

GEO LuCa geotechnická kancelář
ING. CAITHAML LUMÍR
MASARYKOVA 762 ROZTOKY 252 63
IČO : 16947401

Poř. č. 1572/2011

P r a h a 6 - Břevnov

Ul Anastázova pozemek u BD 20/12

**Geotechnické posouzení příčin vzniku nadměrných poklesů - denivelace povrchu
konstrukcí podlahy v garážích a přilehlé přístupové komunikace, na základě
provedených maloprofilových vrtů a polních zkoušek lehkou polní dynamickou
penetrací**

ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA

Zak. č. : 1572/ 2011
Datum : říjen 2011
Objednatel : ČR - MV - Odbor správy majetku MV



Geotechnická kancelář **GEO LuCa** byla po absolvování výběrového řízení vyzvána **Odborem správy majetku MV**, zastoupeným pracovníkem Mgr. J. Vodičkou, k vypracování geotechnického posudku k problematice poruch podlahových konstrukcí a zpevněných ploch. Účelem provedení k prokázání příčin poruchy podlahových konstrukcí a komunikací vlivem nadměrných poklesů jejich podloží u objektu BD v ulici Anastázova 20/12 na Praze 6 Břevnově. Podkladem pro vypracování geotechnického posudku byla objednávka spolu s prohlídkou lokality za účasti zástupce objednatele. Dále pak provedení vrtů jednak přes konstrukci betonové desky označené S1 až S4, jednak maloprofilový vrt V1, doplněný o polní dynamickou penetrační zkoušku PL 1.

Popis stávajícího stavu – podle informace zástupce objednatele byla stavba BD a přilehlých komunikací dokončena před více jak 15 v lety. V průběhu užívání objektu došlo k projevům poruch na podlahových konstrukcích v garážích a na konstrukci betonového krytu přilehlé komunikace. V rámci opravy betonové podlahy bylo při prohlídce objektu garáží možné dokumentovat výrazný pokles povrchu pláň pod podlahovou deskou. Obdobně v části komunikace u vpusti bylo možné pod betonovou deskou dokumentovat pokles pláň velikosti cca 0,15 až 0,2 m.

Z prohlídky objektu bylo zřejmé, že vícepodlažní BD je v místě garáží nepdsklepen, naproti tomu přilehlý sousední trakt jižně od garáže je evidentně podsklepený. Zpracovatelé posudku nemají k dispozici bližší informace o předpokládaném postupu zástavby předmětné lokality, z prohlídky objektu je však zřejmé, že se problematická místa vyskytují v oblasti předpokládaných zpětných zásypů podsklepené části objektu a podzemních sítí v přilehlé části zpevněných a zelených ploch. Zásadní význam pro rozvoj nadměrného konsolidačního sedání povrchu zásypů pak má existence venkovní dešťové vpusti v okrajové části betonové venkovní plochy a patrně i zásypy kanalizace. K ověření výše uvedených předpokladů geneze evidovaných poruch pak bylo provedeno provrtání betonových konstrukcí k alespoň přibližnému určení okrajových částí poklesů pláň, doplněných jádrovým vrtem a vpichy pedologickou jehlou. Terénní průzkumné práce bylo nutné provést ruční soupravou s ohledem na skutečnost, že objednatel nebyl schopen v požadovaném termínu potvrdit průběh podzemních sítí a při strojním provedení sond a vrtů hrozilo porušení případných podzemních sítí.

Situování BD je zřejmé z přehledné situace v příloze č. 1, situování sond pak ze schematické situace v příloze č. 2 (zaměření pozemku s výškopisem nebylo v době zpracování posudku k dispozici. Dokumentaci výsledků provedených zkoušek dynamickou penetrací uvádíme v příloze č. 4 metodiku provádění realizovaných zkoušek pak v příloze č. 5. Celkem byl na stavbě realizován jeden jádrový vrt V1, jedna zkouška lehkou polní dynamickou penetrací beranem hmotnosti 10 kg a plochou hrotu 5 cm² (viz metodika v příloze č. 5 a čtyři vpichy pedologickou jehlou S1 až S4 jejichž popis je uveden v situaci sond v příloze č. 2. Výsledky terénních průzkumných prací pak byly zpracovány do geotechnického profilu v příloze č. 3, jež obsahuje i popis jádrového vrtu V1.

