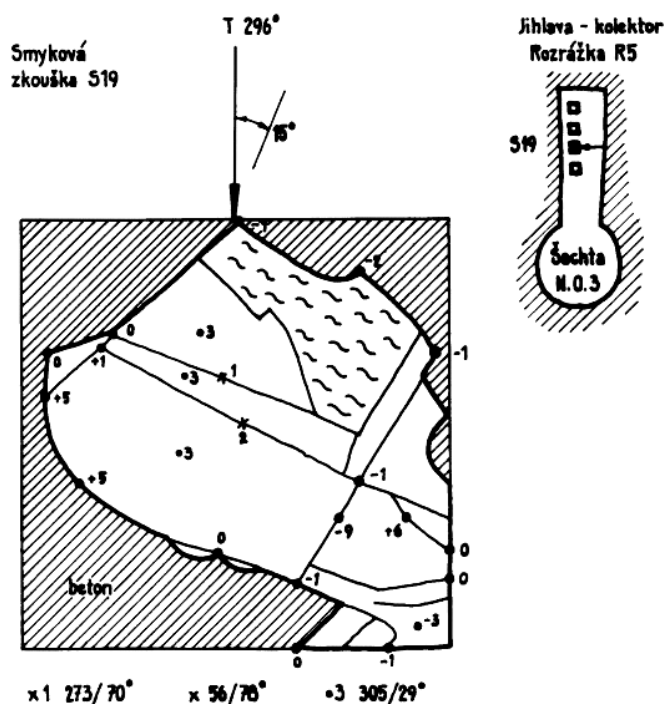


Obr. 11.23
Pracovní diagram
smykové zkoušky
s předurčenou
plochou porušení -
v rámu (GEOtest,
Brno)

Vztáhneme-li v pracovním diagramu zkoušky vyvozené tangenciální zatížení ku posunu smýkaného bloku za současného sledování deformací ve směru působícího normálního zatížení lze potvrdit na deformačních křivkách některé charakteristické body (obr. 11.25 a 11.26):

- Y **mez kluzu**
- D **oblast vzniku dilatance**
- F **mez vrcholové pevnosti**
- R **počátek reziduální pevnosti**

U hornin vyznačujících se **dilatantním typem porušení** (obr. 11.25) bývá až do **meze kluzu** (Y) závislost mezi napětím a deformací blízká lineární – uplatňuje se pouze **soudržnost**. Na **mezi kluzu** dochází k výraznějšímu přírůstku deformace – k proklouznutí. Za **mezi kluzu** se smyková pevnost zvyšuje za cenu rozrušování horniny. V **oblasti vzniku dilatance** D počíná zkušební blok nabývat na objemu (vyvíjí se **dilatance**), čímž se (v důsledku vyšší mobilizace **tření**) dále zvyšuje tangenciální napětí – ovšem při dalším rozrušování horniny až do vytvoření souvislé plochy porušení (**mez vrcholové pevnosti** F) v tenké vrstvičce horniny. Za **mezi vrcholové pevnosti** dochází k plynulému poklesu smykových napětí při rovnoměrném posouvání bloku horniny ve vzniklé smykové ploše až do ustálení tangenciálního napětí v počátku **reziduální pevnosti** (R), kdy vymizí soudržnost a **zbytková pevnost** horniny je představována již jen jedním smykovým parametrem – **třením na smykové ploše**.



Obr. 11.24
Dokumentace vytvořené
smykové plochy po
zkoušce

Hornina: žula, drobnozrnná, světlá (bílorůžová), na poklep tvrdá, rozpukaná. Na puklinách výrazná limonitizace a časté povlaky žlutorezavého měkkého jílu.

Průmět skutečné smykové plochy: 1525 cm²

Dokumentováno: 7.4.1987

Dokumentoval: Horák

U hornin disponujících **kontraktantním typem porušení** (obr. 11.26) je proces přetváření (při poměrně vyšších normálních napětích) do **meze kluzu** (Y) stejný jako v předcházejícím případě. Za **mezi kluzu** pak dochází k výraznému přírůstku vodorovné deformace až do

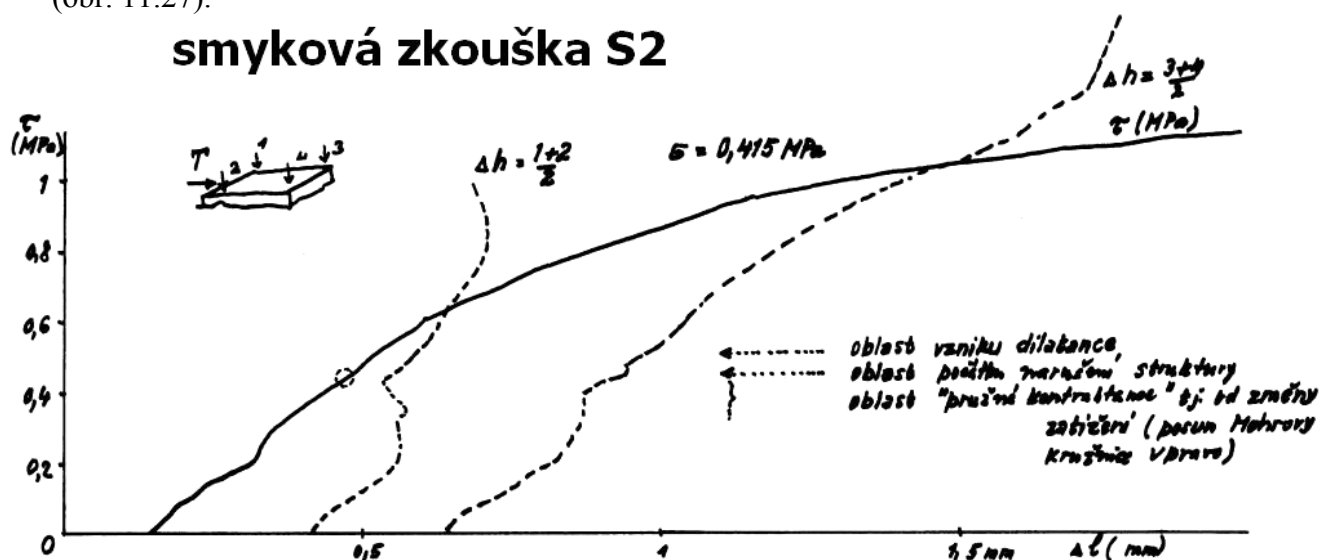
porušení (F). Celý proces přetváření a porušování je provázen zmenšováním objemu zkušebního bloku (*kontraktací*). Na čáře pracovního diagramu postrádáme úsek vyjadřující výrazný nárůst smykové pevnosti. K porušení dochází v silnější vrstvě, hornina v této vrstvě je značně rozrušena, k porušení je nutná větší deformace (posun) než u porušení dilatantního.

Vynesení výsledků zkoušek na jednotlivých blocích horniny do Mohr-Coulombova zobrazení obdržíme čáry charakterizující stavy napjatosti, při nichž dochází ke změnám chování horninového prostředí. Čárou **meze kluzu** (Y) jsou vymezeny napjatostní vztahy, při kterých se na smykové pevnosti uplatňuje převážně soudržnost (nedochází dosud k narušení celistvosti masívu). Čára **vrcholové pevnosti** (F) pak ohraničuje napjatostní stavy, při kterých dosud nedochází k porušení horniny s tím, že sama je „mezním stavem“, při kterém k porušení dochází. Pásmo mezi čarami **meze kluzu** (Y) a **vrcholové pevnosti** (F) náleží napjatostním stavům, při kterých se na smykové pevnosti již podstatně uplatňuje i tření – ovšem za cenu vývoje potenciální smykové plochy a tedy narůstající deformace.

Čára **reziduální** (zbytkové) **pevnosti** pak odpovídá smykové pevnosti tvořené v příslušném směru třením. Pro aktivaci tření je pak přirozeně potřebný větší posun bloku.

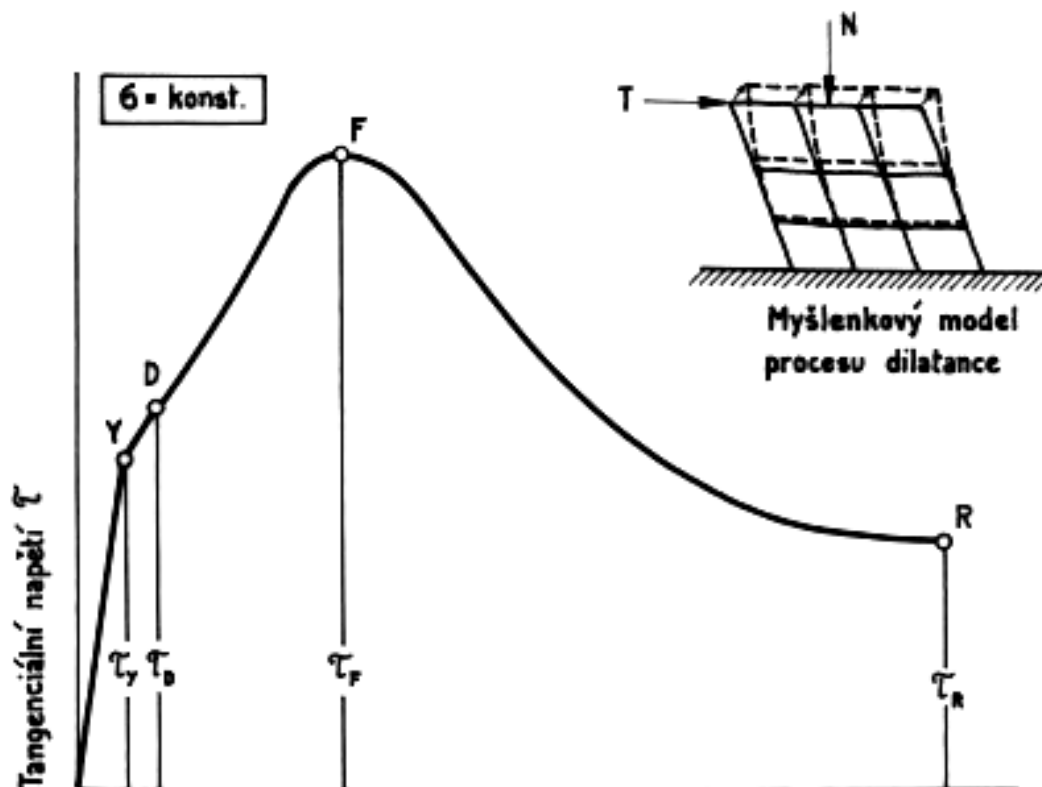
Stavy napjatosti odpovídající oblasti vzniku **dilatance** (obvykle přiřazované příznivému typu porušení) lze v případě potřeby vymežit čárou vzniku **dilatance**. **Dilatance** je pak považována za velmi důležitou složku pevnosti skalních hornin.

Zajímavé vyhodnocení oblasti vzniku dilatance provedl pro smykovou zkoušku realizovanou v bezprostřední blízkosti hráze VD Vír (na komplexu svorů, mezi bloky 7 a 8 hráze) V. Mencl (obr. 11.27).

