

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ  
FAKULTA STAVEBNÍ

# HABILITAČNÍ PRÁCE

k získání akademického titulu docent (doc.)

v oboru

GEODÉZIE A KARTOGRAFIE

**Ing. Jiří Bureš, Ph.D.**

**VYBRANÁ REALIZOVANÁ TECHNOLOGICKÁ ŘEŠENÍ  
V INŽENÝRSKÉ GEODÉZII**

Datum odevzdání práce: 5.12.2017





**OBSAH:**

1.	ÚVOD .....	4
2.	FORMULACE METODIKY MĚŘENÍ BODŮ PRIMÁRNÍ SÍŤE ŽBP TECHNOLOGIÍ GNSS V REÁLNÉM ČASE .....	5
2.1.	Východiska řešení.....	5
2.2.	Úvodní ustanovení metodiky.....	6
2.3.	Železniční bodové pole.....	7
2.4.	Projekt ŽBP, klíčové fáze budování ŽBP nebo jeho ověřování.....	8
2.5.	Metodika měření bodů primární sítě technologií GNSS v reálném čase.....	8
2.5.1.	Specifikace souřadnicového a výškového systému .....	8
2.5.2.	Specifikace návaznosti do geodetických referenčních systémů .....	8
2.5.3.	Specifikace přesnosti primární sítě ŽBP.....	9
2.5.4.	Specifikace uživatelské GNSS aparatury .....	9
2.5.5.	Specifikace optimálního místa observace.....	9
2.5.6.	Příprava observace.....	9
2.5.7.	Měření v terénu.....	9
2.5.8.	Rozsah série měření a časový odstup dílčích měření .....	10
2.5.9.	Převod do národního geodetického referenčního systému .....	10
2.5.10.	Vyhodnocení výsledků měření .....	11
2.5.11.	Kritéria přesnosti.....	11
2.5.12.	Určování výšek primárních bodů ŽBP .....	12
2.5.13.	Dokumentace o měření .....	12
2.6.	Řešení deformovaného ŽBP ve stávajících tratích.....	12
2.7.	Použití bodů primární sítě při výpočtu sekundární sítě .....	13
2.8.	Určení zajišťovacích značek.....	14
2.9.	Dosažení přesnosti technologií GNSS v obtížných podmínkách .....	14
2.10.	Údržba liniové sítě podél železniční trati .....	15
2.11.	Závěrečná ustanovení .....	16
3.	PILOTNÍ OVĚŘENÍ METODIKY .....	16
3.1.	Přehled sítí pilotního ověření metodiky.....	17
3.1.1.	Trať Krnov – Opava, úsek Krnov – Skrochovice.....	18
3.1.2.	Trať Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí, úsek Černotín .....	19
3.1.3.	Trať Nižbor – Roztoky u Křivoklátu .....	19
3.2.	Použitá měřidla .....	20
3.3.	Itineráře měření.....	21
3.3.1.	Algoritmická optimalizace procesu observace v terénu .....	22
3.4.	Ověření přesnosti klasickým měřením .....	24
3.4.1.	Ověření tvarové a rozměrové přesnosti klasickým měřením na vybraných částech úseku Krnov – Skrochovice.....	25
3.4.2.	Ověření tvarové a rozměrové přesnosti klasickým měřením na vybraných částech úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu.....	26
3.4.3.	Simulovaná obnova bodů v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu .....	28
3.4.4.	Opakovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic v úseku Krnov – Skrochovice .....	30
3.4.5.	Reprodukovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic.....	31
3.4.6.	Dosažená přesnost z nezávislých trojic .....	32
3.4.7.	Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Krnov - Skrochovice.....	33
3.4.8.	Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Černotín .....	34

3.4.9.	Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu	36
3.5.	Fotodokumentace měření	37
3.6.	Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Krnov – Skrochovice	38
3.6.1.	Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Černotín	40
3.6.2.	Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu	42
3.7.	Analýza přesnosti terestrických měření	43
3.7.1.	Určování bodů sekundární sítě k primárním bodům	43
3.7.2.	Určování zajišťovací značky k sekundární síti	46
3.7.3.	Kontext bodů primární sítě	47
3.7.4.	Kontext klíčových fází výstavby	47
3.7.5.	Souhrnná nejistota	47
3.8.	Analýza globálního transformačního klíče (GTK) v. 1202 (2013)	48
3.9.	Ověření metodiky na geodetické metrologické základně Brno-Jih	51
3.10.	Koncept určení polohy technologií GNSS a dronu v obtížných podmínkách	53
3.11.	Dílčí závěry	54
3.12.	Literatura a zdroje k tématu	55
3.13.	Vybrané publikace k problematice	56
4.	TECHNOLOGIE MĚŘENÍ PŘI REKONSTRUKCI MOSTU GAGARIN	58
4.1.	Mostní konstrukce a princip její rekonstrukce	58
4.2.	Technologie měření	61
4.2.1.	Tenzometrický měřicí systém	61
4.2.2.	Měření napívací síly v předpínacích kabelech	62
4.2.3.	Geodetický měřicí systém	63
4.3.	Průběžné sledování mostní konstrukce během její rekonstrukce	67
4.3.1.	Vyhodnocení etapového měření	68
4.3.2.	Přehled geodeticky měřených stavů konstrukce v průběhu rekonstrukce	69
4.3.3.	Ukázka etapového vyhodnocení svislých posunů a deformací spodní stavby	72
4.3.4.	Ukázka etapového vyhodnocení průhybů mostovky	72
4.4.	Ověřovací zatěžovací zkouška	74
4.4.1.	Technologie geodetických měření při ověřovací zatěžovací zkoušce, přesnost	74
4.4.2.	Vyhodnocení ověřovací zatěžovací zkoušky	77
4.5.	Dlouhodobé sledování mostní konstrukce za období 2011 - 2015	81
4.5.1.	Ukázka vyhodnocení průhybů a sedání z dlouhodobého geodetického etapového měření za rok 2015	81
4.5.2.	Dlouhodobý vývoj průhybů středů polí 2 a 3 v průběhu dílčích etap od počátku sledování do 2015	86
4.5.3.	Vliv vnějších podmínek na sledovanou konstrukci	87
4.5.4.	Vzájemná závislost tenzometrických a geodetických měření	89
4.5.5.	Teplotně korigované průhyby v dlouhodobém monitoringu	93
4.5.6.	Výsledky sedání spodní stavby v dlouhodobém monitoringu	94
4.6.	Dílčí závěry	95
4.7.	Literatura a zdroje k tématu	96
4.8.	Vybrané publikace k problematice	97
5.	TECHNOLOGIE MONITORINGU PŘI TLAKOVÉ ZKOUŠCE ŠACHTY LOKALIZACE HAVÁRIE V JADERNÉ ELEKTRÁRNĚ DUKOVANY	98
5.1.	Specifikace dílčích fází měření	98

5.2.	Rozmístění měřických značek na sledovaném objektu .....	99
5.2.1.	Geodetický monitoring stěny E .....	101
5.2.2.	Monitoring stěn D z prostoru aktivních dílen .....	102
5.2.3.	Nivelační monitoring střechy .....	105
5.2.4.	Etapové nivelační měření střechy .....	106
5.2.5.	Monitoring vnějšího teplotního pole konstrukce .....	106
5.3.	Osazení měřických značek .....	108
5.4.	Technologie měření a nejistoty .....	111
5.4.1.	Formulace zásad technologického postupu měření 3D monitoringu (vodorovných a svislých posunů) .....	111
5.4.2.	Formulace zásad technologického postupu velmi přesné nivelace .....	112
5.4.3.	Formulace zásad technologického postupu měření teplotního monitoringu vnějšího teplotního pole sledovaného objektu .....	112
5.4.4.	Obecná specifikace měřidel a podmínek měření .....	113
5.4.5.	Analýza přesnosti měření na modelu, realizovatelnost .....	114
5.4.6.	Modelový výpočet přesnosti geodetického měření .....	115
5.5.	Realizace monitoringu .....	118
5.6.	Monitoring teplot a jiných meteorologických parametrů .....	118
5.6.1.	Monitoring vnějších teplot .....	119
5.7.	Monitoring vnitřních teplot v prostoru aktivních dílen .....	121
5.8.	Ukázky vyhodnocení deformací .....	121
5.8.1.	Ukázka vyhodnocení deformací stěny E – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa) .....	122
5.8.2.	Ukázka vyhodnocení nezatěžované stěny D - 3. blok – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa) .....	124
5.8.3.	Ukázka vyhodnocení nezatěžované stěny D - 3. bloku – v půdorysu .....	125
5.8.4.	Ukázka vyhodnocení zatěžované stěny D - 4. blok – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa) .....	128
5.8.5.	Vyhodnocení zatěžované stěny D - 4. bloku – v půdorysu .....	129
5.8.6.	Ukázka vyhodnocení střechy – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa) .....	132
5.8.7.	Vyhodnocení střechy – vývoj vodorovných deformací v kontextu půdorysu .....	133
5.9.	Vliv vnějších podmínek na sledovanou konstrukci .....	136
5.9.1.	Termovizní měření povrchové teploty stěn objektu ŠLH .....	136
5.9.2.	Vnější stěna E .....	138
5.9.3.	Vnitřní stěna D .....	139
5.9.4.	Střecha .....	143
5.10.	Soulad robotizovaného monitoringu a velmi přesné nivelace .....	143
5.11.	Dílčí závěry .....	144
5.12.	Literatura a dílčí zdroje k tématu .....	145
6.	ZÁVĚRY .....	146

## 1. Úvod

Předložená habilitační práce se zabývá vybranými, předkladatelem habilitační práce v praxi realizovanými, technologickými řešeními v inženýrské geodézii. První část textu se zabývá formulací metodiky měření bodů primární sítě železničního bodového pole (ŽBP) technologií GNSS v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické referenční systémy ČR, jejíž zpracování bylo vyvoláno požadavkem Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC). Problematika byla řešena v rámci projektu smluvního výzkumu S 23488/2014-O13, jehož zadavatelem byl Útvar technického rozvoje SŽDC. V současnosti je metodika z velké části implementována do vnitřních předpisů SŽDC. V textu habilitační práce je uvedena kompletně formulace metodiky a nejdůležitější výsledky jejího pilotního ověření v podmínkách železnice.

Druhá část textu se zabývá problematikou etapového monitoringu v průběhu rekonstrukce železobetonového železničního mostu Gagarin z roku 1961, který byl v roce 2009 pilotně zesílen unikátní technologií předepínání lany, přičemž o této technologii rekonstrukce bylo uvažováno i pro zesílení mnoha dalších železničních mostních konstrukcí podobného typu v ČR. Po rekonstrukci mostu byl realizován i dlouhodobý monitoring spodní stavby a mostovky v provozních podmínkách, který trvá od roku 2009 dodnes. K tomu účelu byl na mostní konstrukci již v době rekonstrukce realizován tenzometrický a geodetický měřicí systém. S ohledem na rozsáhlost získaných dat je v textu habilitační práce popsána technologie monitoringu, zejména její geodetická část a vybrané výsledky monitoringu, včetně propracování technologie určení vzájemné korelace tenzometrických a geodetických dat s cílem jejich vzájemného přepočtu a integrovaného využití pro eliminaci vnějších vlivů při vyhodnocení dlouhodobého monitoringu.

Třetí část textu se zabývá realizovaným geodetickým monitoringem při ověřovací zkoušce integrity kontejnmentu (OZIK) všech čtyř bloků jaderné elektrárny Dukovany. Jednalo se o velkou tlakovou zkoušku ochranné obálky reaktoru, která souvisela s velkými plánovanými odstávkami jaderných bloků po 10 letech provozu. Tlaková zkouška byla zároveň jako jeden z dílčích podkladů v souvislosti s prodloužením životnosti provozu Jaderné elektrárny Dukovany. Celá zkouška OZIK byl proces skládající se z geodetického a negeodetického monitoringu a procesu technických kontrol tlakovaného objektu šachty lokalizace havárií (ŠLH) v průběhu 65 hodin tlakové zkoušky. Objekt ŠLH je železobetonový objekt tvaru budovy o rozměrech 40 x 22 x 50 m (délka, šířka, výška) o tloušťce železobetonové stěny 1 m, který byl postupně po 25 kPa tlakován až na tlak 130 kPa a následně v obdobných cyklech odtlakován do 0 kPa. Předmětem geodetického a negeodetického monitoringu bylo průběžné měření deformací (průhybů) stěn ve statikem vybraných místech a liniích objektu. Velikost tlaku vnášeného do hermeticky uzavřené ŠLH simulovalo cca trojnásobný tlak, který by vznikl při havárii jaderného reaktoru. Hodnoty očekávaných deformací stěn ŠLH v kritických místech se pohybovaly na takto velké konstrukci pouze do 3,5 mm. Předmětem zájmu bylo měření 48 hodin před tlakovou zkouškou s cílem určení vlivu vnějších podmínek na sledovanou konstrukci a 48 hodin po skončení tlakové zkoušky s cílem prokázání navrácení konstrukce do výchozího stavu. Geodetická část monitoringu byla technologicky zajištěna celkem 5 robotizovanými totálními stanicemi. Zkouška OZIK se realizovala na podkladě projektu, jehož geodetickou část zpracoval předkladatel habilitační práce a rovněž se následně podílel na realizaci geodetické části monitoringu při OZIK jako garant geodetické části. Jen z geodetického monitoringu a jeho vyhodnocení vznikl rozsáhlý materiál, který je ze strany objednatele ČEZu považován za materiál obsahující citlivé údaje. Prot v textu habilitační práce byla použita formulace technologie geodetického měření a jen vybrané výsledky měření.

V habilitační práci jsou použity technologie výhradně navržené a realizované předkladatelem habilitační práce. Kompletní data a vyhodnocení jsou předmětem dílčích a závěrečných zpráv řešených projektů, jejich odpovědným řešitelem byl předkladatel habilitační práce. Některé části řešení byly již publikovány.

## **2. Formulace metodiky měření bodů primární sítě ŽBP technologií GNSS v reálném čase**

V následujícím textu je formulace metodiky měření bodů primární sítě železničního bodového pole (ŽBP) technologií GNSS v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické referenční systémy ČR, jejíž zpracování bylo vyvoláno požadavkem Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC).

### **2.1. Východiska řešení**

Problematika byla řešena projektem, jehož objednatelem byla Správa železniční dopravní cesty, s.o. (SŽDC) Útvaru technického rozvoje (ÚTR), číslo ISPROFOND: 5006210195, č. smlouvy o dílo S 23488/2014-O13 s názvem „Metodika budování a údržby ŽBP (přesných vytyčovací sítě) technologiemi GNSS s metrologickou návazností na geodetické základy ČR.“ řešený v letech 2014-2015 [1], [2], [3]. Odpovědným řešitelem projektu byl autor této habilitační práce.

Řešení projektu vycházelo z těchto problémů a potřeb SŽDC:

(1) Problém častého opakovaného zničení vytyčovací sítě nebo její částí v průběhu výstavby. Obnova vytyčovací sítě je přenesena v současnosti na zhotovitele, který to řeší nejjednodušší, často nedostatečně, bez širších souvislostí a z toho vznikají nehomogenity v ŽBP, které se projeví při kontrolním měření investora, při převzetí koleje, při jejím uvedení do provozu. Není-li kolej převzata vyplývají z toho technické i ekonomické následky.

(2) Problém až několikaletého časového odstavu fáze přípravy a projektování od fáze realizace stavby a z toho vyplývající nehomogenity způsobené znovuobnovením zpravidla zcela nebo z velké části zničené původní geodetické sítě vybudované ve fázi přípravy a projektování.

(3) Problém nestability geodetických bodů způsobený provozem dráhy a její údržbou.

(4) Problém omezené možnosti umístění geodetických bodů mimo pozemek SŽDC.

(5) Potřeba 100% kompatibility s katastrem nemovitostí ČR, standardy INSPIRE, TMO, GeoInfoStrategie ČR aj.

(6) Potřeba jednoznačné převoditelnosti souřadnic v S-JTSK do jiných mezinárodních souřadnicových systémů (ETRS, mezinárodní dopravní kompatibilita).

(7) Potřeba automatizované údržby koleje automatizovanými strojními podbíječkami (ASP).

(8) Potřeba jednotnosti, homogenní přesnosti, technické udržitelnosti a jednoduchosti.

Základním principem řešení bylo technologicky propracovaným, relativně jednoduchým měřickým postupem, zajistit možnost přesného určení souřadnic v místě potřeby primárně v návaznosti na stávající funkční vysoce přesnou a vědecky udržovanou síť permanentních GNSS stanic CZEPOS [4], popř. jinou síť (Trimble VRS NOW [5], TOPNET [6], apod.), ale zahrnutou do systému jednotného monitoringu permanentních stanic [7].

Dalším cílem bylo zastoupení nutnosti dlouhodobé stability geodetických bodů, která se obtížně zajišťuje za provozu dráhy v terénu a to technologicky propracovaným postupem měření s vysokou přesností v poloze v mezní odchylce ve dvou kolmých směrech do  $\pm 10$  mm.

## 2.2. Úvodní ustanovení metodiky

- (1.1) Cílem tohoto předpisu je formulace metodiky budování a údržby primárního železničního bodového pole (ŽBP), resp. primárních vytyčovací sítí (PVS) železničních staveb, technologiemi Globálních navigačních satelitních systémů (GNSS) v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické základy ČR.
- (1.2) Účelem metodiky je technologické zajištění potřebné přesnosti ŽBP v přímé návaznosti na závazné geodetické referenční systémy ČR [8] prostřednictvím družicové sítě permanentních stanic CZEPOS [4] garantované Českým úřadem zeměměřickým a katastrálním při zachování možnosti využití privátních sítí TRIMBLE VRS NOW [5] anebo TOPNET [6] systematicky monitorovaných v rámci sítě permanentních stanic [7] VÚGTK, v.v.i.
- (1.3) Metodikou lze řešit obnovu ekvivalentu měřické sítě při, často mnohaletém odstupu, přípravné, projektové a realizační fáze stavby, včetně řešení problému stárnutí, popř. zničení měřické sítě nebo její části.
- (1.4) Metodikou lze řešit vybudování, údržbu nebo obnovu primární vytyčovací sítě v průběhu výstavby.
- (1.5) Metodika zajišťuje splnění přísných kritérií na přesnost geometrických parametrů železničních staveb při jejich výstavbě [9] a také zajistit realizaci a údržbu prostorové polohy koleje při jejím uvedení do provozu a v průběhu provozu a to zejména automatizovanými měřicími systémy.
- (1.6) Metodika splňuje legislativní požadavky na předepsanou přesnost v zeměměřictví a katastru nemovitostí [10], [11], [12], [13], [14] a tím i pro jiné potřeby veřejné správy (např. územně analytické podklady, Technická mapa obce, geodata pro INSPIRE, aj.).
- (1.7) Návaznost ŽBP na Evropský terestrický referenční systém (ETRS) je zajištěn primárně prostřednictvím sítě permanentních stanic CZEPOS, což zaručuje možnost jednoznačného oboustranného převodu dat do národního geodetického referenčního S-JTSK a jiných geodetických referenčních systémů specifikovaných v Nařízení vlády č. 430/2006 Sb. [8].
- (1.8) Převedení z ETRS do S-JTSK a naopak je zajištěn prostřednictvím jednotného globálního transformačního klíče (GTK) definovaného VÚGTK, v.v.i. [15]. Možnost transformace i do jiných geodetických referenčních systémů je zajištěna na Geoportálu ČÚZK veřejnou transformační službou [16].
- (1.9) Metodika se dále vyznačuje zejména těmito parametry:
  - a) zajišťuje jednotnost, přesnost a homogenitu ŽBP po celém území ČR,
  - b) lze ji použít na elektrifikovaných i neelektrifikovaných tratích,
  - c) řeší mimo jiné i vazbu na deformovaný stav ŽBP poplatný historickým souvislostem jeho vzniku,
  - d) vyznačuje se relativní jednoduchostí realizace v měřické praxi,

- e) vyznačuje se větší efektivností oproti dosavadně používaným postupům,
  - f) garantuje dlouhodobější udržitelnost.
- (1.10) Metodika z hlediska přesnosti vychází z požadavku ČSN 73 6360-2 (2013) [9], čl. 6.4.1, který specifikuje mimo jiné, že *“Absolutní příčná polohová odchylka osy koleje od její projektované polohy nesmí být při přejímce prací v koleji s vložením nového materiálu větší než  $\pm 10$  mm, s vložením užitého materiálu  $\pm 15$  mm a při přejímce ostatních prací nesmí být větší než  $\pm 20$  mm, přičemž vzájemná odchylka příčné vzdálenosti osy koleje a hrany nástupiště musí být dodržena v hodnotách  $+20$  mm od projektované polohy,  $-0$  mm od jmenovité hodnoty”*. A dále *“Absolutní výšková odchylka nivelety temene nepřevýšeného kolejnicového pásu od její projektované nadmořské výšky nesmí být při přejímce prací v koleji větší než  $+10$  mm,  $-20$  mm, přitom vzájemná výšková vzdálenost spojnice temen kolejnicových pásů a horní plochy nástupiště v projektované výšce  $550$  mm musí být dodržena v hodnotách  $-20$  mm,  $+0$  mm”*.
- (1.11) Prostorová poloha koleje se vztahuje k soustavě zajišťovacích značek, které se vztahují k sekundární geodetické síti a tato se vztahuje k primární geodetické síti ŽBP, přičemž se u ŽBP předpokládá jeho trvalá stabilita. V případě jeho nestability lze touto metodikou obnovit body primární sítě s přesností prostorové polohy dle odst. 1.10. (mezní odchylka  $\pm 10$  mm).
- (1.12) Metodika je součástí metodického systému SŽDC a nevyklučuje použití jiných metodik budování primárního ŽBP podle potřeb a efektivnosti, tj. např. [17].
- (1.13) Metodika neřeší budování sekundární sítě ŽBP ani zajišťovacích značek koleje.
- (1.14) Metodika neřeší výškové určení bodů ŽBP.
- (1.15) Přílohou č. 1 této metodiky jsou vybrané výsledky pilotního ověření metodiky.

### 2.3. Železniční bodové pole

- (2.1) Železniční bodové pole je geodetickým základem pro měření na železnici a rozděluje se na
- a) primární síť,
  - b) sekundární síť,
  - c) zajišťovací značky.
- (2.2) Primární síť je tvořena geodetickými body od sebe vzdálenými cca 1 až 1,3 km podél trasy, jejichž souřadnice jsou určovány družicovými technologiemi GNSS v návaznosti na nejbližší okolní body sítě permanentních stanic CZEPOS nebo Trimble VRS Now nebo TOPNET, které jsou zapojeny do nezávislého monitoringu permanentních stanic GNSS (monitoringu stability jejich souřadnic) prováděného VÚGTK, v.v.i [7].
- (2.3) Sekundární síť je tvořena geodetickými body od sebe vzdálenými do cca 250 m podél trasy, jejichž souřadnice jsou určovány terestricky v návaznosti na nejbližší okolní body primární sítě.
- (2.4) Síť zajišťovacích značek tvoří geodetické body od sebe vzdálené cca 60 až 80 m podél trasy, jejichž souřadnice jsou určovány terestricky v návaznosti na nejbližší body sekundární a primární sítě.
- (2.5) Závazným geodetickým referenčním systémem pro ŽBP je S-JTSK.
- (2.6) Závazným geodetickým referenčním systémem je výškový systém Bpv.
- (2.7) Závazným globálním geodetickým referenčním systémem pro ŽBP je Evropský terestrický referenční systém ETRS.

- (2.8) Přesnost ŽBP musí vyhovovat nejpřísnějšímu požadavku na přesnost prostorové polohy objektu, který z něj má být měřením nebo vytyčením realizován a to ve fázích přípravy a projektování stavby, ve fázi realizace stavby a jejího uvedení do provozu a ve fázi po uvedení do provozu.
- (2.9) Stabilizace bodů ŽBP se provádí dle [17].

#### **2.4. Projekt ŽBP, klíčové fáze budování ŽBP nebo jeho ověřování**

- (3.1) Ve fázi přípravy a projektování stavby pro daný účel postačuje realizace návaznosti měřické sítě do S-JTSK v 1. tř. přesnosti dle ČSN 73 0415 [18] za použití GNSS s návazností do ETRS a globálního transformačního klíče (GTK), tj. se základní směrodatnou odchylkou v polohové složce  $\sigma_{xy}=0,02$  m, mezní souřadnicová odchylka je dána 2,5 násobkem a ve výškové složce s mezní odchylkou odpovídající  $20\sqrt{R}$  vzhledem k nejbližším bodům ČSNS, není-li explicitně projektantem požadována vyšší přesnost. V případě rekonstrukcí je třeba řešit případný deformovaný stav ŽBP.
- (3.2) Projektem ŽBP je řešen návrh umístění geodetických bodů primární a sekundární sítě a zajišťovacích značek, způsob jejich stabilizace, návaznost do geodetických referenčních systémů, technologie měření a určení souřadnic včetně způsobu převodu do S-JTSK, přesnost měření vycházející z předepsaných mezních odchylek stavby, včetně prokázání dosažitelnosti přesností.
- (3.3) V případě, že je nutné respektovat deformovaný stav stávajícího ŽBP vzniklý za dřívějších okolností, projekt ŽBP by měl tento stav řešit a nastavit způsob korekce nových souřadnic bodů primární sítě do původního deformovaného stavu koleje.
- (3.4) ŽBP se vybuduje na podkladě projektu ŽBP, přičemž primární ŽBP předává ÚOZI investora (SŽG) zhotoviteli při předání staveniště, sekundární ŽBP vybuduje geodet zhotovitele na podkladě projektu ŽBP na počátku výstavby, následně se ŽBP ověřuje před zřízením bezстыkové koleje (před svařením) a pak před tzv. následným (dříve třetím) podbitím, které se realizuje obvykle cca po půl roce od uvedení tratě do zkušebního provozu. Další ověření ŽBP provede SŽG před ukončením záruční doby a dále pak dle potřeby.

#### **2.5. Metodika měření bodů primární sítě technologií GNSS v reálném čase**

V následujícím je specifikována metodika měření bodů primární sítě ŽBP technologií GNSS v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické základy ČR.

##### **2.5.1. Specifikace souřadnicového a výškového systému**

- (4.1) Závazným geodetickým referenčním systémem pro polohovou složku ŽBP je S-JTSK.
- (4.2) Závazným geodetickým referenčním systémem pro výškovou složku ŽBP je výškový systém Bpv.
- (4.3) Závazným globálním geodetickým referenčním systémem jen pro primární síť ŽBP je Evropský terestrický referenční systém ETRS.

##### **2.5.2. Specifikace návaznosti do geodetických referenčních systémů**

- (5.1) Geodetickým základem pro návaznost do geodetických referenčních systémů S-JTSK a ETRS je síť bodů permanentních stanic CZEPOS nebo síť bodů permanentních stanic TRIMBLE VRS NOW nebo TopNET, které jsou zapojeny



do nezávislého monitoringu permanentních stanic GNSS prováděného VÚGTK, v.v.i. [7].

### 2.5.3. Specifikace přesnosti primární sítě ŽBP

- (6.1) Přesnost geodetických bodů primární sítě v poloze je dána základní směrodatnou souřadnicovou odchylkou  $\bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} = 5 \text{ mm}$  ve dvou kolmých směrech souřadnicových os Y a X v S- JTSK.
- (6.2) Mezní odchylky v souřadnici Y a v souřadnici X jsou stanoveny 2 násobkem směrodatné odchylky, pro pravděpodobnost  $P=0,90$ , riziko  $\alpha=10\%$ .
- (6.3) Přesnost primární sítě se vztahuje k nejbližším bodům sítě permanentních stanic GNSS CZEPOS nebo TRIMBLE VRS NOW nebo TopNET, které jsou zapojeny do nezávislého monitoringu permanentních stanic GNSS prováděného VÚGTK, v.v.i. [7].
- (6.4) Relativní přesnost sousedních bodů primární sítě vychází z hodnot dle odst. (6.1) a odst. (6.2) a vypočte se vynásobením  $\sqrt{2}$ .
- (6.5) V místě, kde není možno z důvodu geomorfologických nebo vegetačních podmínek v území tuto přesnost dosáhnout (hluboká údolí, rozsáhlá zalesněnost), je třeba specifikovat v projektu ŽBP, jak to individuálně řešit, viz. odst. (3.2).

### 2.5.4. Specifikace uživatelské GNSS aparatury

- (7.1) Nutnost použití dvoufrekvenční geodetické aparatury GNSS.
- (7.2) Nutnost použití kvalitní geodetické antény GNSS, svými parametry srovnatelné s typem antén ChokeRing.
- (7.3) Příjem signálu nejméně GPS+Glonass, popřípadě i dalších (Galileo, aj.).
- (7.4) Příjem fázových diferenčních korekcí CZEPOS nebo TRIMBLE VRS Now nebo TOPNET.

### 2.5.5. Specifikace optimálního místa observace

- (8.1) Volný obzor  $10^\circ$  nad horizontem.
- (8.2) Okolí místa observace do 10 m bez přítomnosti překážek (blízkost ojedinělých překážek lze připustit 10 m a více).

### 2.5.6. Příprava observace

- (9.1) V případě přítomnosti zákrytů obzoru a blízkosti překážek v místě observace je nutné ověřit procesem plánování na modelu měření s využitím almanachu družic, zda observace zadaných parametrů je na daném stanovisku realizovatelná.
- (9.2) V případě složitých observačních podmínek je nutné vyhotovit výstup z plánování - itinerář možných observací, který se v terénu použije jako podklad pro realizaci měření.

### 2.5.7. Měření v terénu

- (10.1) Centrace nad měřickou značkou lepší jak 1 mm (optická centrace ze stativu).
- (10.2) Elevační maska  $10^\circ$ .
- (10.3) Observace s měřicími signály nejméně GPS+Glonass, popřípadě i dalšími (Galileo, aj.).
- (10.4) Počet observovaných družic nejméně 10 a zároveň parametr GDOP  $\leq 2$  a to vše za podmínky bezproblémové fixace řešení.

- (10.5) Ojedinele lze připustit observaci nejméně na 10 družic současně při dodržení parametru  $GDOP \leq 3$  nebo observaci nejméně na 8 družic současně při dodržení parametru  $GDOP \leq 2,5$  a to vše za podmínky bezproblémové fixace řešení. Místo  $GDOP$  lze použít jiného ekvivalentu, např. odpovídajícího parametru  $PDOP$ . Změny parametru  $GDOP$  během měření nesmí být náhlé (skokové).
- (10.6) Metoda měření přednostně VRS (síťové řešení), v případě jeho nefunkčnosti RTK k nejbližší funkční okolní permanentní stanici.
- (10.7) Interval záznamu signálu 1 sekunda.
- (10.8) Po fixaci řešení v aparatuře je nutné nechat ustálit fixované řešení 30 až 60 sekund a teprve potom zahájit měření se záznamem dat.
- (10.9) Při měření je vhodné odlehlá měřená data odfiltrovat přímo v GNSS aparatuře pomocí nastavení filtru  $GDOP \leq 3$ , mezní odchylky v poloze  $\delta_{p_i} = 25 \text{ mm}$ , mezní odchylky ve výšce  $\delta_{H_i} = 50 \text{ mm}$ , přičemž je cílem dosáhnout uvažovanou základní směrodatnou odchylku v horizontální rovině stejnou ve dvou kolmých směrech souřadnicových os jednoho měření z trojice  $\overline{\sigma}_{\bar{x}_i, \bar{y}_i} = 9 \text{ mm}$ , mezní odchylka se stanoví dvojnásobkem základní směrodatné polohové odchylky  $\delta_{p_i} = \overline{\sigma}_{\bar{x}_i, \bar{y}_i} \sqrt{2} \cdot 2$ , mezní výšková odchylka je stanovena jako dvojnásobek mezní polohové odchylky.
- (10.10) Délka observace na stanovisku je 5 min s tolerancí  $\pm 20\%$  (300 epoch  $\pm$  60 epoch).
- (10.11) Délku observace lze v obtížných podmínkách i kouskovat po kratších intervalech, přičemž je třeba vždy dodržet zásadu 30 až 60 sekundového ustálení fixovaného řešení po fixaci řešení před započítáním doměření se záznamem dat.

### 2.5.8. Rozsah série měření a časový odstup dílčích měření

- (11.1) Počet opakování měření nejméně 3x, při více opakováních je optimální jejich sudý počet.
- (11.2) Optimální časový odstup  $dt$  dílčích měření se řídí počtem opakování  $n$  a je dán vztahem  $dt = T/n$ , kde za  $T$  lze dosadit jednotně 12 h (pro GPS je  $T \sim 12$  h, pro Glonass je  $T \sim 11,25$  h) a  $n$  je počet opakování, přičemž nejmenší časový odstup měření je 1 hod. a to z důvodu snížení působení případného vlivu multipath.
- (11.3) Odchylka realizace časového odstupu dílčích měření v terénu činí  $\pm 20\%$  teoretického intervalu časového odstupu od teoretické hodnoty času observace.
- (11.4) Je-li opakování měření realizováno v různých dnech, má-li to relevanci s ohledem na možnou odchylku realizace časového odstupu (opakovatelnost konstelace družic), je třeba uvážit rozdíl hvězdného (družicového) a slunečního - občanského času (24 hod. hvězdného času odpovídá 23 h 56 minut slunečního - občanského času) pro čas observace.

### 2.5.9. Převod do národního geodetického referenčního systému

- (12.1) Převod z ETRS do národního geodetického referenčního S-JTSK se provede transformací jednotným globálním transformačním klíčem (GTK) garantovaným ČÚZK [15].
- (12.2) V případě nutnosti (ve výjimečných případech) v souladu s projektem ŽBP, odst. (3.2), lze připustit převod z ETRS do národního geodetického referenčního S-JTSK lokálním transformačním klíčem.