Z hlediska inženýrsko-geologického se posuzovaný objekt nachází fakticky v blízkosti údolní nivy potoka Brusnice, dnes již v tomto úseku dlouhodobě zatrubněném, na úpatí rozsáhlého svahu ukloněného směrem jižním. Horninové podloží se nachází poměrně hluboko pod povrchem terénu a je překryto vrstvou deluviálních a fluviálních zemin charakteru hlín a jílu proměnné konzistence, nepravidelně s podílem částečně opracovaných úlomků. Hladina podzemní vody se v širším zájmovém území vyskytuje jednak nepravidelně ve formě vody mělce infiltrované, stékající ve směru sklonu svahu po povrchu málo propustných jílovitých zemin, jednak ve formě vody puklinové v horninovém podloží. Směrem do nivy potoka Brusnice lze předpokládat výskyt souvislého obzoru vody přípotoční.

Výsledky a zhodnocení provedených terénních průzkumných prací

Z provedených vrtů a vpichů je zřejmé, že do zásypů byly použity z velké části místní zeminy charakteru jílovitých hlín s úlomky horniny proměnné konzistence, jednalo se tedy výhradně o soudržné zeminy citlivé v případě nedokonalého zhutnění na rozbídní a místy i náchylné k rozbídní. V situace sond v příloze č. 2 byla schematicky vymezena oblast s výskytem nadměrných poklesů plání pod podlahou a komunikací jak vyplynula z provedených průvrtů betonovou deskou doplněných vpichem pedologickou jehlou. Konzistence zásypů v podloží komunikace byla dokumentována převážně jako měkká s vysokým stupněm nasycení vodou. V současné době se podstatná část povrchové vody koncentruje díky vypárování povrchu v okolí vpustí, tedy v oblasti s největším poklesem povrchu zásypů.

Z provedené polní dynamické penetrační zkoušky PL 1 je pak zřejmé, že v místech poklesu byla blíže nedefinovanou měrou zhutněna jen vrchní, cca 0,7 m mocná vrstva zásypů. U níže položených vrstev již bylo možné považovat hutnění zásypů ze soudržných zemin z podstatné části za zcela nedostatečné. Z průběhu penetračního odporu s hloubkou lze orientačně usuzovat, že mocnost vrstvy zásypů v nezhutněném stavu výrazně přesahovala dosah použité hutnící techniky. Zásadním zjištěním pak je i skutečnost, že od úrovně cca 2 m do 3 m pod povrchem terénu se již nachází měkké náplavy, tedy zemina jen minimálně únosná pro případné založení sanačních zásypů nebo opření případných výztužných prvků.

Z výše uvedeného je zřejmé, že hlavní příčinou poruchy na podlaze v garážích a přilehlé komunikaci jsou ve shodě s prvotními předpoklady geotechnika nedostatečné zhutnění zpětných zásypů výkopů (bez předání dokumentace výkopových prací BD a projektu kanalizace nelze přesněji rozsah vymežit). Takto „založená“ nehomogenita zásypů pak je zvýrazněna citlivostí prostředí zásypů na zasakování povrchové vody z okolí vpustí. Mechanismus nadměrného konsolidačního sedání je u nezhutněných a nedostatečně zhutněných soudržných zemin dán dotvarováním kontaktů jednotlivých shluků zeminy napětím od nadloží a to až do vyplnění všech volných prostor. Pokud jsou do hutněných zásypů použity soudržné zeminy se sníženou vlhkostí (pevné až tvrdé konzistence) pak je proces konsolidace zásypů s časem zpravidla značně nepravidelný. Stejně tak jako u zcela nezhutněných zemin a může mít až charakter okamžitého prosednutí při náhlém prosycení vodou.