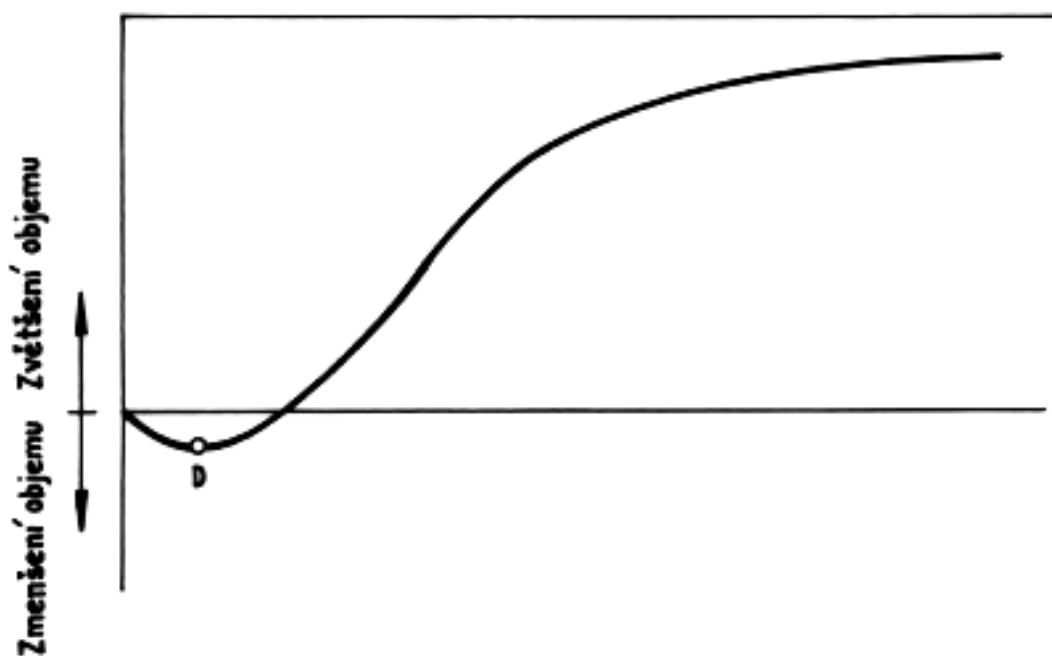


6. 7. 1992

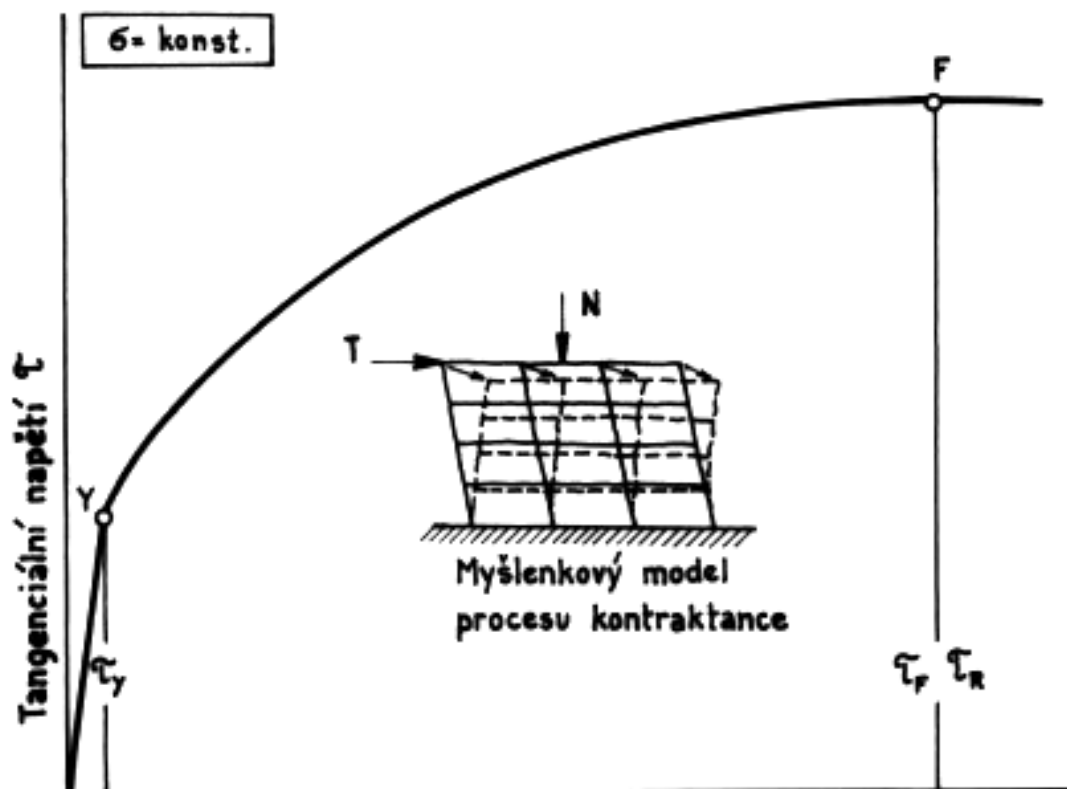
Obr. 11.27 Vyhodnocení oblasti vzniku dilatance z pracovního diagramu smykové zkoušky. VD Vír, komplex svorů (V. Mencl, 1992)



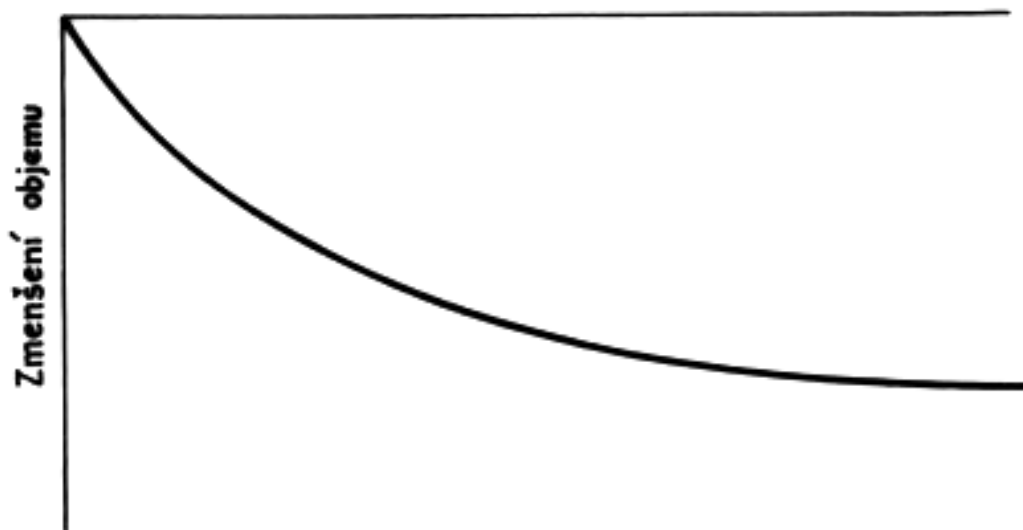
Deformace ve směru působení tangenciálního napětí τ



Obr. 11.25 Charakteristický zjednodušený průběh pracovního diagramu smykové zkoušky v rámu – Hornina dilatantního typu porušení (J. Hudek, 1980)



Deformace ve směru působení tangenciálního napětí τ

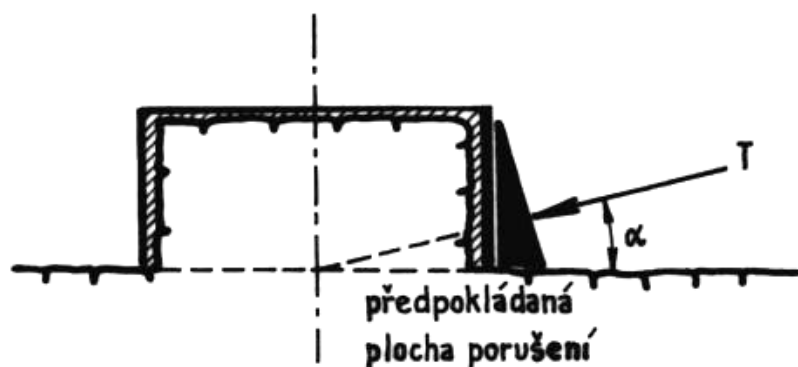


Obr. 11.26 Charakteristický zjednodušený průběh pracovního diagramu smykové zkoušky v rámu. Hornina kontraktantního typu porušení (J. Hudek, 1980)

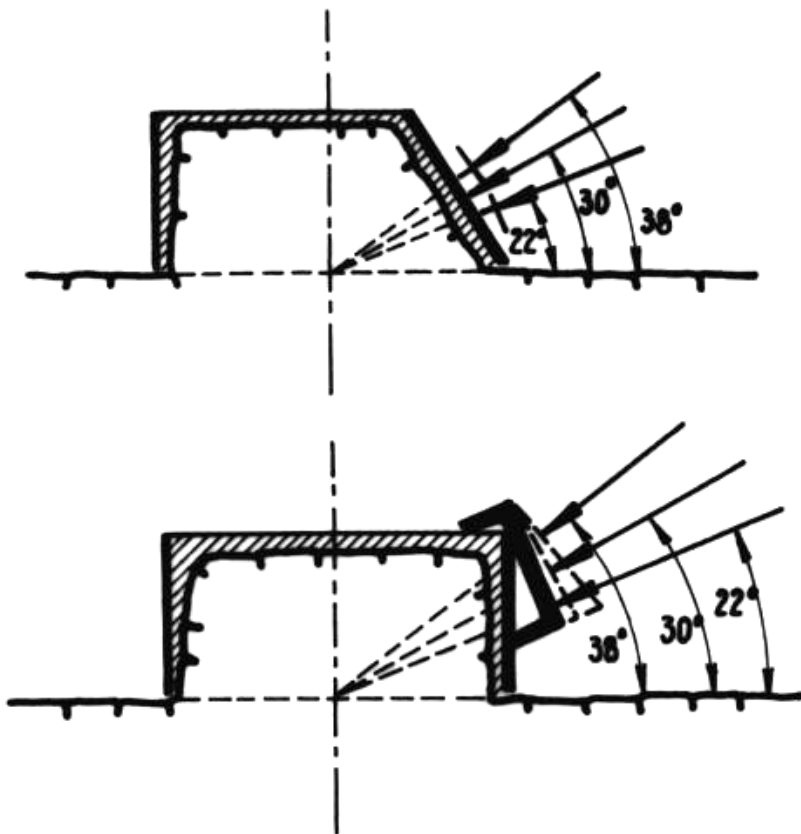
Príslušné čáry, vyjadřující pevnosti či meze (Y, F, R, případně D), jsou u hornin představovány v Mohrověobrazení obecnými křivkami s křivostí měnící se v závislosti na oboru normálního napětí σ (obr. 10.13). S ohledem na to, že z **praktických** důvodů jsou v jedné sadě realizovány obvykle čtyři smykové bloky (tj. čtyři body – při různých

normálních přitlačích σ), bývají předmětné čáry konstruovány jako přímka. Je-li to možné (s ohledem na testovaný obor normálního napětí), pak ve formě bilineární, lépe vystihující čáru měnící se křivosti. Příklad takového zhodnocení několika sérií smykových zkoušek je pro granodiority typu Královo Pole a Blansko uveden na obr. 11.28.

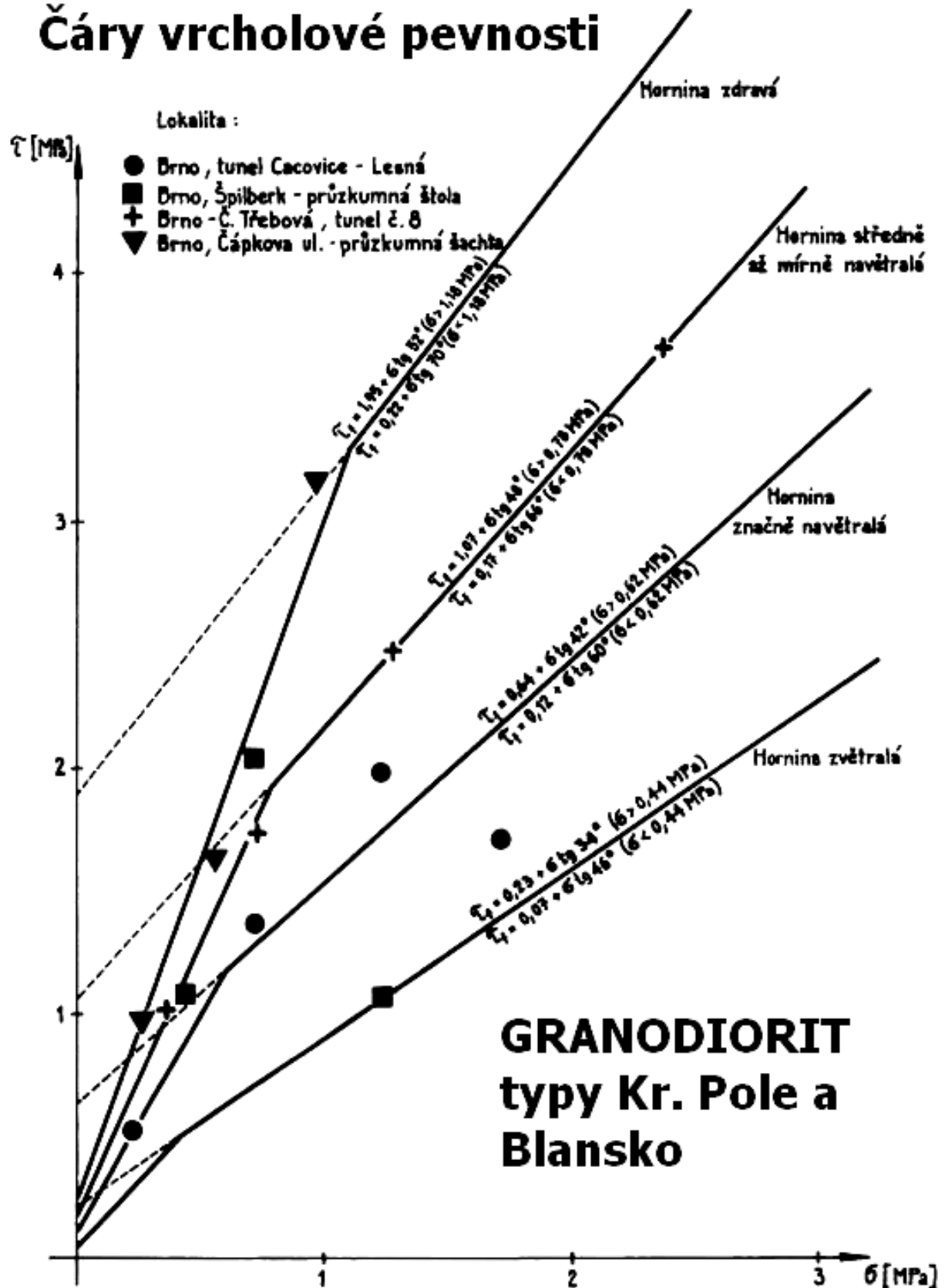
Smykové zkoušky s předurčenou plochou porušení jsou nejčastěji realizovaným typem polní smykové zkoušky. Důvodem je relativně nesložitá instrumentace a provedení zkoušky, jako i příprava nízkých horninových bloků. Platí to rovněž pro vyhodnocení zkoušky (i zhodnocení série zkoušek). V některých případech instrumentování zkoušky mohou nastat problémy se zachycením reakce normální složky (standardně řešené opřením o strop štoly či rozrážky, případně opřením o zatěžovací most). Zde pak lze použít přikotvení či (v nízkých oborech napětí σ) řešení navržené J. Pavlíkem (1988) s proměnným úhlem odklonu šikmé smykové síly – viz obr. 11.29.