**2.5.10. Vyhodnocení výsledků měření**

- (13.1) Výsledek jednoho měření se vyhodnotí přímo v měřicí aparatuře jako prostý nebo vážený aritmetický průměr v jednotlivých souřadnicích z dílčích  $j$  výsledků měření pořizovaných průběžně po 1 sekundě během 5 minutové observace obecně dle vzorce (1). Pěti minutovému intervalu odpovídá 300 sekundových ( $j=300$ ) záznamů souřadnic.

$$\bar{x}_i = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_j}{j} \quad (1)$$

- (13.2) Výsledné souřadnice určovaného geodetického bodu se vypočtou aritmetickým průměrem z  $n$  výsledků 5 minutových opakovaných observací s odpovídajícím časovým odstupem obecně dle vzorce (2).

$$\bar{x} = \frac{\bar{x}_1 + \bar{x}_2 + \dots + \bar{x}_n}{n} \quad (2)$$

- (13.3) Předmětem posouzení dosažené přesnosti dvojice měření jsou odchylky v jednotlivých souřadnicích vypočtené z rozdílu dvou odpovídajících si souřadnic, které se porovnávají s mezní hodnotou dle odst. (14.4).
- (13.4) V případě výběrového souboru měření rozsahu  $n = 3$  a více měření jsou předmětem posouzení dosažené přesnosti odchylky od střední hodnoty v dílčích souřadnicích, které se porovnávají s mezní hodnotou dle odst. (14.5).
- (13.5) V případě posuzování výsledků získaných ze dvou a více dvojic nebo ze dvou a více trojic měření platí kritéria pro dvě dvojice dle odst. (14.6), pro více dvojic dle odst. (14.7), pro dvě trojice dle odst. (14.8) a pro více trojic dle odst. (14.9).

**2.5.11. Kritéria přesnosti**

- (14.1) Základní směrodatná odchylka výsledku získaného aritmetickým průměrem z jedné trojice měření za podmínek uvedených v odst. (6.1 až 13.5) v horizontální rovině, stejná ve dvou kolmých směrech souřadnicových os,  $\bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} = 5 \text{ mm}$ .
- (14.2) Základní směrodatná odchylka výsledku měření z 5 min. observace v horizontální rovině je stejná ve dvou kolmých směrech souřadnicových os  $\bar{\sigma}_{\bar{x}_i,\bar{y}_i} = \bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} \sqrt{3} = 9 \text{ mm}$ .
- (14.3) Dalšího zpřesnění lze dosáhnout zvýšením počtu opakování měření nad 3 (odst. 11.1) s optimalizací časového odstupu dílčích měření dle odst. 11.2 nebo opakovaným zaměřením dvou a více dvojic (s časovým odstupem ve dvojici 6 hod.) nebo dvou a více trojic (s časovým odstupem 4 hod. ve trojici).
- (14.4) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici ve dvojici měření nesmí překročit v horizontální složce hodnotu  $\delta_{\bar{x}_i,\bar{y}_i(\text{dvojice})} = \bar{\sigma}_{\bar{x}_i,\bar{y}_i} \sqrt{2} \cdot 2 = 25 \text{ mm}$ .
- (14.5) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici od střední hodnoty v případě výběrového souboru měření rozsahu  $n=3$  a více nesmí překročit v horizontální složce hodnotu  $\delta_{\bar{x}_i,\bar{y}_i} = \bar{\sigma}_{\bar{x}_i,\bar{y}_i} \cdot 2 = 18 \text{ mm}$ .
- (14.6) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici rozdílu dvou výsledků z dvojic měření nesmí překročit v horizontální složce  $\delta_{\bar{x},\bar{y}(\text{dvojice})} = \frac{\bar{\sigma}_{\bar{x}_i,\bar{y}_i}}{\sqrt{2}} \sqrt{2} \cdot 2 = 18 \text{ mm}$ .

- (14.7) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici od střední hodnoty v případě výběrového souboru měření rozsahu  $n = 3$  a více dvojic nesmí překročit v horizontální složce hodnotu  $\delta_{\bar{x},\bar{y}(dvojic)} = \frac{\bar{\sigma}_{\bar{x}_i,\bar{y}_i}}{\sqrt{2}} \cdot 2 = 13 \text{ mm}$ .
- (14.8) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici rozdílu dvou výsledků z trojic měření nesmí překročit v horizontální složce  $\delta_{\bar{x},\bar{y}(trojic)} = \bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} \sqrt{2} \cdot 2 = 14 \text{ mm}$ .
- (14.9) Mezní odchylka v jednotlivé souřadnici od střední hodnoty v případě výběrového souboru měření rozsahu  $n = 3$  a více trojic nesmí překročit v horizontální složce hodnotu  $\delta_{\bar{x},\bar{y}(trojic)} = \bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} \cdot 2 = 10 \text{ mm}$ .
- (14.10) Kritéria přesnosti jsou uvažována pro koeficient spolehlivosti  $t=2$ , pravděpodobnost  $P=0,90$ , riziko  $\alpha=10\%$ .

### 2.5.12. Určování výšek primárních bodů ŽBP

- (15.1) Výšky primárních bodů ŽBP se určují metodou geometrické nivelace v návaznosti na ČSNS s přesností dle požadavku projektu ŽBP dle odst. (3.2).

### 2.5.13. Dokumentace o měření

- (16.1) Určení bodů primární sítě je třeba dokumentovat protokolem o měření.
- (16.2) U bodů primární sítě se kromě souřadnic v S-JTSK a výšky ve výškovém systému Bpv dokumentují i elipsoidické souřadnice (elipsoidická šířka B, elipsoidická délka L a elipsoidická výška  $H_{el}$ ) určené GNSS v ETRS.
- (16.3) Protokol o měření obsahuje číslo protokolu, datum, místo, povětrnost v době měření, předmět měření, použitá měřidla (typ přijímače + výrobní číslo (v.č.), typ antény + v.č., číslo firmware v aparatuře), metodu měření, specifikaci transformačního klíče do S-JTSK (č. verze), jméno měřiče, přehled výsledků dílčích měření na bodech ŽBP (datum, čas, délka observace, Y, X (S-JTSK), H (Bpv)), výslednou střední hodnotu souřadnic v S-JTSK a výšky v Bpv, hodnoty odchylek od střední hodnoty, popř. odchylek dvojic měření, posouzení odchylek z mezními hodnotami, seznam souřadnic a výšek nově určených bodů ŽBP a tomu odpovídající číselné hodnoty elipsoidických souřadnic B, L,  $H_{el}$  v ETRS, ověření ÚOZI s oprávněním dle písm. b) a c), dle zákona č. 200/1994 Sb.
- (16.4) Při ověření stávajícího ŽBP se do protokolu o měření navíc k náležitostem dle odst. 16.3 vyhodnotí odchylky nově určených souřadnic a výšek od původních (ve smyslu původní mínus nově určená hodnota) a hodnoty odchylek se posoudí dle odst. 17.5 až 17.8.

## 2.6. Řešení deformovaného ŽBP ve stávajících tratích

- (17.1) ŽBP může být na některých tratích deformováno z důvodu dřívějších souvislostí a okolností jeho vzniku, přičemž hodnoty deformací je třeba respektovat, pokud je třeba zachovat původní projektované souřadnice a přizpůsobit se deformovanému stavu.
- (17.2) Deformace ŽBP se vyhodnocuje přednostně na geodetických bodech primární sítě.
- (17.3) Deformace ŽBP lze počítat pouze na bodech, na kterých není pochybnost o jejich stabilitě.
- (17.4) Předmětem vyhodnocení jsou odchylky v souřadnicích Y, X a výšce z rozdílu původní hodnoty mínus nově určené hodnoty. Korigujeme-li přičtením odchylek

s ohledem na její znaménko nově určené souřadnici, dostaneme hodnotu původní souřadnice, odchylka je zároveň korekcí.

- (17.5) Překročí-li, za předpokladu stejné přesnosti  $\bar{\sigma}_{\bar{x},\bar{y}} = 5 \text{ mm}$  ověřovaného ŽBP a ověřovacího měření, absolutní hodnota odchylky v Y-ové nebo X-ové souřadnici mezní odchylku  $\delta_{(1-2)} = 14 \text{ mm}$ , je pravděpodobné, že původní souřadnice jsou deformované a je třeba rozhodnout v souvislostech, zda zavádět korekce nově určeným souřadnicím a tím zachovat deformovaný stav nebo zda použít nově určené souřadnice.
- (17.6) Nepřekročí-li odchylka v Y-ové nebo X-ové souřadnici základní směrodatnou odchylku rozdílu metod měření  $\bar{\sigma}_{(1-2)}$  vypočtenou dle odst. 17.8 (v případě zaměření původního i nového touto metodikou trojicemi je  $\bar{\sigma}_{(1-2)} = 7 \text{ mm}$ ), původní souřadnice zůstávají zachovány a korekce se nezavádí.
- (17.7) Je-li absolutní hodnota odchylky v Y-ové ( $|O_Y|$ ) nebo X-ové ( $|O_X|$ ) souřadnici v rozmezí hodnoty základní směrodatné odchylky a  $t$ -násobku základní směrodatné odchylky, kde  $t=2$  ( $\bar{\sigma}_{(1-2)} < (|O_Y| \text{ nebo } |O_X|) \leq 2 \bar{\sigma}_{(1-2)}$ ) původní souřadnice mohou být deformované a je třeba rozhodnout v souvislostech, zda zavést korekci nově určeným souřadnicím a tím zachovat deformovaný stav nebo zda použít nově určené souřadnice.
- (17.8) Jsou-li přesnosti charakterizované základními směrodatnými odchylkami ověřovaného ŽBP a ověřovacího měření různé, vypočte se obecně základní směrodatná odchylka rozdílu  $\bar{\sigma}_{(1-2)} = \sqrt{(\bar{\sigma}_{(1)}^2 + \bar{\sigma}_{(2)}^2)}$ , mezní odchylka se vypočte pro koeficient spolehlivosti  $t=2$  dle  $\delta_{(1-2)} = t \cdot \bar{\sigma}_{(1-2)}$ .
- (17.9) Korekce lze dle potřeby i vyhlazovat, přičemž vždy musí být jasné, jak hodnota výsledné korekce vznikla.
- (17.10) O způsobu zavedení korekcí rozhoduje ÚOZI správce koleje s oprávněním dle písm. b) a c) dle zákona č. 200/1994 Sb.
- (17.11) Rozhodnutí o zavádění korekcí do deformovaného stavu ŽBP musí být řešeno v projektu ŽBP dle odst. (3.2) a (3.3).

## 2.7. Použití bodů primární sítě při výpočtu sekundární sítě

- (18.1) Zaměření bodů sekundární sítě se vykoná metodou polygonového pořadu nebo polygonové sítě v návaznosti na body primární sítě.
- (18.2) Výpočet souřadnic bodů sekundární sítě se realizuje metodou nejmenších čtverců (MNČ) v návaznosti na body primární sítě.
- (18.3) Je-li relativní přesnost určení souřadnic sousedních bodů primární sítě 2,5 x vyšší, než určení relativního vztahu stejných bodů terestrickým měřením, ve výpočtu MNČ budou body primární sítě považovány za bezchybné, jejichž souřadnice se výpočtem nezmění (fixované dané body).
- (18.4) Není-li relativní přesnost určení souřadnic sousedních bodů primární sítě 2,5 x vyšší, než přesnost určení koncového bodu sekundární sítě na vzdálenost mezi primárními body, ve výpočtu MNČ lze body primární sítě považovat za opěrné, jejichž souřadnice lze výpočtem změnit. Změna dílčí souřadnice primárního bodu by pak neměla překročit 5 mm (tj. základní směrodatnou odchylku jejich určení).
- (18.5) Je-li rozhodnuto, že je třeba zohlednit korekce do deformovaného stavu původních souřadnic, odst. 17.1 až 17.11, korekce se nejprve zavedou do souřadnic primárních bodů a na tyto korigované primární body se přepočtou MNČ

souřadnice bodů sekundární sítě. Body primární sítě budou při tomto výpočtu považovány za neměnné (dané body), jejichž souřadnice se výpočtem nezmění.

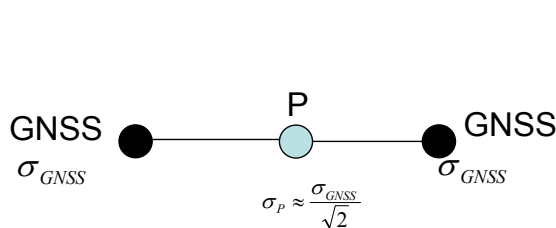
- (18.6) Výpočet sekundární sítě je třeba dokumentovat protokolem o výpočtu.  
 (18.7) Při posuzování přesnosti výsledků výpočtu terestrického měření MNČ ve vztahu k primární síti je třeba zohlednit i případné deformace globálního transformačního klíče (GTK).

## 2.8. Určení zajišťovacích značek

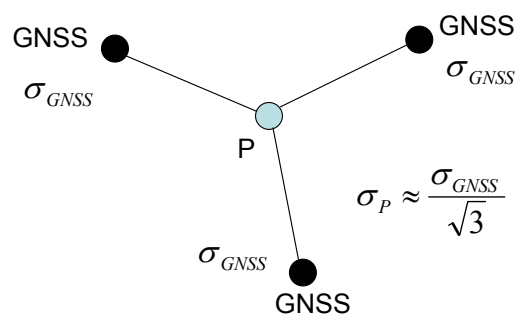
- (19.1) Zaměření zajišťovacích značek se vykoná polární metodou z bodů sekundární a primární sítě nebo ze sítě přechodných stanovisek v návaznosti na body sekundární a primární sítě.  
 (19.2) Výpočet souřadnic zajišťovacích značek se realizuje výpočtem MNČ v návaznosti na body sekundární a primární sítě.  
 (19.3) Výpočet zajišťovacích značek je třeba dokumentovat protokolem o výpočtu.

## 2.9. Dosažení přesnosti technologií GNSS v obtížných podmínkách

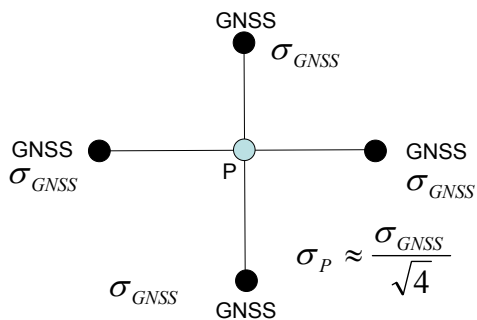
- (20.1) Obtížnými podmínkami pro určení polohy bodu  $P$  metodou GNSS se rozumí přítomnost zákrytů obzoru popř. blízkých překážek do vzdálenosti 10 m, pro které nelze observaci vykonat s potřebnou přesností přímo na bodě  $P$ .  
 (20.2) Určení bodu  $P$  v obtížných observačních podmínkách lze řešit variantně dle potřeby prostřednictvím řešení dvojvodu (Obr. 1) nebo trojvodu (Obr. 2) nebo čtyřvodu (Obr. 3) umístěných v příznivějších podmínkách splňujících parametry v odst. (8.1) až (8.2). a určených metodikou dle odst. (6.1 až 13.5).  
 (20.3) Bod  $P$  je následně určen z bodů určených GNSS klasickým měřením na jednu záměru totální stanicí metodou protínání z délek, nebo protínáním ze směrů, nebo kombinací těchto metod, nebo metodou přechodného stanoviska. V krajních případech lze bod  $P$  určit jako uzlový bod polygonové sítě o několika polygonových stranách. Výpočet se realizuje MNČ.  
 (20.4) Při dodržení aspoň přibližně ideální konfigurace polohy bodu  $P$  v těžišti obrazce (Obr. 1, Obr. 2., Obr. 3) a použití 2,5 násobné vyšší přesnosti klasického měření, než jsou určeny body GNSS, dochází i k mírnému zpřesnění určení bodu  $P$  cca s odmocninou počtu určujících bodů GNSS.  
 (20.5) Přesnost určení bodu  $P$  je třeba dokumentovat protokolem o výpočtu.



Obr. 1 – řešení dvojvod



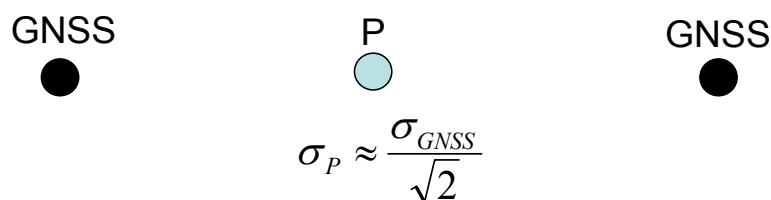
Obr. 2 – řešení trojvod



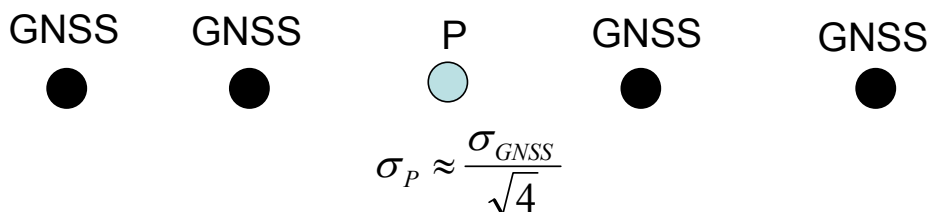
Obr. 3 – řešení čtyřbod

## 2.10. Údržba liniové sítě podél železniční trati

- (21.1) Ověření přesnosti, relativních vztahů, nebo obnovení zničeného nebo poškozeného bodu primární sítě do stávající primární sítě ŽBP, při zachování homogenity její přesnosti, lze řešit s využitím nejbližších 2 sousedních primárních bodů (Obr. 4) nebo 4 sousedních primárních bodů (Obr. 5) nebo i více, přičemž nově vkládaný bod  $P$  je situován optimálně uprostřed.
- (21.2) Metodikou dle odst. (6.1 až 13.5) se zaměří vkládaný bod  $P$  a dále 2 nebo 4 nebo více okolních sousedních bodů stávající primární sítě (Obr. 4, Obr. 5).
- (21.3) Polohovou složku (rovinné souřadnice, bez výšky) vkládaného bodu  $P$  určíme shodnostní transformací na 2 body (Obr. 4) nebo 4 body (Obr. 5) stávající primární sítě.
- (21.4) Odchytky v jednotlivých souřadnicích na bodech transformačního klíče nesmí překročit 10 mm, přitom je třeba zohlednit jejich stabilitu, případný deformovaný stav GTK a případně deformovaný stav ŽBP.
- (21.5) Výpočet vkládaného bodu  $P$  je třeba doložit protokolem o měření dle odst. (16.1) až (16.4) a protokolem o výpočtu dle odst. (20.3), (20.4).



Obr. 4 – řešení trojbod



Obr. 5 – řešení pětibod

### 2.11. Závěrečná ustanovení

- (22.1) Metodika technologicky zaručuje opakovatelnost i reprodukovatelnost [19] určení souřadnic Y, X v rovině národního S-JTSK s mezní odchylkou  $\pm 10$  mm ( $P=0,90$ ,  $\alpha=10\%$ ) na základě realizace nejméně tři opakovaných nezávislých 5 minutových observací v kvalitních observačních podmínkách s příslušným časovým odstupem technologií GNSS v reálném čase.
- (22.2) Přesnost lze řídit dle potřeby, její případné zvýšení lze realizovat zvýšením počtu opakování měření za metodikou stanovených podmínek. Případné snížení přesnosti lze realizovat zaměřením pouze nejméně dvojice nezávislých měření.
- (22.3) Prioritou pro umístění bodů primární sítě jsou dobré podmínky pro observaci technologií GNSS oproti možnosti využití kvalitní trvanlivé stabilizace takového geodetického bodu s horšími podmínkami pro observaci GNSS. Přitom se předpokládá, že vybudování sekundární sítě bude následovat bezprostředně po určení bodů primární sítě a tím případné použití běžné stabilizace bodů primární sítě nebude hrát negativní roli. U bodů sekundární sítě budovaných klasicky metodou polygonového pořadu se naopak předpokládá maximální využití možností kvalitních stabilizací na trvalých objektech (mosty, propustky, aj.) a určení souřadnic bodů v místech s horšími observačními podmínkami pro GNSS.
- (22.4) Metodika zaručuje schopnost obnovení ŽBP s potřebnou přesností zejména v době výstavby, kdy ŽBP přebírá roli vytyčovací sítě a obvykle dochází k jejímu poškození nebo zničení provozem stavby.
- (22.5) Metodika zaručuje schopnost zajištění návazností projektové přípravy stavby a její realizace s odstupem i několika let a následně po celou dobu užívání stavby ve smyslu údržby prostorové polohy koleje.
- (22.6) Metodika předpokládá působení pouze náhodných chyb měření a to, že systematické chyby musí být eliminovány.
- (22.7) Metodika svou přesností respektuje vytyčovací normy [20], [21], [22], [23], [24].
- (22.8) Metodika bezprostředně souvisí s předpisy [17], [25], [26], [27], [28], [29].
- (22.9) Výsledky měření touto metodikou musí být ověřeny ÚOZI s oprávněním dle zákona č. 200/1994 Sb., dle §13, odst. 1, písm. b) a c).

## 3. Pilotní ověření metodiky

Cílem pilotního ověření bylo prokázat realizovatelnost metodiky v podmínkách železnice a ověřit dosažitelnost přesnosti měření a to i za méně příznivých podmínek, než je metodikou specifikováno.

Následně jsou uvedeny číselné výsledky pilotního ověření metodiky na třech tratích:

- 1) Opava – Krnov v úseku Krnov – Skrochovice v km 86,743 – km 100,402, tj. v úseku délky 13,659 km, trať je neelektrifikovaná.
- 2) Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí v úseku u obce Černotín v km 7,204 - 8,767, tj. v úseku délky 1,563 km, trať je elektrifikovaná.
- 3) Beroun – Rakovník, v úseku Nižbor – Roztoky u Křivokláta, v km 9,161 – km 26,521, tj. v úseku délky 17,360 km, trať je neelektrifikovaná.

Na každé trati byla vykonána tři nezávislá měření navrženou metodikou budování a údržby Železničního bodového pole (ŽBP).



Měření byla vykonána třemi nezávislými subjekty a třemi různými družicovými aparaturami:

- 1) Leica 1200 + anténa AT504GG,
- 2) Trimble GeoXR 6000 + Trimble Tornado,
- 3) Trimble R8-2.

Měření byla vykonána v návaznosti na síť permanentních stanic CZEPOS a Trimble VRSNow a do S-JTSK převedena GTK v. 1202. Výsledky nového určení souřadnic byly porovnány i se stávajícím stavem ŽBP a vyčísleny odchylky. Z rozptylu realizovaných sérií měření byly vypočteny výběrové směrodatné odchylky, které dokládají přesnost měření. Součástí výsledků pilotního ověření jsou i výsledky měření s jinou délkou observace (10 min. s 2 sekundovým intervalem záznamu) a mírné nedodržení tolerancí časového odstavu měření ve trojici. Výsledky jsou dokumentovány v tabulkách kompletně včetně i mírně odlehlých hodnot vyskytujících se pouze ojediněle u bodů observovaných v nepříznivých podmínkách. Prioritně byla ověřována přesnost metody měření s využitím síťového řešení (CzePOS – MAX, Trimble – VRS). Výsledky pilotního ověření metodiky dokumentují praktické limitní možnosti metodiky za příznivých, méně příznivých a nepříznivých observačních podmínek.

### **3.1. Přehled sítí pilotního ověření metodiky**

Ověření metodiky bylo vykonáno na třech železničních tratích vybraných po dohodě s objednatelem metodiky.

(1) **Železniční trať Krnov – Opava, v úseku Krnov – Skrochovice** v km 86,743 – km 100,402, tj. v úseku délky 13,659 km, trať je neelektrifikovaná, měření bylo provedeno na 13 účelově vybraných bodech stávajícího ŽBP v příznivých, méně příznivých a nepříznivých observačních podmínkách z hlediska GNSS.

(2) **Železniční trať Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí, v úseku u obce Černotín** v km 7,204 - 8,767, tj. v úseku délky 1,563 km, trať je elektrifikovaná, měření bylo provedeno na 10 účelově vybraných bodech stávajícího ŽBP umístěných převážně na trakčních stožárech v příznivých, méně příznivých a nepříznivých observačních podmínkách.

(3) **Železniční trať Beroun – Rakovník, v úseku Nižbor – Rostoky u Křivoklátu**, v km 9,161 – km 26,521, tj. v úseku délky 17,360 km, trať je neelektrifikovaná. Dle specifikace SŽG Praha bylo měření provedeno na 8 vybraných bodech stávajícího ŽBP (3080, 3081, 3151, 3152, 3260, 3470, 3091, 3090) nacházejících se v různých observačních podmínkách.

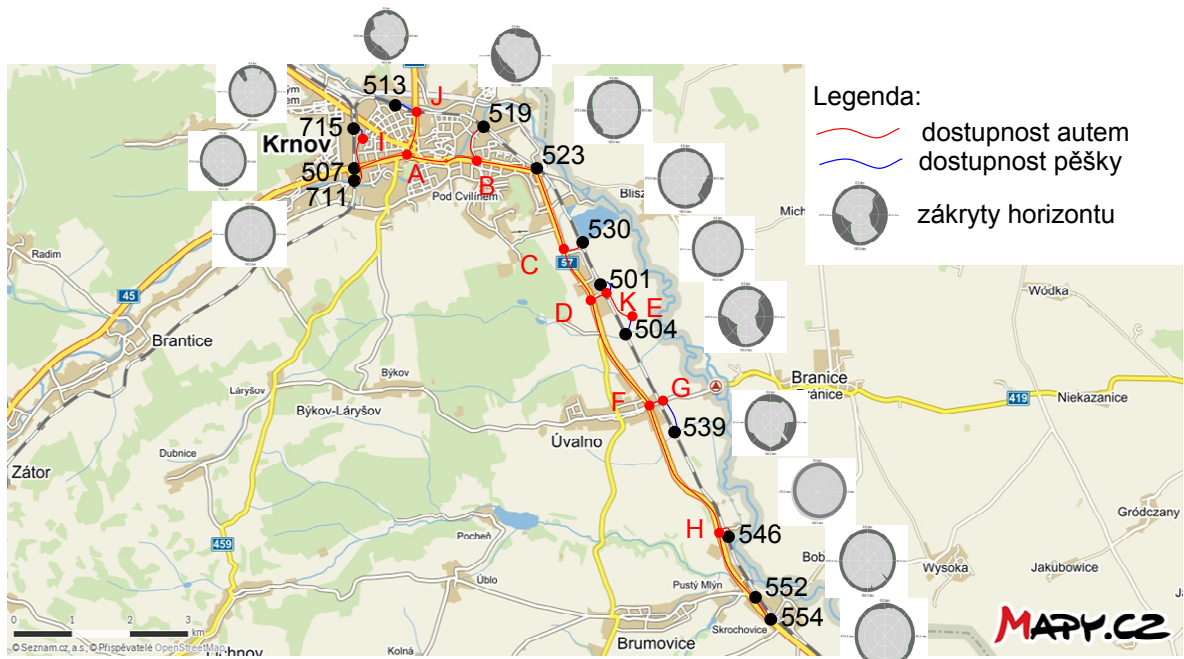
Na obou sítích byla předem vykonána rekognoskace terénu a zaměření zákrytů horizontů. K zaměření zákrytů horizontů bylo použito důlního kompasu a sklonoměru (Obr. 6).



Obr. 6 – důlní kompas a sklonoměr

### 3.1.1. Trať Krnov – Opava, úsek Krnov – Skrochovice

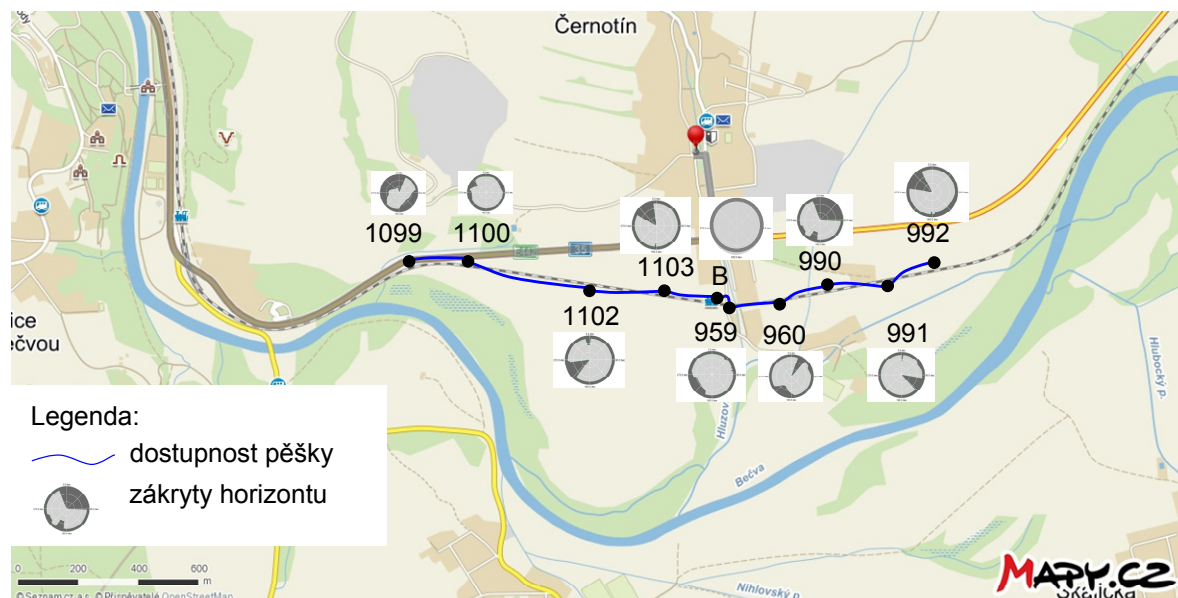
Na Obr. 7 je přehledka bodů pilotní sítě v úseku Krnov – Skrochovice na trati Krnov – Opava. U každého bodu je vyznačeno schéma zákrytů horizontu a dostupnost bodu (červeně – autem, modře – pěšky). V důsledku zákrytů horizontů nejsou vhodné podmínky pro GNSS observaci na bodech kdykoliv, ale jen v některých vhodných časových intervalech vybraných na základě procesu plánování s využitím almanachu družic a je proto nutné řešit i optimalizaci zaměření s ohledem na podmínky metodiky a dopravní dostupnost bodů a ekonomickou efektivitu.



Obr. 7 – přehledka bodů pilotní sítě v úseku Krnov - Skrochovice

### 3.1.2. Trať Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí, úsek Černotín

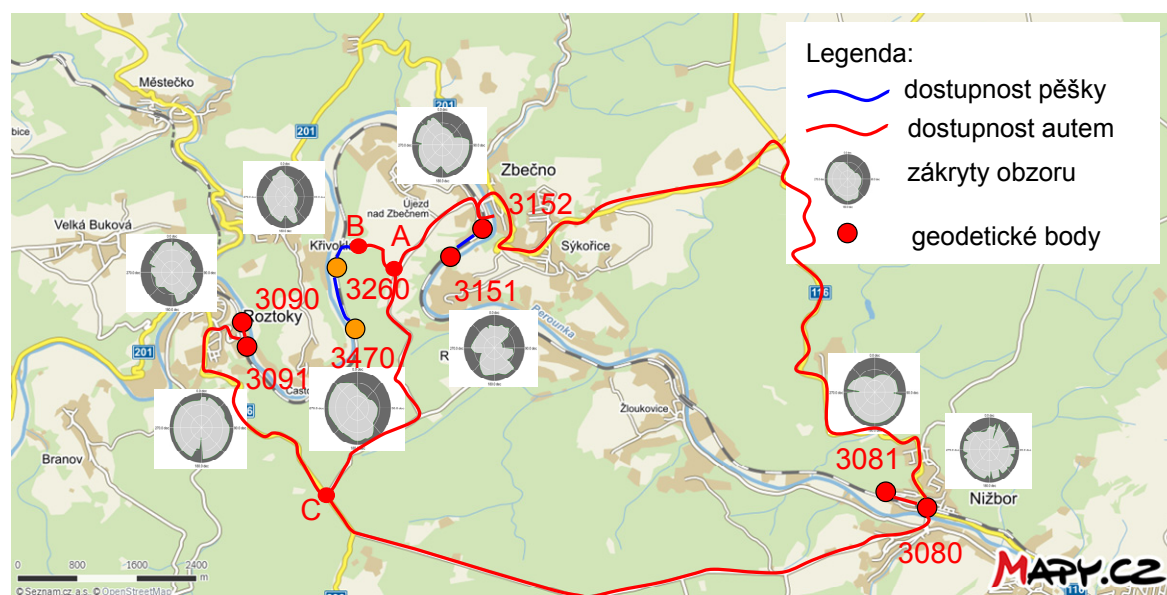
Na Obr. 8 je přehledka bodů pilotní sítě v úseku Černotín na trati Hranice na Mor. – Val. Meziříčí. U každého bodu je vyznačeno schéma zákrytů horizontu a dostupnost bodu (modře – pěšky).



Obr. 8 – přehledka bodů pilotní sítě v úseku Hranice na Mor. – Val. Meziříčí, úsek Černotín

### 3.1.3. Trať Nižbor – Roztoky u Křivoklátku

Na Obr. 9 je přehledka bodů pilotní sítě v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátku. U každého bodu je vyznačeno schéma zákrytů horizontu a dostupnost bodu (modře – pěšky).