Závěrem lze konstatovat, že příčinou vzniku výše uvedených poruch je prokazatelně nedostatečná míra zhutnění zpětných zásypů. Výrazně se na velikosti poklesu povrchu uplatnil i vliv průsaků povrchové vody z oblasti dvorní vpusti. Podloží předmětných problematických zásypů je patrně z velké části tvořeno málo únosnými zeminami měkké konzistence, zcela nasycených vodou a tedy fakticky neuhutitelných.

Pokud jde o způsob opravy - sanace podloží dotčených konstrukcí, připadá v úvahu několik metod. Z čehož některé, jako trysková injektáž nebo přenesení zatížení do níže položených únosných vrstev budou finančně značně náročné a tedy prakticky asi nepoužitelné. **V úvahu tak připadá odstranění dotčených konstrukcí i veškerých nevyhovujících zemin v zásypech a jejich nové instalování v souladu s původním projektem. Sanaci je potřebné provést pod dohledem odpovědné osoby s průkazem dosažené míry zhutnění nových zásypů. V této souvislosti je potřebné podotknout, že vytěžené zeminy ze zásypu budou pro svoji nadměrnou vlhkost nepoužitelné do sanačních hutněných zásypů. Bude je proto nutné odstranit a nahradit zeminou jednoznačně vhodnou pro zhutnění.**

Méně nákladnou metodu sanace představuje, při dostatečně prokázané tuhosti betonového krytu, nízkotlaká injektáž volných prostor pod betonovou deskou vhodnou výplní. Tato metoda méně zatíží obyvatele domu, vyžádá si však zpracování zjednodušeného projektu realizace a patřičnou odbornou způsobilost prováděcí firmy. V každém případě je potřebné provádět sanační práce pod dohledem oprávněné a odpovědné osoby s průkazem kvality provedených sanačních prací

V Praze říjen 2011.