Obr. 11.29
Úprava smykové zkoušky
v rámu s proměnným
odklonem smykové síly
při nemožnosti vyvodit
normální složku (J.
Pavlík, 1988)



Čáry vrcholové pevnosti



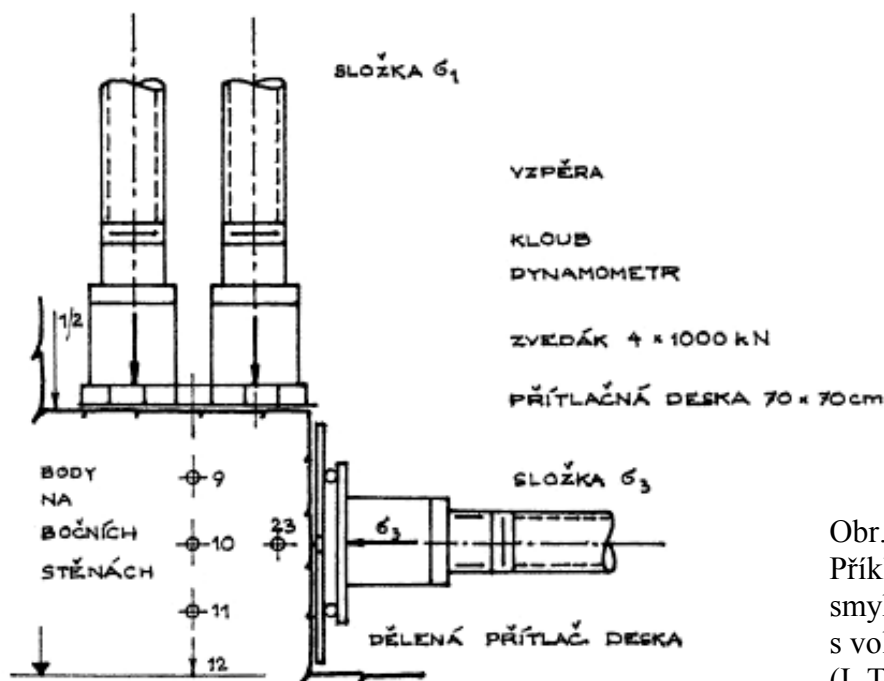
Obr. 11.28 Zhodnocení čtyř sérií smykových zkoušek s předurčenou plochou porušení. Granodiority typů Královo Pole a Blansko. (J. Hanák-V. Horák, 1988)

SMYKOVÉ ZKOUŠKY S VOLNOU PLOCHOU PORUŠENÍ

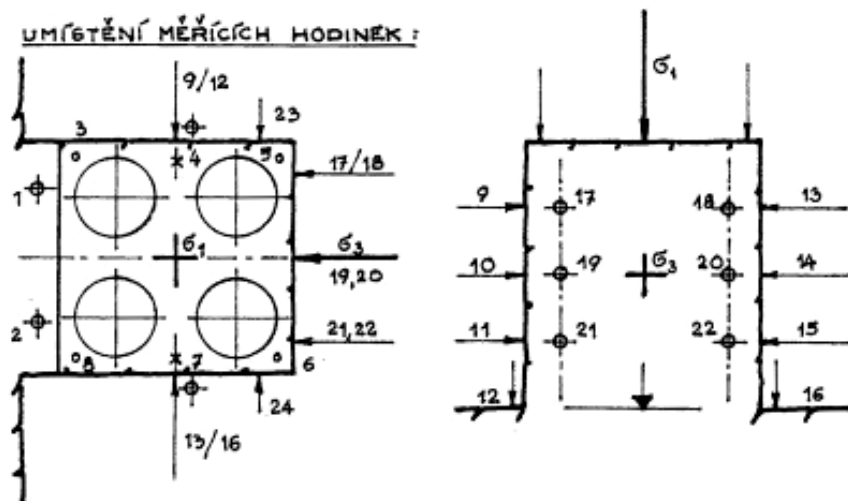
jsou prováděny na tzv. „vysokých“ horninových blocích zatěžovaných ve dvou navzájem kolmých směrech tak, že *smyková plocha se vyvine volně* – v nejslabším směru (resp. místě) testovaného bloku. Příklad uspořádání takovéto zkoušky je uveden na obr. 11.30.

Smykové zkoušky s volnou plochou porušení obecně přinášejí velmi hodnověrné výsledky především proto, že zohledňují vliv přítomných ploch nespojitosti v horninovém bloku (masívu). Ze stejných důvodů je však příprava „vysokých“ zkušebních bloků nesmírně obtížná. Vyhodnocení zkoušky (série zkoušek) se provádí jako prostorová úloha. Jistým problémem zůstává při volném vývoji plochy porušení indikace objemových změn pro stanovení oblasti vzniku dilatance.

USPOŘÁDÁNÍ SMYKOVÉ ZKOUŠKY NA HORNINOVÉM BLOKU 70 x 70 x 80 CM

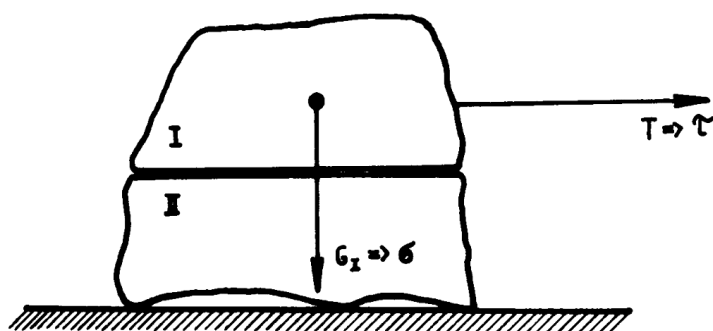


Obr. 11.30
Příklad instrumentace
smykové zkoušky
s volnou plochou porušení
(I. Trávníček, 1978)



SMYKOVÉ ZKOUŠKY PO PLOCHÁCH NESPOJITOSTI

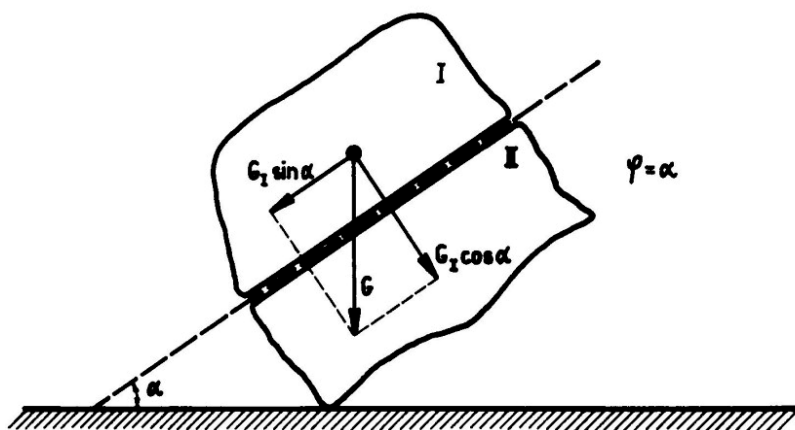
Nejjednodušší způsob stanovení smykové pevnosti po plochách nespojitosti spočívá v posouvání dvou horninových bloků (původně od sebe oddělených vyšetřovanou spárou), odloučených z masívu, po sobě. Zjišťuje se maximální tangenciální síla dosažená na počátku pohybu horního bloku, resp. její snížení při trvání pohybu (tření vrcholové a reziduální). Poněvadž je normální složka vyvozena pouze vlastní tíhou bloku (tu je nutno po zkoušce stanovit) je třeba, aby vyšetřovaná spára byla vodorovná. Posunutí bloku během zkoušky se obvykle neměří, s tím, že v oboru velmi nízkých napětí σ jsou před dosažením mezní tangenciální síly deformace prakticky neměřitelné a po překonání tření náraz výrazně vzrostou (obr. 11.31). Tento způsob měření lze použít pouze při vyšetřování ploch nespojitosti rovných, bez výstupků a prohlubní, u kterých není na závadu odloučení horninových bloků při přípravě a u nichž je smykový odpor stejný při protisměrných pohybech.



Obr. 11.31
Stanovení smykové pevnosti po plochách nespojitosti posouváním horního bloku (I) a měřením tangenciální síly (T) (Pavlík, 1975)

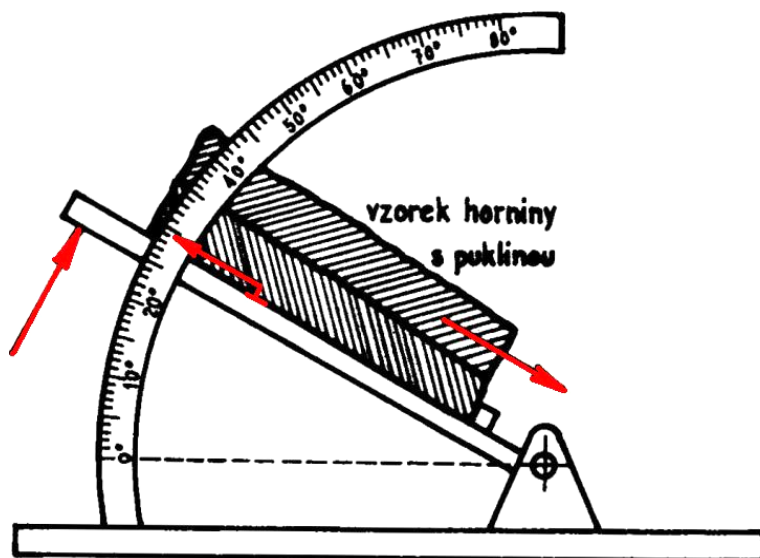
Koeficient tření (v klidu – vrcholový) f je dán poměrem maximálně dosažené tangenciální síly a tíhy bloku a úhel tření $\varphi = \arctan f$. Obdobně se pak stanoví úhel tření za pohybu (reziduální).

Úhel tření v klidu lze též jednoduše (přibližně) určit nakláněním styčné spáry až do polohy při níž dojde k pohybu horního bloku (obr. 11.32 a 11.33)



Obr. 11.32
Stanovení smykové pevnosti po ploše nespojitosti nakláněním bloků horniny (J. Pavlík, 1975)

Za jistých okolností může být i stanovení smykové pevnosti po plochách odlučnosti složitě instrumentováno obdobně jako smyková zkouška v rámu v obecné orientaci (obr. 11.22), případně přepočítáno ze smykové zkoušky v rámu když se přirozená plocha nespojitosti nachází v bezprostřední blízkosti plochy předurčené rámem.



Obr. 11.33
Zkouška
pevnosti po
puklině dle
Bartona

Jednoosá tlaková zkouška

je realizována na vysokých horninových blocích (obvyklých průřezů 0,5 x 0,5 m, resp. $\varnothing$ 0,5 m a výšky dvojnásobku příčného profilu – tj. 1 m). Hranol či válec horniny je pak zatěžován osově pouze hlavním zatížením σ_1 ; zatěžovací síla musí být opravena o tíhu zatěžovací kolony a vlastní tíhu horninového bloku. Schéma uspořádání zkoušky je zřejmé z obr. 11.34. Během zkoušky jsou pro konstrukci pracovního (přetvárného) diagramu snímány podélné i příčné deformace. Pevnost v jednoosém tlaku se pak vyčíslí z poměru maximálně dosaženého zatížení ku počátečnímu průřezu bloku. Při snímání příčných deformací lze ze zkoušky vyčíslit i průběh Poissonova čísla (v tlaku) a dále z pracovního diagramu zkoušky i mez kluzu. Nacházejí-li se v místě zkušebního bloku plochy nespojitosti oslabující skalní masív (tj. víceméně standardní stav) je příprava bloku velmi komplikovanou činností. Podaří-li se pak blok i přesto připravit, respektuje vždy plocha porušení vzniklá při zkoušce některou (případně i více) z těchto ploch nespojitosti.