Obr. 9 – přehledka bodů pilotní sítě v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátku



### 3.2. Použitá měřidla

K měření byla použita tato měřidla GNSS a síťové služby:

- 1) Leica System 1200 + anténa Leica AT504 (GG) + CZEPOS, služba VRS3 – MAX – GG (Obr. 10, Obr. 11, Obr. 12),
- 2) Trimble GeoXR 6000 + anténa Trimble Tornado + služba Trimble VRSNow (Obr. 13, Obr. 14, Obr. 15),
- 3) Trimble R8-2 + anténa TRIMBLE R8GNSS antenna + služba Trimble VRSNow (Obr. 16, Obr. 17, Obr. 18).

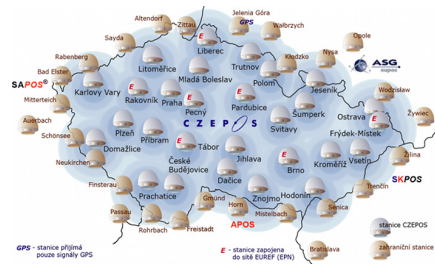
Leica System 1200 + anténa Leica AT504 (GG) Choke Ring Antenna (LEIAT504GG)



Obr. 10 – Leica System 1200



Obr. 11 – anténa AT504GG



Obr. 12 - síť permanentních stanic CZEPOS

Trimble GeoXR 6000 + anténa Trimble Tornado (TRM57972.00)



Obr. 13 – Trimble GeoXR 6000



Obr. 14 - Trimble Tornado



Obr. 15 - síť permanentních stanic Trimble

Trimble R8-2 + anténa TRIMBLE R8GNSS antenna (TRMR8\_GNSS)



Obr. 16 – integrovaný přijmač a anténa Trimble R8-2



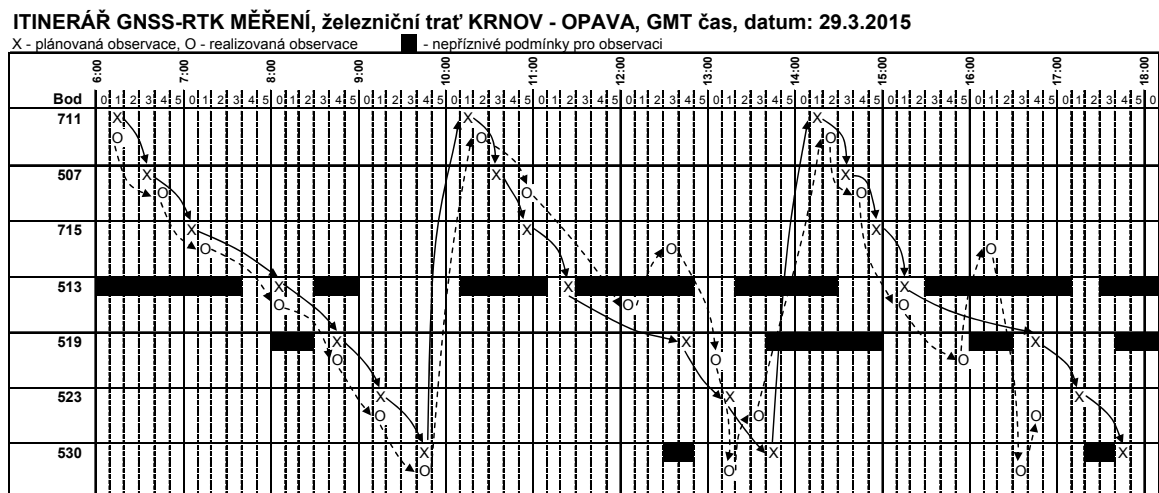
Obr. 17 – ovládací jednotka



Obr. 18 - síť permanentních stanic Trimble

### 3.3. Itineráře měření

GNSS měřené geodetické body jsou zpravidla různě dostupné buď automobilem nebo pěšky nebo kombinací těchto způsobů. Přesun po cestě, obecně z bodu A do bodu B, je konkrétní časovou reží, se kterou je třeba počítat při plánování observací. Pro každý bod byly, s ohledem na zákryty horizontu, s využitím software pro plánování GNSS měření, identifikovány vhodné intervaly možné observace. Při plánování terénní observace se ukázalo, že je vhodné řešit problematiku efektivní cesty přesunu měřicí aparatury GNSS s ohledem na různé podmínky observace na dílčích geodetických bodech z důvodů zákrytů obzoru a dodržení intervalu časového odstupu opakovaných měření. K efektivnosti zaměření sítě může přispět i nasazení více družicových aparatur současně. Princip nalezení efektivní cesty pro zaměření sítě geodetických bodů, s ohledem i na různé neočekávané události v terénu, vycházelo z aplikace optimální Hamiltonovy cesty v grafu s dodatečnými podmínkami v uzlech [30], [31]. Jednotlivé uzly grafu jsou přístupné jen v určitých časových intervalech. Je všeobecně známo, že exaktní algoritmus Hamiltonovské cesty není dosud vyřešen a existují jen různé varianty heuristického řešení. Podstatou našeho řešení je transformace relevantních veličin (vzdálenosti mezi uzly) a časové intervaly, v nichž jsou uzly přístupné, z Euklidovského a časového prostoru do společné časově uspořádané množiny posloupností. Výsledkem této transformace je množina objektů uspořádaná podle dvou hledisek: 1. podle času výskytu události na objektu a 2. podle pozice objektu v grafu. Pro řešení optimalizace cesty byla vyvinuta i softwarová aplikace v Borland Delphi. Výsledkem je sestavení itineráře měření s možností průběžné reoptimalizace přímo v terénu na základě průběžného skutečného provádění observací. Ukázka itinerářů pro trať Krnov – Skrochovice je na Obr. 19 a Obr. 20, pro trať Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí na Obr. 21. Plnými šipkami je vyznačen původně navržený optimalizovaný postup observace, čárkovanými šipkami je vyznačen skutečně realizovaný postup observace. Způsob zaměření byl optimalizován s ohledem na možné intervaly observace a dostupnost bodů.



Obr. 19 – itinerář měření pro jeden den a jednu aparaturu GNSS pro úsek železniční trati Krnov – Skrochovice, část 1

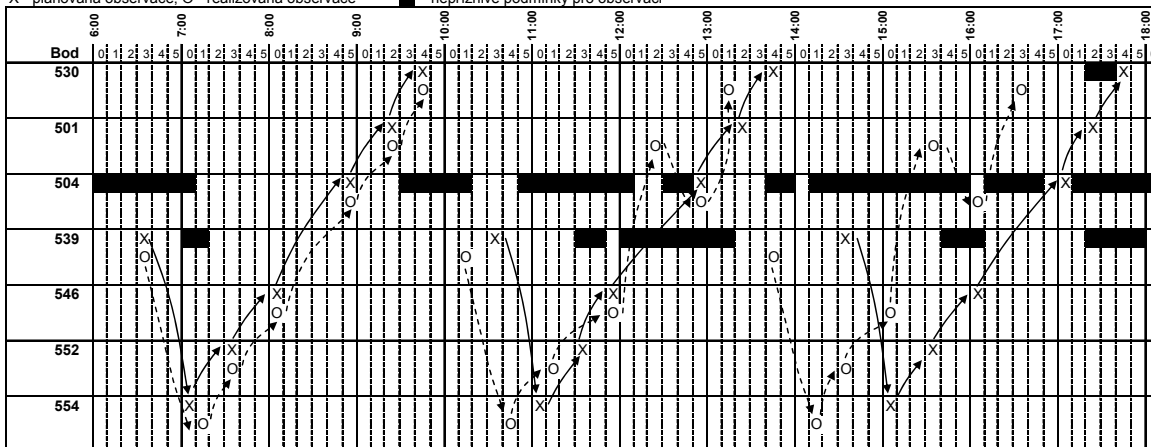
Jako podklad pro měření byl vytvořen itinerář měření s ohledem na intervaly možné observace na geodetických bodech.

Z almanachu družic byly procesem plánování se zohledněním zákrytů horizontu identifikovány intervaly možných observací na dílčích bodech.

## ITINERÁŘ GNSS-RTK MĚŘENÍ, železniční trať KRNOV - OPAVA, GMT čas, datum: 1.4.2015

X - plánovaná observace, O - realizovaná observace

■ - nepříznivé podmínky pro observaci

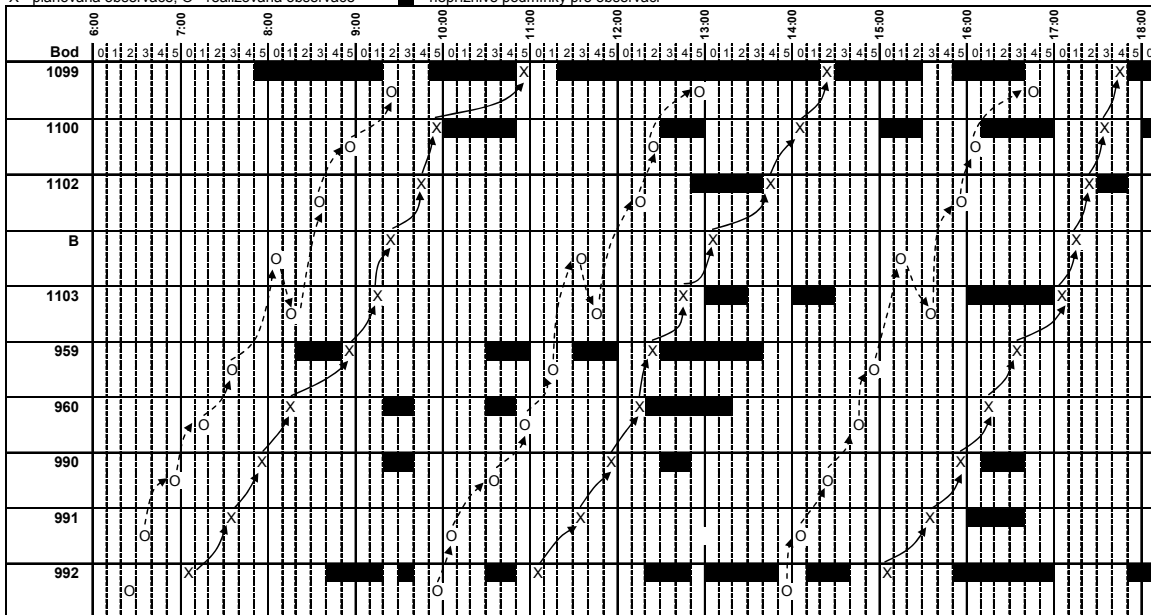


Obr. 20 – itinerář měření pro jeden den a jednu aparaturu GNSS pro úsek železniční trati Krnov – Skrochovice, část 2

## ITINERÁŘ GNSS-RTK MĚŘENÍ, železniční trať HRANICE NA MOR. - VAL. MEZÍŘÍČÍ, úsek ČERNOTÍN GMT čas, datum: 1.5.2015

X - plánovaná observace, O - realizovaná observace

■ - nepříznivé podmínky pro observaci



Obr. 21 – itinerář měření pro jeden den a jednu aparaturu GNSS pro úsek železniční trati Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí

## 3.3.1. Algoritmická optimalizace procesu observace v terénu

Efektivita celého procesu měření v terénu je založena na optimalizaci observace měřicí aparaturou na jednotlivých geodetických bodech a optimalizaci nalezení délkově i časově nejkratší cesty v území pro přesun měřicí aparatury mezi geodetickými body.

Princip přesného měření GNSS-RTK je založen na délce observace na určovaném geodetickém bodě 5 minut za příznivých observačních podmínek a měření se opakuje nejméně 3x s časovým odstupem 4 hodiny. Místa geodetických bodů mají s ohledem na přítomnost překážek a zastínění obzoru vegetací různé observační podmínky z hlediska počtu a konfigurace skutečně observovatelných družic. Na každém geodetickém bodě je

třeba procesem plánování na podkladě almanachu družic a modelu zákrytu obzoru najít intervaly možné vhodné observace. Cílem je zaměřit efektivním způsobem maximální počet geodetických bodů v terénu. K optimalizaci přesunů měřicí aparatury na jednotlivé geodetické body tak, aby měření bylo realizováno za vhodných observačních podmínek. To lze realizovat výše uvedeným optimalizačním algoritmem na bázi Hamiltonovy cesty s dodatečnými podmínkami v uzlech vycházející z [30] a [31]. Cílem je navrhnout takový postup měření, aby byly změřeny všechny body za příznivých observačních podmínek v co možná nejkratším čase a minimální celkové délce trasy nutné pro přesun měřicí aparatury.

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{m_i} a_i \cdot \delta t_j + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{m_i-1} a_i \cdot s_j + \sum_{i,j=1, i \neq j}^{n-1} d_{ij} = \min. \text{ for } \forall a \in A, \Delta t \geq \delta t \quad (3.3.1.1)$$

Z literatury je známo, že při řešení Hamiltonovské cesty algoritmicky jde o NP-úplný problém. Prakticky to znamená, že počet variant, které musíme posoudit, roste exponenciálně s lineárním počtem uzlů.

Koncepce řešení vychází z heuristického přístupu v tom smyslu, že výsledek optimální varianty silně závisí na volbě počátečního uzlu. Proto z praktického hlediska stačí, aby při  $n$  uzlech bylo zkoumáno pouze  $n$  možných variant, přičemž každá varianta má jiný počáteční uzel. Touto strategií se výpočetní složitost redukuje z exponenciální na lineární závislost doby výpočtu na rozsahu vstupních dat.

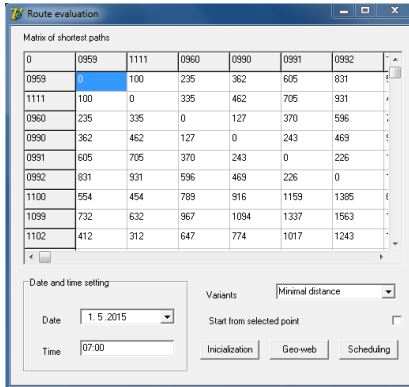
Algoritmus:

1. inicializace, nastavení počátečních parametrů systému.
2. Výpočet minimální vzdálenosti mezi všemi uzly (měřenými místy) – Floydův algoritmus.
3. Zvol počáteční uzel  $i \in (1, 2, \dots, n)$ .
4. K danému počátečnímu uzlu vypočítej nejbližšího následníka, který má splněny observační podmínky, v daném uzlu naplánuj událost a ulož ji do kalendáře událostí.
5. Poslední uzel v kalendáři událostí považuj za nový počáteční uzel a výpočet v kroku 4 opakuj pro všechny ostatní uzly  $j = 1, 2, \dots, n, i \neq j$ .
6. Kalednář událostí obsahuje optimální variantu měření na všech uzlech pro daný počáteční uzel  $i$ . Tuto variantu zapiš do výstupní matice variant.
7. Pokud existuje  $n$  variant v matici ( $n$  je počet uzlů) algoritmus končí.
8. Je-li počet variant menší než  $n$ , vyprázdni kalendář událostí a jdi na krok 3.

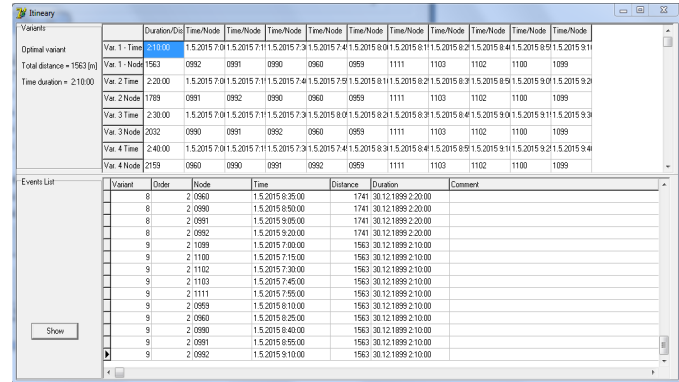
Navržený heuristický algoritmus byl realizován v prostředí Borland Delphi. Vstupní data jsou importována z textových souborů do databáze MS Access, s níž je program propojen. Program pracuje ve dvou fázích:

1. Inicializační, kdy jsou vypočítány minimální vzdálenosti mezi všemi měřenými body Floydovým algoritmem a stanoveny globální parametry systému (počátek a konec měření, DOP na bodech, tolerance, atd.) – viz. Obr. 22.
2. Výpočet variant cest postupu měření – viz. Obr. 23.

Řešení optimalizace je založeno na nalezení Hamiltonovské cesty pro každý GNSS určený bod při splnění podmínek vhodné observace po celý časový interval a nejkratší možné přesuny mezi měřenými body.



Obr. 22 - inicializační fáze software



Obr. 23 - plánování variant

Nejkratší cesta mezi uzly je řešena Floydovým algoritmem a časové souvislosti jsou řešeny jako kalendář událostí. Výsledkem je nalezení nejkratší Hamiltonovy cesty z hlediska délky nebo času trvání cesty. Varianty jsou zpracovávány pro počáteční body, kterými jsou postupně všechny body sítě. Nejkratší z nich je optimální (Tab. 1).

Tab. 1: Varianty Hamiltonovy cesty na úseku tratě Nižbor – Roztoky u Křivoklátu

Pořadí variant								Celková délka [km]	Trvání [hh:mm]
1	3081	3080	3151	3152	3270	3191	3190	30.400	3:13
2	3190	3191	3270	3152	3151	3081	3080	31.200	3:28
3	3080	3081	3151	3152	3270	3191	3190	31.200	3:28
4	3191	3190	3270	3152	3151	3081	3080	31.600	3:28
5	3151	3152	3270	3191	3190	3081	3080	34.800	3:38
6	3270	3191	3190	3152	3151	3081	3080	37.400	3:06
7	3152	3270	3191	3190	3151	3081	3080	41.800	3:51
8	3270	3191	3190	3152	3151	308	3080	41.800	3:56

### 3.4. Ověření přesnosti klasickým měřením

**Opakovatelnost měření** (ČSN ISO 7078, [19]) je těsnost shody mezi výsledky po sobě následujících měření téže veličiny prováděné stejnou osobou při dodržení všech následujících podmínek:

- stejná metoda měření
- stejný pozorovatel
- stejný měřicí přístroj
- stejné místo
- stejné podmínky použití
- opakování během krátkého časového období.

**Reprodukovatelnost měření** (ČSN ISO 7078, [19]) je těsnost shody mezi výsledky měření téže veličiny jestliže jednotlivá měření jsou prováděna při měnících se podmínkách:

- jiná metoda měření
- jiný pozorovatel
- jiný měřicí přístroj
- jiné místo
- jiné podmínky použití
- opakování v jiném (delším) časového období.



### 3.4.1. Ověření tvarové a rozměrové přesnosti klasickým měřením na vybraných částech úseku Krnov – Skrochovice

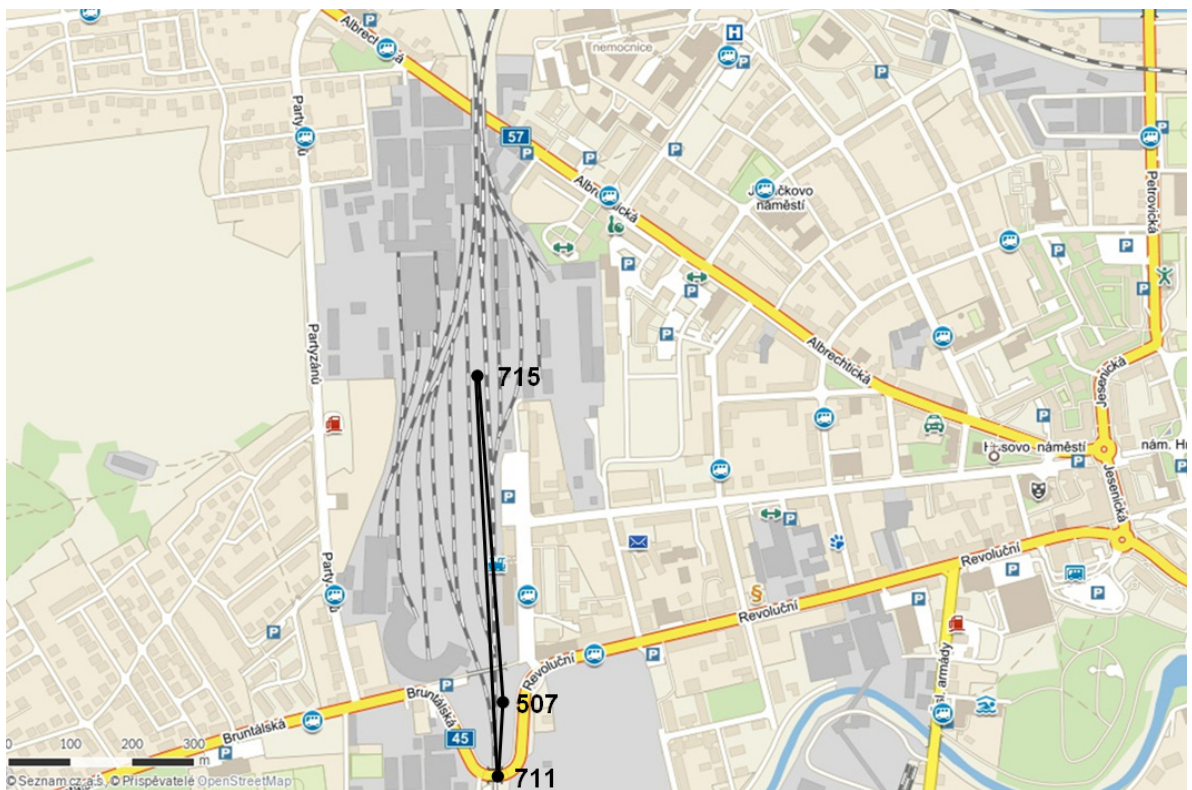
Ověření přesnosti bylo realizováno prostřednictvím klasického měření kalibrovaným přístrojem Topcon GTS-300 (standardní odchylky: úhlová  $\sigma_\omega = 0,4$  mgon, délková  $\sigma_d = 2\text{mm} + 2\text{ppm} \cdot D$ ) v rozsahu bodů 711 – 507 – 715 a 552 – 554 v úseku Krnov – Skrochovice.

Mezi body 711 – 507 – 715 (Obr. 24) a body 552 – 554 (Obr. 25) určených novou metodikou byly klasicky zaměřeny úhly ve třech skupinách a délky opakovaně tam a zpět. Měřené veličiny byly převedeny do S-JTSK exaktně vypočteným měřítkem a metodou nejmenších čtverců byly vypočteny souřadnice bodů 711, 507, 715 a 552 a 554 v lokálním souřadnicovém systému. Lokální souřadnice byly následně transformovány shodnostní transformací do souřadnic S-JTSK na body určené novou metodikou. Zbytkové odchylky na bodech transformačního klíče (opravy) po shodnostní transformaci jsou uvedeny v Tab. 2.

Tab. 2: Zbytkové odchylky (opravy) po shodnostní transformaci

Bod	vY [m]	vX [m]
507	-0.003	0.000
711	+0.002	0.000
715	0.000	-0.001

Rozdíl vodorovné délky vypočtené ze souřadnic S-JTSK z GNSS a zaměřené elektronickým dálkoměrem (EDM) a převedené měřítkem do S-JTSK mezi body 552, 554 je uveden v



Obr. 24 – schéma ověřovaných bodů

Tab. 3: Rozdíl vodorovných délek

Bod - Bod	Vodorovná délka GNSS [m]	Vodorovná délka EDM [m]	Rozdíl (EDM-GNSS) [m]
552 - 554	354,414	354,416	+0,002



Obr. 25 – schéma ověřovaných bodů

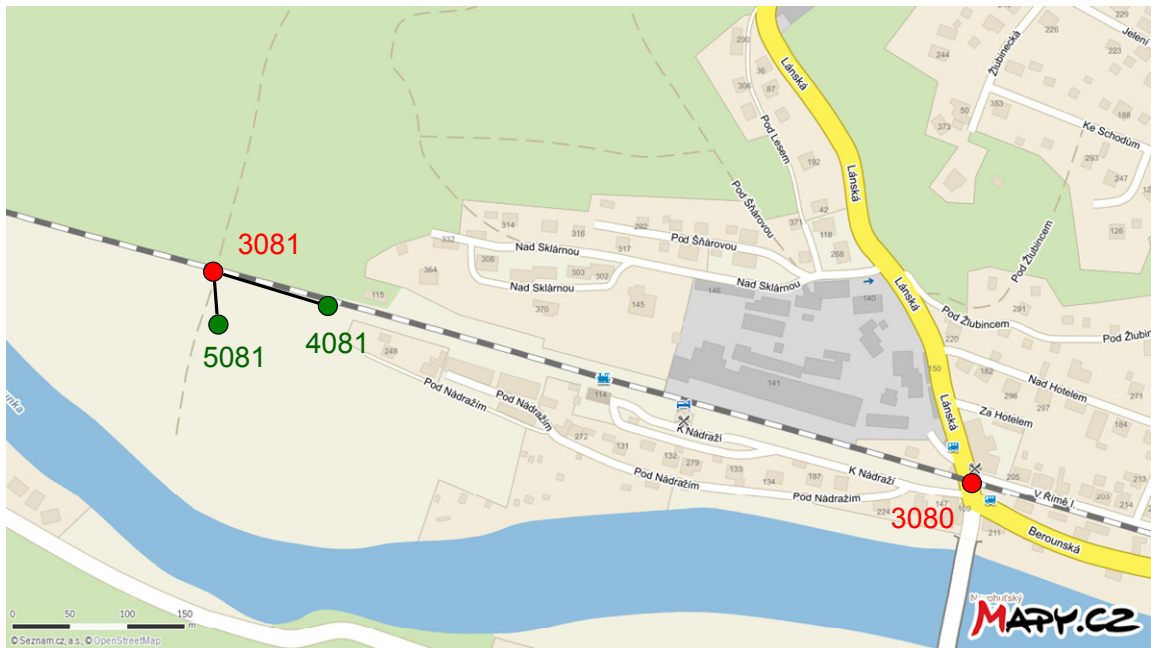
Zbytkové odchylky na bodech 552 a 554 transformačního klíče (opravy) po shodnostní transformaci jsou uvedeny v Tab. 4.

Tab. 4: Zbytkové odchylky (opravy) po shodnostní transformaci terestrické vs. GNSS měření

Bod	vY [m]	vX [m]
552	0.000	+0.001
554	0.000	-+0.001

### 3.4.2. Ověření tvarové a rozměrové přesnosti klasickým měřením na vybraných částech úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu

Pro ověření principu určení bodu ŽBP nacházejícího se v obtížných observačních podmínkách byl vybrán bod ŽBP 3081, na kterém byla možná i kvalitní přímá observace (z důvodu následného porovnání výsledků) a zároveň bylo možné zřízení pomocných bodů 4081 a 5081 s částečně lepším observačním obzorem (Obr. 26).



Obr. 26 – situace ověření přesnosti bodu 3081

Postup měření:

- a) Zřízení pomocných bodů 4081 a 5081 v místech s lepším observačním obzorem, než 3081,
- b) zaměření 4081, 5081 a 3081 GNSS,
- c) zaměření bodu 3081 terestrickým měřením (směry a délkami) k bodům 4081 a 5081.

Bod	Hz [g]	Zenit [g]	Vod. délka [m]	Vp/Vc [m]
3081				1.6140
4081	204.3971	99.9523	102.9029	1.5640
5081	265.8095	109.3662	46.9050	1.5970
3081				1.6140
4081	204.3975	99.9525	102.9028	1.5640
5081	265.8113	109.3648	46.9050	1.5970

Postup výpočtu:

- a) výpočet souřadnic bodů 3081, 4081, 5081 v lokální souřadnicové soustavě (Y=500,000 m, X=1000,000 m) z terestrických veličin redukovanych měřítkem do S-JTSK,
- b) shodnostní transformace lokálních souřadnic do S-JTSK z GNSS prostřednictvím transformačního klíče vytvořeného z bodů 4081 a 5081.

[67] TRANSFORMACE SOUŘADNIC

Identické body: Bod	GNSS		terestrické	
	I. Y	I. X	II. Y	II. X
4081	774340.8100	1047966.9340	500.0000	1102.9029
5081	774426.1660	1047968.7120	538.5492	1026.7214

Transformační parametry:

Rotace : 71.5034  
 Měřítko : 1.000000000000 (0.0 mm/100m)

Souřadnice těžiště:

Soustava	Y	X
I.	774383.4880	1047967.8230
II.	519.2746	1064.8122

Souřadnicové opravy na bodech transformačního klíče:

Bod	vY [m]	vX [m]
4081	0.0025	0.0001
5081	-0.0025	-0.0001

Transformované body:

Bod	I. Y	I. X	II. Y	II. X
3081	774433.5723	1047922.3951	500.0000	1000.0000
4081	774340.8075	1047966.9339	500.0000	1102.9029
5081	774426.1685	1047968.7121	538.5492	1026.7214

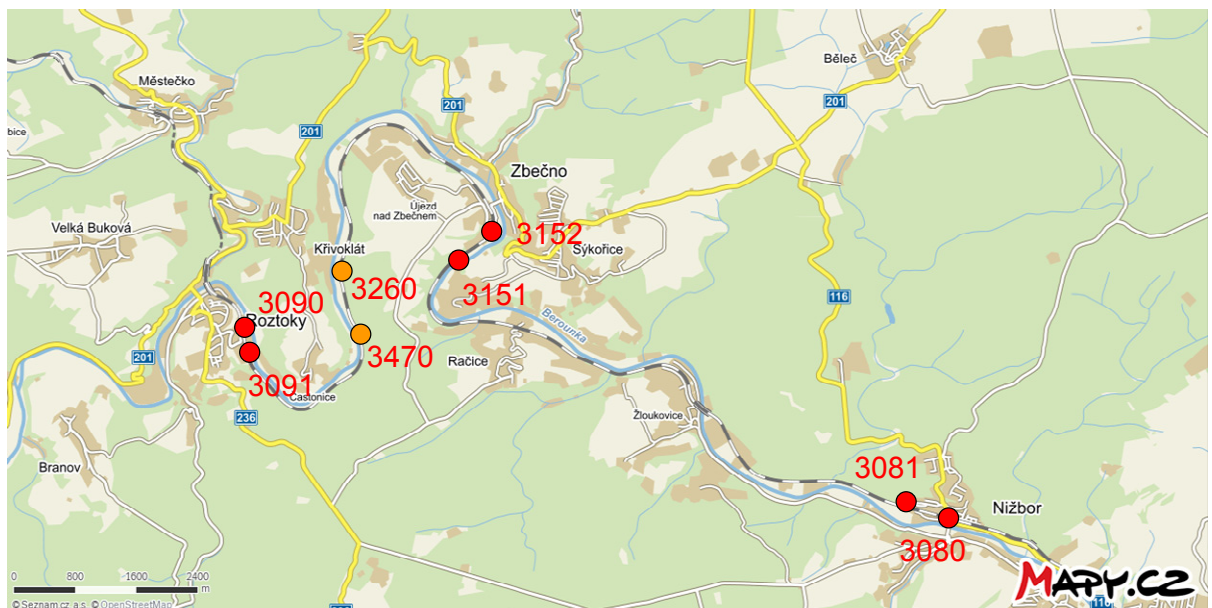
c) porovnání přímo GNSS měřených a přes 4081, 5081 transformovaných souřadnic bodu 3081.

Bod	Y [m]	X [m]	Pozn.
3081	774433.5680	1047922.3960	přímo měřený GNSS
3081	774433.5723	1047922.3951	transformovaný
<b>Rozdíly</b>	<b>-0.0043</b>	<b>+0.0009</b>	

Odchytky na bodě 3081 přímo měřených souřadnic GNSS a souřadnic určených prostřednictvím pomocných bodů a klasického terestrického měření nepřekročily 5 mm.

### 3.4.3. Simulovaná obnova bodů v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu

Simulovaná obnova bodů 3260 a 3470 byla realizována prostřednictvím bodů 3151, 3152, 3090, 3091 (Obr. 27).



Obr. 27 – situace simulované obnovy bodů 3260 a 3470

Postup řešení:

a) shodnostní transformace nově zaměřených bodů 3151, 3152, 3090, 3091, 3260, 3470 do stávajícího ŽBP, prostřednictvím transformačního klíče definovaného body 3151, 3152, 3090, 3091,

[67] TRANSFORMACE SOUŘADNIC

Identické body: Bod	Stávající ŽBP		Nově určené GNSS	
	I. Y	I. X	II. Y	II. X
3151	779475.0310	1043805.7390	779475.0450	1043805.7790
3152	779188.5150	1043593.9590	779188.5330	1043593.9640
3091	782601.9490	1044735.0470	782601.9360	1044735.0800
3090	782624.8980	1044304.0230	782624.8780	1044304.0430

Transformační parametry:

Rotace : -0.0002  
Měřítko : 1.000000000000 (0.0 mm/100m)

Souřadnice těžiště:

Soustava	Y	X
I.	780972.5983	1044109.6920
II.	780972.5980	1044109.7165

Souřadnicové opravy na identických bodech:

Bod	vY	vX	m0 Red.
3151	-0.0131	-0.0211	0.0080 *
3152	-0.0163	0.0128	0.0093
3091	0.0104	-0.0024	0.0133
3090	0.0190	0.0107	0.0094

SQRT( [vv]/(n-1) ): mY: 0.0174 mX: 0.0156  
Střední souřadnicová chyba klíče m0: 0.0181

Transformované body:

Bod	I. Y	I. X	II. Y	II. X
3260	781234.0096	1043924.1715	781234.0100	1043924.1970
3470	781104.2581	1044861.3180	781104.2550	1044861.3430

b) porovnání transformovaných souřadnic bodů 3260 a 3470 se souřadnicemi určených přímým měřením.