GEO LUCA
ING. LUDMÍR CAITHAML
ROZTOČKY PASTRYKOVÁ 762
000234 100 11016947401

vypracoval : ing. L. Caithaml

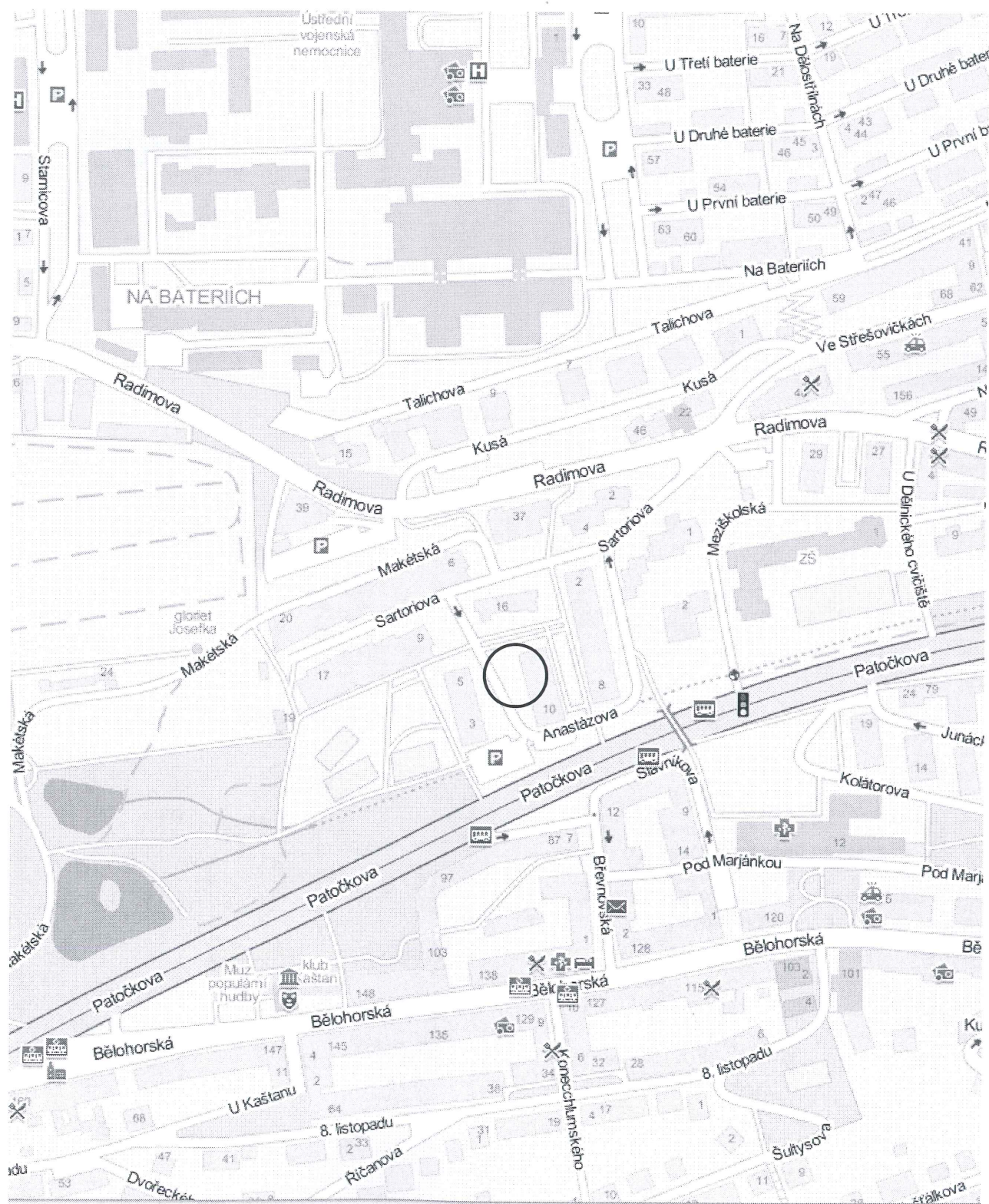


1572/2011

přílohy zprávy:

1. Situace širších vztahů
2. Schematická situace umístění zkoušek
3. Schematický řez - profil posuzovanou částí zásypů
4. Dokumentace výsledků zkoušky lehkou dynamickou penetrací
5. Metodika provádění lehkých polních dynamických penetračních zkoušek