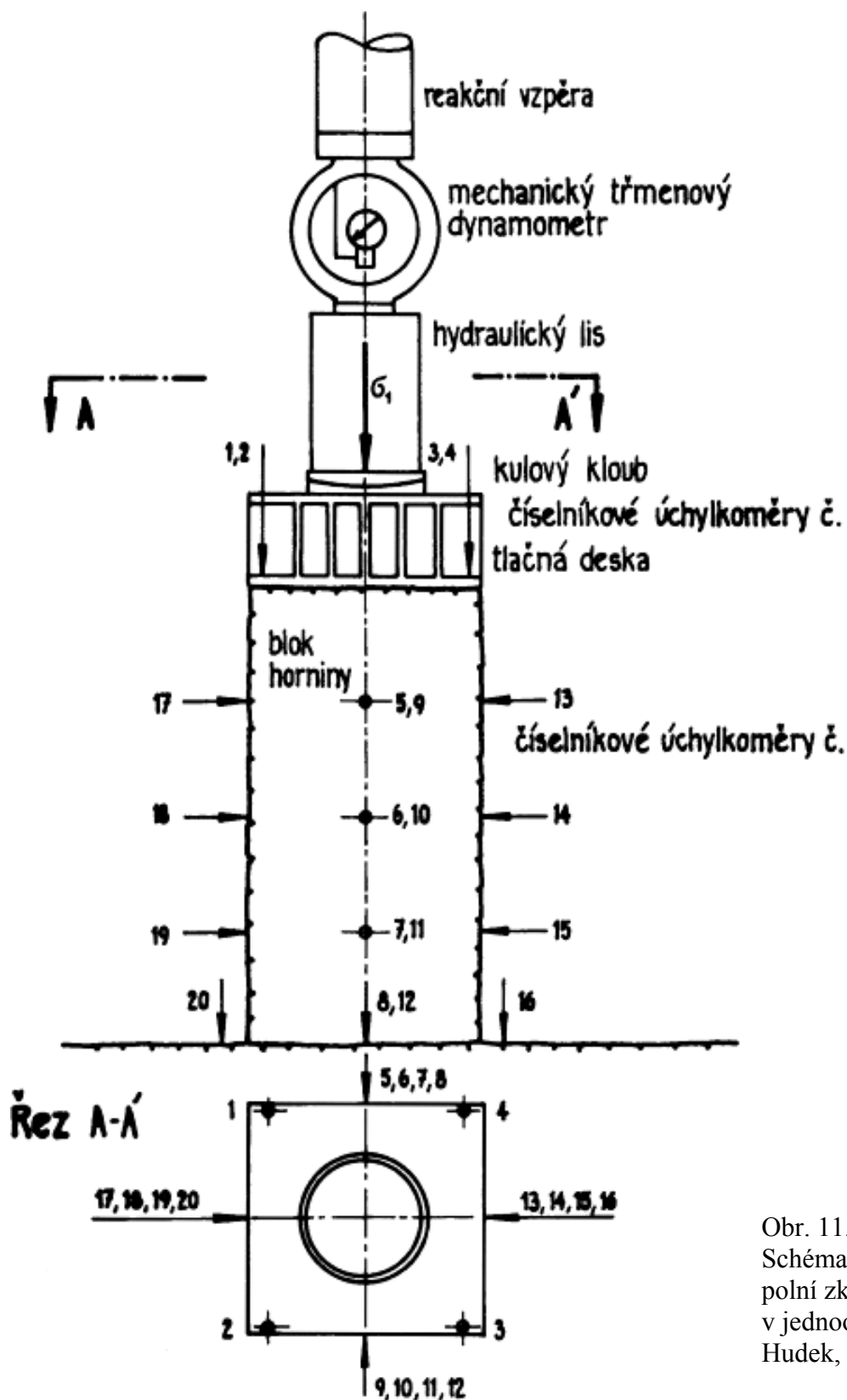
Jednoosá tlaková zkouška patří k testům, které se v poli realizují poměrně zřídka, především s ohledem na velmi obtížnou přípravu vysokých horninových bloků.

Trojosá (triaxiální) tlaková zkouška

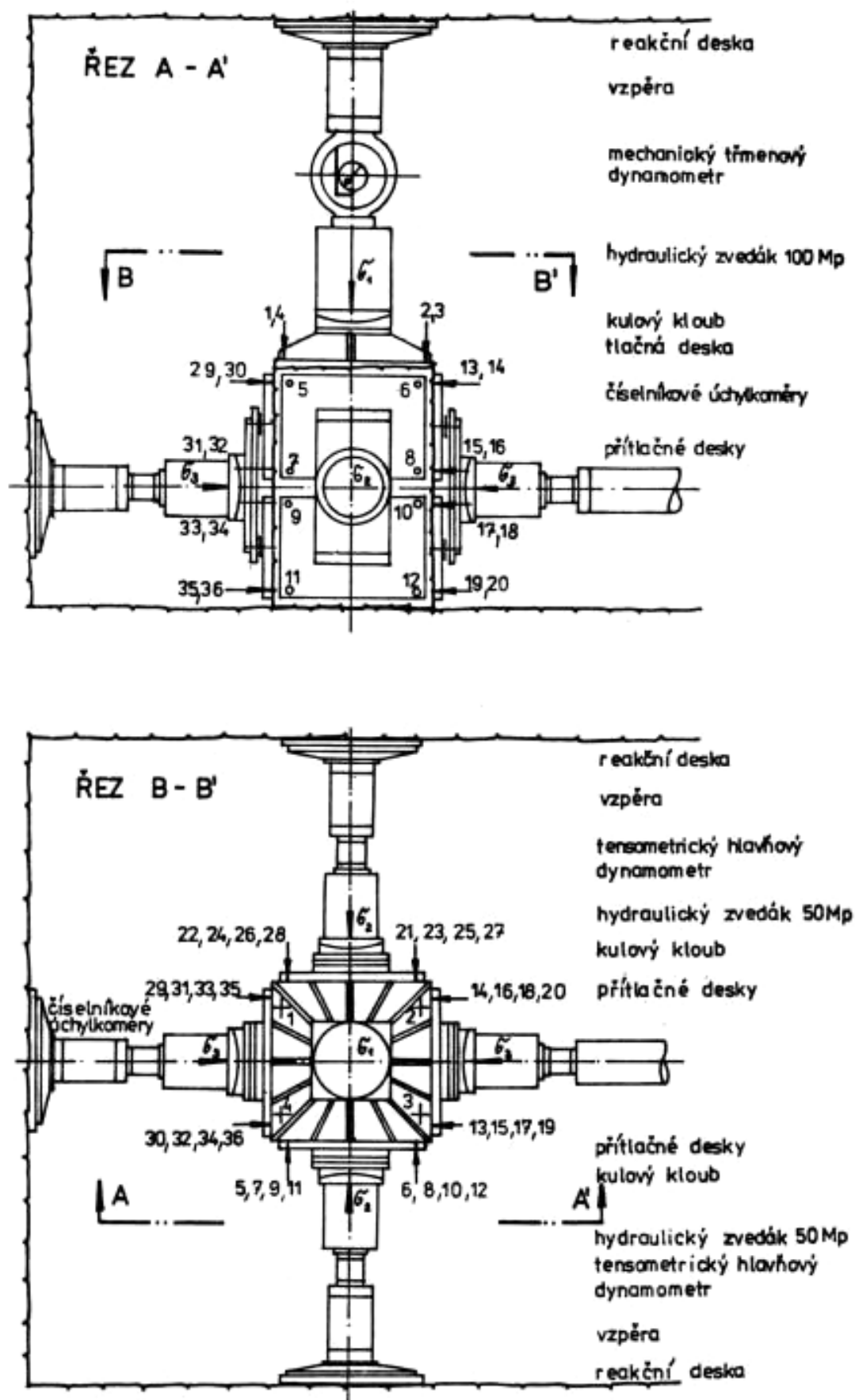
bývá realizována na vysokém horninovém bloku tvaru hranolu rozměrů odpovídajících použitému zařízení a reálným možnostem přípravy (např. 0,5 x 0,5 x 0,8 m). S ohledem na mimořádně složitou instrumentaci (obr. 11.35) a nutnost zachycení reakcí zatěžujících složek bývá nejvýhodnější umístit zkušební bloky do rozrážek průzkumné štol.

Na instrumentovaný blok působí zatížení σ_1 svisle (ve směru převládajícího gravitačního stavu napjatosti a zatížení σ_2 a σ_3 (obvykle $\sigma_2 = \sigma_3$) ve směru příčném. Zatížení jsou vyvozována po stupních, se sledováním deformací. V první fázi zkoušky bývá dosaženo hydrostatického stavu napjatosti ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), v druhé fázi udržujeme namáhání plášťové ($\sigma_2 = \sigma_3$) při zvyšování axiálního zatížení až do vytvoření souvislé plochy porušení.

Trojosá tlaková zkouška patří k testům, které se v poli realizují jen výjimečně, při průzkumu pro zcela mimořádné stavební záměry. Příprava vysokých horninových bloků je velmi obtížná; test musí být proveden minimálně na třech blocích při různých příčných napětích $\sigma_2 = \sigma_3$. Přítlačné desky příčných napětí musí být dělené, aby se mohla v bloku vyvinout plocha(y) porušení.



Obr. 11.34
Schéma uspořádání
polní zkoušky
v jednoosém tlaku (J.
Hudek, 1980)

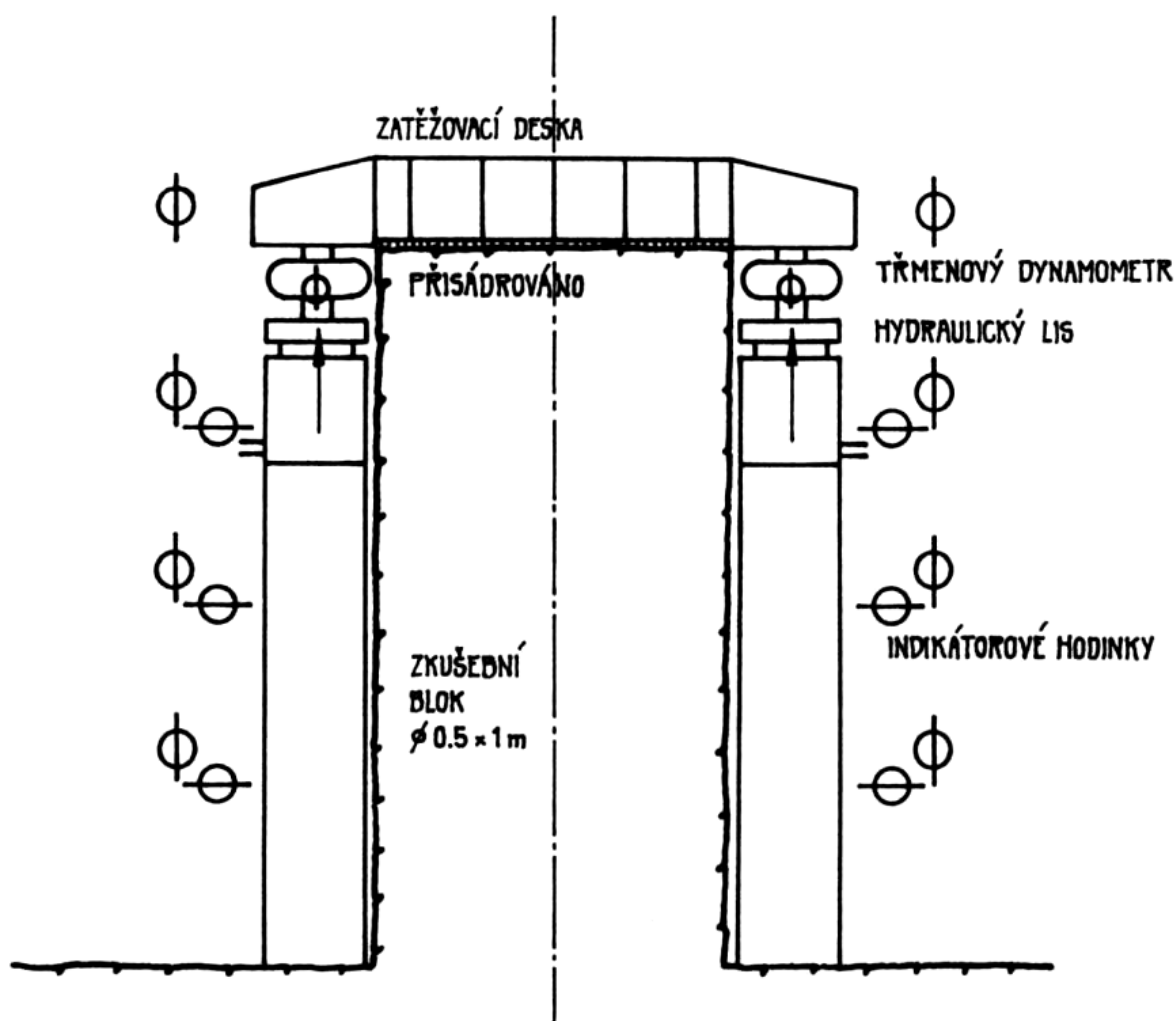


Obr. 11.35 Schéma uspořádání plní triaxiální zkoušky (J. Hudek, 1980)

Jednoosá tahová zkouška

Tahová pevnost horninového masívu náleží k nejobtížněji stanovitelným vlastnostem. Důvodem je skutečnost, že tahová pevnost je mimořádně citlivá na jakékoliv strukturně-texturní oslabení horniny (byť jen vlasovými puklinami) a to nesrovnatelně více než jednoosá tlaková pevnost, pevnost triaxiální či smyková, případně přetvárnost. Rovněž příprava vysokých zkušebních bloků a poměrně složitá instrumentace s nutností maximálně eliminovat možné excentricity v zatěžovacím systému úkol komplikují. Výsledek zkoušky musí být opraven o vlastní tíhu horniny, případně přenosového zařízení.