	Bod	Y [m]	X [m]
transformované	3260	781234.0096	1043924.1715
přímé měření	3260	781234.0100	1043924.1970
<b>Rozdíly</b>		<b>-0.0004</b>	<b>-0.0255</b>

	Bod	Y [m]	X [m]
transformované	3470	781104.2581	1044861.3180
přímé měření	3470	781104.2550	1044861.3430
<b>Rozdíly</b>		<b>+0.0031</b>	<b>-0.0250</b>



V odchylkách se projevuje superpozice odchylek na bodech transformačního klíče. Odchytky jsou poplatné patrně různé kvalitě vstupů, tedy původních souřadnic ŽBP a nově určených souřadnic.

Prokázalo se na bodě 3081, že princip určení bodu ŽBP v horších observačních podmínkách pro GNSS prostřednictvím pomocných bodů observovaných v lepších observačních podmínkách pro GNSS a klasického terestrického měření je realizovatelný. Prokázalo se na bodech 3260 a 3470, že princip obnovy bodů ŽBP vkládáním mezi stávající je realizovatelný s tím, že výsledek řešení je poplatný dílčím vstupům, ze kterých řešení vzniklo.

### 3.4.4. Opakovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic v úseku Krnov – Skrochovice

Ukázka části výsledků vyhodnocení opakovaného měření ve trojici je uvedena v Tab. 5. Výsledky nového určení souřadnic byly porovnány i se stávajícím stavem ŽBP a vyčísleny rozdíly. Hodnoty  $\sigma$  – výběrová směrodatná odchylka v [m], %out – procento odlehlých hodnot v 5 minutové sérii měření,  $v$  – odchylka od střední hodnoty [m],  $Op$  – polohová odchylka [m].

Tab. 5: Ukázka sestavení výsledků dílčích měření ve trojici

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	Vnitřní přesnost obs.				Odchytky od průměru					
								střední kvadratická $\sigma$				vY vX vH Op					
								$\sigma Y$	$\sigma X$	$\sigma H$	% out	GDOP	vY	vX	vH	Op	
711_1	10.3.2015 17:10:05	0:05:00	MAX	1,693	510935,197	1069996,268	330,597	0,002	0,004	0,010	8,3	1,4	0,007	0,007	0,017	0,010	
711_2	11.3.2015 13:22:55	0:05:00	MAX	1,777	510935,210	1069996,278	330,621	0,002	0,003	0,010	8,0	1,4	-0,006	-0,004	-0,006	0,007	
711_3	12.3.2015 9:48:33	0:05:00	MAX	1,747	510935,205	1069996,278	330,625	0,004	0,003	0,008	5,0	1,4	-0,001	-0,003	-0,011	0,003	
711 střední hodnota					510935,204	1069996,275	330,614	0,003	0,003	0,009	max. - min.		0,013	0,010	0,028	0,007	
711 ŽBP					510935,194	1069996,265	330,637										
rozdíl od ŽBP					0,010	0,010	-0,023										
507_1	10.3.2015 16:51:47	0:05:00	MAX	1,684	510923,605	1069882,851	323,869	0,002	0,005	0,010	7,7	1,5	0,001	-0,012	0,021	0,012	
507_2	11.3.2015 13:05:39	0:05:00	MAX	1,800	510923,608	1069882,829	323,898	0,003	0,003	0,006	7,3	1,4	-0,002	0,010	-0,007	0,010	
507_3	12.3.2015 9:29:40	0:05:00	MAX	1,742	510923,605	1069882,838	323,905	0,004	0,003	0,007	8,7	1,4	0,001	0,001	-0,014	0,002	
507 střední hodnota					510923,606	1069882,840	323,891	0,003	0,004	0,008	max. - min.		0,004	0,022	0,035	0,008	
507 ŽBP					510923,595	1069882,850	323,877										
rozdíl od ŽBP					0,011	-0,010	0,014										
715_1	10.3.2015 16:29:18	0:05:00	MAX	1,694	510887,165	1069348,084	322,718	0,003	0,004	0,010	10,0	1,4	-0,011	-0,003	0,033	0,011	
715_2	11.3.2015 12:45:08	0:05:00	MAX	1,624	510887,156	1069348,070	322,763	0,003	0,005	0,006	4,7	1,5	-0,002	0,011	-0,011	0,011	
715_3	12.3.2015 9:04:43	0:05:00	MAX	1,716	510887,141	1069348,090	322,774	0,003	0,005	0,005	5,3	1,1	0,013	-0,009	-0,022	0,015	
715 střední hodnota					510887,154	1069348,081	322,752	0,003	0,005	0,007	max. - min.		0,023	0,020	0,056	0,013	
715 ŽBP					510887,147	1069348,068	322,704										
rozdíl od ŽBP					0,007	0,013	0,048										
513_1	10.3.2015 16:03:34	0:05:00	MAX	1,594	509868,983	1068957,789	317,000	0,004	0,006	0,009	7,0	1,5	0,010	-0,002	0,012	0,010	
513_2	11.3.2015 12:15:52	0:06:00	MAX	1,581	509869,007	1068957,781	317,000	0,004	0,004	0,013	3,7	1,2	-0,014	0,006	0,012	0,015	
513_3	12.3.2015 8:25:42	0:05:00	MAX	1,653	509868,989	1068957,791	317,036	0,003	0,004	0,006	10,0	1,2	0,004	-0,004	-0,024	0,005	
513 střední hodnota					509868,993	1068957,787	317,012	0,004	0,005	0,010	max. - min.		0,023	0,010	0,036	0,010	
513 ŽBP					509868,993	1068957,782	317,007										
rozdíl od ŽBP					0,000	0,005	0,005										
519_1	10.3.2015 15:35:11	0:05:00	MAX	1,645	508635,230	1069413,580	314,402	0,004	0,006	0,012	6,7	1,2	-0,003	0,017	0,000	0,017	
519_2	11.3.2015 11:40:49	0:05:00	MAX	1,688	508635,220	1069413,607	314,392	0,004	0,005	0,016	5,0	1,2	0,007	-0,010	0,010	0,012	
519_3	12.3.2015 7:48:24	0:05:00	MAX	1,793	508635,231	1069413,604	314,412	0,005	0,007	0,006	3,7	1,4	-0,004	-0,007	-0,010	0,008	
519 střední hodnota					508635,227	1069413,597	314,402	0,004	0,006	0,012	max. - min.		0,012	0,027	0,020	0,013	
519 ŽBP					508635,227	1069413,592	314,410										
rozdíl od ŽBP					0,000	0,005	-0,008										

Opakovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic byla vyhodnocena na bodě 530 zaměřeného aparaturou Leica Sytem 1200 s anténou AT504GG. V Tab. 6 a v Tab. 7 jsou uvedeny dílčí výsledky zaměření bodu 530 ze dnů 29.3.2015 a 1.4.2015. V Tab. 8 je uveden rozdíl výsledných souřadnic z obou nezávislých měření.

Tab. 6: zaměření bodu 530 ze dne 29.3.2015

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	Vnitřní přesnost obs.				Odchytky od průměru					
								střední kvadratická $\sigma$				vY vX vH Op					
								$\sigma Y$	$\sigma X$	$\sigma H$	% out	GDOP	vY	vX	vH	Op	
530_1	29.3.2015 9:48:53	0:09:58	MAX	1,257	507176,763	1071669,238	301,297	0,004	0,007	0,010	7,7	2,2	-0,008	-0,016	0,013	0,018	
530_2	29.3.2015 13:57:53	0:09:58	MAX	1,289	507176,753	1071669,213	301,321	0,006	0,024	0,015	3,3	3,2	0,002	0,008	-0,011	0,009	
530_3	29.3.2015 17:02:29	0:09:58	MAX	1,264	507176,750	1071669,214	301,312	0,005	0,006	0,010	2,0	2,1	0,005	0,008	-0,002	0,010	
530 střední hodnota					507176,755	1071669,222	301,310	0,005	0,015	0,012	max. - min.		0,013	0,025	0,024	0,012	
530 ŽBP					507176,764	1071669,214	301,309										
rozdíl od ŽBP					-0,009	0,008	0,001										

Tab. 7: zaměření bodu 530 ze dne 1.4.2015

Sestavení výsledků měření Opava - Krnov (29.3.-1.4.2015)

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	Vnitřní přesnost obs.				Odchylky od průměru					
								střední kvadratická $\sigma$				vY	vX	vH	Op		
								$\sigma_Y$	$\sigma_X$	$\sigma_H$	% out	GDOP	vY	vX	vH	Op	
530_4	1.4.2015 9:40:48	0:04:59	MAX	1,218	507176,751	1071669,220	301,272	0,007	0,005	0,014	1,7	2,0	0,001	-0,003	0,003	0,003	
530_5	1.4.2015 13:14:23	0:04:59	MAX	1,215	507176,751	1071669,212	301,275	0,002	0,004	0,006	8,0	1,8	0,002	0,005	0,000	0,006	
530_6	1.4.2015 16:30:57	0:04:59	MAX	1,155	507176,756	1071669,219	301,278	0,006	0,004	0,008	3,7	1,4	-0,003	-0,002	-0,003	0,004	
530 střední hodnota					507176,753	1071669,217	301,275	0,005	0,005	0,010	max. - min.		0,005	0,008	0,007	0,004	
530 ŽBP					507176,764	1071669,214	301,309										
rozdíl od ŽBP					-0,011	0,003	-0,034										

Tab. 8: Porovnání výsledků nezávislých trojic měření

Bod	Y [m]	X [m]	H [m]
530 (29.3.2015)	507 176,755	1 071 669,222	301,310
530 (1.4.2015)	507 176,753	1 071 669,217	301,275
Rozdíly	+0,002	+0,005	+0,035

### 3.4.5. Reprodukovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic

Reprodukovatelnost výsledků měření z nezávislých trojic byla vyhodnocena na 13 bodech v úseku Krnov – Skrochovice a 10 bodech v úseku Černotín zaměřených nezávisle 3x, třemi různými aparaturami, za různých podmínek.

V Tab. 9 jsou uvedeny výsledky odchylek od střední hodnoty 3x nezávisle zaměřených bodů trojicemi sítě 711 až 554 v úseku Krnov – Skrochovice.

V Tab. 10 jsou uvedeny výsledky odchylek od střední hodnoty 3x nezávisle zaměřených bodů sítě 992 až 1099 tratě Hranice na Mor. – Val. Meziříčí, úseku Černotín.

Reprodukovatelnost je dána výběrovou směrodatnou odchylkou jednoho měření (jedné trojice) v jednotlivých souřadnicích.

Tab. 9: odchylky třech nezávislých zaměření bodů v úseku Krnov – Skrochovice

Sestavení výsledků Opava - Krnov

Bod	Střední hodnoty trojic			Odchylky od střední hodnoty			Odchylky od střední hodnoty			Odchylky od střední hodnoty			Op	Op	Op	Obzor
	Y [m]	X [m]	H [m]	dY	dX	dH	dY	dX	dH	dY	dX	dH				
	(1) Leica 1200+AT504 CZEPOS (29.3.-1.4.2015)			(2) Trimble GeoXR 6000+Tornado Trimble VRSNow (10.3.-12.3.2015)			(3) Trimble R8-2 Trimble VRSNow (18.4.-19.4.2015)			(1)	(2)	(3)				
711	510935,200	1069996,274	330,610	0,006	0,001	0,001	-0,005	-0,001	-0,005	-0,002	0,001	0,003	0,006	0,005	0,002	*
507	510923,610	1069882,843	323,893	-0,002	-0,001	-0,015	0,004	0,004	0,003	-0,002	-0,003	0,012	0,002	0,005	0,004	*
715	510887,154	1069348,080	322,766	-0,003	0,004	-0,031	0,000	-0,001	0,014	0,003	-0,003	0,017	0,005	0,001	0,004	*x
513	509868,990	1068957,792	316,992	0,004	0,000	0,024	-0,004	0,005	-0,020	-0,001	-0,005	-0,004	0,004	0,006	0,005	*xx
519	508635,225	1069413,601	314,413	0,002	0,000	-0,033	-0,002	0,004	0,011	0,000	-0,004	0,022	0,002	0,004	0,004	*xx
523	507867,501	1070201,379	308,479	0,004	-0,004	0,026	-0,004	0,001	-0,025	0,000	0,003	-0,001	0,006	0,004	0,003	*x
530	507176,756	1071669,217	301,302	0,000	-0,004	-0,008	0,001	0,004	-0,008	-0,001	0,000	0,016	0,004	0,004	0,001	*
501	506920,793	1072438,160	300,065	0,002	-0,006	0,021	0,000	0,002	-0,023	-0,002	0,004	0,001	0,006	0,002	0,005	*
504	506612,647	1073323,212	300,518	-0,005	-0,005	-0,006	0,003	0,004	-0,005	0,002	0,002	0,011	0,007	0,005	0,002	*xx
539	506018,893	1075060,568	292,117	-0,004	-0,007	0,002	0,011	0,009	-0,015	-0,006	-0,001	0,013	0,009	0,014	0,006	*xx
546	505365,894	1077021,087	283,935	0,001	-0,001	0,004	-0,003	-0,001	-0,017	0,002	0,002	0,013	0,002	0,004	0,003	*
552	504917,886	1078211,496	286,475	0,004	0,000	0,002	-0,005	0,000	-0,008	0,001	0,000	0,006	0,004	0,005	0,001	*x
554	504725,201	1078508,963	292,029	-0,008	-0,001	0,002	0,008	-0,005	-0,005	0,000	0,006	0,004	0,008	0,009	0,006	*x

$$\sigma_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{Y} - Y_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39} (\bar{Y} - Y_i)^2}{39 - 13}} = 5 \text{ mm} \quad (3.4.5.1)$$

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39} (\bar{X} - X_i)^2}{39 - 13}} = 4 \text{ mm} \quad (3.4.5.2)$$

$$\sigma_H = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{H} - H_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39} (\bar{H} - H_i)^2}{39 - 13}} = 18 \text{ mm} \quad (3.4.5.3)$$

Tab. 10: odchylky třech nezávislých zaměření v úseku Černotín

Sestavení výsledků Hranice n. Mor. - Val. Meziříčí				(1) Leica 1200+AT504 CZEPOS (1.5.2015)			(2) Trimble GeoXR 6000+Tornado Trimble VRSNow (12.5.2015)			(3) Trimble R8-2 Trimble VRSNow (22.5.2015)			(1)	(2)	(3)	
Bod	Střední hodnoty trojic			Odchylky od střední hodnoty			Odchylky od střední hodnoty			Odchylky od střední hodnoty			Op	Op	Op	Obzor
	Y [m]	X [m]	H [m]	dY	dX	dH	dY	dX	dH	dY	dX	dH				
982	509447,705	1132376,273	252,870	0,002	0,000	0,011	-0,004	0,002	-0,007	0,002	-0,002	-0,004	0,002	0,004	0,003	SL
991	509672,578	1132410,186	251,995	0,005	0,010	0,015	-0,004	-0,005	0,003	-0,001	-0,005	-0,017	0,011	0,007	0,005	SL
990	509915,653	1132421,903	252,187	0,002	0,001	-0,002	-0,002	0,006	0,037	0,000	-0,007	-0,035	0,002	0,007	0,007	xxx
960	510040,498	1132445,939	252,005	0,002	0,002	0,014	-0,001	-0,006	-0,002	-0,001	0,004	-0,012	0,003	0,006	0,004	SL
959	510275,356	1132443,699	252,623	0,005	0,002	0,003	-0,002	-0,001	0,002	-0,003	-0,001	-0,005	0,006	0,002	0,003	SL
B	510443,472	1132389,638	252,154	0,000	0,002	0,013	0,002	0,004	-0,007	-0,002	-0,006	-0,006	0,002	0,005	0,007	*
1103	510478,670	1132379,764	252,009	0,005	-0,003	-0,001	-0,004	0,004	-0,001	-0,001	-0,001	0,002	0,006	0,005	0,002	SL
1102	510674,156	1132342,383	250,884	0,001	0,005	0,004	0,005	0,002	-0,006	-0,006	-0,008	0,001	0,006	0,006	0,010	SL
1100	511123,449	1132222,789	251,342	0,002	0,001	0,006	0,001	0,000	0,000	-0,003	-0,001	-0,006	0,002	0,001	0,003	*
1099	511310,421	1132231,177	250,933	-0,002	0,000	0,033	-0,002	-0,003	-0,013	0,003	0,003	-0,020	0,002	0,003	0,004	xxx

$$\sigma_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{Y} - Y_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=30} (\bar{Y} - Y_i)^2}{30 - 10}} = 4 \text{ mm} \quad (3.4.5.4)$$

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=30} (\bar{X} - X_i)^2}{30 - 10}} = 5 \text{ mm} \quad (3.4.5.5)$$

$$\sigma_H = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{H} - H_i)^2}{n - k}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=30} (\bar{H} - H_i)^2}{30 - 10}} = 17 \text{ mm} \quad (3.4.5.6)$$

### 3.4.6. Dosažená přesnost z nezávislých trojic

Na ověřovaných tratích (1) a (2) byla vykonána tři nezávislá měření a to třemi nezávislými subjekty a třemi různými družicovými aparaturami - Leica 1200 s anténou AT504GG a síťová služba GNSS CZEPOS MAX, Trimble GeoXR 6000 s anténou Trimble Tornado a síťová služba GNSS Trimble VRS, Trimble R8-2 a síťová služba Trimble VRS. Na ověřované trati (3) bylo vykonáno jedno měření jedním subjektem družicovou aparaturou Leica 1200 s anténou AT504GG při použití síťové služby GNSS CZEPOS MAX. Měření byla vykonána v návaznosti na síť permanentních stanic CZEPOS nebo Trimble VRSNow a do S-JTSK převedena jednotným transformačním klíčem GTK verze 1202. Celkový rozsah výběrového souboru pilotních ověřovacích trojic měření byl  $n=79$ .

Z rozptylu realizovaných sérií měření byly vypočteny výběrové směrodatné odchylky, které dokládají přesnost měření geodetického bodu z trojice nezávislých měření v 5 minutovém intervalu s časovým odstupem 4 hodiny. Dosažená přesnost měření byla analyzována z rozptylu výběrového souboru  $n$  trojic nezávislých měření. Výběrové standardní odchylky ve dvou kolmých směrech os Y a X v horizontální rovině jsou uvedeny v Tab. 11.

Tab. 11: Výběrové směrodatné odchylky nezávislých trojic měření

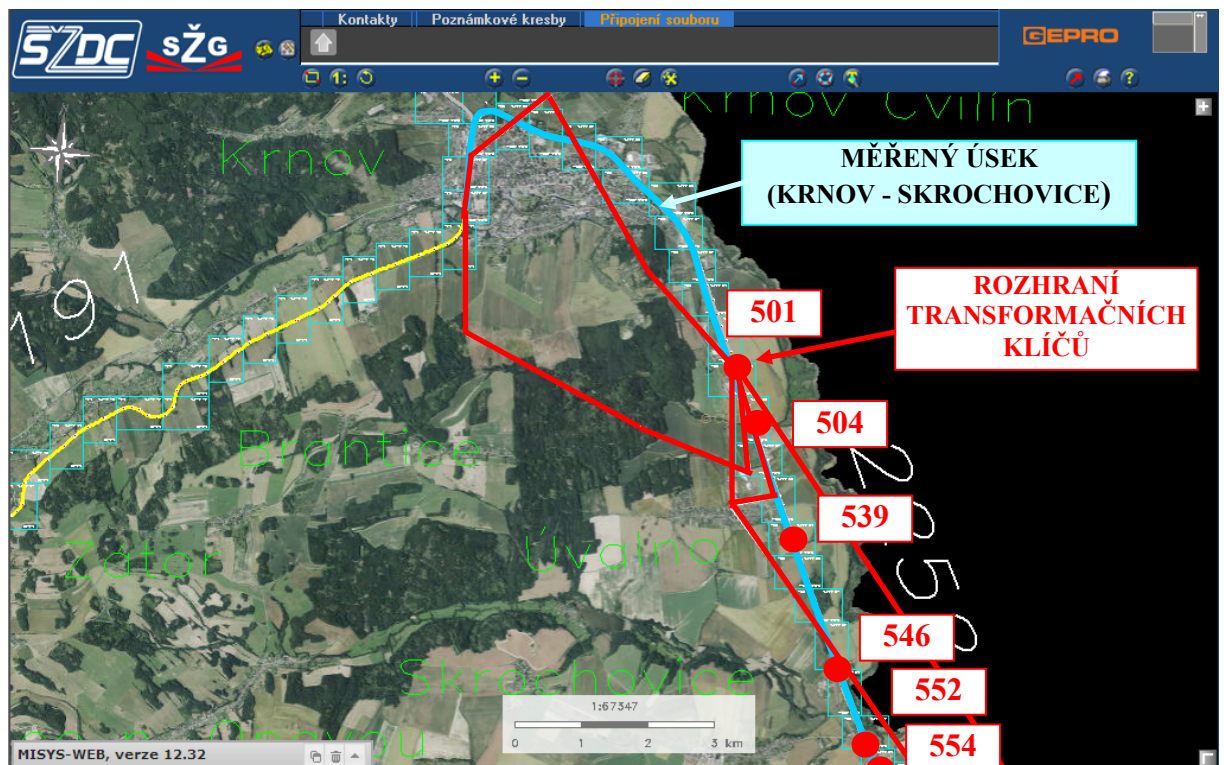
Pilotní úsek železniční tratě	$\sigma_X$ [mm]	$\sigma_Y$ [mm]	Rozsah souboru trojic $n$
Krnov - Opava	5	4	39
Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí	4	5	30
Beroun – Rakovník	4	4	10



### 3.4.7. Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Krnov - Skrochovice

Porovnáním souřadnic bodů určených novou metodikou a transformací globálním transformačním klíčem (GTK) se souřadnicemi bodů ŽBP určených stávající metodikou a lokálními transformačními klíči se získaly odchylky, které je třeba interpretovat s ohledem na nejistoty měření a vzájemné nehomogenity mezi GTK a lokálními transformačními klíči včetně vlivu vzájemné návaznosti lokálních transformačních klíčů na jejich rozhraní.

Na Obr. 28 je znázorněno rozhraní lokálních transformačních klíčů na měřeném úseku Krnov - Skrochovice. Dle sdělení SŽDC je první lokální transformační klíč platný pro stanici Krnov (86,6) až po bod ŽBP 501 (km 93,935). Druhý lokální transformační klíč je platný od bodu ŽBP 501 až do napojení v Opavě na trať (115,4).



Obr. 28 – rozhraní lokálních transformačních klíčů v měřeném úseku Krnov - Skrochovice

V Tab. 12 jsou uvedeny odchylky v Y-ové (OY) a X-ové (OX) souřadnici vybraných bodů určených novou metodikou a GTK od bodů ŽBP určených stávající metodikou a lokálními transformačními klíči na měřeném úseku trati Krnov - Skrochovice.

Z hodnot odchylek OY, OX je na první pohled patrný plynulý nárůst zejména odchylky v X-ové souřadnici od bodu 539 po bod 554 až na 5 cm (Tab. 13). Současně jsou v Tab. 13 uvedeny hodnoty změn geometrických deformací GTK ve směru souřadnicových os DDY a DDX na 1km délky trati vyinterpolované z analýzy GTK pro body ŽBP.

Lokální transformační klíče v úseku Krnov - Skrochovice, dle dokumentace SŽDC mají střední kvadratickou chybu vypočtenou z reziduí na bodech transformačního klíče v horizontální složce 0,011 m (max. odchylka 0,018 m) a 0,017 m (max. odchylka 0,031 m).

S ohledem na hodnoty změn odchylek OY, OX a změn geometrických deformací DDY/1km, DDX/1km lze velikosti odchylek až 5 cm interpretovat i jako nepříznivý součet všech složek odchylek, tj. nejistot měření, vzájemné nehomogenity mezi GTK a lokálními

transformačními klíči včetně vlivu vzájemné návaznosti lokálních transformačních klíčů na jejich rozhraní.

Tab. 12: odchylky od bodů ŽBP

Sestavení výsledků měření Opava - Krnov (29.3.-1.4.2015)

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	Vnitřní přesnost obs.				Odchylky od průměru				
								σY	σX	σH	% out	GDOP	vY	vX	vH	Op
501_1	1.4.2015 9:21:51	0:04:59	MAX	0,890	506920,794	1072438,161	300,048	0,003	0,004	0,007	5,0	1,6	-0,004	0,006	-0,004	0,007
501_2	1.4.2015 12:20:59	0:04:59	MAX	0,870	506920,787	1072438,168	300,050	0,003	0,004	0,006	6,3	2,1	0,003	-0,002	-0,006	0,004
501_3	1.4.2015 15:29:54	0:04:59	MAX	0,780	506920,790	1072438,170	300,034	0,004	0,005	0,011	1,7	1,4	0,001	-0,003	0,010	0,004
501 střední hodnota					506920,790	1072438,166	300,044	0,003	0,004	0,008	max. - min.		0,006	0,009	0,016	0,005
501 ŽBP					506920,799	1072438,150	300,074									
rozdíl od ŽBP					-0,009	0,016	-0,030									
504_1	1.4.2015 8:49:26	0:04:59	MAX	1,160	506612,669	1073323,223	300,537	0,014	0,006	0,025	4,7	1,5	-0,017	-0,006	-0,014	0,018
504_2	1.4.2015 12:47:47	0:04:59	MAX	0,929	506612,647	1073323,228	300,504	0,004	0,004	0,011	4,7	1,7	0,005	-0,011	0,020	0,012
504_3	1.4.2015 15:59:21	0:04:59	MAX	0,948	506612,639	1073323,201	300,530	0,009	0,011	0,012	7,3	1,6	0,012	0,016	-0,006	0,020
504 střední hodnota					506612,652	1073323,218	300,524	0,010	0,008	0,017	max. - min.		0,029	0,027	0,033	0,017
504 ŽBP					506612,650	1073323,238	300,511									
rozdíl od ŽBP					0,002	-0,020	0,013									
539_1	1.4.2015 6:28:47	0:04:59	MAX	0,833	506018,892	1075060,573	292,097	0,007	0,009	0,015	11,3	1,5	0,005	0,002	0,017	0,006
539_2	1.4.2015 10:15:27	0:04:59	MAX	0,705	506018,898	1075060,572	292,137	0,005	0,004	0,012	4,7	1,7	0,000	0,004	-0,022	0,004
539_3	1.4.2015 13:43:43	0:04:59	MAX	0,895	506018,903	1075060,581	292,110	0,004	0,003	0,014	6,0	1,8	-0,005	-0,006	0,005	0,008
539 střední hodnota					506018,898	1075060,576	292,115	0,006	0,006	0,013	max. - min.		0,011	0,009	0,039	0,006
539 ŽBP					506018,905	1075060,577	292,133									
rozdíl od ŽBP					-0,007	-0,001	-0,018									
546_1	1.4.2015 8:00:57	0:04:59	MAX	1,100	505365,893	1077021,089	283,919	0,003	0,004	0,008	2,3	2,1	-0,001	-0,001	0,012	0,001
546_2	1.4.2015 11:51:22	0:04:59	MAX	1,063	505365,890	1077021,097	283,942	0,005	0,002	0,010	8,3	1,6	0,002	-0,009	-0,011	0,009
546_3	1.4.2015 15:01:19	0:04:59	MAX	1,057	505365,893	1077021,078	283,933	0,004	0,004	0,010	8,7	1,4	-0,001	0,010	-0,001	0,010
546 střední hodnota					505365,892	1077021,088	283,931	0,004	0,004	0,009	max. - min.		0,003	0,019	0,023	0,007
546 ŽBP					505365,896	1077021,063	283,947									
rozdíl od ŽBP					-0,004	0,025	-0,016									
552_1	1.4.2015 7:35:20	0:05:01	MAX	1,200	504917,885	1078211,491	286,445	0,005	0,007	0,015	7,3	1,9	-0,003	0,005	0,028	0,006
552_2	1.4.2015 11:12:47	0:04:59	MAX	1,223	504917,889	1078211,497	286,484	0,003	0,004	0,016	9,7	1,8	-0,006	-0,001	-0,011	0,006
552_3	1.4.2015 14:32:49	0:06:57	MAX	1,209	504917,873	1078211,500	286,489	0,003	0,005	0,014	8,7	1,8	0,009	-0,004	-0,017	0,010
552 střední hodnota					504917,882	1078211,496	286,473	0,003	0,005	0,013	max. - min.		0,015	0,009	0,044	0,007
552 ŽBP					504917,899	1078211,440	286,480									
rozdíl od ŽBP					-0,017	0,056	-0,007									
554_1	1.4.2015 7:15:54	0:04:59	MAX	1,112	504725,209	1078508,964	292,027	0,005	0,009	0,008	9,7	2,6	-0,004	-0,005	-0,001	0,006
554_2	1.4.2015 10:47:03	0:04:59	MAX	1,153	504725,200	1078508,959	292,031	0,004	0,005	0,012	3,7	2,0	0,005	0,000	-0,004	0,005
554_3	1.4.2015 14:11:11	0:05:33	MAX	1,071	504725,206	1078508,955	292,022	0,003	0,004	0,008	17,0	1,6	-0,001	0,004	0,005	0,004
554 střední hodnota					504725,205	1078508,960	292,027	0,004	0,006	0,009	max. - min.		0,009	0,009	0,009	0,005
554 ŽBP					504725,200	1078508,910	292,042									
rozdíl od ŽBP					0,005	0,050	-0,015									

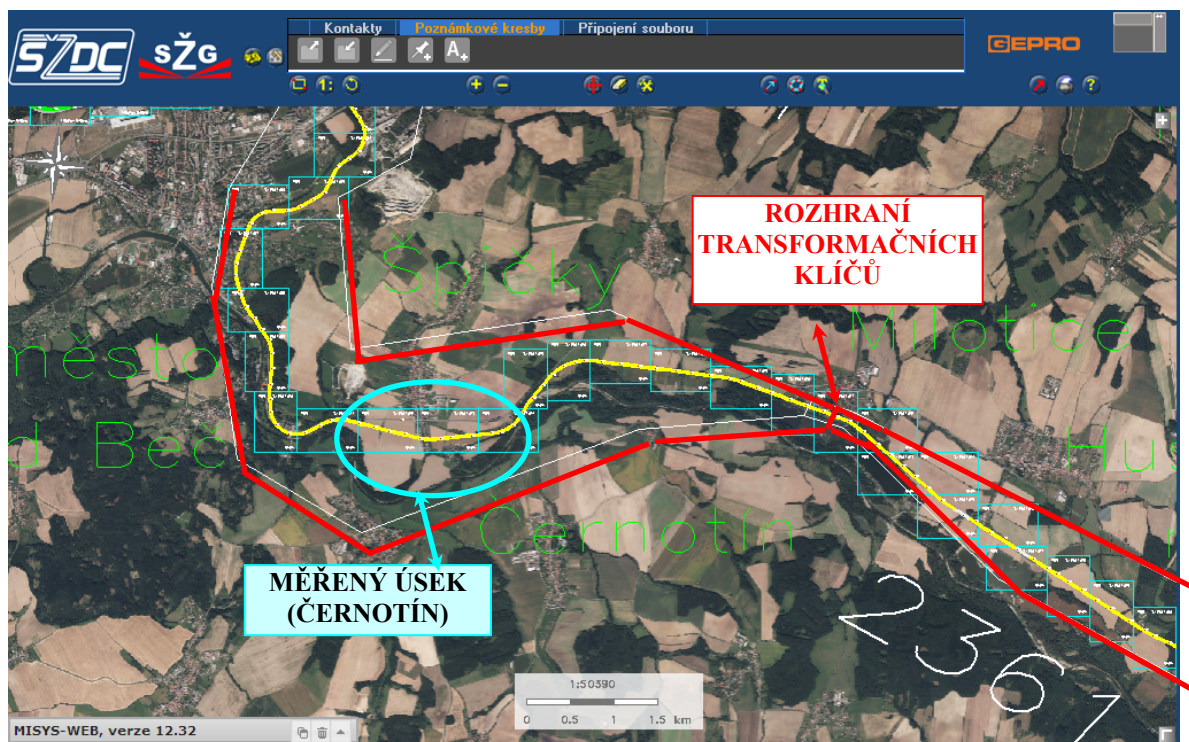
Tab. 13: nárůst odchylek v souřadnicích mezi GTK a ŽBP a geometrické deformace v GTK

Bod	OY [m]	OX [m]	DDY/1km [m]	DDX/1km [m]
501	-0,009	+0,016	-0,008	+0,002
504	+0,002	-0,020	-0,010	+0,004
539	-0,007	-0,001	-0,001	-0,002
546	-0,004	+0,025	-0,016	-0,018
552	-0,017	+0,056	-0,018	-0,020
554	+0,005	+0,050	-0,018	-0,020

### 3.4.8. Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Černotín

Měřený úsek Černotín na trati Hranice na Mor. – Val. Meziříčí leží celý v oblasti jednoho lokálního transformačního klíče. Schéma rozhraní lokálních transformačních klíčů ŽBP je na Obr. 29. Odchylky OY, OX je třeba interpretovat s ohledem na nejistoty měření a vzájemnou nehomogenitu mezi GTK a lokálními transformačními klíči. Neprojeví se zde vliv vzájemné návaznosti lokálních transformačních klíčů na jejich rozhraní.

V Tab. 14 jsou uvedeny odchylky bodů určených novou metodikou a GTK od bodů ŽBP určených stávající metodikou a lokálními transformačními klíči v úseku Černotín na trati Hranice na Mor. – Val. Meziříčí. Odchylky v souřadnicích mezi GTK a ŽBP jsou v Tab. 15.



Obr. 29 – rozhraní lokálních transformačních klíčů a měřený úsek Černotín

Současně jsou v Tab. 14 uvedeny hodnoty změn geometrických deformací GTK ve směru souřadnicových os DDY a DDX na 1km délky trati vyinterpolované z analýzy GTK pro body ŽBP.