Situace širších vztahů
s vyznačením zájmového území



Praha 6 - Anastázova
porucha ve vjezdu
schematická situace
měřítko 1 : 100

Příl.č.2

Dům

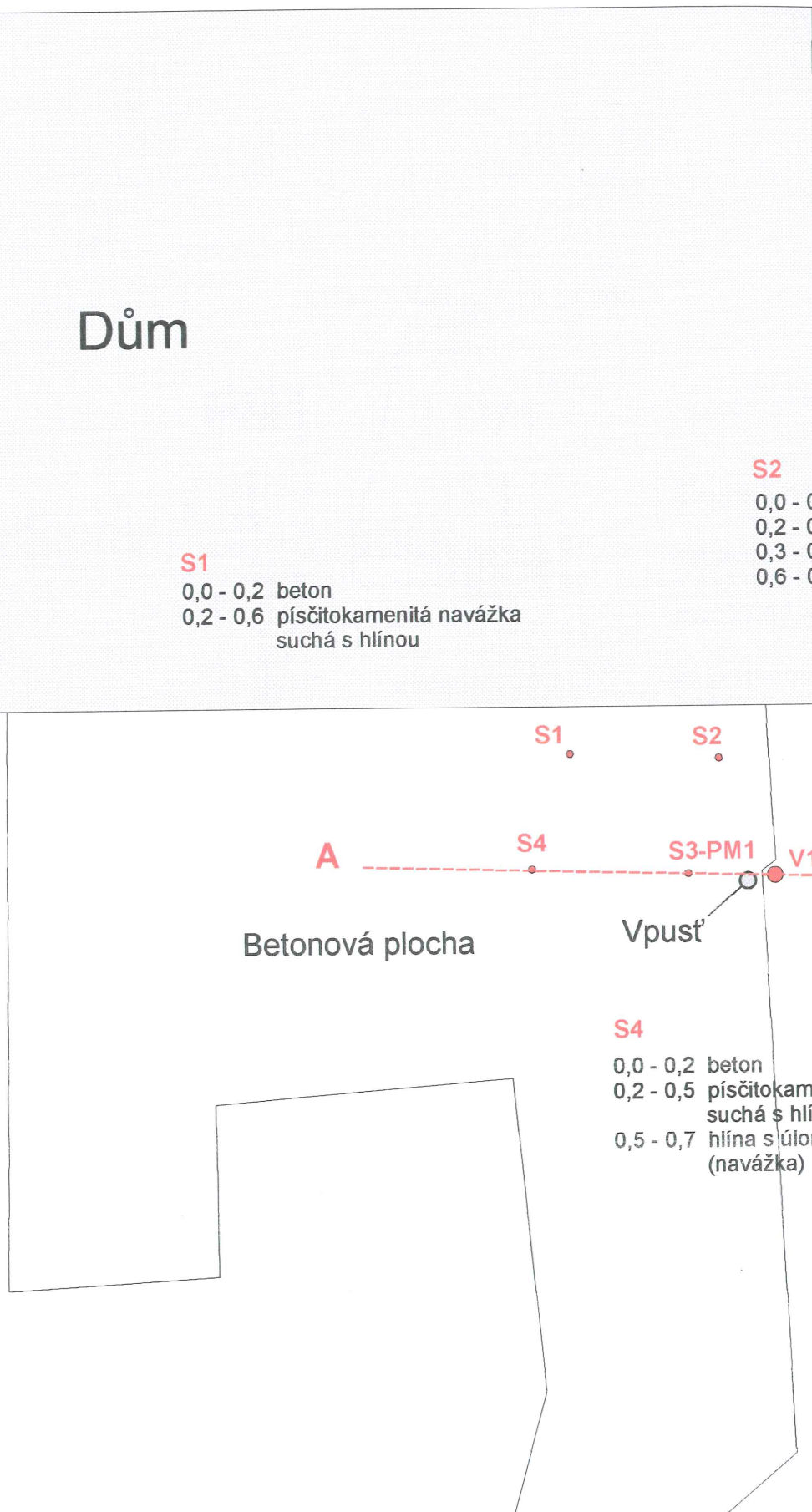
S1
0,0 - 0,2 beton
0,2 - 0,6 písčítokamenitá navážka
suchá s hlínou

S2
0,0 - 0,2 beton
0,2 - 0,3 mezera
0,3 - 0,6 písčítokamenitá navážka
0,6 - 0,8 hlína s úlomky opuky hnědá
(navážka)