Zajímavou zatěžovací sestavu a metodiku, vylučující některé parazitní vlivy, použil J. Hudek při průzkumu pro Strahovský tunel v Praze (r.1980) – obr. 11.36. Vedle pevnosti v jednoosém tahu byly z pracovních diagramů zkoušky stanoveny i přetvárné charakteristiky v tahu (moduly, Poissonovo číslo). V tomto případě byly zkoušeny cenomanské jílovce.



Obr. 11.36 Polní tahová zkouška (J. Hudek, 1980, PÚDIS Praha – Strahovský tunel)

Jsou-li k dispozici hodnoty pevností jednoosé tlakové, triaxiální (resp. triaxiálních) a jednoosé tahové lze vykreslit obálku Mohrových kružnic, charakterizující smykovou pevnost odpovídající horninovému masívu (obr. 10.13).

11.4 Indexové vlastnosti

Stejně jako při hodnocení vlastností horninové matérie laboratorními zkouškami je pro stanovení přetvárných a pevnostních charakteristik in situ potřebné náročné, drahé a jednoúčelové testovací zařízení. Příprava zkušebních míst je velmi pracná (často nákladnější než samotná zkouška či měření in situ). Až na výjimky jsou pak polní zkoušky záležitostí bodovou, když výsledky jednotlivých měření jsou na masív následně extrapolovány. Stejně jako u laboratorních testů je v praktické mechanice hornin velmi často potřebné rychlé posouzení horniny, ve větších metrážích (štoly, tunely) či plochách (stěny) a s použitím co nejjednoduššího přístrojového vybavení. Těmto požadavkům vyhovuje stanovení indexových charakteristik (či alespoň jedné z nich) snadno korelovatelných do běžně používaných parametrů.

Jako polní zkoušky lze zatím realizovat dvě stanovení indexových vlastností:

- **INDEX PEVNOSTI V BODOVÉM ZATÍŽENÍ** (point load test), stanovený na nepravidelných těliscích či úlomcích vrtných jader přímo v poli, v průzkumné štole, u skalní stěny či u vrtné soupravy. Zkouška se nijak neliší od laboratorního testu (viz laboratoř MH), zařízení však musí být upraveno pro použití v polních podmínkách.
- **SKLEROSKOPICKÁ TVRDOST HORNINY** je obdobně jako v laboratoři realizována Schmidtovým kladívkem, původně konstruovaným pro testování betonu. V poli nejčastěji používaným kladívkem je typ N, všestranně vyhovující vzhledem ke snadnému transportu a manipulaci, jako i nárazovou energií 2,25 J. Kladívko typu N může být vybaveno registračním zařízením či v nové generaci elektronickým snímáním v kombinaci se záznamovým a vyhodnocovacím zařízením.

Při měření skleroskopické tvrdosti na přirozených plochách nespojitosti pro potřebu některých tunelářských klasifikací je používáno, obdobně jako v laboratoři, kladívko typu L (s nárazovou energií 0,75 J).

Při praktickém provádění polního měření Schmidtovým kladívkem se ve zvoleném kroku (5 či 10 m) vyhledávají ve stěně vždy tři zkušební místa, každé (pokud možno) na jiném horninovém bloku nenarušeném technologií uvolňování horniny. Testované místo je zabroušeno s nástřikem vody a ozkoušeno deseti údery kladívka. Výsledná hodnota skleroskopické tvrdosti (odpovídající % odskoku Schmidtova kladívka) je po opravě, zohledňující odklon kladívka při zkoušce od horizontály, vyjádřena maximálním % odskoku ze zmíněných tří míst v předmětné metráži a průměrem z těchto tří lokálních maxim.

Největším kladem tohoto měření in situ je nevelká náročnost realizace, jednoduché zkušební zařízení a velká přístupnost i ve složitém terénu.

Skleroskopická tvrdost horninového materiálu je velmi dobře korelovatelná na pevnost horniny v jednoosém tlaku σ_c (obr. 11.37 až 11.39). Ta se stanovuje v laboratoři na vzorcích odebraných z míst co nejbližších měření in situ. Korelace je dána jednoduchým dvouparametrickým vztahem:

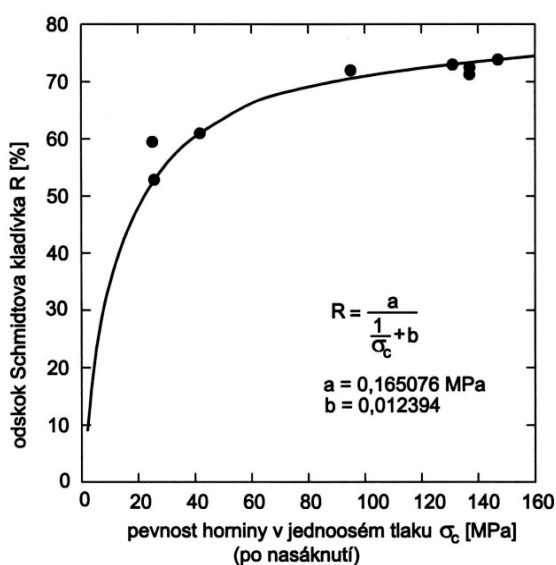
$$R = \frac{1}{\frac{a}{\sigma_c} + b}$$

kde: R odskok Schmidtova kladívka [%]
 σ_c pevnost horninové matérie v jednoosém tlaku [MPa]
a,b parametry [1].

S ohledem na stav horniny v poli bývá správnější korelovat polní měření Schmidtovým kladívkem s laboratorními tlakovými testy na těliscích nasáknutých vodou.

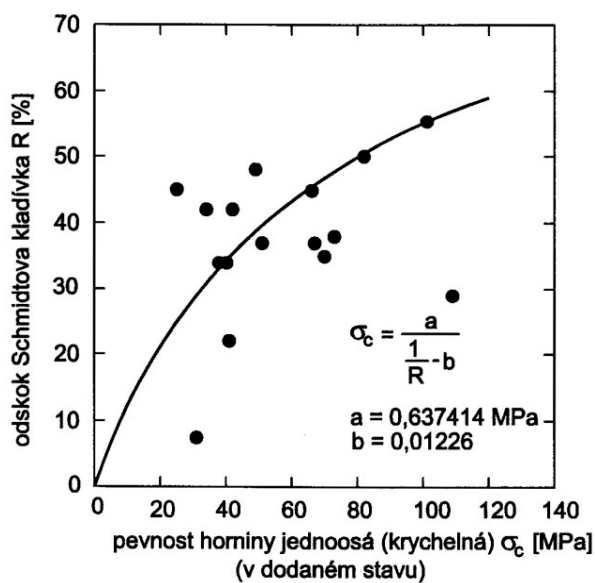
Toto polní měření může velmi dobře korespondovat i s výsledky laboratorních stanovení fyzikálních vlastností horniny (pórovitost, nasákavost, objemová hmotnost - obr. 11.40).

PYROXENICKÝ ANDEZIT A JEHO KLASTIKA (Banská Šťavnica - NOŠ)

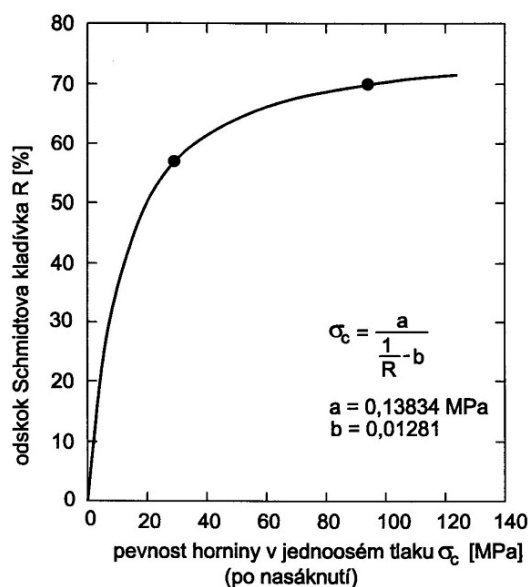


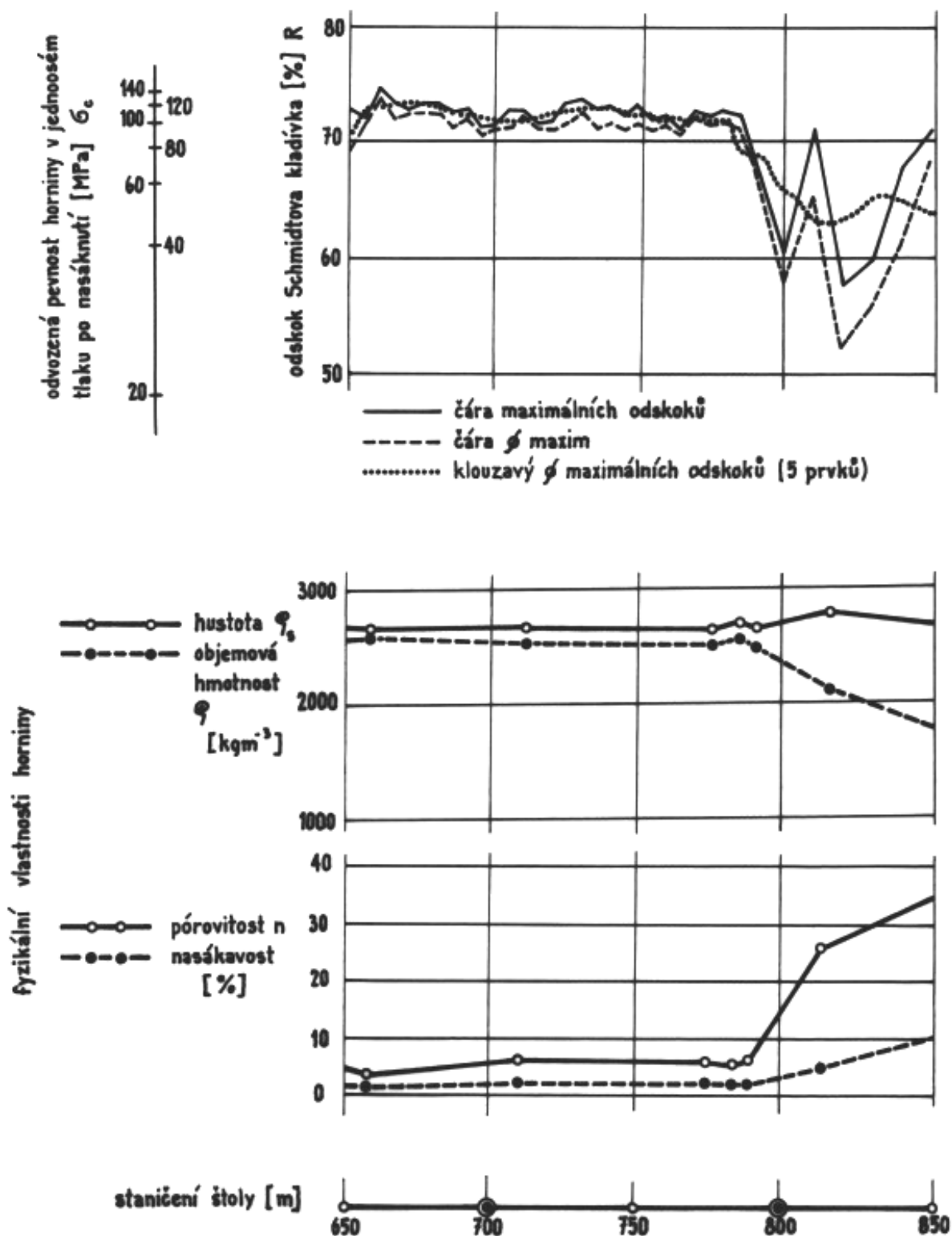
Obr. 11.37 až 11.39
Příklady korelačních
závislostí mezi
odskokem
Schmidtova kladívka
typu N a pevností
v jednoosém tlaku
horniny