Tab. 14: odchylky v souřadnicích mezi GTK a ŽBP a geometrické deformace v GTK

Bod	OY [m]	OX [m]	DDY/1km [m]	DDX/1km [m]
992	+0,010	<b>+0,021</b>	-0,004	-0,001
991	<b>+0,016</b>	-0,002	-0,004	-0,001
990	+0,013	<b>+0,016</b>	-0,004	+0,003
960	<b>+0,015</b>	+0,002	-0,004	+0,003
959	+0,007	-0,003	-0,004	+0,003
1103	<b>+0,017</b>	+0,007	-0,004	+0,003
1102	+0,013	+0,004	-0,004	+0,003
1100	+0,008	<b>+0,021</b>	-0,008	+0,004
1099	+0,011	<b>+0,029</b>	-0,008	+0,004

S ohledem na krátkou délku měřeného úseku (1,563 km) změny geometrických deformací v GTK na 1 km dosahují jen několika milimetrů. Velikosti odchylek OY, OX je třeba interpretovat jako důsledek nejistot měření a vzájemné nehomogenity mezi GTK a lokálním transformačním klíčem.



Tab. 15: odchylky od bodů ŽBP (nehomogenity)

Sestavení výsledků měření Hranice n. Mor. - Valašské Meziříčí

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	Vnitřní přesnost obs.			% out	GDOP	Odchylky od průměru			Op	
								σY	σX	σH			vY	vX	vH		
992_1	1.5.2015 6:09:37	0:04:59	MAX	0,904	509447,694	1132376,271	252,871	0,002	0,002	0,008	9,3	1,5	0,009	0,003	-0,012	0,009	
992_2	1.5.2015 9:53:01	0:07:04	MAX	0,888	509447,698	1132376,279	252,844	0,003	0,003	0,008	4,7	1,5	0,005	-0,006	0,015	0,007	
992_3	1.5.2015 13:45:20	0:04:51	MAX	0,845	509447,717	1132376,271	252,863	0,002	0,004	0,006	9,7	1,6	-0,014	0,003	-0,004	0,014	
992 střední hodnota					509447,703	1132376,274	252,859	0,002	0,003	0,007	max. - min.			0,023	0,009	0,027	0,010
992 ŽBP					509447,693	1132376,253	252,876										
rozdíl od ŽBP					0,010	0,021	-0,017										
991_1	1.5.2015 6:27:25	0:04:53	MAX	0,939	509672,569	1132410,176	251,993	0,005	0,004	0,006	5,7	1,3	0,005	0,000	-0,012	0,005	
991_2	1.5.2015 10:11:30	0:04:59	MAX	0,932	509672,584	1132410,163	251,957	0,005	0,006	0,006	3,3	1,8	-0,010	0,014	0,023	0,017	
991_3	1.5.2015 14:01:15	0:04:59	MAX	0,857	509672,569	1132410,191	251,991	0,003	0,004	0,005	8,0	1,4	0,005	-0,014	-0,011	0,015	
991 střední hodnota					509672,574	1132410,177	251,980	0,004	0,005	0,006	max. - min.			0,015	0,028	0,036	0,012
991 ŽBP					509672,558	1132410,179	251,999										
rozdíl od ŽBP					0,016	-0,002	-0,019										
990_1	1.5.2015 6:53:49	0:04:59	MAX	0,852	509915,643	1132421,891	252,189	0,004	0,017	0,013	5,7	1,9	0,008	0,011	0,001	0,013	
990_2	1.5.2015 10:35:48	0:04:59	MAX	0,867	509915,653	1132421,901	252,194	0,008	0,011	0,013	6,7	2,9	-0,002	0,001	-0,004	0,003	
990_3	1.5.2015 14:18:34	0:04:59	MAX	0,859	509915,656	1132421,915	252,186	0,005	0,013	0,011	6,0	1,8	-0,006	-0,012	0,004	0,014	
990 střední hodnota					509915,651	1132421,902	252,190	0,006	0,014	0,012	max. - min.			0,013	0,023	0,008	0,010
990 ŽBP					509915,638	1132421,886	252,167										
rozdíl od ŽBP					0,013	0,016	0,023										
960_1	1.5.2015 7:11:14	0:04:59	MAX	1,337	510040,497	1132445,939	251,990	0,005	0,006	0,013	4,3	1,6	-0,002	-0,002	0,001	0,003	
960_2	1.5.2015 10:52:10	0:04:59	MAX	1,250	510040,495	1132445,943	251,988	0,005	0,004	0,007	6,0	1,7	0,000	-0,006	0,003	0,006	
960_3	1.5.2015 14:35:43	0:04:59	MAX	1,343	510040,494	1132445,930	251,994	0,003	0,006	0,010	4,7	1,8	0,002	0,007	-0,003	0,007	
960 střední hodnota					510040,495	1132445,937	251,991	0,004	0,005	0,010	max. - min.			0,003	0,013	0,006	0,005
960 ŽBP					510040,480	1132445,935	252,004										
rozdíl od ŽBP					0,015	0,002	-0,013										
959_1	1.5.2015 7:38:17	0:04:59	MAX	1,200	510275,346	1132443,692	252,640	0,005	0,004	0,010	6,7	1,6	0,005	0,005	-0,020	0,007	
959_2	1.5.2015 11:09:44	0:04:59	MAX	1,177	510275,349	1132443,702	252,608	0,006	0,005	0,007	5,0	1,8	0,002	-0,005	0,012	0,006	
959_3	1.5.2015 14:56:01	0:05:29	MAX	1,208	510275,357	1132443,697	252,613	0,003	0,002	0,006	5,3	2,4	-0,006	0,000	0,008	0,006	
959 střední hodnota					510275,351	1132443,697	252,620	0,005	0,004	0,008	max. - min.			0,011	0,011	0,032	0,006
959 ŽBP					510275,344	1132443,700	252,637										
rozdíl od ŽBP					0,007	-0,003	-0,017										
B_1	1.5.2015 7:54:52	0:04:59	MAX	1,252	510443,478	1132389,636	252,143	0,002	0,003	0,007	6,3	1,4	-0,005	0,000	-0,002	0,005	
B_2	1.5.2015 11:29:27	0:04:59	MAX	1,267	510443,470	1132389,635	252,134	0,004	0,006	0,007	6,3	2,5	0,002	0,001	0,007	0,003	
B_3	1.5.2015 15:13:54	0:04:59	MAX	1,229	510443,470	1132389,638	252,147	0,002	0,003	0,006	8,7	2,7	0,002	-0,001	-0,005	0,003	
B střední hodnota					510443,473	1132389,636	252,141	0,003	0,004	0,007	max. - min.			0,007	0,002	0,013	0,004
B ŽBP																	
rozdíl od ŽBP					510443,473	1132389,636	252,141										
1103_1	1.5.2015 8:08:41	0:04:59	MAX	1,076	510478,662	1132379,764	252,014	0,003	0,005	0,010	10,7	1,8	0,003	0,003	-0,004	0,004	
1103_2	1.5.2015 11:46:40	0:04:59	MAX	1,138	510478,664	1132379,773	252,002	0,004	0,004	0,014	2,0	1,9	0,000	-0,005	0,008	0,005	
1103_3	1.5.2015 15:27:32	0:04:59	MAX	1,040	510478,668	1132379,765	252,014	0,003	0,004	0,017	6,0	2,7	-0,003	0,002	-0,004	0,004	
1103 střední hodnota					510478,665	1132379,768	252,010	0,003	0,004	0,014	max. - min.			0,006	0,009	0,013	0,005
1103 ŽBP					510478,648	1132379,761	252,019										
rozdíl od ŽBP					0,017	0,007	-0,009										
1102_1	1.5.2015 8:26:47	0:04:36	MAX	1,223	510674,161	1132342,391	250,889	0,004	0,006	0,006	12,0	2,1	-0,006	-0,013	-0,010	0,015	
1102_2	1.5.2015 12:06:11	0:04:59	MAX	1,215	510674,151	1132342,360	250,875	0,003	0,007	0,013	8,3	2,2	0,004	0,017	0,004	0,018	
1102_3	1.5.2015 15:42:28	0:04:59	MAX	1,199	510674,153	1132342,381	250,873	0,002	0,004	0,009	5,3	2,0	0,002	-0,004	0,006	0,004	
1102 střední hodnota					510674,155	1132342,378	250,879	0,003	0,005	0,010	max. - min.			0,010	0,030	0,016	0,012
1102 ŽBP					510674,142	1132342,374	250,892										
rozdíl od ŽBP					0,013	0,004	-0,013										
1100_1	1.5.2015 8:50:30	0:04:59	MAX	0,656	511123,444	1132222,789	251,334	0,002	0,004	0,007	5,7	2,5	0,003	0,000	0,003	0,003	
1100_2	1.5.2015 12:29:57	0:05:27	MAX	0,725	511123,449	1132222,783	251,347	0,003	0,003	0,013	3,7	2,3	-0,002	0,005	-0,011	0,005	
1100_3	1.5.2015 16:07:15	0:04:59	MAX	0,696	511123,448	1132222,793	251,328	0,003	0,003	0,007	5,3	1,5	-0,001	-0,005	0,008	0,005	
1100 střední hodnota					511123,447	1132222,788	251,336	0,003	0,003	0,009	max. - min.			0,005	0,010	0,019	0,004
1100 ŽBP					511123,439	1132222,767	251,352										
rozdíl od ŽBP					0,008	0,021	-0,016										
1099_1	1.5.2015 9:08:35	0:04:59	MAX	1,383	511310,426	1132231,179	250,897	0,003	0,005	0,025	6,7	4,2	-0,004	-0,002	0,003	0,004	
1099_2	1.5.2015 13:01:27	0:05:11	MAX	1,350	511310,422	1132231,173	250,882	0,005	0,010	0,013	10,7	4,0	0,000	0,004	0,018	0,004	
1099_3	1.5.2015 16:25:04	0:05:12	MAX	1,365	511310,419	1132231,178	250,920	0,004	0,007	0,010	4,0	2,1	0,004	-0,001	-0,021	0,004	
1099 střední hodnota					511310,422	1132231,177	250,900	0,004	0,008	0,017	max. - min.			0,007	0,006	0,038	0,004
1099 ŽBP					511310,411	1132231,148	250,926										
rozdíl od ŽBP					0,011	0,029	-0,026										

### 3.4.9. Nehomogenity v ŽBP na měřeném úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu

V Tab. 16 jsou uvedeny odchylky bodů určených novou metodikou a GTK od bodů ŽBP určených stávající metodikou a lokálními transformačními klíči v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátu na trati Beroun – Rakovník.

Tab. 16: odchylky od bodů ŽBP (nehomogenity)

Sestavení výsledků měření Beroun - Rakovník, úsek Nižbor - Roztoky u Křivoklátku							Vnitřní přesnost obs.				Odchylky od průměru						
Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	VA	Y [m]	X [m]	H [m]	střední kvadratická $\sigma$				vY	vX	vH	Op		
								$\sigma_Y$	$\sigma_X$	$\sigma_H$	% out	GDOP					
3080_1	25.8.2015 6:33:32	0:05:59	MAX	0.904	773809.148	1048193.372	233.572	0.005	0.005	0.005	9.3	1.8	-0.003	-0.006	-0.014	0.006	
3080_2	25.8.2015 9:50:18	0:04:59	MAX	0.888	773809.136	1048193.354	233.529	0.002	0.003	0.011	8.0	1.6	0.010	0.013	0.029	0.016	
3080_3	25.8.2015 13:48:41	0:04:53	MAX	0.845	773809.153	1048193.374	233.572	0.001	0.002	0.006	14.7	1.9	-0.007	-0.007	-0.014	0.010	
3080 střední hodnota					773809.146	1048193.367	233.558	0.003	0.004	0.008	max. - min.		0.016	0.020	0.043	0.011	
3080 ŽBP					773809.147	1048193.337	233.578										
rozdil od ŽBP					-0.001	0.030	-0.020										
3081_1	25.8.2015 6:55:12	0:04:59	MAX	0.939	774433.567	1047922.402	233.470	0.002	0.003	0.012	9.0	1.6	0.001	-0.006	-0.020	0.006	
3081_2	25.8.2015 11:12:41	0:04:59	MAX	0.932	774433.570	1047922.395	233.440	0.002	0.004	0.006	12.0	1.7	-0.002	0.001	0.010	0.002	
3081_3	25.8.2015 14:47:52	0:06:05	MAX	0.857	774433.568	1047922.390	233.441	0.006	0.007	0.008	6.3	1.5	0.001	0.005	0.010	0.006	
3081 střední hodnota					774433.568	1047922.396	233.450	0.004	0.005	0.009	max. - min.		0.003	0.012	0.030	0.005	
3081 ŽBP					774433.557	1047922.371	233.466										
rozdil od ŽBP					0.011	0.025	-0.016										
3151_1	25.8.2015 8:13:32	0:04:59	MAX	0.852	779475.057	1043805.769	237.051	0.008	0.011	0.011	9.7	1.6	-0.012	0.010	-0.045	0.016	
3151_2	25.8.2015 12:17:13	0:06:01	MAX	0.867	779475.051	1043805.795	236.991	0.011	0.012	0.018	10.3	3.7	-0.007	-0.016	0.015	0.017	
3151_3	25.8.2015 15:51:56	0:05:05	MAX	0.859	779475.026	1043805.773	236.976	0.004	0.005	0.014	2.7	2.9	0.019	0.006	0.030	0.020	
3151 střední hodnota					779475.045	1043805.779	237.006	0.008	0.010	0.014	max. - min.		0.031	0.026	0.075	0.018	
3151 ŽBP					779475.031	1043805.739	236.991										
rozdil od ŽBP					0.014	0.040	0.015										
3152_1	25.8.2015 8:37:27	0:04:59	MAX	1.337	779188.533	1043593.956	236.665	0.007	0.004	0.007	9.0	2.2	-0.001	0.008	0.013	0.008	
3152_2	25.8.2015 12:17:13	0:05:14	MAX	1.250	779188.538	1043593.975	236.692	0.005	0.008	0.005	21.3	1.9	-0.006	-0.010	-0.014	0.012	
3152_3	25.8.2015 15:29:09	0:04:59	MAX	1.343	779188.526	1043593.962	236.676	0.002	0.003	0.011	8.3	1.8	0.006	0.002	0.001	0.007	
3152 střední hodnota					779188.533	1043593.964	236.678	0.005	0.005	0.008	max. - min.		0.012	0.018	0.027	0.009	
3152 ŽBP					779188.515	1043593.959	236.697										
rozdil od ŽBP					0.018	0.005	-0.019										
3260_1	26.8.2015 5:39:36	0:04:59	MAX	1.076	781234.015	1043924.202	240.040	0.009	0.003	0.007	8.7	2.1	-0.005	-0.005	0.024	0.007	
3260_2	26.8.2015 10:15:52	0:04:59	MAX	1.138	781234.019	1043924.193	240.102	0.006	0.003	0.014	8.3	2.3	-0.009	0.003	-0.039	0.010	
3260_3	26.8.2015 14:09:30	0:04:59	MAX	1.040	781233.996	1043924.195	240.049	0.008	0.003	0.012	8.7	2.1	0.014	0.002	0.015	0.014	
3260 střední hodnota					781234.010	1043924.197	240.064	0.008	0.003	0.011	max. - min.		0.023	0.008	0.062	0.010	
3260 ŽBP					781233.974	1043924.171	240.004										
rozdil od ŽBP					0.036	0.026	0.060										
3470_1	26.8.2015 6:06:41	0:04:59	MAX	1.223	781104.257	1044861.354	242.248	0.006	0.004	0.017	9.0	2.6	-0.001	-0.010	0.001	0.011	
3470_2	26.8.2015 9:45:07	0:04:59	MAX	1.215	781104.256	1044861.336	242.254	0.003	0.003	0.007	6.0	2.7	-0.001	0.007	-0.004	0.007	
3470_3	26.8.2015 13:31:19	0:06:00	MAX	1.199	781104.253	1044861.340	242.247	0.006	0.003	0.009	9.7	2.0	0.002	0.003	0.003	0.004	
3470 střední hodnota					781104.255	1044861.343	242.250	0.005	0.003	0.012	max. - min.		0.004	0.018	0.007	0.007	
3470 ŽBP					781104.245	1044861.331	242.228										
rozdil od ŽBP					0.010	0.012	0.022										
3091_1	26.8.2015 7:32:13	0:04:59	MAX	0.656	782601.931	1044735.075	249.340	0.001	0.002	0.004	11.3	1.6	0.004	0.005	0.002	0.006	
3091_2	26.8.2015 11:35:19	0:04:59	MAX	0.725	782601.939	1044735.083	249.362	0.005	0.007	0.005	5.3	1.4	-0.003	-0.003	-0.020	0.004	
3091_3	26.8.2015 15:09:06	0:04:59	MAX	0.696	782601.937	1044735.081	249.324	0.003	0.003	0.007	6.3	1.4	-0.001	-0.002	0.018	0.002	
3091 střední hodnota					782601.936	1044735.080	249.342	0.004	0.005	0.005	max. - min.		0.007	0.008	0.038	0.004	
3091 ŽBP					782601.949	1044735.047	249.341										
rozdil od ŽBP					-0.013	0.033	0.001										
3090_1	26.8.2015 7:09:45	0:04:59	MAX	1.383	782624.877	1044304.040	249.221	0.002	0.003	0.008	10.3	1.9	0.001	0.002	0.012	0.002	
3090_2	26.8.2015 11:13:16	0:04:59	MAX	1.350	782624.876	1044304.042	249.260	0.007	0.007	0.012	14.0	1.5	0.002	0.001	-0.028	0.002	
3090_3	26.8.2015 14:49:50	0:04:59	MAX	1.365	782624.881	1044304.046	249.216	0.002	0.007	0.009	7.7	1.6	-0.003	-0.003	0.016	0.004	
3090 střední hodnota					782624.878	1044304.043	249.233	0.004	0.006	0.010	max. - min.		0.004	0.005	0.044	0.003	
3090 ŽBP					782624.898	1044304.023	249.223										
rozdil od ŽBP					-0.020	0.020	0.010										

### 3.5. Fotodokumentace měření

Z pilotních měření byla pořízena fotodokumentace v úseku Krnov – Skrochovice na trati Krnov – Opava (Obr. 30 až Obr. 42), v úseku Černotín na trati Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí (Obr. 43 až Obr. 52) a v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátku na trati Beroun – Rakovník (Obr. 53 až Obr. 63), která ilustrativní formou dokumentuje podmínky měření na jednotlivých stanoviscích.

3.6. Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Krnov – Skrochovice



Obr. 30 – bod 711



Obr. 31 – bod 507



Obr. 32 – bod 715



Obr. 33 – bod 513



Obr. 34 – bod 519



Obr. 35 – bod 523





Obr. 36 – bod 530



Obr. 37 – bod 501



Obr. 38 – bod 504



Obr. 39 – bod 539



Obr. 40 – bod 546



Obr. 41 – bod 552



Obr. 42 – bod 554



3.6.1. Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Černotín



Obr. 43 – bod 992



Obr. 44 – bod 991



Obr. 45 – bod 990



Obr. 46 – bod 960



Obr. 47 - bod 959



Obr. 48 - bod B





Obr. 49 – bod 1103



Obr. 50 – bod 1102



Obr. 51 – bod 1100



Obr. 52 – bod 1099

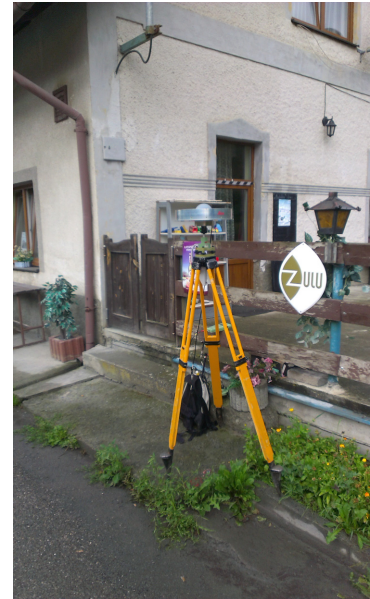
3.6.2. Fotodokumentace z pilotního měření v úseku Nižbor – Roztoky u Křivoklátku



Obr. 53 – bod ŽBP 3080



Obr. 54 – bod ŽBP 3081



Obr. 55 – bod ŽBP 3152



Obr. 56 – bod ŽBP 3151



Obr. 57 – bod ŽBP 3260



Obr. 58 – bod ŽBP 3470





Obr. 59 – bod ŽBP 3091



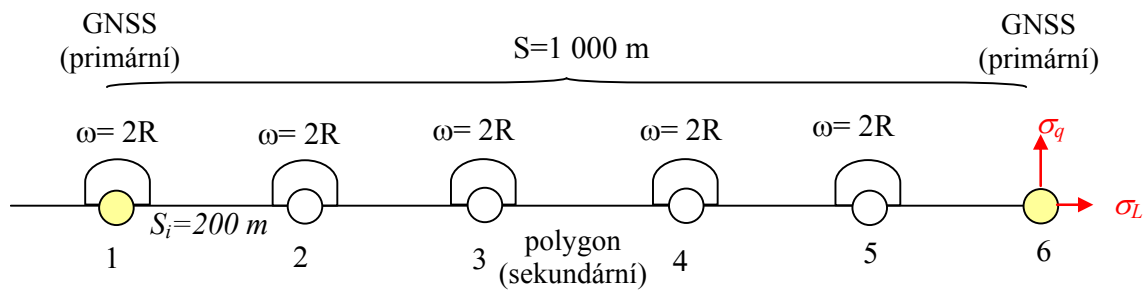
Obr. 60 – bod ŽBP 3090

Obr. 61 – bod ŽBP 3150  
(n.m.)Obr. 62 – pomocný bod  
4081Obr. 63 – pomocný bod  
5081

### 3.7. Analýza přesnosti terestrických měření

#### 3.7.1. Určování bodů sekundární sítě k primárním bodům

Předpokládejme pro jednoduchost model řešení, kdy body sekundární sítě budujeme přímým rovnostranným polygonovým pořadem mezi body primární sítě. Předpokládejme dále, že vzájemná vzdálenost bodů primární sítě  $S=1\ 000$  m, počet vrcholů polygonového pořadu  $n = 6$ , délka stran v polygonovém pořadu  $S_i = 200$  m (Obr. 64).



Obr. 64 - Modelový příklad konfigurace primárních bodů GNSS a sítě sekundární bodů

Zjednodušeně pro přímý rovnostranný polygonový pořad lze vypočítat podélnou standardní odchylku ze vztahu např. dle [32], [33]

$$\sigma_L^2 = (n - 1) \sigma_S^2 \quad (3.6.1.1)$$

a příčnou standardní odchylku ze vztahu dle

$$\sigma_q^2 = \frac{n(n-1)(2n-1)}{6} S_i^2 \sigma_\omega^2 \quad (3.6.1.2)$$

kde  $\sigma_S$  je standardní délková odchylka,  $\sigma_\omega$  je standardní úhlová odchylka.

Např. pro celkovou délku jednostranně připojeného a jednostranně orientovaného polygonového pořadu  $S=1\,000$  m, počet vrcholů  $n=6$ , standardní odchylku měření délek  $\sigma_S=3$  mm a standardní úhlovou odchylku  $\sigma_\omega=0,3$  mgon, bude v koncovém bodě polygonového pořadu

standardní odchylka v podélném směru

$$\sigma_L^2 = (6 - 1) \sigma_S^2 \quad (3.6.1.3)$$

$$\sigma_L = 6,7 \text{ mm} \quad (3.6.1.4)$$

a standardní odchylka v příčném směru

$$\sigma_q^2 = \frac{6(6-1)(12-1)}{6} 200^2 \sigma_\omega^2 \quad (3.6.1.5)$$

$$\sigma_q = 7,0 \text{ mm} \quad (3.6.1.6)$$

Velikost standardní příčné odchylky  $\sigma_q = 7,0$  mm, resp., při použití koeficientu spolehlivosti  $t=2$ , mezní odchylky 14 mm koncového bodu polygonového pořadu je cca prakticky o 1/3 vyšší ve srovnání s přesností určení bodu primární sítě GNSS ve formě standardní příčné odchylky  $\sigma_{x,y} = 5,0$  mm, resp. při použití koeficientu spolehlivosti  $t=2$ , mezní odchylky 10 mm. Proto je oprávněné vyšší přesnosti určení bodů primární sítě GNSS využít k fixaci (neměnnosti při výpočtu) prostorové polohy prostřednictvím koncových bodů polygonového pořadu.

Fixací souřadnic bodů primární sítě ve vetknutém polygonu mezi nimi se projeví maximální odchylky v polovině polygonového pořadu.

Standardní odchylka v podélném směru pro  $n=4$ ,  $\sigma_s = 3 \text{ mm}$  (pro 3 polygonové strany,  $S=600 \text{ m}$ )

$$\sigma_L^2 = (4-1) \sigma_s^2 \quad (3.6.1.7)$$

$$\sigma_L = 5,2 \text{ mm} \quad (3.6.1.8)$$

a standardní odchylka v příčném směru

$$\sigma_q^2 = \frac{4(4-1)(8-1)}{6} 200^2 \sigma_\omega^2 \quad (3.6.1.9)$$

$$\sigma_q = 3,5 \text{ mm} \quad (3.6.1.10)$$

Fixací koncových bodů primární sítě v principu dochází uprostřed polygonu k dvojitému určení a přesnost lze vyjádřit jako přesnost aritmetického průměru z dvojího určení

$$\sigma_{-q} = \frac{\sigma_q}{\sqrt{2}} = 2,5 \text{ mm} \quad (3.6.1.11)$$

a mezní příčná odchylka v polovině polygonu bude  $\delta_{-q} = t \sigma_{-q} = 5 \text{ mm}$ .

Praktické dosažení přesnosti měření délek specifikované standardní odchylkou  $\sigma_s = 3 \text{ mm}$  je při použití dnes běžných elektronických univerzálních měřicích stanic reálné. Větším problémem může být praktické dosažení potřebné úhlové přesnosti specifikované standardní odchylkou  $\sigma_\omega = 0,3 \text{ mgon}$  zejména s ohledem na nepříznivé působení refrakce při terénním měření na železnici. Ale celkově lze předpokládat, že dosažení přesností měření je prakticky s využitím současné nejmodernější měřicí techniky běžně realizovatelné.

Pro určení polohy bodů sekundární sítě lze tedy použít měřidla úhlové přesnosti třídy přístrojů dle (DIN 18723, ČSN ISO 17123-3) specifikované  $\sigma_{\omega 0} = 1''$  (0,3 mgon) výjimečně  $2''$  (0,6 mgon) a měřit v minimálním počtu opakování specifikovaných v Tab. 17.

Obecný vzorec pro výpočet počtu opakování měření úhlu v polygonovém pořadu

$$n = \frac{\sigma_{\omega 0}^2}{\sigma_\omega^2} \quad (3.6.1.12)$$

kde  $\sigma_{\omega 0}$  je úhlová přesnost přístroje specifikovaná výrobcem

$\sigma_\omega$  je požadovaná úhlová přesnost

$n$  je počet opakování (počet skupin)

Tab. 17: Přehled počtu  $n$  opakování v kontextu požadované úhlové přesnosti

Požadovaná úhlová přesnost	Úhlová specifikace přístroje $\sigma_{\omega 0}$	
$\sigma_\omega$	1'' (0,3 mgon)	2'' (0,6 mgon)
0,3 mgon	min. $n=1$	min. $n=4$

Při měření v polygonovém pořadu mezní odchylka rozdílu dvojice měření úhlu s přesností  $\sigma_\omega = 0,3 \text{ mgon}$ , pro koeficient spolehlivosti  $t=2$  ( $P=0,95$ ,  $\alpha=5\%$ ) by neměla překročit hodnotu

$$\delta_{\Delta\omega} = t \sigma_{\omega} \sqrt{2} = 0,8 \text{ mgon} \quad (3.6.1.13)$$

Mezní odchylka od střední hodnoty měření úhlu měřeného v počtu tří a více opakování s přesností  $\sigma_{\omega} = 0,3 \text{ mgon}$ , pro  $t=2$  ( $P=0,95$ ,  $\alpha=5\%$ ) by neměla překročit hodnotu

$$\delta_{\nu} = t \sigma_{\omega} = 0,6 \text{ mgon} \quad (3.6.1.14)$$

### 3.7.2. Určování zajišťovací značky k sekundární síti

Zajišťovací značky jsou určovány měřením vzhledem k sekundární síti navázané předtím na primární síť. Předpokládejme modelově vzájemnou vzdálenost mezi sousedními zajišťovacími značkami max.  $S = 100 \text{ m}$  (pro poloměry oblouku  $R > 2\,000 \text{ m}$ ).

Mezní odchylka v příčném směru mezi sousedními zajišťovacími značkami

$$\delta_{\Delta q} = 5 \text{ mm} \quad (3.6.2.1)$$

Aktualizací dřívějšího předpisu S3 [35], kde byla specifikována relativní přesnost mezi sousedními zajišťovacími značkami, v novější verzi předpisu S3 [34] je specifikována mezní odchylka rozdílu dvojího určení zajišťovací značky. Pro analýzu přesnosti je použito kritéria dle [35].

Mezní odchylka v příčném směru jedné dílčí zajišťovací značky z dvojice

$$\delta_q = \frac{\delta_{\Delta q}}{\sqrt{2}} = \frac{5}{\sqrt{2}} = 3,5 \text{ mm} \quad (3.6.2.2)$$

a z toho standardní odchylka v příčném směru získaná pomocí koeficientu spolehlivosti  $t=2$

$$\sigma_q = \frac{\delta_q}{t} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ mm} \quad (3.6.2.3)$$

při uvážení standardní odchylky centrace přístroje a cíle do  $0,5 \text{ mm}$  bude standardní odchylka vodorovného směru měřeného na zajišťovací značku, při délce záměry  $S=100 \text{ m}$

$$\sigma_{\psi} = \frac{\sigma_q}{S} = \frac{0,00175}{100} = 1,1 \text{ mgon} \quad (3.6.2.4)$$

a při uvážení přesnosti centrace přístroje a cíle  $\sigma_{\psi} = 1,0 \text{ mgon}$ .

Standardní odchylka měření vodorovného úhlu mezi zajišťovacími značkami, při délce záměry  $S=100 \text{ m}$

$$\sigma_{\omega} = \sigma_{\psi} \sqrt{2} = 1,4 \text{ mgon} \quad (3.6.2.5)$$

Mezní odchylka rozdílu dvojice měření úhlu s přesností  $\sigma_{\omega} = 1,4 \text{ mgon}$ , pro  $t=2$

$$\delta_{\Delta\omega} = t \sigma_{\omega} \sqrt{2} = 4,0 \text{ mgon} \quad (3.6.2.6)$$

kde  $\Delta_{\omega} = \omega_1 - \omega_2$  je rozdíl dvojice měřených úhlů na zajišťovací značku.

Mezní odchylka od střední hodnoty měření úhlu měřeného v počtu tří a více opakování s přesností  $\sigma_{\omega} = 1,4 \text{ mgon}$ , pro  $t=2$

$$\delta_v = t \sigma_\omega = 2,8 \text{ mgon} \quad (3.6.2.7)$$

kde  $v = E(\omega) - \omega_i$  a kde  $E(\omega)$  je střední hodnota.

### 3.7.3. Kontext bodů primární sítě

Určování bodů primární sítě ve vzájemné vzdálenosti cca 1 km podél železniční trati se děje technologií GNSS. Zpracování metodiky [1] a její pilotní ověření [2] podložilo vhodnost této technologie pro daný účel. Body primární sítě lze mezi sebou reálně určit s přesností danou standardní odchylkou 5 mm, tzn., při použití koeficientu spolehlivosti  $t=2$ , s praktickou jistotou v mezní odchylkou 10 mm ( $P=0,90$ ,  $\alpha=10\%$ ). Tato přesnost, díky použité technologii GNSS-RTK, se vztahuje zároveň vzhledem i k nejbližším bodům permanentní sítě CZEPOS.

Svou roli hraje i převod souřadnic ETRS do národního systému S-JTSK a jeho homogenita. Na SŽDC se tento převod realizuje prostřednictvím lokálních transformačních klíčů. Návrhem metodiky [1] bylo doporučeno použít jednotného transformačního klíče pro ČR. Analýzou deformací jednotného transformačního klíče ČR [3] bylo prokázáno, že jeho lokální geometrické deformace se pohybují až v hodnotách 20 mm na 1 km, což je hodnota, která může systematicky nepříznivě ovlivňovat určení bodů primární sítě ve vazbě na klasické polygonovým pořadem určené body sekundární sítě. Přesto je použití jednotného transformačního klíče možné neboť jednotnou transformací je zaručena opakovatelnost určení polohy, takže výsledky by byly vždy stejně deformované. Bylo by ovšem prakticky užitečnější definovat nový jednotný transformační klíč, jehož geometrické deformace by byly na prakticky a technicky přijatelnější úrovni, tzn. menší než 5 mm na 1 km.

### 3.7.4. Kontext klíčových fází výstavby

Projektem ŽBP je zpravidla řešen návrh umístění geodetických bodů primární, sekundární sítě a zajišťovacích značek, způsob jejich stabilizace, návaznost do geodetických referenčních systémů, technologie měření a určení souřadnic včetně způsobu převodu do S-JTSK, přesnost měření vycházející z předepsaných mezních odchylek stavby, včetně prokázání dosažitelnosti přesností v konkrétních podmínkách. ŽBP se následně vybuduje na podkladě projektu ŽBP, přičemž primární ŽBP předává ÚOZI investora (SŽG) zhotoviteli při předání staveniště, sekundární ŽBP vybuduje geodet zhotovitele na podkladě projektu ŽBP na počátku realizace výstavby, následně se ŽBP ověřuje před zřízením bezстыkové koleje (před svařením) a pak před tzv. následným (dříve třetím) podbitím, které se realizuje obvykle cca po půl roce od uvedení tratě do zkušebního provozu. Další ověření ŽBP provede SŽG před ukončením záruční doby a dále pak dle potřeby.