Betonová plocha

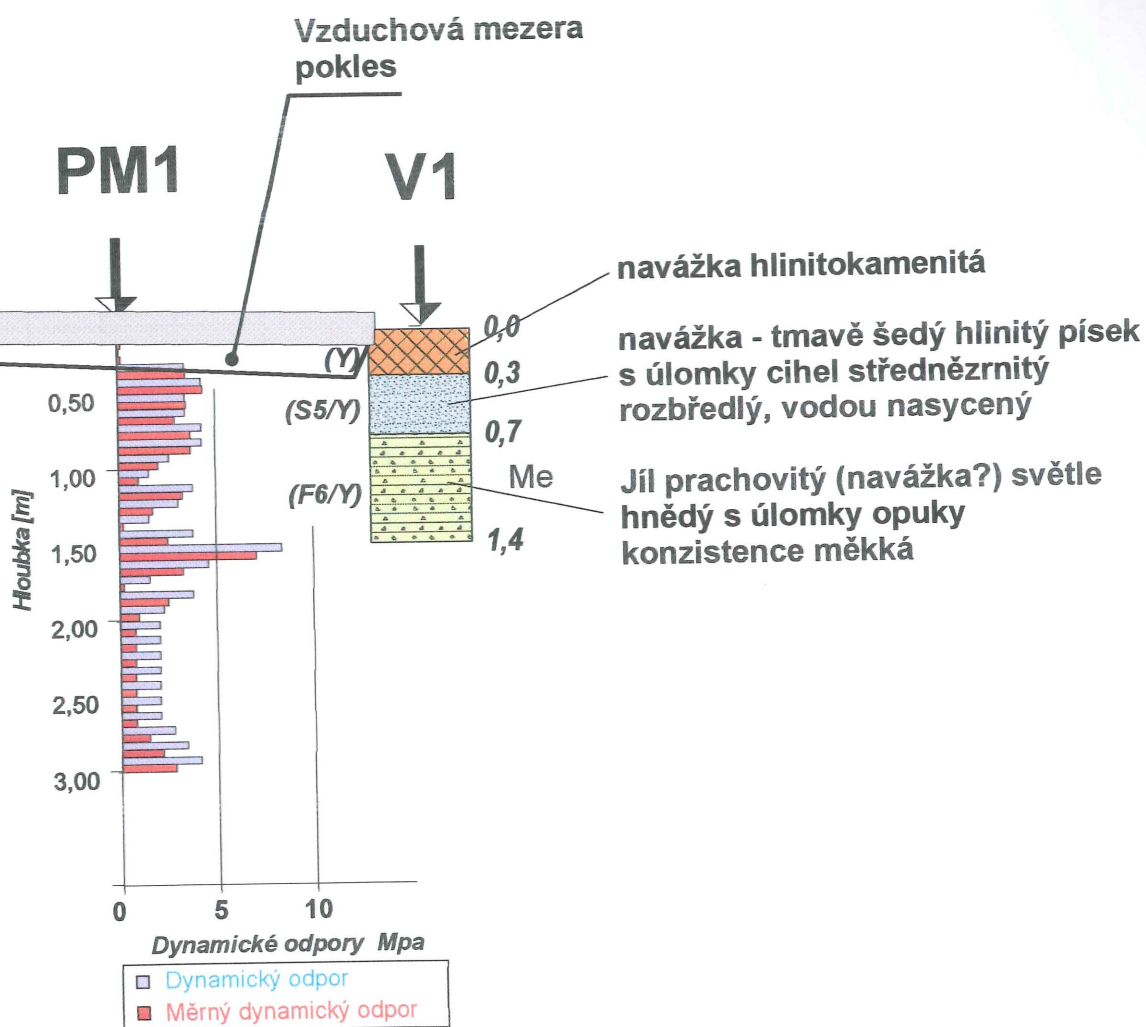
Vpust'

S4
0,0 - 0,2 beton
0,2 - 0,5 písčítokamenitá navážka
suchá s hlínou
0,5 - 0,7 hlína s úlomky opuky hnědá
(navážka)