ARKÓZY (tunel Branisko)



ŽULA (Znojmo - rotunda)





Obr.11.40 Srovnání výsledků polního měření Schmidtovým kladívkem typu N (korelovaného s pevností v jednoosém tlaku) s výsledky laboratorních stanovení fyzikálních vlastností horniny po délce ražby podzemního díly. Nová odvodňovací štola Banská Štiavnica – pyroxenický andezit

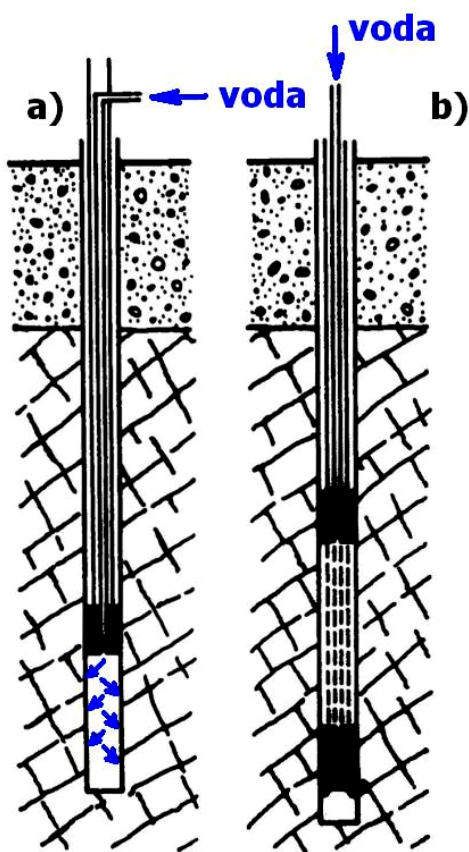
11.5 Hydraulické vlastnosti

popisují horninový masív s ohledem na chování vody v něm obsažené. Z tohoto pohledu se nejčastěji zabýváme pohybem vody (propustnost masívu, rychlost proudění) resp. tlakem, kterým může podzemní voda působit na stavební konstrukci.

Z předchozího vyplývá, že předmětem zájmu je voda pohybující se puklinami horninového masívu (**voda puklinová** – nejběžnější případ), poměrně zřídka pak průlinami (**voda průlinová**) či kombinovaně. Voda může horninou volně protékat příp. vyvěrat do stavebního díla (tunelu, štoly, jámy) pod tlakem.

Vodní tlakové zkoušky (VTZ)

jsou nejčastějším polním testem pro zjištění propustnosti horniny. Provádějí se v nezapažených vrtech (hornina musí mít tedy alespoň minimální stabilitu pro udržení stěny vrtu, resp. pro upnutí **obturátoru** – „*pakru*“). Do části vrtu utěsněné obturátorem (jednoduchým či dvojitým – obr. 11.41) – tzv. etáže – se pod zvoleným tlakem penetruje voda, přičemž je sledována její spotřeba za určitý čas (obvykle 10 minut). Délka etáže bývá 1, 2, 3, 5 m; při vzestupném způsobu i více. Etáže bývají zkoušeny obvykle více tlaky (postupně se zvyšujícími). Důležité je stanovení maximálního přípustného tlaku, při kterém ještě nedochází k porušení horniny.



Obr. 11.41

Vodní tlaková zkouška (VTZ). a) jednoduchý obturátor; b) dvojitý obturátor

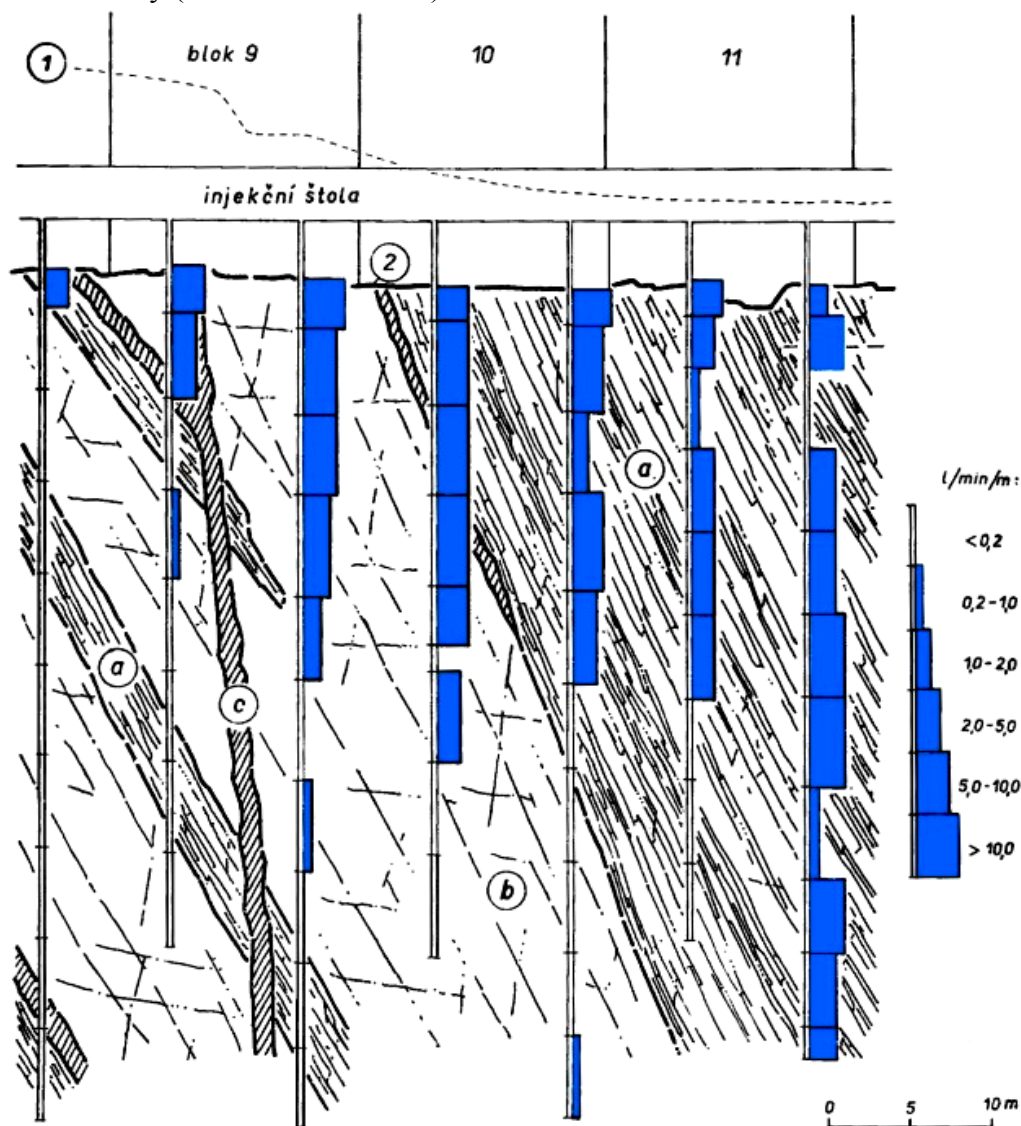
VTZ lze realizovat buď vzestupným či sestupným způsobem. V prvním případě se vyhloubí vrt na konečnou hloubku a zkouška je prováděna od počvy vrtu směrem k jeho ústí. Při nasazení dvojitého obturátoru je délka etáže konstantní, při použití obturátoru jednoduchého

se délka etáže postupně zvyšuje. Při sestupném způsobu je vždy cyklicky odvrtna etáž, hloubící práce je přerušena a následně provedena VTZ. Přestože je vzestupná metoda zdánlivě výhodnější, neposkytuje tak spolehlivé výsledky jako způsob sestupný. Po provedení VTZ velmi často následují injekční zkoušky. Vrtý se uzavírají cementací.

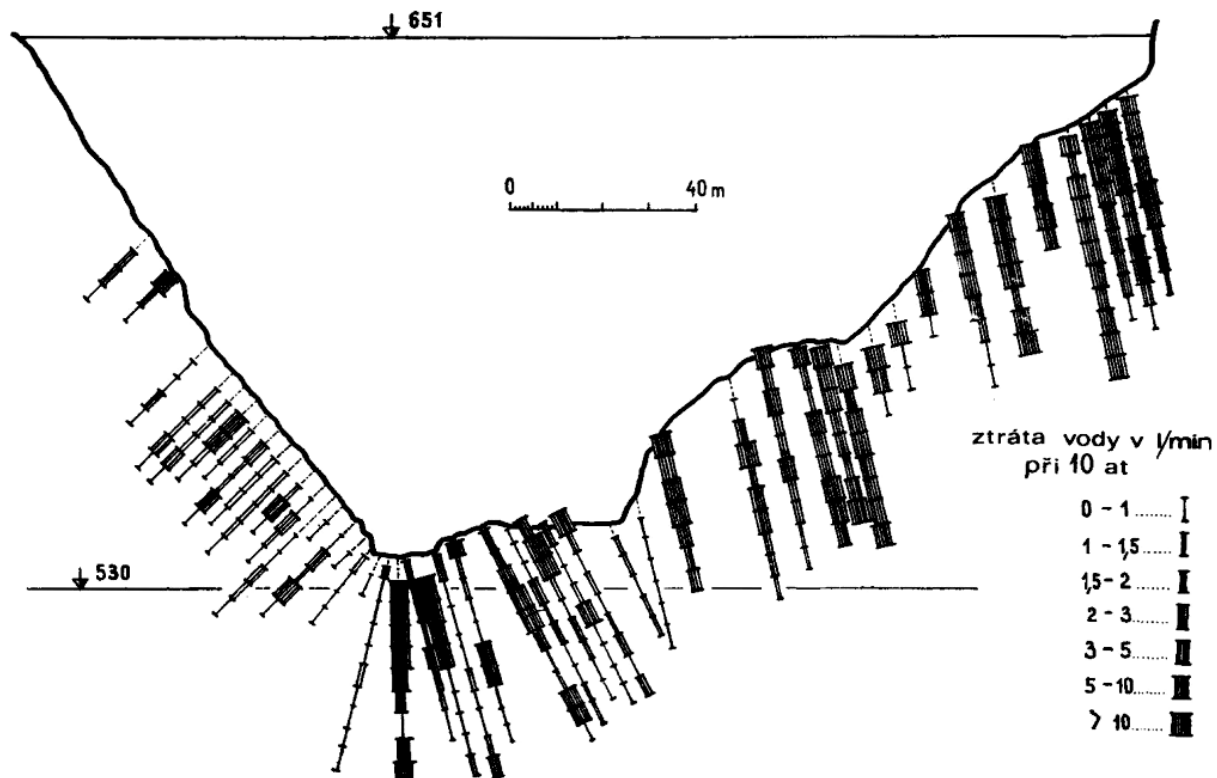
Po odzkoušení se ztráty vody přepočítávají na 1 běžný metr vrtu (= tzv. specifická či měrná spotřeba). Používají se především **kritéria Lugeonova** či **Jähdeho**. Ztráta vody $1 \text{ l min}^{-1} \text{ m}^{-1}$ vrtu $\varnothing 60,3 \text{ mm}$ při tlaku 1 MPa je rovna 1 Lugeonu, přičemž jeden Lugeon (1 L) odpovídá velmi přibližně koeficientu propustnosti 10^{-7} ms^{-1} . Jähdeho kritérium pak odpovídá měrné spotřebě vody $0,1 \text{ až } 0,5 \text{ l min}^{-1} \text{ m}^{-1}$ vrtu při tlaku 0,3 MPa.

Výsledky VTZ se obvykle vynášejí do histogramů společně se stanoveními výnosu jádra, redukovaného výnosu (RQD – Rock Quality Designation –Deere a Hendron, 1967 - viz) a s výsledky injekčních zkoušek.