### 3.7.5. Souhrnná nejistota

Souhrnná mezní nejistota  $\delta$  při uvážení nejistoty primární sítě  $\delta_{PS} = 10 \text{ mm}$ , nejistoty sekundární sítě  $\delta_{SS} = 5 \text{ mm}$  a nejistoty určení zajišťovací značky  $\delta_{ZZ} = 3,5 \text{ mm}$  je dána vztahem

$$\delta^2 = \delta_{PS}^2 + \delta_{SS}^2 + \delta_{ZZ}^2 \quad (3.6.5.1)$$

a po dosažení konkrétních hodnot dílčích nejistot je souhrnná nejistota dána hodnotou

$$\delta = \sqrt{10^2 + 5^2 + 3,5^2} = 12 \text{ mm} \quad (3.6.2.2)$$

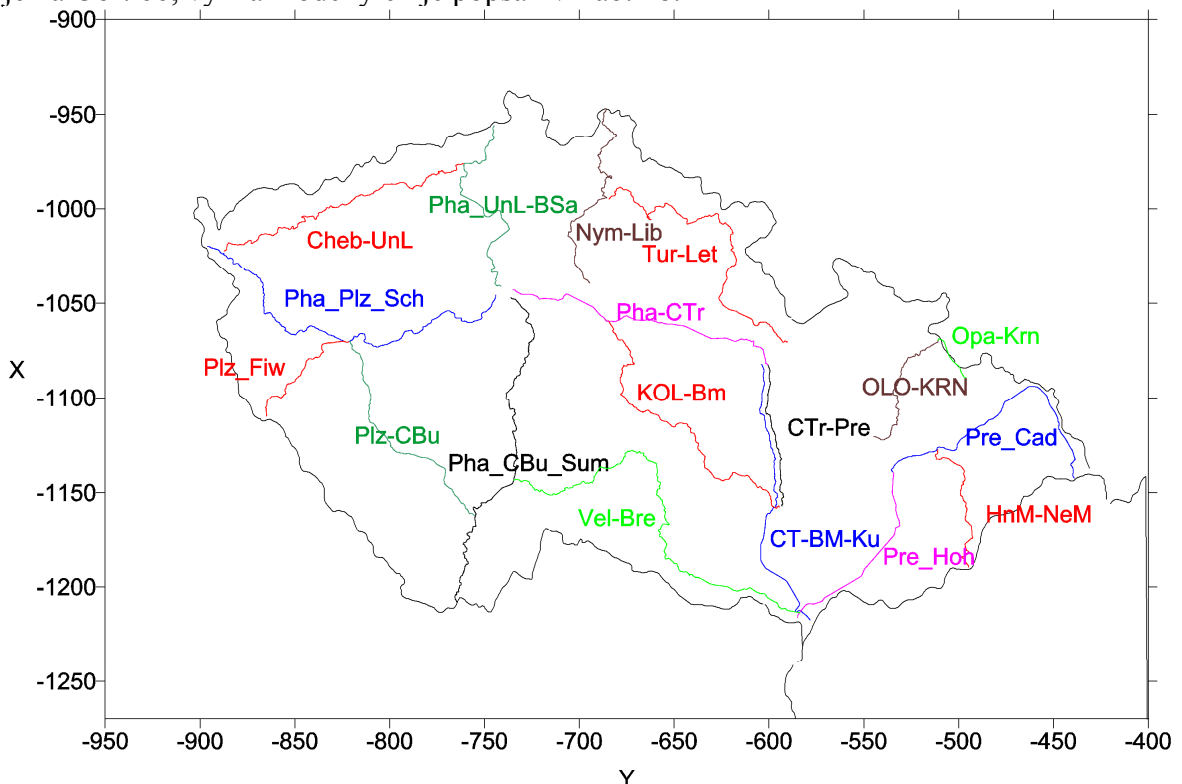


Tzn., že bude-li docházet v průběhu výstavby k obnově primární a sekundární sítě v rámci výše uvedených přesnostních parametrů, lze očekávat, že souhrnná nejistota bude max. o 20% překračovat nejpřísnější kritérium prostorové polohy dle ČSN 73 6360-2 (2013), tj. mezní odchylku 10 mm. Největší podíl na tomto překročení souvisí s realizací nejistoty primární sítě. Eliminaci tohoto faktoru lze dosáhnout tak, že případná obnova primární sítě a souvislostně i sekundární sítě bude řešena před klíčovými fázemi výstavby, tj. před předáním staveniště, před zřízením bezстыkové koleje (před svařením), před tzv. následným (dříve třetím) podbitím (cca po půl roce od uvedení tratě do zkušebního provozu), před ukončením záruční doby a dále pak dle potřeby.

S ohledem na nutnost průběžné obnovy, provozem stavby zničené části vytyčovací sítě, je třeba pro zachování homogenity dodržovat základní principy vzájemné návaznosti a rovněž i přesnosti dílčích měřených veličin. Přesnostní parametry jsou sice odvozené na zjednodušeném modelu, ale signalizují potřebu vysoké měřické přesnosti, což klade vysoké nároky na její realizovatelnost v terénu. Tato přesnost však zaručuje obnovitelnost vytyčovací sítě nebo železničního bodového pole v dostatečné homogenitě pro automatizované technologie měření prostorové polohy koleje. Zvláště důležité je načasování případné obnovy vytyčovací sítě nebo ŽBP před příslušnou klíčovou fází výstavby. Analýzou odvozené dílčí přesnostní parametry a jejich realizace v příslušných fázích výstavby zaručuje dodržení předepsané geometrické přesnosti železniční dráhy.

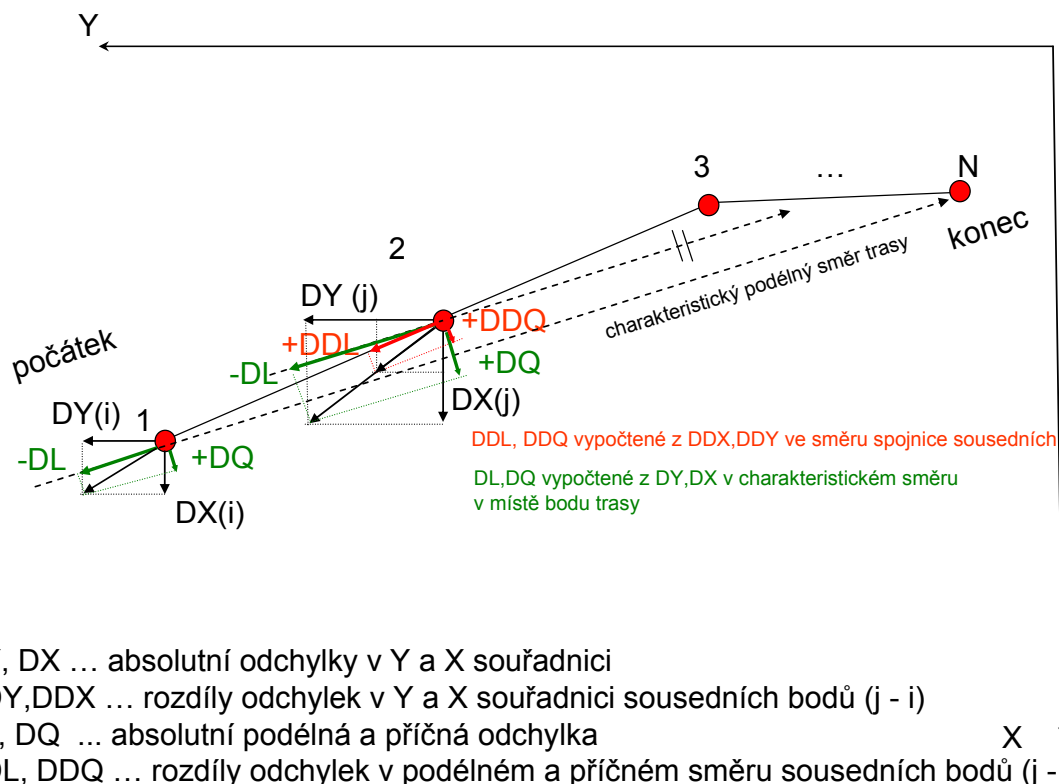
### 3.8. Analýza globálního transformačního klíče (GTK) v. 1202 (2013)

Analýza globálního transformačního klíče (GTK) v. 1202 (2013) byla vykonána na 18 vybraných železničních tratích pokrývajících území ČR (Obr. 65). Dílčí trasy byly pro účel analýzy modelovány jako polygon s body po 100 m v lokálním staničení od začátku do konce polygonu. Numerický výpočet na podkladě zadání řešitele projektu realizoval prof. Jan Kostecký, DrSc. ve VÚGTK v.v.i. Princip modelu trasy a vyhodnocených odchylek je na Obr. 66, význam odchylek je popsán v Tab. 18.



Obr. 65 – přehled analyzovaných tratí na území ČR





Obr. 66 – schéma významu odchylek

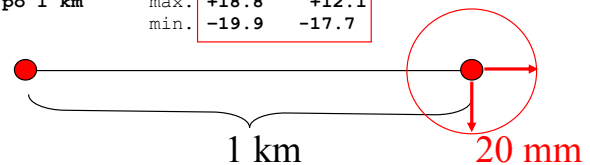
Tab. 18: význam odchylek

Bod	...	Označení měřeného bodu
DY, DX	...	absolutní odchylky v Y a X souřadnici (z tabulky dokorekcí GTK)
DDY, DDX	...	rozdíly absolutních odchylek v Y a X souřadnici sousedních bodů polygonu ve smyslu (j-i), přičemž j je následující
DL, DQ	...	absolutní podélné a příčné odchylky vypočtené z DY a DX v charakteristickém směru trasy (počátek – konec)
DDL, DDQ	...	rozdíly absolutních odchylek v podélném a příčném směru sousedních bodů polygonu ve smyslu (j-i), přičemž j je následující

Přehled minimálních (min.) a maximálních (max.) odchylek GTK v. 1202 na jednotlivých železničních tratích je podrobně zpracován v souřadnicích a v podélném a příčném směru v [3]. Transformace GTK vykazuje nerovnoměrné geometrické deformace, které typicky dosahují cca 20 mm/1 km, což má na přesná měření vykonávaná na železnici nepříznivý systematický vliv zhoršující výsledky měření sekundární sítě polygonovým pořadem v návaznosti na body primární sítě. Ukázka vyhodnocení geometrických deformací v GTK na trase železniční tratě je na Obr. 67.

hodnoty korekce jsou v mm

km	YX (Krovak)	DY	DX	DDY	DDX	DDL	DDQ	DL	DQ
0.000	600.903 1082.136	192.0	102.0	0.0	0.0	0.0	0.0	64.4	207.7
0.100	600.828 1082.201	193.0	100.0	1.0	-2.0	-2.1	-0.9	62.2	208.3
0.200	600.752 1082.266	193.0	99.0	0.0	-1.0	-0.6	-0.8	61.2	208.1
0.300	600.700 1082.351	193.0	97.0	0.0	-2.0	-1.7	-1.0	59.3	207.7
0.400	600.653 1082.439	194.0	95.0	1.0	-2.0	-2.2	-0.1	57.1	208.3
(1) 0.500	600.607 1082.527	193.0	93.0	-1.0	-2.0	-1.3	-1.8	55.4	207.0
0.600	600.569 1082.620	193.0	91.0	0.0	-2.0	-1.9	-0.8	53.4	206.6
0.700	600.530 1082.712	193.0	89.0	0.0	-2.0	-1.8	-0.8	51.4	206.2
0.800	600.492 1082.805	192.0	87.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	49.6	204.9
0.900	600.454 1082.897	192.0	85.0	0.0	-2.0	-1.8	-0.8	47.7	204.5
1.000	600.416 1082.990	191.0	84.0	-1.0	-1.0	-0.5	-1.3	46.9	203.3
1.100	600.377 1083.082	190.0	83.0	-1.0	-1.0	-0.5	-1.3	46.1	202.2
1.200	600.339 1083.174	189.0	81.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	44.3	200.8
1.300	600.301 1083.267	188.0	79.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	42.5	199.4
1.400	600.263 1083.359	186.0	78.0	-2.0	-1.0	-0.2	-2.2	41.9	197.3
(2) 1.500	600.225 1083.452	185.0	76.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	40.1	195.9
1.600	600.186 1083.544	184.0	75.0	-1.0	-1.0	-0.5	-1.3	39.3	194.8
1.700	600.148 1083.636	183.0	73.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	37.6	193.4
1.800	600.110 1083.729	181.0	72.0	-2.0	-1.0	-0.2	-2.2	37.0	191.3
1.900	600.072 1083.821	180.0	70.0	-1.0	-2.0	-1.5	-1.7	35.2	189.9
2.000	600.033 1083.914	178.0	69.0	-2.0	-1.0	-0.1	-2.2	34.6	187.7
součet (1) na 1 km						-15.4	-10.0		
součet (2) na 1 km						-9.0	-17.7		
pro trasu 160 km po 1 km						max. +18.8	+12.1		
						min. -19.9	-17.7		



Obr. 67 – ukázka vyhodnocení geometrických deformací GTK na trase

Intervalové procentuální vyjádření deformačních odchylek na 1 km mezi GTK v. 1202 (S-JTSK) a S-JTSK/05 jsou uvedeny v Tab. 19 (pro podélnou složku deformace DL) a Tab. 20 (pro příčnou složku deformace DQ). „Standardní tabulka“ značí použití tabulky dokorekcí S-JTSK vs. S-JTSK/05 doporučené pro převod souřadnic ČÚZK zahrnující body ZBP z výběrové údržby a ZhB (tj. GTK v. 1202). „Tabulka z výběrové údržby“ značí použití účelově modifikované tabulky dokorekcí S-JTSK vs. S-JTSK/05 vypočtené pouze z 2950 bodů ZBP výběrové údržby (tj. modelová varianta GTK bez ZhB).

Tab. 19: pro podélnou složku DL

Interval změny deformační odchylky v [mm]	Standardní tabulka GTK v.1202 [%]	Tabulka z výběrové údržby [%]
0-5	50.1	68.1
5-10	32.6	23.7
10-20	16.2	7.5
20-25	1.0	0.5
25-30	0.2	0.2

Tab. 20: pro příčnou složku DQ

Interval změny deformační odchylky v [mm]	Standardní tabulka GTK v.1202 [%]	Tabulka z výběrové údržby [%]
0-5	57.7	73.4
5-10	29.4	19.7
10-20	11.4	6.5
20-25	0.8	0.5
25-30	0.7	0.1

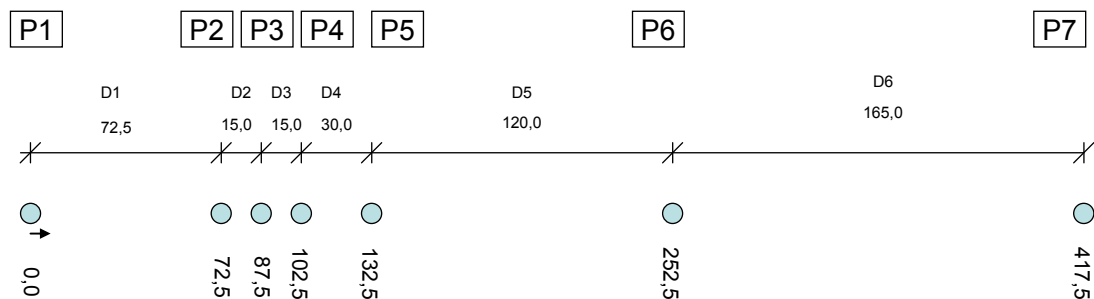
Geometrické deformace u standardní tabulky GTK překračuje 5 mm na 1 km 50% odchylek. U tabulky z výběrové údržby překračuje geometrickou deformaci 5 mm na 1 km 32% odchylek. Zbytek odchylek je prakticky do velikosti 20 mm na 1 km. To naznačuje možnost budoucího zlepšení vlastností jednotného transformačního klíče vyhlazením deformací na maximální hodnotu deformace 5 mm na 1 km.

### 3.9. Ověření metodiky na geodetické metrologické základně Brno-Jih

Vypracovaná metodika byla ověřena na metrologické délkové základně Brno-Jih, jejíž vlastníkem je společnost Brněnské komunikace. Autor habilitace je projektantem této základny [36]. Metrologická návaznost na státní délkový etalon byla vykonána autorizovaným metrologickým střediskem (AMS) a zároveň akreditovanou kalibrační laboratoří Výzkumného ústavu geodetického, topografického a kartografického - VÚGTK, v.v.i.

Metrologická GNSS návaznost do ETRS a S-JTSK byla vykonána institucí VUT v Brně, která je správcem permanentní družicové stanice TUBO (součást služby CZEPOS a EUREF) a disponuje GNSS aparaturami s mobilními anténami Leica AT504 GG i vědeckým zpracovatelským Bernese GNSS software.

Výšková návaznost do Bpv byla vykonána metodou přesné nivelace na ověřené body nivelačního pořadu 1. řádu KP Brno-Slavkov procházející v blízkosti lokality základny. Kalibrační základnu tvoří soustava 7 měřických pilířů v přímce, celková délka základny je 417,5 m (Obr. 68). Situace umístění základny je na Obr. 69, ukázka pilířové stabilizace je na Obr. 70.



Obr. 68 - Uspořádání pilířů základny Brno - Jih



Obr. 69 - Situace umístění základny



Obr. 70 - Pilířová stabilizace

Pilíře základny P1 až P7 byly zaměřeny v průběhu 2016-2017 opakovaně metodikou přesného měření GNSS [1] vyvinutou pro Správu železniční dopravní cesty, s.o. jako nástroje budování a údržby železničního bodového pole (ŽBP), tedy principem 3 nezávislých plánovaných observací délky 5 minut realizovaných s časovým odstupem 4 hodiny. K měření bylo použito GNSS aparatury Leica systém 1200 s anténou AT504GG, metoda měření CZEPOS MAX. Vybrané parametry výsledků měření jsou uvedeny v Tab. 21.  $\sigma_Y$ ,  $\sigma_X$ ,  $\sigma_H$  jsou směrodatné odchylky v [m] vypočtené z rozptylu série měření po dobu 5 minut ve vodorovné rovině a ve výšce, %out je procentuální počet vyloučených odlehlých hodnot překračujících  $2\sigma$ . Hodnoty  $v_Y$ ,  $v_X$ ,  $v_H$  jsou odchylky [m] od střední hodnoty ve vodorovných složkách a výškové složce,  $Op$  je polohová odchylka v [m].

Tab. 21: Ukázka vyhodnocení měření na dálkoměrné základně

Bod	Datum, čas obs.	Délka obs.	Metoda	Vnitřní přesnost obs.				Odchylky od průměru				
				$\sigma_Y$	$\sigma_X$	$\sigma_H$	% out	GDOP	$v_Y$	$v_X$	$v_H$	$Op$
P1_1	17.12.2016 7:48:13	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,004	8,0	1,6	-0,001	0,002	-0,001	0,003
P1_2	17.12.2016 12:02:48	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,003	10,0	1,4	0,001	-0,002	0,000	0,003
P1_3	17.12.2016 15:22:04	0:04:59	MAX	0,002	0,002	0,003	11,3	1,4	0,000	0,000	0,001	0,000
P1	střední hodnota			0,001	0,002	0,003	max. - min.		0,002	0,005	0,001	0,002
P2_1	17.12.2016 8:01:56	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,003	13,7	1,4	0,000	0,001	-0,001	0,001
P2_2	17.12.2016 12:20:45	0:04:59	MAX	0,002	0,002	0,004	12,3	1,3	-0,001	-0,001	0,001	0,002
P2_3	17.12.2016 15:43:26	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,003	14,3	1,6	0,002	0,001	0,000	0,002
P2	střední hodnota			0,001	0,002	0,003	max. - min.		0,003	0,002	0,002	0,001
P3_1	17.12.2016 8:21:17	0:04:59	MAX	0,001	0,003	0,004	15,0	1,4	0,001	-0,001	-0,001	0,001
P3_2	17.12.2016 12:31:57	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,003	14,7	1,2	0,000	0,001	0,003	0,001
P3_3	17.12.2016 15:59:37	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,003	13,0	1,6	-0,001	0,000	-0,001	0,001
P3	střední hodnota			0,001	0,002	0,004	max. - min.		0,002	0,002	0,004	0,001
P4_1	17.12.2016 8:33:17	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,003	11,7	1,6	0,000	0,000	0,000	0,000
P4_2	17.12.2016 12:43:49	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,003	9,7	1,3	0,000	0,001	0,000	0,001
P4_3	17.12.2016 16:13:04	0:04:59	MAX	0,001	0,001	0,003	15,0	1,2	-0,001	-0,001	0,000	0,001
P4	střední hodnota			0,001	0,002	0,003	max. - min.		0,001	0,001	0,000	0,001
P5_1	17.12.2016 8:44:27	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,004	12,3	1,3	0,000	-0,002	0,003	0,002
P5_2	17.12.2016 12:54:22	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,003	17,0	1,5	0,000	0,002	0,000	0,002
P5_3	17.12.2016 16:27:34	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,003	12,7	1,4	0,000	0,000	-0,002	0,000
P5	střední hodnota			0,001	0,002	0,003	max. - min.		0,001	0,004	0,005	0,002
P6_1	17.12.2016 8:56:10	0:04:59	MAX	0,002	0,002	0,003	14,0	1,2	0,000	0,001	0,002	0,001
P6_2	17.12.2016 13:06:32	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,002	18,7	1,2	0,000	-0,001	0,000	0,001
P6_3	17.12.2016 16:53:26	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,004	12,3	1,9	0,000	0,000	-0,002	0,000
P6	střední hodnota			0,002	0,002	0,003	max. - min.		0,001	0,002	0,003	0,001
P7_1	17.12.2016 9:10:36	0:04:59	MAX	0,002	0,002	0,003	10,0	1,2	0,001	-0,001	0,003	0,001
P7_2	17.12.2016 13:19:21	0:04:59	MAX	0,002	0,002	0,005	12,7	1,5	-0,002	0,001	-0,003	0,002
P7_3	17.12.2016 17:09:36	0:04:59	MAX	0,001	0,002	0,005	15,3	1,7	0,001	0,000	0,000	0,001
P7	střední hodnota			0,002	0,002	0,004	max. - min.		0,003	0,002	0,006	0,001

Ze vztahu (3.8.1) jsou vypočteny v Tab. 22 směrodatné odchylky jednoho dílčího měření v trojici v horizontálních složkách Y, X a ve výškové složce H.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n v_i^2}{n-k}} \quad (3.8.1)$$

kde  $v_i$  jsou odchylky od střední hodnoty,  $n = 21$  (počet měřených hodnot),  $k = 7$  (počet nutných parametrů).

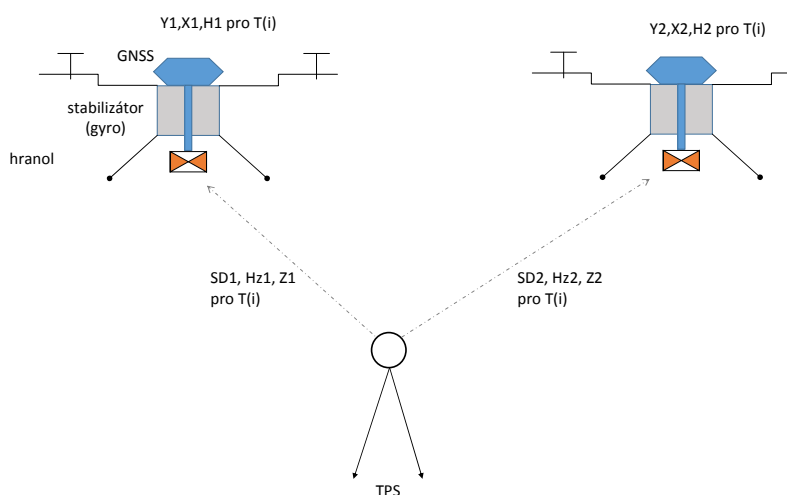
Tab. 22: Výsledky opakovaného měření na dálkoměrné základně

střední kvadratická odchylka jednoho měření pro P1 až P7			
Datum	$\sigma_Y$ [mm]	$\sigma_X$ [mm]	$\sigma_H$ [mm]
17.12.2016	1,0	1,4	1,9
20.3.2017	2,8	2,3	4,7
31.7.2017	3,7	6,9	12,3

Hodnoty směrodatných odchylek se vzájemně až násobně liší, což patrně souvisí s obdobím, kdy bylo měření vykonáno. V letní období se vyznačuje vyšší aktivitou ionosféry a směrodatná odchylka tím narůstá. Pro srovnání výsledků na dálkoměrné základně s výsledkem získanými v provozních podmínkách železnice, tedy na úrovni směrodatné odchylky jednoho měření, směrodatná odchylka jednoho měření v trojici v polohových složkách byla 9 mm, ve výšce až 31 mm. V provozních podmínkách byla dosažena rámcově 3 až 9 krát horší, což je patrně způsobeno vlivem vícecestného šíření signálu (multipath). Měřením na dálkoměrné základně se ukázalo, že za ideálních podmínek lze dosáhnout vysoké vnitřní přesnosti. Výsledků měření na základně lze využít pro stanovení vlivu vnějších podmínek (zhoršení přesnosti) a to ve smyslu vzájemného srovnání směrodatných odchylek dosažených stejnou metodou na základně a v provozních podmínkách.

### 3.10. Koncept určení polohy technologií GNSS a dronu v obtížných podmínkách

S využitím dronu lze řešit určení polohy (i výšky) v problematických podmínkách z hlediska překážek a zákrytů horizontu pro měření GNSS, zejména v lesních porostech nebo zastavěných oblastech. řešení spočívá ve využití dronu, na který se upevní všesměrný odrazný hranol a GNSS (např. zavěšením). Na určovaném bodě měříme totální stanicí (TPS) na odrazný hranol dronu, kterým vyletíme nad překážky (stromy, domy) a necháme stát v letu na místě. Polohu určíme nejméně ze dvou různých statických pozic dronu. Měříme GNSS v kinematickou metodou a polární metodou totální stanicí v kinematickém módu s intervalem 1 sekunda v režimu automatického sledování hranolu (obdobně jako při navádění stavebních strojů). Souřadnice stanoviště TPS určíme např. metodou vetknutého polygonového pořadu z časově synchronizovaných veličin nebo transformací z časově synchronizovaných souřadnic dronu určených GNSS a souřadnic všesměrného hranolu na dronu určených polární metodou z TPS ze stanoviště TPS. Princip měření je na Obr. 71, ilustrativní snímek z pilotního testovacího měření je na Obr. 72.



Obr. 71 – Princip určení polohy a výšky měřením na dron v různých pozicích



Obr. 72 – Pilotní test v terénu

Postup řešení:

- 1) Postprocesní nebo reálná synchronizace času měření GNSS a TPS pomocí korelace
- 2) Současné měření GNSS (RTK) a TPS (pol. metoda)
- 3) Výpočet souřadnic TPS z časově synchronizovaných dat

Metoda je využitelná při použití novějších typů totálních stanic, které umožňují kinematický způsob měření v režimu sledování hranolu. Dron může být běžného typu, jen musí být schopen uzvednout všesměrný minihranol a GNSS. GNSS na dronu observuje v prakticky ideálních podmínkách z hlediska blízkých překážek zákrytů obzoru (je nad překážkami) a bez vlivu multipath. Problémem je míra „stabilizace“ dronu ve vzduchu tak, aby fungovala časová synchronizace dat (při observaci nesmí být nárazový vítr).

### 3.11. Dílčí závěry

- (1) Metodika technologicky zaručuje opakovatelnost i reprodukovatelnost určení souřadnic Y, X v rovině S-JTSK s mezní odchylkou  $\pm 10$  mm ( $P=0,90$ ,  $\alpha=10\%$ )
- (2) Přesnost lze řídit dle potřeby. Zvýšení přesnosti lze dosáhnout zvýšením počtu opakování měření za metodikou stanovených podmínek. Snížení přesnosti lze realizovat zaměřením pouze nejméně dvojice nezávislých měření.
- (3) Metodika předpokládá působení pouze náhodných chyb měření a to, že systematické chyby musí být eliminovány.
- (4) Prioritou pro umístění bodů primární sítě jsou dobré podmínky pro observaci technologií GNSS oproti možnosti využití kvalitní trvanlivé stabilizace takového geodetického bodu s horšími podmínkami pro observaci GNSS. Přitom se předpokládá, že vybudování sekundární sítě bude následovat bezprostředně po určení bodů primární sítě a tím případné použití běžné stabilizace bodů primární sítě nebude hrát zásadnější roli.
- (5) Metodika zaručuje schopnost obnovení ŽBP s potřebnou přesností zejména v době výstavby, kdy ŽBP přebírá roli vytyčovací sítě a obvykle dochází k jejímu poškození nebo zničení provozem stavby.
- (6) Metodika zaručuje schopnost zajištění návazností projektové přípravy stavby a její realizace s odstupem i několika let a následně po celou dobu užívání stavby ve smyslu údržby prostorové polohy koleje.
- (7) Metodika svou přesností výsledků měření respektuje vytyčovací normy.
- (8) Neprokázal se signifikantní rozdíl ve výsledcích měření při použití antény typu ChokeRing (AT504) a antén výrobcem deklarované podobné kvality (Trimble Tornádo, Trimble R8-2).
- (9) Výsledky měření na elektrifikovaných a neelektrifikovaných tratích jsou z hlediska přesnosti sobě odpovídající, tj. neprokázal se signifikantní rozdíl v přesnosti výsledků měření na elektrifikovaných a neelektrifikovaných tratích.
- (10) Efektivnost metodiky, při uvažované časové režijní náročnosti cca 30 min. pro určení jednoho bodu ŽBP, je určení 7 až 8 nezávisle 3x observovaných bodů s odstupem 4 hod. v průběhu časového intervalu 12 hod., tj. za 1 den jedním měřičem, s jednou družicovou aparaturou.



(11) Efektivnost metodiky, při uvažované časové režijní náročnosti cca 30 min. pro určení jednoho bodu ŽBP, je určení 11 až 12 nezávisle 2x observovaných bodů s odstupem 6 hod. v průběhu časového intervalu 12 hod., tj. za 1 den jedním měřičem, s jednou družicovou aparaturou.

(12) Prokázalo se, že navržená metodika je v podmínkách železnice realizovatelná a je efektivní pro potřeby určování polohové složky bodů primárních sítí ŽBP na železnici.

(13) V roce 2017 se očekává nové zlepšené řešení jednotného transformačního klíče. Bylo by vhodné definovat transformační klíč jen z bodů ZBP a vyhlazení relativních změn geometrických deformací realizovat na úroveň do 5 mm na 1 km.