Praha 6 - Anastázova
porucha ve vjezdu
 geotechnický řez A-A'
 měřítko 1 : 50/50

Příl.č.3



DYNAMICKÁ PENETRACE

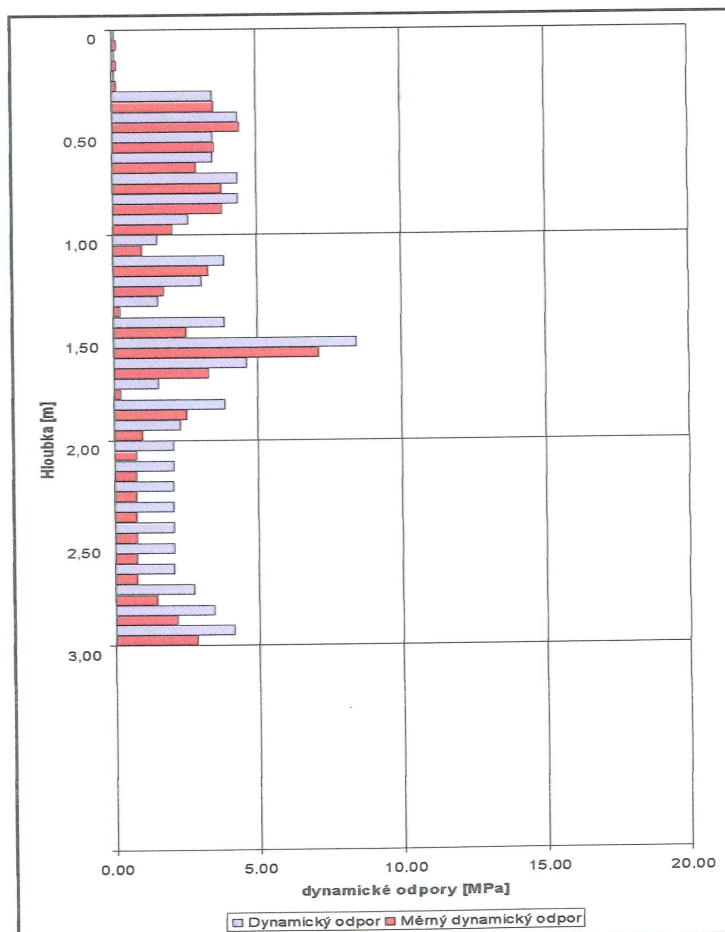
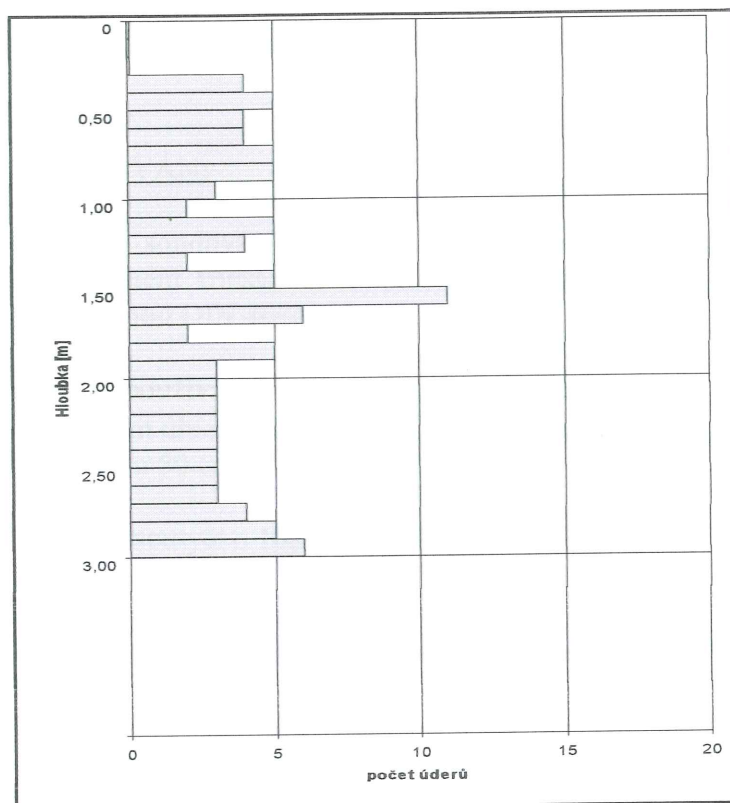
Akce: Praha 6 Anastázova

Sonda: PL1

číslo sondy 1

Hloubka [m]	Počet úderů	Moment [Nm]	Dynam. odpor [MPa]	Mér. dyn. odpor [MPa]
0,10	0,1	1	0,09	0,16
0,20	0,1	1	0,09	0,16
0,30	0,1	1	0,09	0,16
0,40	4	1	3,48	3,55
0,50	5	1	4,35	4,42
0,60	4	1	3,48	3,55
0,70	4	5	3,48	2,92
0,80	5	5	4,35	3,79
0,90	5	5	4,35	3,79
1,00	3	5	2,61	2,05
1,10	2	5	1,54	1,01
1,20	5	5	3,85	3,31
1,30	4	10	3,08	1,75
1,40	2	10	1,54	0,21
1,50	5	10	3,85	2,52
1,60	11	10	8,46	7,14
1,70	6	10	4,62	3,29
1,80	2	10	1,54	0,21
1,90	5	10	3,85	2,52
2,00	3	10	2,31	0,98
2,10	3	10	2,07	0,77
2,20	3	10	2,07	0,77
2,30	3	10	2,07	0,77
2,40	3	10	2,07	0,77
2,50	3	10	2,07	0,77
2,60	3	10	2,07	0,77
2,70	3	10	2,07	0,77
2,80	4	10	2,76	1,46
2,90	5	10	3,45	2,15
3,00	6	10	4,14	2,84