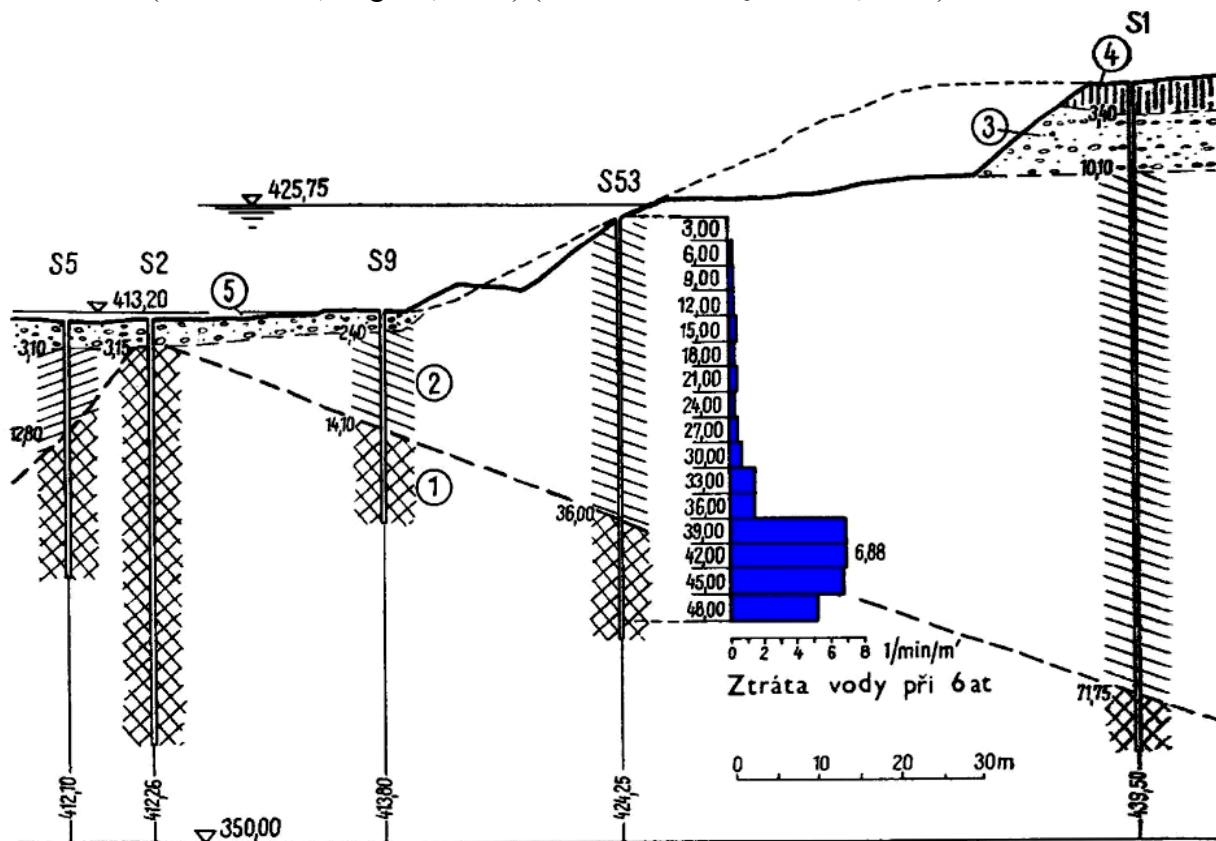
Mimořádný význam mají VTZ při zakládání významnějších vodních staveb (přehrady, štolové přivaděče) a to proto, že při této polní zkoušce můžeme modelovat vodní tlaky (resp. podmínky) odpovídající provoznímu stádiu objektu. To je důležité především pro prognózu průsaků vody (obr. 11.42 až 11.44).



Obr. 11.42 Grafické znázornění výsledků vodních tlakových zkoušek pod několika bloky Orlické přehrady (při tlaku 1 MPa). 1 – původní terén, 2 – základová spára; a – amfibolity, b – epidiority, c – mineta (V. Mencl – Q. Záruba, 1974)



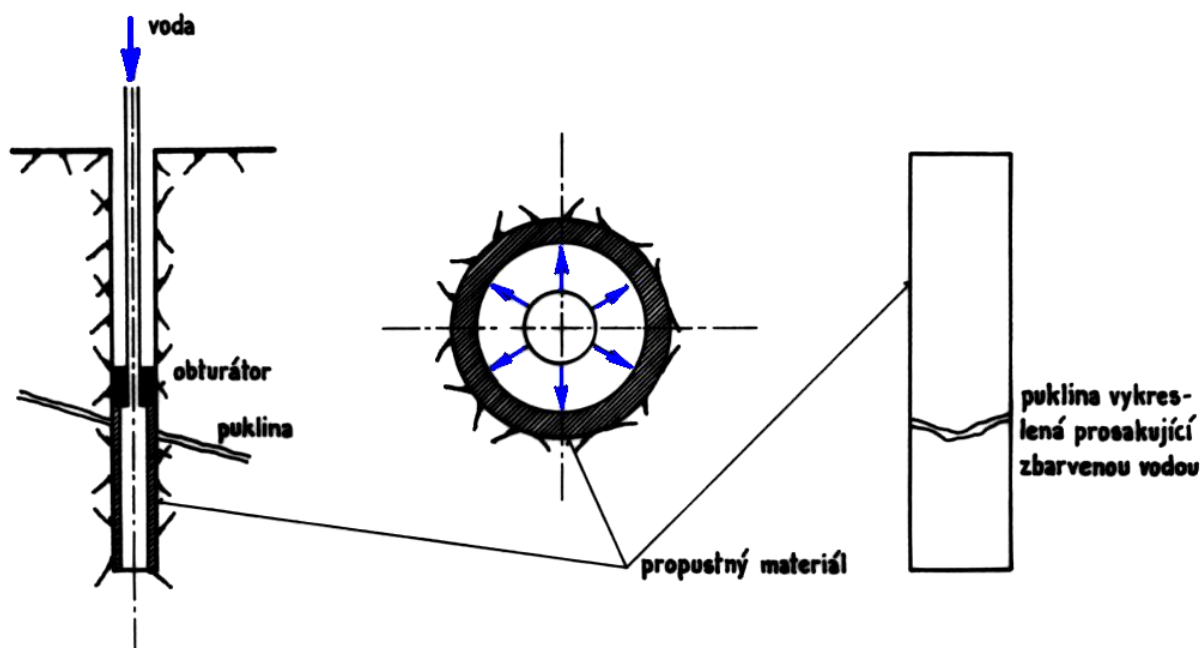
Obr. 11.43 Příklad průzkumu propustnosti přehradního profilu vodními tlakovými zkouškami (hráz Sarrans, Lugeon, 1933) (in V. Mencl – Q. Záruba, 1974)



Obr 11.44 Význam vodních tlakových zkoušek pro stanovení propustnosti hornin. 1 – rozpukané triasové dolomity, 2 - paleogenní břidlice prakticky nepropustné, 3 – terasové písčité šterky, 4 – sprašové hlíny, 5 – vážské písčité šterky

Při provádění standardní VTZ však nelze v konkrétní etáži ověřit rozevřenost, frekvenci a orientaci puklin odvádějících vodu. Byly proto navrženy a ověřeny metody VTZ umožňující zjištění těchto důležitých doplňujících údajů (M. Matys, 1991).

Ve světě se začala používat tzv. **zkouška TRH** (The Hydraulic Register Test), při které se postupuje v zásadě shodně s klasickou VTZ, pouze stěna vrtu se osazuje speciální propustnou fólií a zkouška se provádí obarvenou vodou. Zbarvená voda pak při průniku do puklin vyznačí na vystýlce vrtu jejich průběh, počet i rozevření, což umožní další zhodnocení testu a pomůže při návrhu injekční směsi, resp. injekční zkoušky (obr. 11.45).

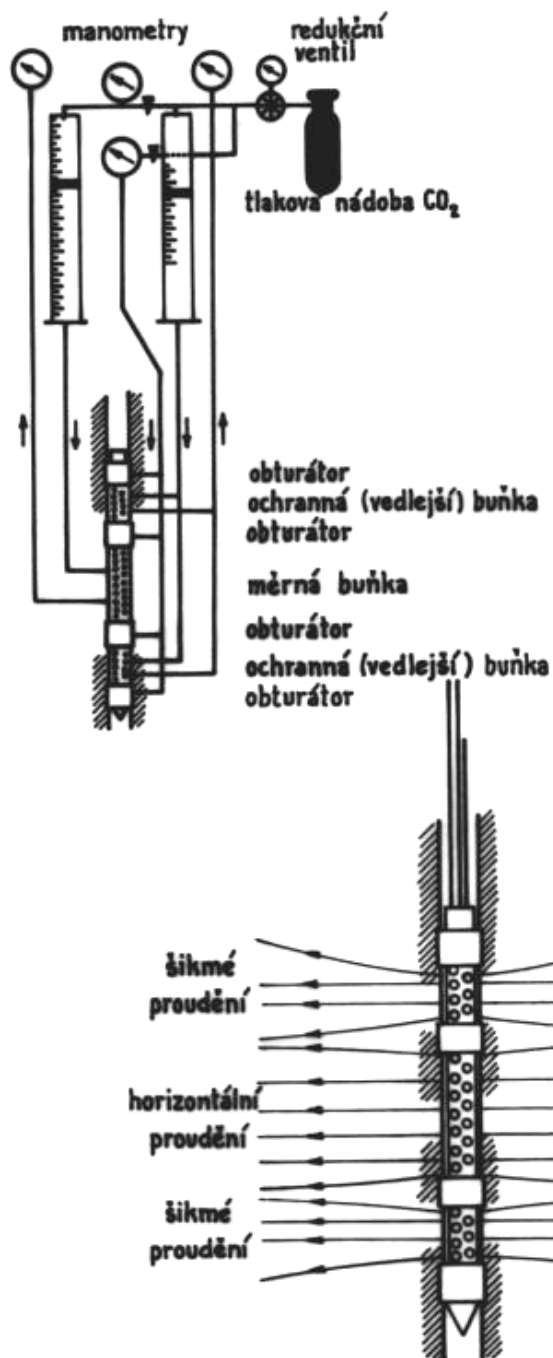


Obr. 11.45 Princip metody TRH (M. Matys, 1991)

Pressiopermeametr

Jestliže při nasazení klasické VTZ může dojít ke zkreslení výsledků zkoušky různými nepříznivými vlivy (především obtékáním obturátoru), potom přístroj francouzské firmy **MÉNARD „Pressiopermeametr“** (presiopropustoměr) by měl tato negativní ovlivnění polního testu maximálně potlačit.

Přístrojem upnutým do horniny je sycena kruhová zóna ve zvolené hloubce vrtu tak, že je eliminováno jak šikmé proudění, tak i parazitická proudění při stěně vrtu (obr. 11.46). Měření pressiopermeametrem by mělo lépe postihnout filtrační nehomogenitu litologicky odlišných typů hornin, a to především ve vodorovném směru v cylindrické oblasti přilehlé příslušnému testovanému úseku vrtu. Z principu tohoto měření vyplývá, že na rozdíl od klasických VTZ (viz) je pressiopermeametr patrně vhodnější do hornin průlinové propustnosti (tj. některých sedimentů); jisté problémy (obdobně jako u VTZ) mohou nastat při upínání obturátorů do stěn vrtu.



Obr. 11.46
Pressiopermeametr fy Ménéard.
Schéma zapojení přístroje.
Měrná buňka a její funkce (fy
Ménéard, France)

Výrobce udává pro sondy Ø 44; 60 a 70 mm měřicí rozsah pro koeficient propustnosti $k = 10^{-4}$ až 10^{-10} ms^{-1} a vztah pro vyčíslení koeficientu propustnosti:

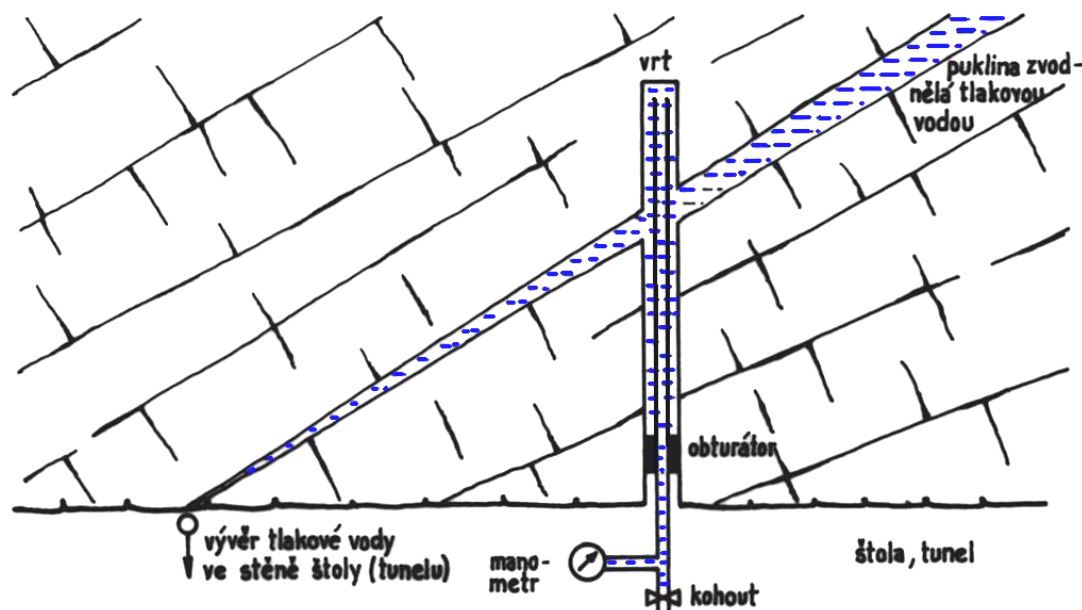
$$k = \frac{Q}{2\pi H P} \left(\ln \frac{H}{r} + \frac{1}{2} \right)$$

kde: Q průtok
H výška (délka) střední (měřicí) buňky
P čistý vzestup testovacího tlaku nad hydrostatický tlak při testovací výšce
r profil vrtu

Měření tlaku podzemní vody

Projektujeme-li podzemní stavbu (nejčastěji liniovou – tunel či štolu) v horninovém prostředí, které je v určitých úsecích zvodněno, musíme stanovit nejen množství vody pronikající do díla (tj. vydatnost), ale i tlak, pod kterým voda do objektu proniká. Význam úkolu vyplývá z toho, že se jedná o nahodilé dlouhodobé zatížení obezdívky podzemní stavby.