### 3.12. Literatura a zdroje k tématu

- [1] BUREŠ, J.: Metodika budování a údržby Železničního bodového pole (ŽBP) technologiemi Globálních navigačních satelitních systémů (GNSS) v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické referenční systémy ČR. Projekt S 23488/2014-O13, zhotovitel VUT v Brně, 4/2015.
- [2] BUREŠ, J.: Výsledky pilotního ověření metodiky - Příloha č. 1. Projekt S 23488/2014-O13, zhotovitel VUT v Brně, 4/2015
- [3] BUREŠ, J.: Závěrečná zpráva. Projekt S 23488/2014-O13, zhotovitel VUT v Brně, 4/2015
- [4] CZEPOS [on-line]. Zeměměřický úřad. Praha.  
Dostupné z: <http://czepos.cuzk.cz/>
- [5] TRIMBLE VRS NOW [on-line]. Trimble Trimble Navigation Limited.  
Dostupné z: <http://www.trimble.com/positioning-services/vrs-now.aspx>
- [6] TOPNET [on-line]. Geodis Brno, spol. s r.o.  
Dostupné z: <http://topnet.gb-geodezie.cz/>
- [7] Monitoring permanentních stanic GNSS, VÚGTK, v.v.i.  
Dostupné on-line: <http://oko.pecny.cz/monitor/>
- [8] Nařízení vlády č. 430/2006 Sb. o stanovení geodetických referenčních systémů a státních mapových děl závazných na území státu a zásadách jejich používání, ve znění nařízení vlády č. 81/2011 Sb.
- [9] ČSN 73 6360-2 (2013): Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha. Část 2: Stavba a přejímka, provoz a údržba.
- [10] Zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví.
- [11] Vyhláška č. 31/1995 Sb., kterou se provádí zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví.
- [12] Zákon č. 256/2013 Sb., o katastru nemovitostí (katastrální zákon).
- [13] Vyhláška č. 357/2013 Sb., o katastru nemovitostí (katastrální vyhláška).
- [14] Vyhláška č. 233/2010 Sb., o základním obsahu technické mapy obce.
- [15] Kostecký Jan, Kostecký Jakub, Pešek Ivan: Metodika převodu mezi ETRF2000 a S-JTSK, varianta 2. VÚGTK, v.v.i., 2010  
Dostupné on-line: <http://cuzk.cz/Zememericvtvi/Geodeticke-zaklady-na-uzemi-CR/GNSS/etrf00-jtsk-v1012-a-etrf00-jtsk-v1203.aspx>
- [16] Český úřad zeměměřický a katastrální, Geoportál, Transformace souřadnic.  
Dostupné on-line:  
<http://geoportal.cuzk.cz/Default.aspx?mode=TextMeta&text=wcts&menu=191>
- [17] OR37 Metodický návod pro budování a správu železničního bodového pole. Změna č. 1, 2013, č.j. 138/2013-SŽG

- [18] ČSN 73 0415 (2010): Geodetické body.
- [19] ČSN ISO 7078 (1996): Pozemní stavby. Postupy měření a vytyčování. Slovník a vysvětlivky.
- [20] ČSN 73 04 20 (1986): Přesnost vytyčování stavebních objektů. Základní ustanovení.
- [21] ČSN 73 04 21 (1986): Přesnost vytyčování objektů s prostorovou skladbou.
- [22] ČSN 73 04 22 (1986): Přesnost vytyčování liniových a plošných stavebních objektů.
- [23] ČSN 73 04 20-1 (2002): Přesnost vytyčování staveb. Základní ustanovení.
- [24] ČSN 73 04 20-2 (2002): Přesnost vytyčování staveb. Vytyčovací odchylky.
- [25] Pravidla pro vzájemnou výměnu digitálních dat mezi SŽDC s.o. a jinými subjekty (verze č.2.2, od 6.3.2013)
- [26] OŘ28 Zajištění metrologického pořádku
- [27] OŘ34 Metodický pokyn pro měření prostorové polohy koleje na tratích SŽDC u SŽG Olomouc
- [28] OŘ36 Opatření k zaměřování objektů železniční dopravní cesty
- [29] OŘ39 Technické zadávací podmínky pro geodetické a projekční práce
- [30] AKANDWANAHU, S. M., ADEWUMI, A. O., ADEBIYI, A. A., 2014. Solving Dynamic Traveling Salesman Problem Using Dynamic Gaussian Process Regression. JOURNAL OF APPLIED MATHEMATICS. Article Number: 818529.
- [31] HUSSAIN A. Z., 2014. The Ordered Clustered Travelling Salesman Problem: A Hybrid Genetic Algorithm. SCIENTIFIC WORLD JOURNAL. Article Number: 258207.
- [32] ŠVÁBENSKÝ, O., VITULA, A., BUREŠ, J.: Inženýrská geodézie I, elektronická studijní opora pro kombinovanou formu studia, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2016
- [33] MICHALČÁK, O., VOSIKA, O., VESELÝ, M., NOVÁK, Z.: Inžinierska geodézia I, Vydavateľství Alfa, 1985
- [34] Předpis SŽDC S3 díl III (2014): Železniční svršek, Zajištění prostorové polohy koleje.
- [35] Předpis ČD S3 díl III (2003): Železniční svršek, Zajištění prostorové polohy koleje.
- [36] BUREŠ, J.: Dálkoměrná a GNSS základna Brno-Jih. Projektová dokumentace, VUT v Brně, 2016

### 3.13. Vybrané publikace k problematice

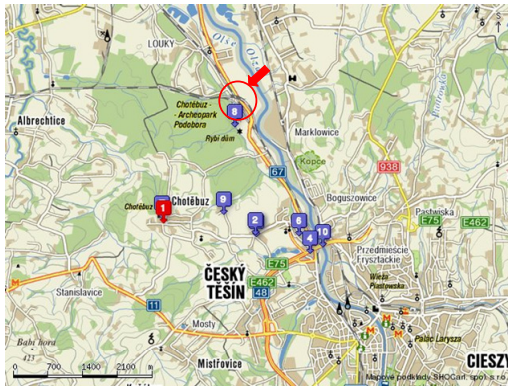
- [37] BARTONĚK, D.; BUREŠ, J.; ŠVÁBENSKÝ, O., Optimized GNSS RTK measurement planning for effective point occupation via heuristic analysis, článek v ENGINEERING COMPUTATIONS, ISSN 0264-4401, Emerald Publishing Limited, United Kingdom, 2017
- [38] BARTONĚK, D.; BUREŠ, J.; PETRUCHA, J., Fast Heuristic Algorithm of Searching Hamiltonian Path in Graph. Příspěvek na konferenci Informatics, ISSN 1314-2704, ISBN 978-619-7408-01-0, STEF92, Sofia, Bulharsko, 2017
- [39] BUREŠ, J.; ŠVÁBENSKÝ, O.; HOŘEJŠ, M., K problematice kontroly přesnosti aparatur GNSS, příspěvek na konferenci Družicové metody v geodézii a katastru, ISBN 978-80-86433-64-6, 2017
- [40] BARTONĚK, D.; BUREŠ, J.; ŠVÁBENSKÝ, O., Optimization of Process Field Measurement GNSS-RTK for Railway Infrastructure, článek v Solid State Phenomena, ISSN 1012-0394, ISBN 978-3-03835-626-4, Solid State Phenomena, Switzerland, 2016
- [41] BUREŠ, J., Návrh metodiky budování primárního železničního bodového pole technologií GNSS v reálném čase., příspěvek na konferenci Geodézie ve stavebnictví a průmyslu, ISBN 978-80-02-02656-3, Český svaz geodetů a kartografů, Brno, 2016



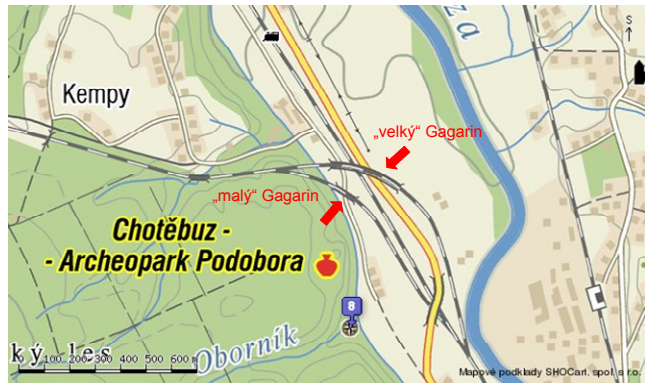
- [42] BUREŠ, J., Návrh nové metodiky budování a údržby železničního bodového pole technologií GNSS v reálném čase, příspěvek na konferenci 51. Geodetické informační dny, ISBN 978-80-02-02645-7, Český svaz geodetů a kartografů - Spolek zeměměřičů Brno, Brno, 2016
- [43] BUREŠ, J., Využití GNSS-RTK a permanentních sítí GNSS pro železniční bodové pole, příspěvek na konferenci Družicové metody v geodézii a katastru, ISBN 978-80-86433-60-8, ECON Publishing, s.r.o., Brno, 2016
- [44] BARTONĚK, D.; BUREŠ, J., Usage of Heuristic Algorithm for Optimization of Precise GNSS RTK Measurement. Příspěvek na konferenci 15th GeoConference on Informatics, Geoinformatics and Remote Sensing, ISSN 1314-2704, ISBN 978-619-7105-35-3, STEF 92 Technology Ltd., Bulgaria, 2015

## 4. Technologie měření při rekonstrukci mostu Gagarin

Tato část textu se zabývá technologiemi měření při rekonstrukci mostu Gagarin, která byla realizována ve spolupráci Ústavu betonových a zděných konstrukcí (Ing. Ladislav Klusáček, CSc.) za statickou a stavební část a Ústavu geodézie (Ing. Jiří Bureš, Ph.D.) za geodetickou část. Most „Gagarin“ je železniční mostní předpjatá železobetonová konstrukce o pěti prostých polích uvedený do provozu roku 1961 nacházející se v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice (Obr. 73, Obr. 74).



Obr. 73 – Lokalizace mostu Gagarin



Obr. 74 – Detail lokalizace mostu Gagarin

Diagnostika [45] a zatížitelnost mostu „Gagarin“ byla provedena předem za účelem prokázání dostatečné kvality materiálů jako základního předpokladu pro plánovanou rekonstrukci mostu a pro rozhodnutí, zda je smysluplné ponechat a zesílit stávající konstrukci nebo zda je nutné snesení mostu a realizace výstavby mostu zcela nového. Diagnostika mostu „Gagarin“ prokázala dostatečnou kvalitu betonu hlavní nosné konstrukce, která byla nutným předpokladem pro další, odhadem 50 leté využívání mostu a která také umožňuje realizovat zesílení konstrukce. Konstrukci bylo možné efektivně zesílit sprážením s novým korytem kolejového lože a dodatečným předepnutím pro zatížení SW/2 a přechodnost zvýšit až na 180 % UIC. Objednatel rekonstrukce byla stavební společnost FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., která realizovala rekonstrukci v době 4-10/2009. S ohledem na unikátnost technologie rekonstrukce a s ohledem na pilotní realizaci tohoto typu rekonstrukce mostu v ČR a její následnou aplikaci na mostní konstrukce stejného typu, byl vypracován na podkladě návrhu sledování [46] projekt sledování [47], který zahrnoval tenzometrickou a geodetickou část monitoringu vybraných dvou mostních polí. Fáze rekonstrukce byla zakončena statickou ověřovací zkouškou v 10/2009 a následně byla zesílená konstrukce mostu Gagarin nadále systematicky dlouhodobě sledována za provozu pro Správu železniční dopravní cesty, s.o. až do roku 2015. Realizované měřicí systémy jsou na konstrukci funkční dodnes.

### 4.1. Mostní konstrukce a princip její rekonstrukce

Původní konstrukce mostu „Gagarin“ byla postavena v letech 1960 - 1961. Směrově je most řešen v oblouku s poloměrem  $R=450$  m. Jednotlivá mostní pole jsou prostá s teoretickým rozpětím 30,00 m. Nosná konstrukce je složena ze čtyř předpjatých nosníků tvaru „I“ o výšce 2,0 m a šířce 0,96 m se stejnou šířkou přírub. Nosníky jsou sestaveny ze tří dílců. Dílce jsou spojeny dobetonovanou příčnou spárou a podélným předpětím. K podélnému předpětí bylo užito 30 kabelů z usměrněných patentovaných drátů  $\varnothing P 4,5$  mm. Podélné spáry mezi nosníky byly zabetonovány a všechny čtyři nosníky byly

příčně tuze spojeny (zmonolitněny) příčnými předpínacími kabely procházejícími dolní a horní přírubou. Založení mostu je plošné. Stávající mostní svršek byl tvořen štěrkovým ložem, které z hlediska šířkových a výškových parametrů v dnešní době již nevyhovovalo a to zejména pro technologii průběžného strojního čištění.

Zesílení konstrukce mostu „Gagarin“ bylo vyvoláno plánovanou potřebou celkové rekonstrukce z důvodu jeho modernizace s cílem převedení vlaků UIC a také nového zatížení uvedeného v evropské normě pod zkratkou SW2 – tzv. „Schwerwagen“. Původní předjatá konstrukce byla tedy zesílena spřaženou deskou ve tvaru koryta s průběžným štěrkovým ložem a dodatečným předpětím volnými kabely Obr. 84. Součástí sanace spodní stavby byla oprava a nové osazení ložisek. Statický výpočet předpokládal výstavbu zesilující konstrukce na původní nosné konstrukci po odstranění všech stávajících vrstev svršku až na horní povrch nosníků. Betonáž nového koryta štěrkového lože probíhala bez podepření nosníků, tedy tíha čerstvého betonu byla přenášena původní, ale po snesení svršku odlehčenou, nosnou konstrukcí. Vliv zvětšené vlastní tíhy byl následně zmenšen dodatečným předpětím volnými kabely. Dále následovalo zabetonování kotevních oblastí, ošetření původních kotev, zhotovení štěrkového lože a koleje. Stav mostu Gagarin před rekonstrukcí je na Obr. 75 až Obr. 78. Stav mostu po jeho rekonstrukci je na Obr. 79 až Obr. 83.



Obr. 75 - Most Gagarin z roku 1961 před rekonstrukcí



Obr. 76 - Most Gagarin před rekonstrukcí – pohled zespedu



Obr. 77 - Detail mostních ložisek



Obr. 78 - Most Gagarin před rekonstrukcí – pohled na kolej





Obr. 79 - Most „Gagarin“ po rekonstrukci

Obr. 80 – Most Gagarin po rekonstrukci –  
pohled zespodu

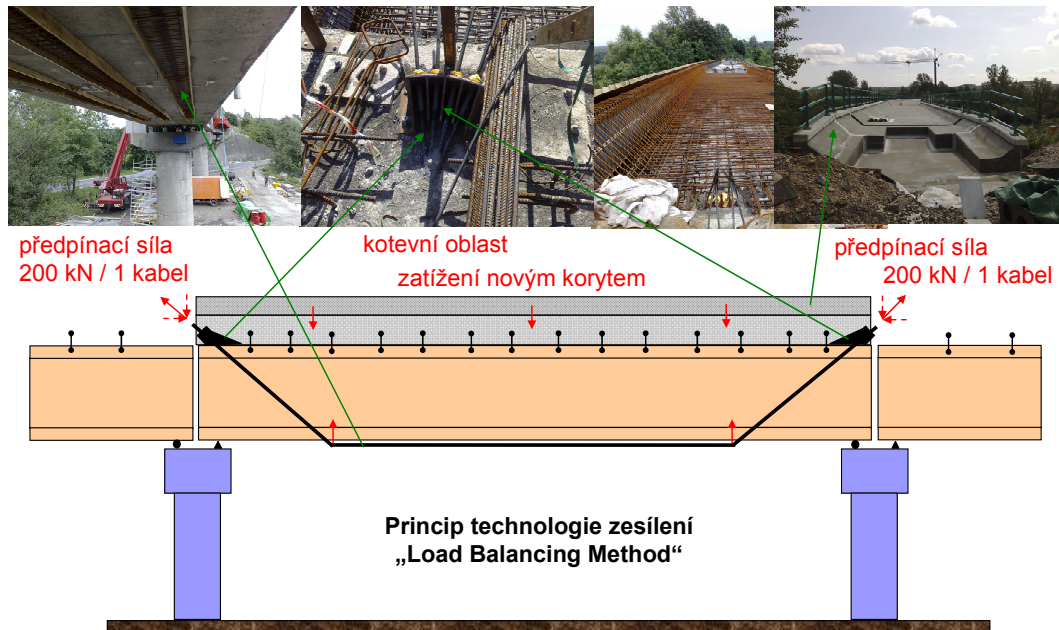
Obr. 81 - Most Gagarin po rekonstrukci



Obr. 82 –Detail ložisek

Obr. 83 – Most Gagarin – pohled na kolej  
po rekonstrukci

Rekonstrukcí se hmotnost nového koryta se štěrkovým ložem se zvýšila o 50%, ovšem analýza dokládala téměř dvojnásobné zmenšení průhybů vlivem významného zvýšení tuhosti hlavní nosné konstrukce. Zvýšení vlastní tíhy konstrukce umožnilo nejen zvýšení zatížitelnosti, ale také umožnění automatizovaného strojního čištění průběžného štěrkového lože. Účinky zvýšení předpětí novými kabely na plně předpjatou konstrukci vyžadovaly provést podrobná měření deformační odezvy konstrukce i spodní stavby v průběhu rekonstrukce a následně i dlouhodobě. Porovnáním skutečného chování s chováním uvažovaných modelů konstrukce umožnilo verifikovat jejich správnost.



Obr. 84 - Princip technologie zesílení mostu Gagarin

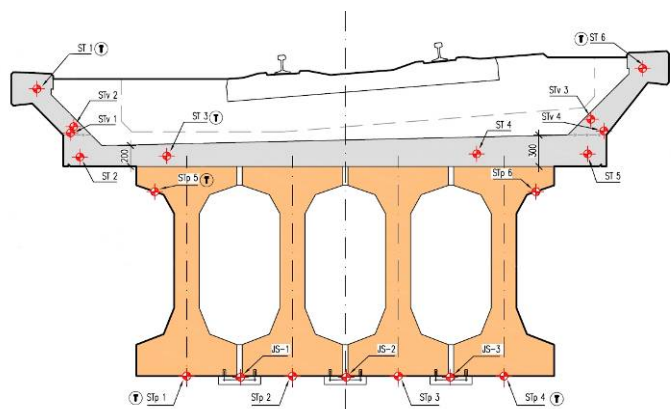
Technologie zesílení konstrukce byla průběžně vyhodnocována prostřednictvím tenzometrického a geodetického měřicího monitorovacího systému pro měření přetvoření a prostorových posunů v průběhu rekonstrukce během jednotlivých fází výstavby (sledován byl zejména vliv odtížení původním svrškem a štěrkovým ložem a následné přitížení novou konstrukcí) a dále při zatěžovací zkoušce mostu. Ze získaných dat jsou v následujícím textu uvedeny vybrané výsledky ilustrující moderní a pokročilé možnosti průběžného sledování při náročné rekonstrukci.

## 4.2. Technologie měření

Na rekonstruované mostní konstrukci byly instalovány dva měřicí systémy, tenzometrický a geodetický, jejich účelem bylo průběžně určovat hodnoty posunů a přetvoření jako zpětnou vazbu dílčích fází rekonstrukce. Použití dvou nezávislých typů měřicích systémů vycházelo z dobré předchozí zkušenosti např. [50], [51].

### 4.2.1. Tenzometrický měřicí systém

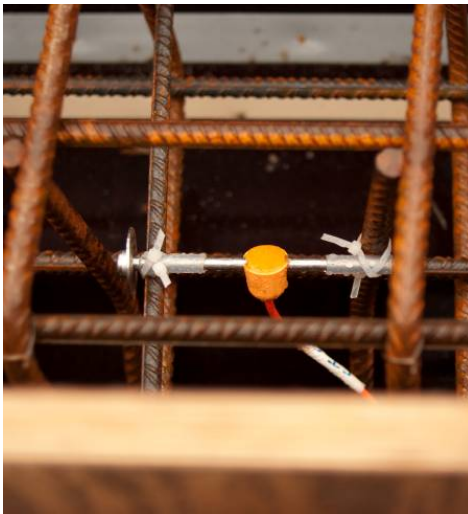
Most byl sledován v celém průběhu rekonstrukce tenzometrickým systémem, který je tvořen soustavou 36 strunových tenzometrů pro trvalé měření. Strunové tenzometry byly zabudovány pro zvýšení spolehlivosti získaných údajů do dvou mostních polí. Tenzometry byly osazeny jednak na povrch původních betonových nosníků a dále do betonu nového spřaženého železobetonového koryta. Na Obr. 85 je zobrazeno schéma umístění tenzometrů v příčném řezu mostu. Detail



Obr. 85 - Rozmístění tenzometrů v poli 2 a v poli 3



osazení tenzometrů na ocelové výztuži je na Obr. 86. Pomocí měřicí ústředny (Obr. 87) s dálkovým přenosem dat prostřednictvím sítě GSM byly získané údaje průběžně zaznamenávány a přenášeny do laboratoře VUT v Brně k vyhodnocení. Změny přetvoření jsou strunovými tenzometry měřeny v jednotkách frekvence kmitání struny [Hz], které se početně převádějí na výsledné hodnoty v délkové míře v mikrometrech [ $\mu\text{m}$ ]. Součástí strunových tenzometrů je i snímač teploty umožňující měření teploty v jednotkách stupňů Celsia [ $^{\circ}\text{C}$ ]. Měřená data byla v průběhu rekonstrukce kontinuálně registrována v intervalu 20 minut. Vybudovaný tenzometrický systém byl využíván pro průběžná měření v průběhu rekonstrukce i při ověřovací zatěžovací zkoušce. Po uvedení do provozu bude nadále sloužit k několikaletému monitorování chování zesílené konstrukce za provozu, což bude umožňovat získání dlouhodobých dat pro její analýzu a následnou interpretaci poznatků.



Obr. 86 - Detail osazení tenzometrů



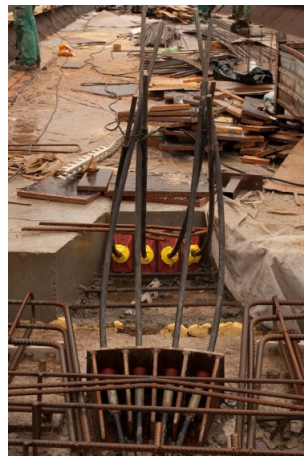
Obr. 87 - Tenzometrická měřicí ústředna

#### 4.2.2. Měření napínací síly v předpínacích kabelech

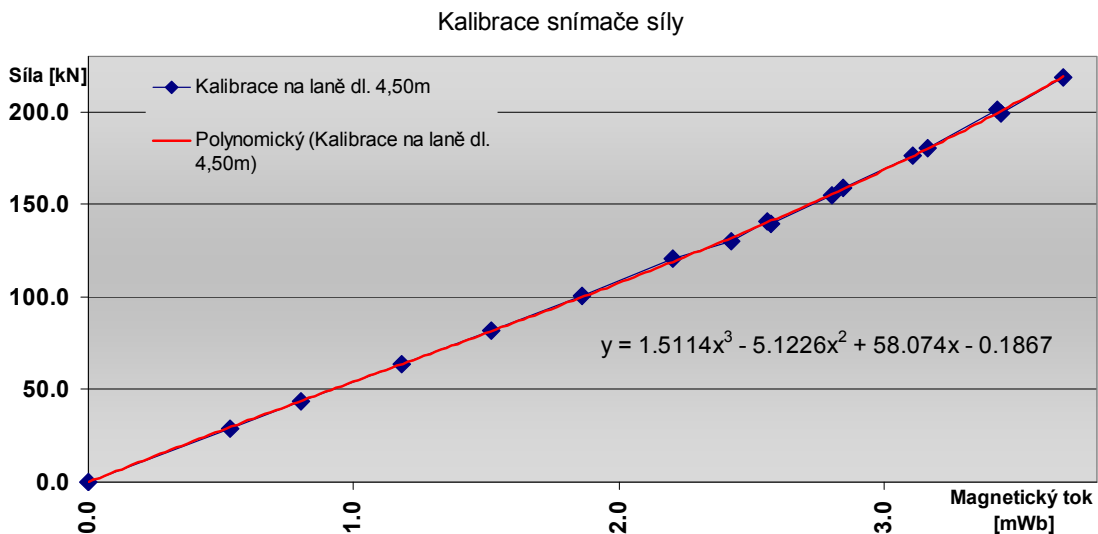
V průběhu rekonstrukce i během dlouhodobého sledování bylo a nadále je prováděno rovněž měření předpínací síly v kabelech s využitím magnetoelastických snímačů instalovaných na sledovaných předpínacích kabelech (Obr. 88). Snímače jsou založeny na principu měření magnetického toku v jednotkách miliWeber [ $\text{mWb}$ ]. Při předpínání kabelů v místě kotevní oblasti (Obr. 89) je měřena změna magnetického toku, která je prostřednictvím kalibrační křivky (Obr. 90) přepočítávána na sílu v kiloNewtonech [ $\text{kN}$ ].



Obr. 88 - Magnetoelastické snímače



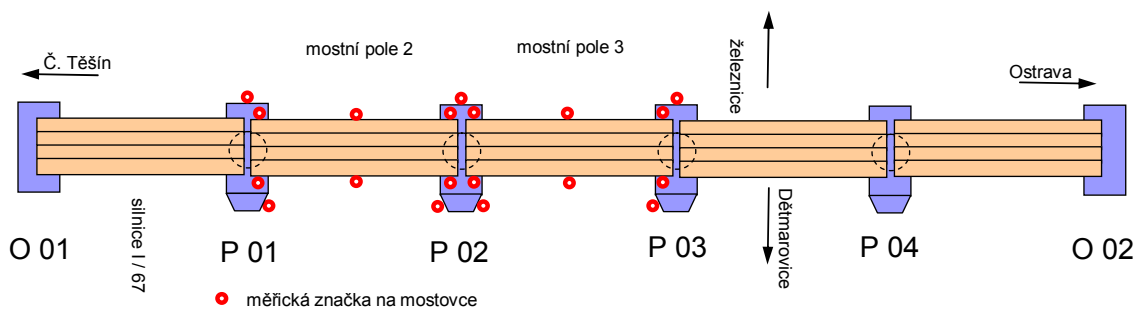
Obr. 89 - Kotevní oblast



Obr. 90 - Kalibrační křivka magneotoelastického jednolanového snímače

#### 4.2.3. Geodetický měřicí systém

Geodetický systém je tvořen soustavou vhodně rozmístěných měřických značek osazených na sledované konstrukci, vztažnou soustavou, použitými měřicími přístroji a technologií měření. Změna stavu konstrukce se projevuje změnou její geometrie a měření těchto změn geometrických parametrů je právě těžištěm geodetického měřicího systému. Na rozdíl od tenzometrického systému, který je jednou pevně zabudován dovnitř konstrukce („navždy stejně“), geodetický měřicí systém tím, že většina jeho součástí není zabudovaných do konstrukce, umožňuje modifikovatelnost a přizpůsobení se daným podmínkám a potřebám monitoringu konstrukce. Důležitým parametrem geodetického systému je počet a rozmístění měřických značek na konstrukci (objektová soustava), který byl navržen po konzultacích se specialisty (projektantem, statikem stavebních konstrukcí). Objektová soustava měřických značek pevně spojená se stavební konstrukcí je sledována od vztažné soustavy měřických značek, která není součástí stavební konstrukce a je vybudována mimo její předpokládanou deformační zónu. Geodeticky naměřené hodnoty od vztažné soustavy jsou z tohoto pohledu hodnotami absolutními. Výhodou výsledků získaných z geodetických dat je možnost vyhodnocovat prostorové geometrické vztahy na konstrukci v absolutních i ve volitelně relativních souvislostech dílčích konkrétních konstrukčních částí. Na Obr. 91 je znázorněno rozmístění měřických značek na mostovce.



Obr. 91 - Rozmístění měřických značek na mostovce

Pro účel sledování byly vyvinuty speciální elektronické měřické značky typu „světelný bod“ na bezdrátové dálkové ovládání, které jsou určeny pro měření ve dne i v noci (Obr. 92). S nočním měřením je třeba počítat především při ověřovací zatěžovací zkoušce z důvodu snížení vlivu oslnění a teplotních změn na konstrukci. V době realizace již sice existovala technologie automatického cílení s využitím robotizované totální stanice na odrazné hranoly, ale tato technologie nebyla zhotoviteli geodetického monitoringu tehdy dostupná a z hlediska její finanční náročnosti nebyla také akceptovatelná rozpočtem stavby. Po několika letech při dlouhodobém sledování po rekonstrukci tato technologie měření využívající automatického cílení s využitím robotizované totální stanice použita byla.



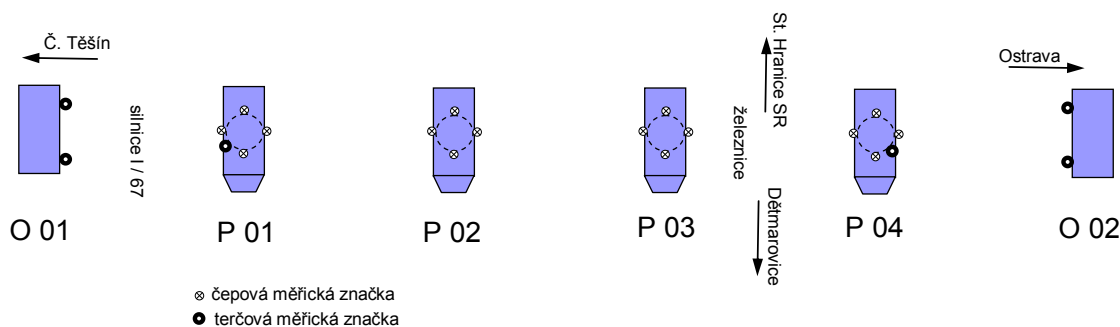
Obr. 92 - Detail měřické značky na mostovce



Obr. 93 - Detail výškové měřické značky na podpěře

Na

Obr. 94 je znázorněno rozmístění měřických značek na spodní stavbě. Detail měřické (nivelační) značky na spodní stavbě je na Obr. 93.



Obr. 94 - Osazení měřických značek na spodní stavbě

Hodnoty svislých změn spodní stavby byly očekávány v intervalu několika desetin milimetru až 1 milimetr. Z toho důvodu byly měřeny technologií přesné nivelace s využitím elektronického nivelačního systému Leica DNA03 nivelační latí s invarovou kódovou stupnicí určenou pro přesná průmyslová měření (Obr. 95). Svislé posuny byly měřeny od stabilizovaných bodů vztažné soustavy stabilizovaných mimo deformační zónu stavby. Rozlišovací schopnost použitého měřícího nivelačního přístroje je 0,01 mm. Směrodatná odchylka nivelačního měření převýšení činila  $\pm 0,03$  až  $\pm 0,05$  mm na 30 m



vzdálenosti měřických značek. Signifikantní změny na spodní stavbě v rámci celé sledované části konstrukce s pravděpodobností  $P=0,95$  (rozšířená nejistota) bylo možné interpretovat již od hodnot svislých změn větších než  $\pm 0,1$  až  $\pm 0,2$  mm.

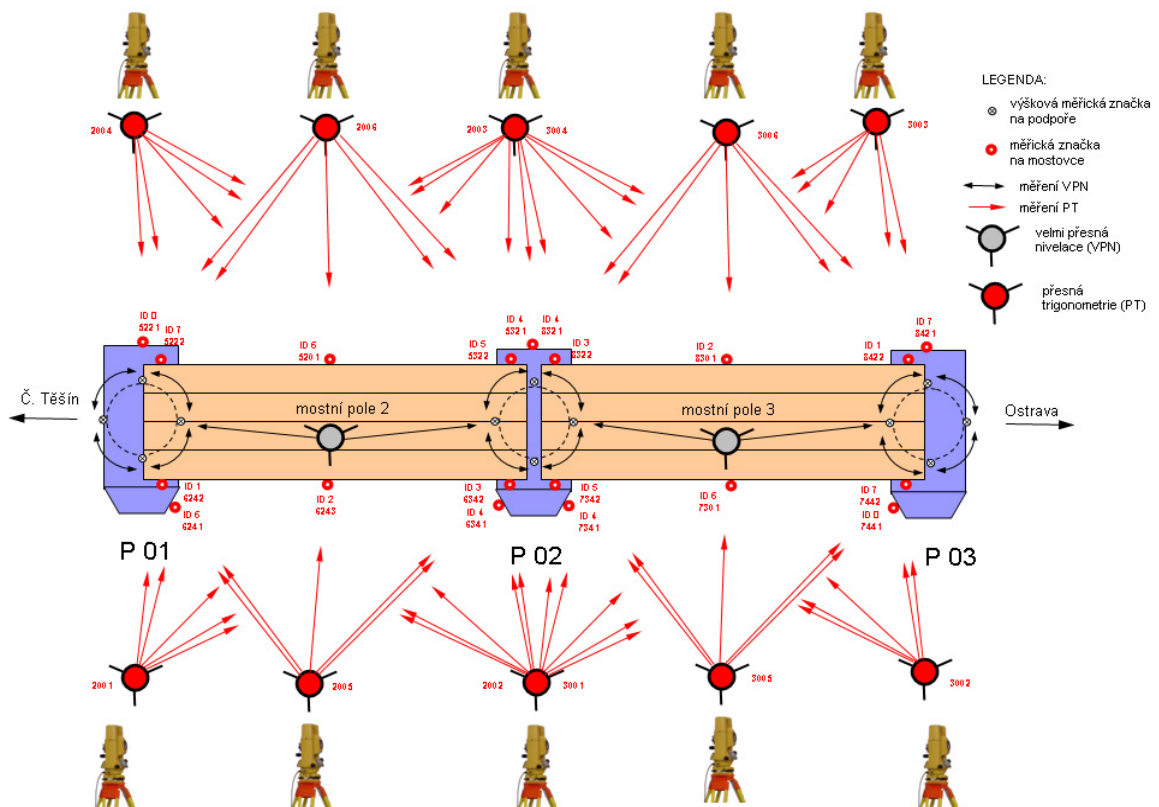


Obr. 95 - Měřící nivelační systém - přístroj Leica DNA03 a lať GWCL 182



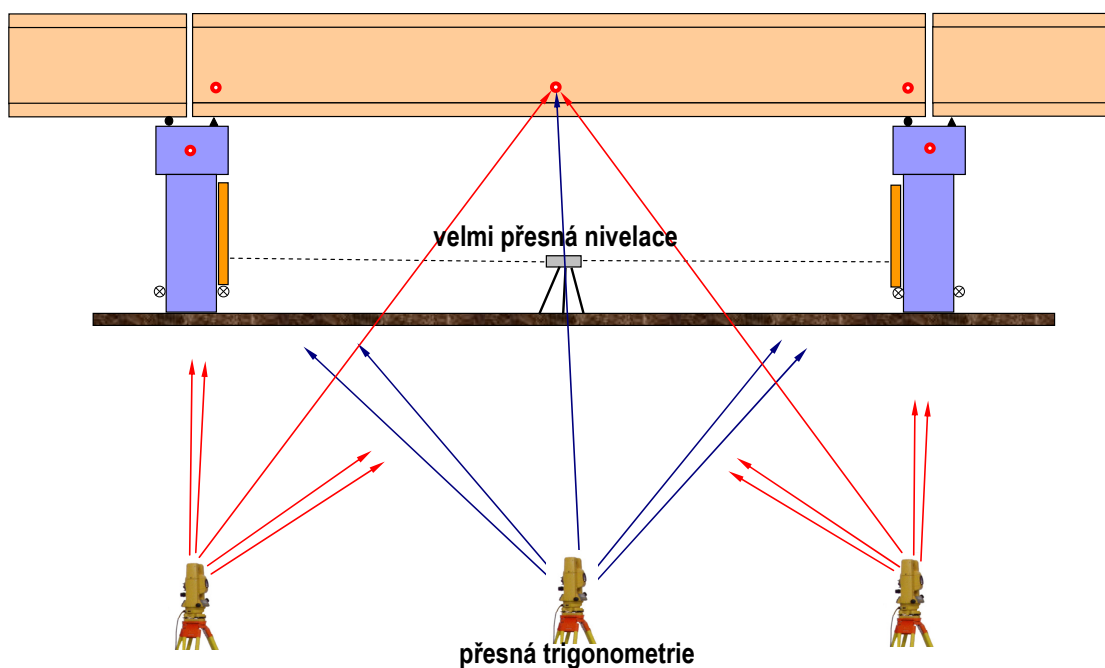
Obr. 96 - Elektronická stanice Topcon GTS-300 a datalogger meteorologických dat

Očekávané hodnoty průhybu středů sledovaných mostních polí se předpokládaly v intervalu několika desetin až několika milimetrů v závislosti na stavu konstrukce v konkrétní etapě její rekonstrukce.