PŘÍLOHA ČÍSLO:



POLNÍ DYNAMICKÁ PENETRAČNÍ ZKOUŠKA, RUČNÍ

METODIKA PENETRAČNÍHO SONDOVÁNÍ

Principem dynamického penetračního sondování je zarážení ocelového soutyčí opatřeného normovým hrotem, do zeminy beranem konstantní hmotnosti o stálé výšce pádu. Vesměs se používá přístrojů a nářadí daných normou DIN 4094.

Pro typ DPL (Dynamic Probing Light) se používá ocelové soutyčí o průměru 22mm, opatřené normovým hrotem s vrcholovým úhlem 90° o ploše 10 cm² v řezu. Beran má konstantní hmotnost 10 kg a konstantní výšku pádu 50 cm.

Zjišťuje se počet úderů nutný pro zarážení soutyčí o 10cm. Pro eliminaci tření mezi hrotem a zeminou se soutyčím pravidelně otáčí.

Velkou výhodou tohoto způsobu dynamické penetrační sondáže proti zkoušce podle ČSN 731821 stanovení ulehlosti písků dynamickou penetrační zkouškou je zejména skutečnost, že odpor proti pronikání penetračního hrotu je zjišťován kontinuálně a nikoliv pouze bodově jak je tomu v případě zkoušky podle ČSN 731821.

Při vyhodnocení dynamické penetrační zkoušky se obvykle stanoví dynamický odpor podle vzorce

$$R_d = Q^2 \cdot h / (Q + q) \cdot A \cdot s \quad [\text{MPa}],$$

kde jednotlivé symboly mají tento význam:

Q	je tíha beranu	[MN]
q	je tíha soutyčí	[MN]
h	je výška pádu beranu	[m]
A	je plocha hrotu	[m ²]
S	je zarážení hrotu na jeden úder	[m]

Tento vzorec odpovídá q_{er} podle doporučení ISSMFE schválenému v Tokiu na mezinárodním kongresu v roce 1977.

Výsledky jsou dokumentovány jak číselně, tak i graficky.

Vesměs se používá vzorce Bondarika a Vojzechovského, který vychází ze zákona o zachování energie:

$$R_m = Q^2 \cdot h / (Q + q) \cdot A \cdot s + (Q + q) / A - M / r \cdot A \quad [\text{MPa}],$$

kde jednotlivé symboly mají stejný význam, navíc

M	je moment potřebný k otáčení	[MNm]
r	je poloměr hrotu – rameno síly	[m]

Hodnoty měrného dynamického penetračního odporu jsou hlavně v kohesních zeminách považovány za reprezentativnější, zejména pro uplatnění vlivu tření na plášti, které může v soudržných zeminách dosáhnout velmi výrazných hodnot. Pokud je zkoumaná základová půda tvořena převážně nesoudržnými zeminami, je použití obou vzorců přibližně stejné váhy, jelikož rozdíly hodnot jsou vesměs menší než 10%. Moment se zjišťuje měřením kroutícího momentu potřebného k otáčení soutyčí v sondě.

V předchozích přílohách jsou výsledky dynamického penetračního sondování doloženy jednak počtem úderů potřebných pro zaražení soutyčí o 10 cm a měřeným kroutícím momentem (Nm), jednak vypočteným dynamickým odporem R_d a měrným odporem R_m podle výše uvedených vzorců. Výsledky jsou dokumentovány jak číselně, tak i graficky.