Je-li při ražbě definitivního (lépe průzkumného) díla zastižena vývěr tlakové vody, ověříme orientaci vodu vedoucí struktury (pukliny) a proti vodě do masívu provedeme vrt protínající predisponovanou vodní cestu. Do vrtu upínáme obturátor s jednoduchým měřičem osazeným manometrem. Měřič může být vybaven kohoutem pro stanovení vydatnosti (obr. 11.47).



Obr. 11.47 Měření tlaku podzemní vody vyvěrající do podzemního díla

Výše uvedené zkoušky a měření pro stanovení hydraulických vlastností horninového prostředí jsou nejpoužívanější. Méně často se lze při hodnocení propustnosti horninového masívu setkat se zkouškami indikátorovými (s indikací elektrolytem, barvivy či radionuklidy). Pro vyhledávání únikových cest vody (výrazné pukliny, tektonické poruchy) může být s úspěchem použita i prohlídka vrtu optickým periskopem či televizní sondou (viz).

11.6 Instrumentace a monitoring

Je souborem činností (především měření, resp. sledování) zaměřených na horninové prostředí či stavební konstrukci (běžně při jejich vzájemném spolupůsobení). Cílem monitoringu je ověřit, zda chování konstrukce či masívu (resp. spolupůsobícího systému) odpovídá ve všech stádiích realizace, příp. i provozu, předpokladům návrhu nebo zda je momentální či dlouhodobý stav systému bezpečný (*observační procedura*). Pouze monitorováním můžeme potvrdit tzv. „*varovné stavy*“ (příp. jich nedosáhnout na bezpečné straně).

Monitoring bývá standardně v geotechnice nasazován na významných inženýrských konstrukcích – tunelech, podzemních kavernách, hlubokých zárezích či vysokých násypech (i

na přehradních hrázích), ale i na konstrukcích spojených s dobýváním nerostů – šachtách, překopech, lomových stěnách.

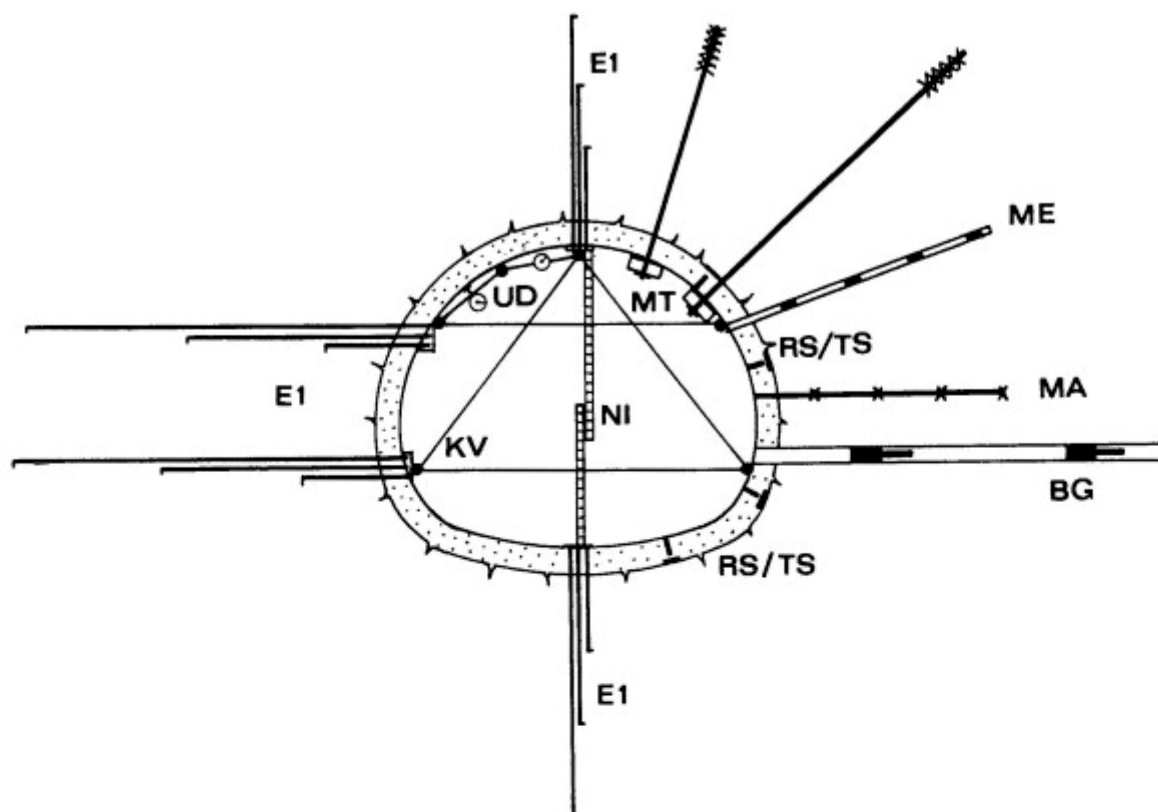
Nejběžnějšími veličinami sledovanými při monitorování jsou **deformace** (posuny, poklesy, pootočení) a **stavy napjatosti** resp. zatížení (tlaky, tahy, smyk).

Je používána nesmírně široká škála stacionárních či přenosných měřících přístrojů a zařízení využívajících veškerých myslitelných principů měření a sledování (i jejich kombinací), stejně jako systémů přenosu, registrace a vyhodnocení; standardem je vysoká odolnost při nasazení v terénu. Používají se přístroje mechanické, hydraulické, elektrické, elektromagnetické i optické (elektrooptické). Přenos měření může být od prostého odečítání přes drátový až k bezdrátovému. Nutností se stává hardwarové a softwarové vybavení. Výrobci, vydatně podporovaní výzkumem a vývojem, přicházejí neustále s novými či inovovanými přístroji a zařízeními.

Návrh monitorovacího systému a jeho instalace se nazývá instrumentací.

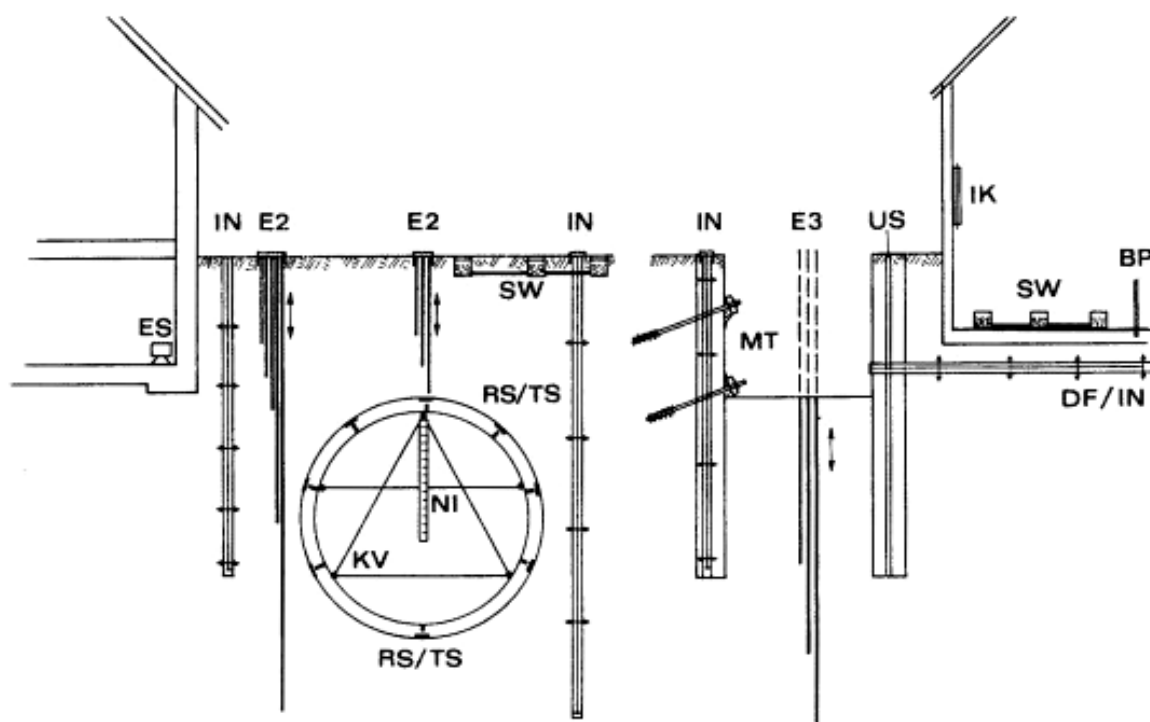
Monitoring (co nejrozsáhleji nasazený a co nejrychleji – pokud možno v reálném čase – vyhodnocený) je nezbytnou podmínkou uplatnění jedné z nejprogresivnějších současných metod navrhování geotechnických konstrukcí – **metody observační**; nicméně samotný monitoring nelze s touto metodou ztotožnit. Jako typická observační metoda je pak např. označována Nová rakouská tunelovací metoda (NATM).

Příklady instrumentace a monitorování náročných inženýrských konstrukcí či staveb spolupůsobících s horninovým prostředím (včetně přirozených svahů a skalních stěn) jsou patrné z obr. 8.37, 11.48 a 11.49.



- KV konvergenční měření (vnitřní konvergence)
- NI nivelační měření
- UD měření deformmetrem po obvodě výrubu
- E1 extenzometr pro měření vnější konvergence, ověření rozvolněné zóny v hornině (horninového nosného prstence)
- ME miniextenzometr, měření deformací horniny pro návrh kotev (svorníků)
- MA měrná kotva, sledování kotev upnutých v celé délce
- MT kotevní dynamometr, sledování předpjetí kotev (svorníků)
- RS tlakoměrné polštáře pro měření horninového tlaku – radiální napětí
- TS tlakoměrné polštáře (krabice) pro měření tangenciálního napětí v betonu obezdívky
- BG měření stavu napjatosti horniny ve vrtech

Obr. 11.48 Instrumentace a monitorování u podzemní liniové stavby (tunelu) realizované Novou rakouskou tunelovací metodou (NATM) (fy INTERFELS, Salzburg)



- KV konvergenční měření (vnitřní konvergence)
- NI nivelační kontrola přístropí tunelu, štoly
- RS tlakoměrné polštáře na kontaktu zeminy (horniny) a betonu obezdívky – radiální napětí
- TS tlakoměrné polštáře (krabice) pro měření tangenciálního napětí v betonu obezdívky
- E2 přírůstkový extenzometr pro měření sedání
- IN inklinometrická sonda pro měření horizontálních posuvů v blízkosti ražené podzemní stavby nebo podzemní či štětové stěny
- E3 extenzometr zkracovaný s výkopem jámy pro měření vertikálních deformací pod dnem stavební jámy
- MT kotevní dynamometr, sledování předpjetí kotev (svorníků)
- US ultrazvukové měření pro kontrolu integrity podzemní či pilotové stěny
- DF stacionární průběžný úchylkoměr pro vyšetřování horizontálních či vertikálních deformací pod základy
- IN horizontální průběžný inklinometr mobilní či stacionární pro vyšetření vertikálních posunů v horizontální vodící rouře
- SW hadicová vodováha s elektrickým dálkovým kontinuálním odečtem
- IK inklinometr (náklonoměr) osazený na stěnách či stropech
- ES snímání otřesů a vibrací (seismických účinků) způsobených stavební činností
- BP optická sonda (periskop), TV sonda

Obr. 11.49 Instrumentace a monitorování u podzemních liniových staveb ve městech (tunely, inženýrské sítě, stavební jámy pažené podzemními a pilotovými stěnami apod.) (fy INTERFELS, Salzburg)