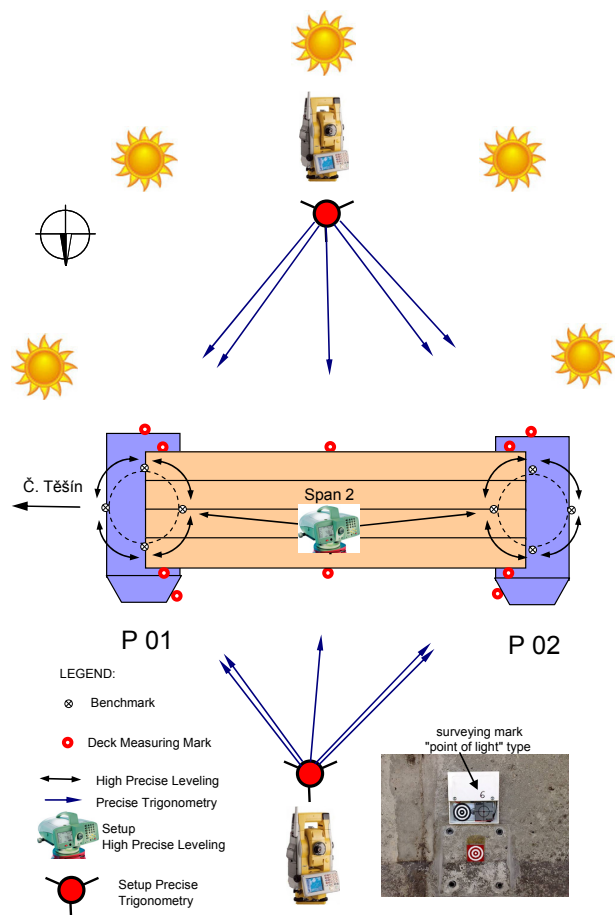
Obr. 97 - Rozmístění geodetických měřických značek na mostovce, spodní stavbě a technologie měření

Průhyby středů mostních polí byly měřeny na vnějších nosících nosné konstrukce mostovky. Průhyby středů mostních polí byly měřeny technologií přesné trigonometrie s využitím elektronické totální stanice Topcon GTS-300 (Obr. 96) technologií nejprve protínáním z úhlů, následně po instalaci měřických značek typu světelný bod (Obr. 92) polární metodou principem zobrazeným na Obr. 97 a Obr. 98. Schéma rozmístění geodetických měřických značek v řezu je na Obr. 98. Průhyb byl určován relativně od podpor z rozdílu převýšení měřických značek vypočtených z měřených zenitových úhlů měřených v jednotkách miliGon [mGon] a prostorových délek měřených v jednotkách metrů [m]. Úhly byly měřeny metodou v laboratorní jednotce s přesností  $\pm 0,5$  mGon, což odpovídá přesnosti  $\pm 0,24$  mm v prostorové poloze na 30 m vzdálenosti měřící stanice od měřeného místa. Signifikantní změny průhybu mostního pole s pravděpodobností  $P=0,95$  (rozšířená nejistota) bylo možno interpretovat již od hodnot svislých změn větších než  $\pm 0,5$  až  $\pm 0,7$  mm.



Obr. 98 - Geodetický měřící systém (v řezu)

Měření při statické ověřovací zkoušce a následný dlouhodobý etapový monitoring byl realizován polární metodou na měřické značky „světelný bod“ (Obr. 92) principem schematicky znázorněným na Obr. 99 s využitím klasické technologie měření Obr. 96 a také i technologie monitoringu s automatizovaným cílením robotizovanou totální stanicí ze stativu Obr. 102, Obr. 103 nebo upnuté na mostní podpoře Obr. 104.



Obr. 99 – Geodetický měřicí systém pro zatěžovací zkoušku a dlouhodobý etapový monitoring



Obr. 100 – Etapový monitoring



Obr. 101 – Detail odrazných hranolů pro geodetický monitoring



Obr. 102 – monitoring stanicí Trimble S8



Obr. 103 - monitoring stanicí Topcon 9001A

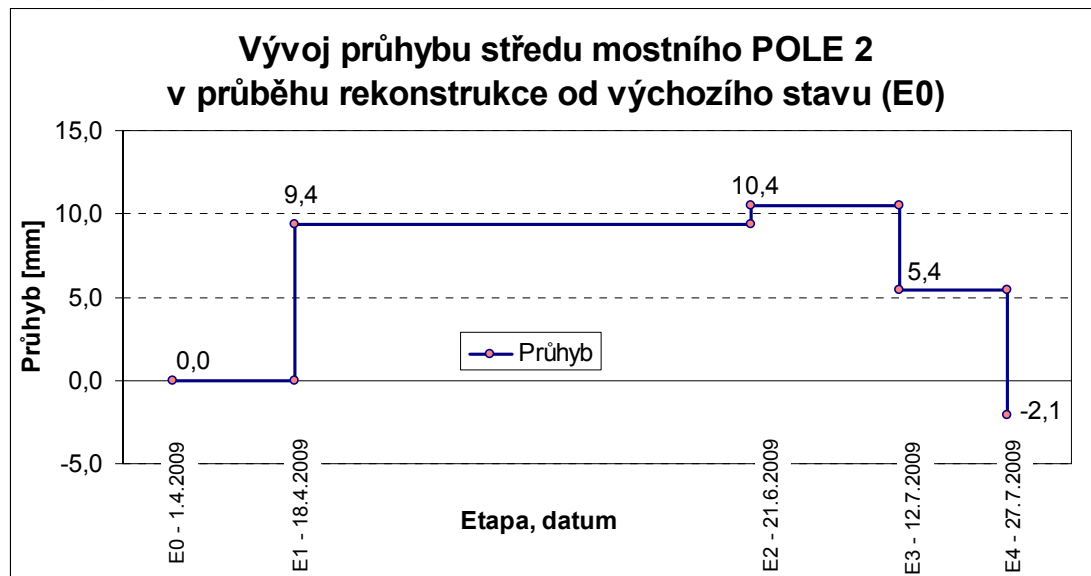


Obr. 104 – umístění stanice na podpoře

### 4.3. Průběžné sledování mostní konstrukce během její rekonstrukce

Cílem sledování mostní konstrukce během její rekonstrukce bylo ověření vlivu původní tíhy kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci, ověření vlivu zvětšené tíhy nového koryta a kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci a potvrzení vlivu dodatečného předpětí. Průběžně byly tenzometricky měřeny hodnoty přetvoření v nosné konstrukci,

v dílčích etapách byly geodeticky měřeny svislé posuny mostních podpor a průhyby středů mostních polí. Na Obr. 105 je na časové ose ukázka vyhodnocení vývoje průhybů středu mostního pole v průběhu dílčích etap rekonstrukce. Průhyby jsou vyhodnoceny od základního (výchozího) stavu – před rekonstrukcí (E0). Velmi obdobně vycházelo i mostní pole 3.



Obr. 105 - Vývoj průhybu středu mostního pole 2 v průběhu rekonstrukce od výchozího stavu

Hodnota průhybu +9,4 mm (nahoru) ve stavu E1 vyjadřuje změnu stavu nosné konstrukce po odbourání původního kolejového svršku, koryta a římsy až na úroveň nosné konstrukce, která tím byla odlehčena. Statikem vypočtená modelová hodnota byla +11 mm. Změna průhybu o +1 mm ve stavu v E2 oproti stavu E1 (celkově +10,4 mm od E0) vyjadřuje stav konstrukce těsně před betonáží. Změna průhybu je výsledkem manipulace s nosnou konstrukcí (nadzvednutí nosné konstrukce z ložisek a jejího opětovného uložení do původního stavu) a jejího částečného mírného předepnutí před betonáží. Relativní změna průhybu o -5 mm (pokles vůči E2) ve stavu E3 vyjadřuje účinek přitížení nosné konstrukce novým betonovým korytem s římsou a vliv předpětí (statikem vypočtené modelové hodnoty vlivu přitížení nové sprážené desky mostovky - 8,4 mm, účinek dodatečného předpětí +2,3 mm, výsledný modelový průhyb -6,1 mm). Nosná konstrukce je v této fázi ve středu mostního pole stále nadvýšená oproti původnímu výchozímu stavu (E0) o +5,4 mm. Ve stavu E4 je nosná konstrukce již v cílovém stavu po přitížení novým kolejovým ložem, tedy ve stavu těsně před ověřovací zatěžovací zkouškou a uvedením do provozu. Průhyb středu mostního pole se změnil vůči předchozímu stavu E3 o hodnotu -7,5 mm, přičemž výsledný průhyb činil -2,1 mm (pokles) od výchozího stavu E0 (statikem vypočtená modelová hodnota od ostatního stálého zatížení -5,9 mm). Výsledný stav po rekonstrukci korespondoval s teoretickým statickým modelem.

#### 4.3.1. Vyhodnocení etapového měření

Svislé posuny mostních podpor byly vyhodnoceny v lokálním výškovém systému od vztažné soustavy stabilizované mimo předpokládanou deformační zónu stavby. Naměřená data v dílčích etapách byla podrobena analýze a vyrovnána metodou nejmenších čtverců (MNC). Výsledkem vyrovnání byly výšky a jejich charakteristiky přesnosti.



Z rozdílu výšek v dílčích etapách byly vypočteny svislé posuny. Hodnoty svislých posunů byly statisticky testovány z hlediska nejistot měření.

Hodnoty průhybů středů polí byly vyhodnoceny z dat přesné trigonometrické metody. Data byla zpracována ve vhodně zvolené lokální souřadnicové soustavě mostní konstrukce tak, že osa X je orientována ve směru podélném, osa Y ve směru příčném a osa Z ve směru výšky. Souřadnice sledovaných měřických značek stabilizovaných na mostovce byly vypočteny vyrovnáním MNC. Z rozdílu souřadnic v dílčích etapách byly vyhodnoceny posuny a deformace nosné konstrukce, zejména průhyb ve středu polí 2 a 3. Hodnoty svislých posunů a deformací byly statisticky testovány z hlediska nejistot měření.

Vyhodnoceny byly stavy:

E1-E0: Vyhodnocení vyjadřuje změnu stavu po odbourání kolejového svršku, koryta a původní římsy až na úroveň nosné konstrukce, která byla tímto odlehčena.

E2-E1: Vyhodnocení vyjadřuje rozdílový stav konstrukce těsně před betonáží nového koryta (E2) vzhledem ke stavu odlehčení nosné konstrukce po odbourání původního koryta a římsy (E1). Vyhodnocovaný stav je výsledkem manipulace s nosnou konstrukcí (zvednutí nosné konstrukce z ložisek a jejího opětovného uložení do původního stavu). Nosná konstrukce byla v době měření přitížena bedněním PERI, v bednění byla uložena výztuž. Nosná konstrukce byla podepřena na provizorních podporách umístěných na pilířích, ložiska v poli 3 byla podlitá, v poli 2 nebyla podlitá. Nosná konstrukce byla mírně částečně předeprnuta.

E3-E1: Vyhodnocení vyjadřuje účinek přitížení novým betonovým korytem (E3) od stavu odlehčení po odbourání původní staré mostní římsy – odlehčení (E1).

E4-E3: Vyhodnocení vyjadřuje účinek přitížení novým kolejovým svrškem před uvedením do provozu, před ověřovací zatěžovací zkouškou (E4) od stavu po betonáží nového betonového koryta a římsy.

E4-E1: Vyhodnocení vyjadřuje účinek přitížení novým betonovým korytem, včetně přitížení kolejovým svrškem před uvedením do provozu před ověřovací zatěžovací zkouškou (E4) od stavu odlehčení po odbourání původní staré mostní římsy – odlehčení (E1).

E4-E0: Vyhodnocení vyjadřuje celkový stav po rekonstrukci zahrnující účinek přitížení novým betonovým korytem, včetně přitížení kolejovým svrškem před uvedením do provozu před ověřovací zatěžovací zkouškou (E4) od stavu původního stavu před rekonstrukcí – základního stavu (E0).

#### **4.3.2. Přehled geodeticky měřených stavů konstrukce v průběhu rekonstrukce**

##### **Základní stav (etapa 0)**

Dne 1.4.2009, stav konstrukce – před rekonstrukcí (Obr. 106, Obr. 107).





Obr. 106 - Most Gagarin před rekonstrukcí



Obr. 107 - Most Gagarin před rekonstrukcí

### Po odbourání původního kolejového svršku, koryta a římsy (Etapa 1)

Dne 18.4.2009, stav konstrukce po odbourání kolejového svršku a římsy až na úroveň nosné konstrukce – odlehčení mostu (Obr. 108, Obr. 109).



Obr. 108 - Po odbourání kolejového svršku a římsy



Obr. 109 - Po odbourání kolejového svršku a římsy

### Před betonáží nového koryta (Etapa 2)

Pole 3, dne 14.6.2009, stav konstrukce – stav před betonáží pole 3, zabeďněno bedněním PERI, položena výztuž, částečně předepnutá, konstrukce byla na provizorních podporách na pilířích, podepření podpůrnou konstrukcí u P03, podlitá ložiska (Obr. 110, Obr. 111).



Obr. 110 - Pole 3 před betonáží



Obr. 111 - Pole 3 před betonáží



Pole 2, dne 21.6.2009, stav konstrukce – stav před betonáží pole 2, zabetonováno bedněním PERI, položena výztuž, částečně předepnutu, konstrukce byla na provizorních podporách na pilířích, nepodlitá ložiska (Obr. 112, Obr. 113).



Obr. 112 - Pole 2 před betonáží



Obr. 113 - Pole 2 před betonáží

### Po betonáží nového koryta (Etapa 3)

Dne 12.7.2009, stav konstrukce – stav po betonáží pole 2 a pole 3, včetně římsy (obr. 26 a obr. 27).



Obr. 114 - Most po betonáží nového koryta



Obr. 115 - Most po betonáží nového koryta

### Po dokončení, před zatěžovací zkouškou, před uvedením do provozu (Etapa 4)

Dne 27.7.2009, stav konstrukce – stav po dokončení, před zatěžovací zkouškou, před uvedením do provozu (Obr. 116, Obr. 117).



Obr. 116 - Most po dokončení rekonstrukce, před uvedením do provozu

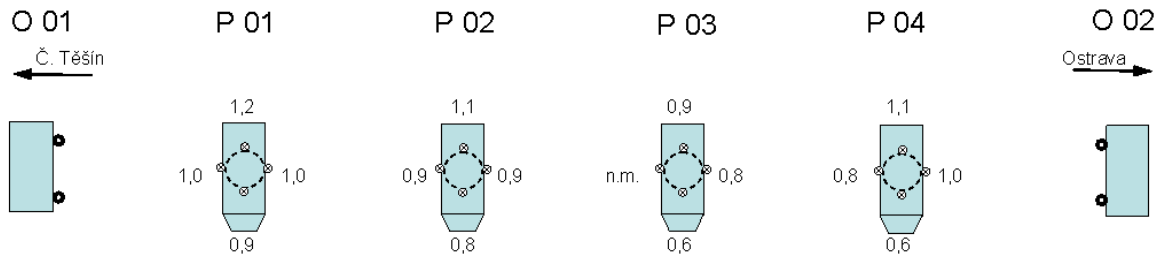


Obr. 117 - Most po dokončení rekonstrukce, před uvedením do provozu

### 4.3.3. Ukázka etapového vyhodnocení svislých posunů a deformací spodní stavby

Na Obr. 118 je ukázka vyhodnocení rozdílu etapových měření E1 (21.4.2009) a E0 (31.3.2009), tedy po odlehčení nosné konstrukce odbouráním kolejového svršku a římsy až na úroveň nosné konstrukce vzhledem k výchozímu stavu.

Vyhodnocení svislých posunů mostních podpor - rozdíl stavů E1 (21.4.2009) - E0 (31.3.2009)

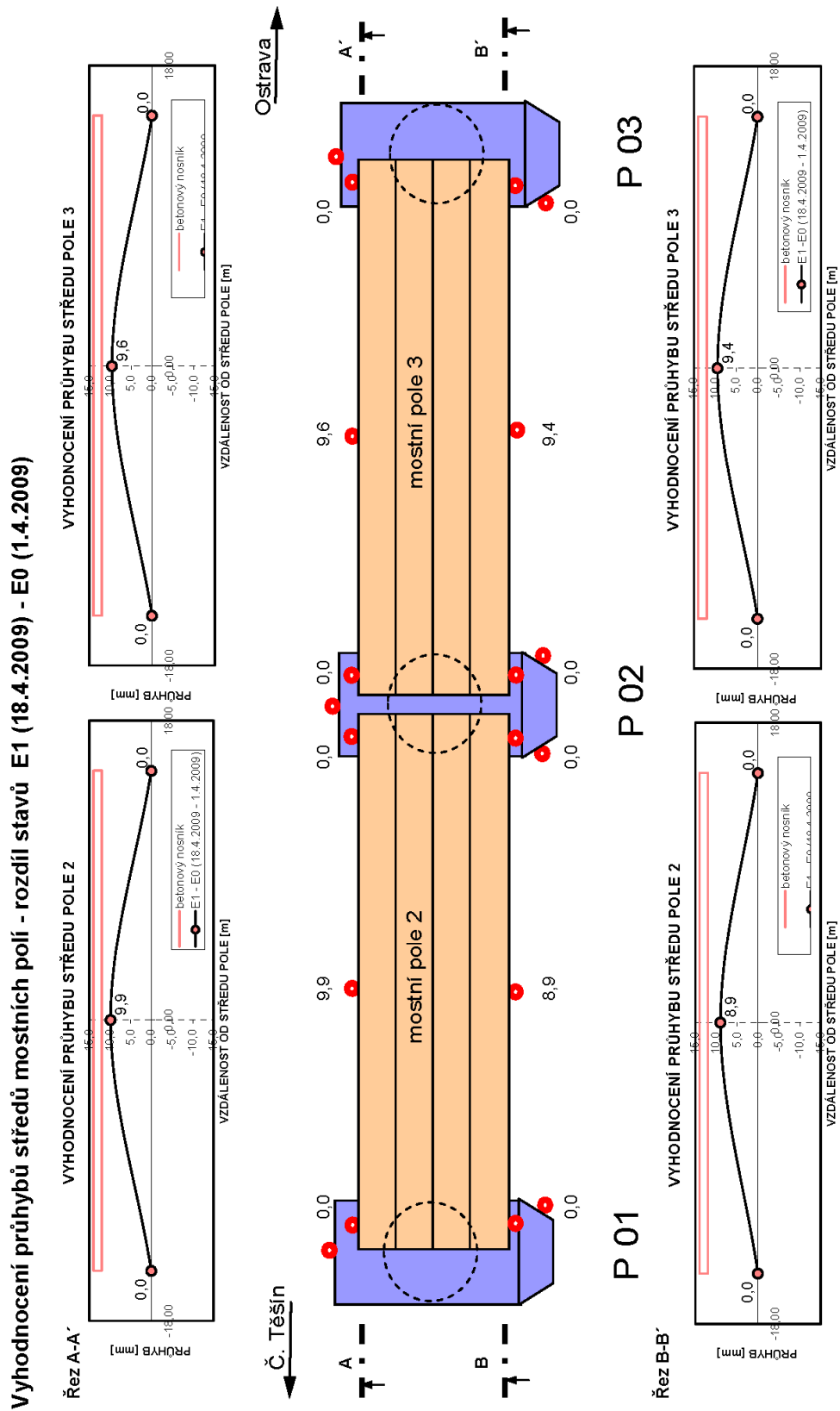


Obr. 118 - Vyhodnocení svislých posunů mostních podpor – rozdíl stavů E1 (21.4.2009) – E0 (31.3.2009)

Z výsledků měření je patrné, že po odlehčení konstrukce došlo ke zdvihu podpor +0,6 až +1,2 mm. Z rozložení hodnot je patrné, že v příčném řezu levá strana podpor (posuzováno ve směru staničení Č. Těšín - Ostrava) vykazuje o 0,3 mm větší zdvih (+0,9 až +1,2 mm) oproti pravé straně (+0,6 až +0,9 mm).

### 4.3.4. Ukázka etapového vyhodnocení průhybů mostovky

Na Obr. 119 je ukázka vyhodnocení rozdílu etapových měření E1 (18.4.2009) a E0 (1.4.2009), tedy po odlehčení nosné konstrukce odbouráním kolejového svršku a římsy až na úroveň nosné konstrukce vzhledem k výchozímu stavu. Střed pole se nadzvedl v průměru o +9,4 mm. Průhyb se mírně liší u levého a pravého okraje.



Obr. 119 - Vyhodnocení etapového měření E1 (18.4.2009) – E0 (1.4.2009)

#### 4.4. Ověřovací zatěžovací zkouška

Cílem sledování mostu v průběhu ověřovací zatěžovací zkoušky bylo potvrzení efektu zesílení konstrukce dodatečným předepnutím a sprážením a dále ověření rezervy v hlavní nosné konstrukci. Ověřovací zatěžovací zkouška vycházela ze zásad ČSN 73 6209 [52] a ČSN 73 2030 [53]. Tenzometricky byla měřena přetvoření v nosné konstrukci. Geodeticky bylo měřeno zatlačení mostních podpor do podloží v dílčích zatěžovacích stavech (očekávané hodnoty – max. desetiny milimetru), stlačení ložisek (očekávané hodnoty – desetiny milimetru až max. milimetr), průhyb os dílčích nosníků nosné konstrukce ve středu mostních polí (očekávané hodnoty – milimetry). Zatížení mostního pole bylo vyvoláno břemenem tárovacího vozu o hmotnosti 120 tun (Obr. 120). Průhyb dílčích nosníků ve středu mostního pole a stlačení ložisek bylo měřeno geodeticky velmi přesnou nivelací s rozšířenou nejistotou  $\pm 0,12$  mm (pravděpodobnost  $P=0,95$ , riziko nesprávného závěru  $\alpha=5\%$ ). Naměřené hodnoty průhybu středů mostních polí činily 3,7 mm, stlačení ložisek činilo max. do 0,5 mm. Naměřené hodnoty korespondovaly s očekávanými, malé hodnoty stlačení prokázaly dobrou kvalitu rekonstrukce.



Obr. 120 - Zatížení břemenem tárovacího vozu při ověřovací zatěžovací zkoušce

Naměřené skutečné hodnoty přetvoření v nosné konstrukci v dílčích zatěžovacích stavech bylo možné v reálném čase on-line sledovat a optimálně řídit průběh ověřovací zatěžovací zkoušky zejména z hlediska skutečné doby potřebné pro dotvarování konstrukce a stanovení optimálních časových intervalů pro geodetická měření. Pro ověření odezvy konstrukce bylo měření v dílčích zatěžovacích stavech provedeno opakovaně dvakrát.

##### 4.4.1. Technologie geodetických měření při ověřovací zatěžovací zkoušce, přesnost

###### Velmi přesná nivelace

Hlavní metodou měření byla velmi přesná nivelace s využitím optických nivelačních přístrojů Zeiss NI 005, Zeiss NI 002 vybavených mikrometrem. Zatlačení podpor bylo měřeno od vztázného soustavy - mikropilot stabilizovaných mimo deformační zónu ovlivnění ověřovací zatěžovací zkouškou.

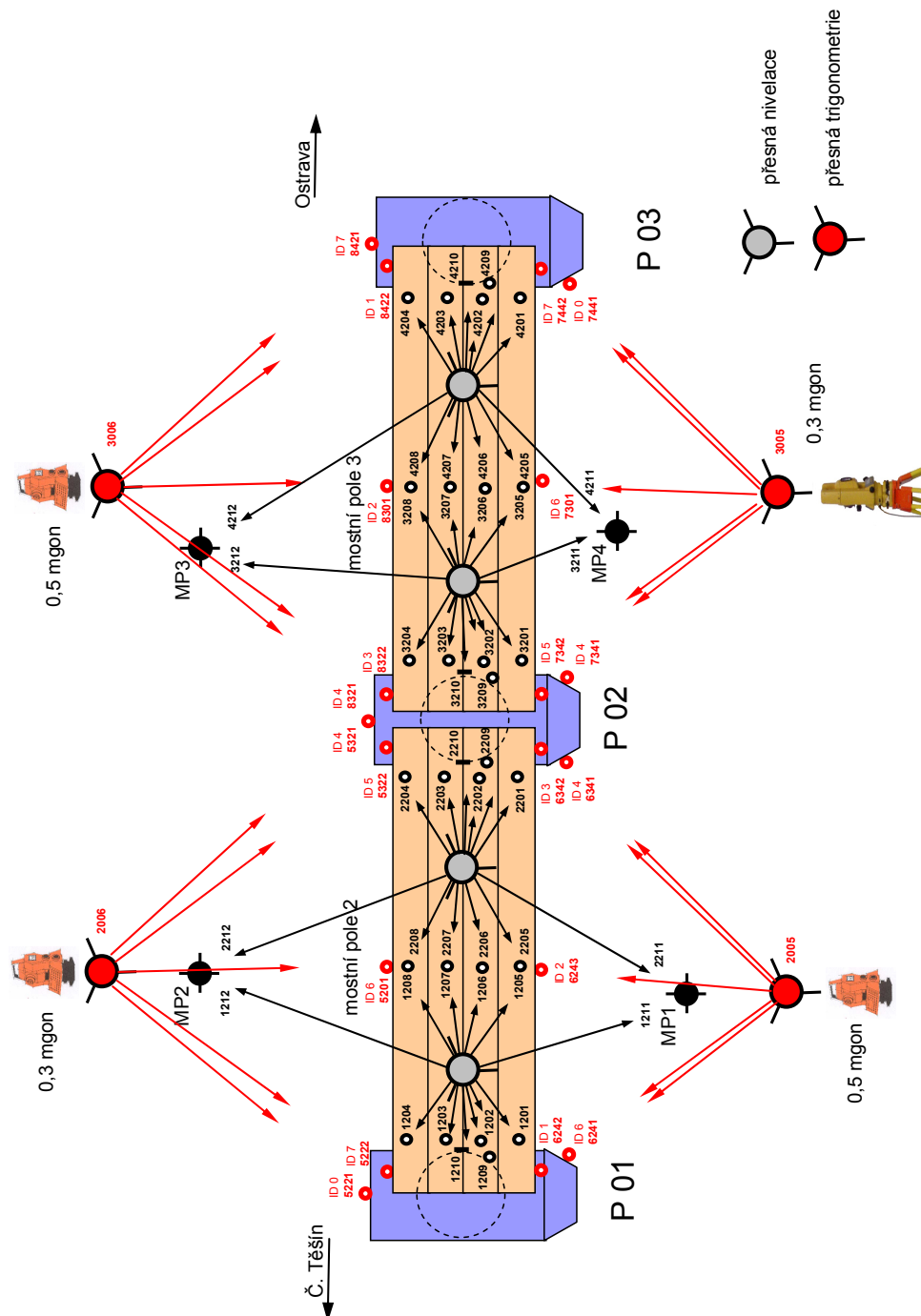
Stlačení ložisek a průhyby mostovky byly měřeny s využitím zavěšených měřících strun opatřených stupničkou. Přesnost odečtu činila 0,05 mm. Měřeno bylo opakovaně minimálně ve 2 až 3 sériích v rámci každého zatěžovacího stavu

###### Přesná trigonometrická metoda

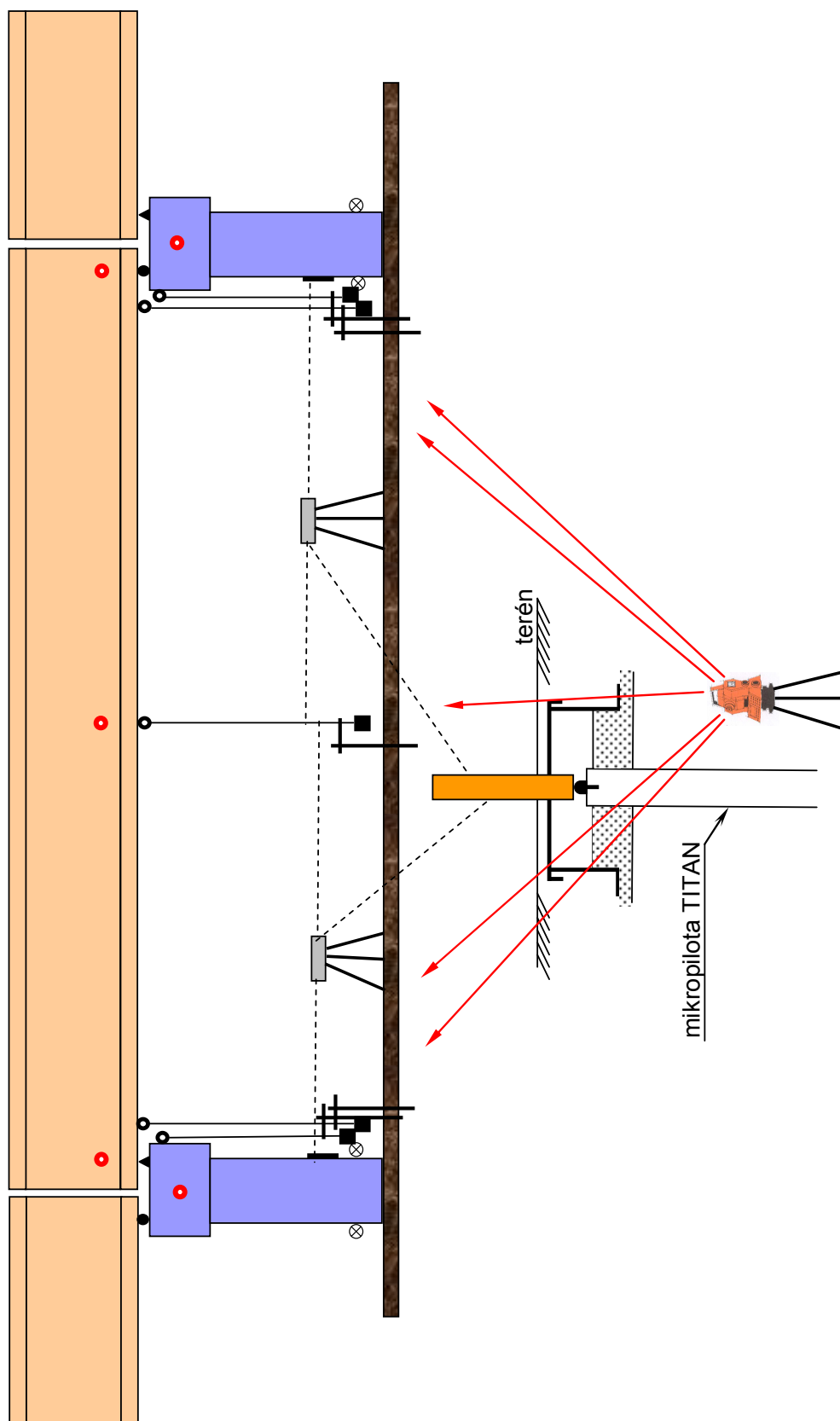
Trigonometrická metoda byla použita jako druhá nezávislá metoda pro měření stlačení ložisek a průhybů středů mostních polí 2 a 3. Průhyby středů polí byly měřeny na vnějším nosníku nosné konstrukce mostovky. Výškový posun byl určován z rozdílu zenitových



úhlů naměřených v jednotlivých zatěžovacích stavech. K měření bylo použito kalibrovaných a ověřených elektronických robotizovaných měřících stanic 2x Geodimeter 620 (úhlová přesnost 0,5 mgon – odpovídá přesnosti 0,24 mm/30 m), 1x Geodimeter 630 (úhlová přesnost 0,3 mgon – odpovídá přesnosti 0,14 mm/30 m) a Topcon GPT 9001A (úhlová přesnost 0,3 mgon – odpovídá přesnosti 0,14 mm/30 m). V rámci zatěžovacího stavu byly sledované body zaměřovány metodou ve skupinách ve 3 sériích měření. Očekávaná přesnost měření v rámci jednoho zatěžovacího stavu 0,15 mm až 0,10 mm. Schémata technologie geodetického měření při zatěžovací zkoušce jsou na Obr. 121 a Obr. 122.



Obr. 121 - Schéma technologie geodetického měření při ověřovací zatěžovací zkoušce – půdorys



Obr. 122 - Schéma technologie geodetického měření při ověřovací zatěžovací zkoušce – pohled

#### 4.4.2. Vyhodnocení ověřovací zatěžovací zkoušky

Zatlačení podpór bylo vyhodnoceno v lokální výškovém systému jako svislý posun podpór od vztažné soustavy mikropilot z výsledků měření velmi přesné nivelace. Stlačení ložisek bylo vyhodnoceno jako svislá deformace vzájemného vztahu podpory a os dílčích nosníků nosné konstrukce v místě os ložisek. Průhyby dílčích nosníků nosné konstrukce ve středu polí 2 a 3 byly vyhodnoceny od podpór z naměřených dat velmi přesnou nivelací a byly očištěny o vliv hodnoty stlačení ložisek. Průhyby vnějších nosníků nosné konstrukce ve středu polí 2 a 3 byly vyhodnoceny od podpór ve vhodně zvoleném lokálním souřadnicovém systému konstrukce z dat přesné trigonometrické metody.

Hodnoty svislých posunů a deformací byly statisticky testovány z hlediska nejistot měření. Výsledné hodnoty svislých posunů a průhybů polí při zatížení byly vypočteny jako rozdíl zatěžovacího stavu při zatížení vůči předchozímu nezatíženému stavu.

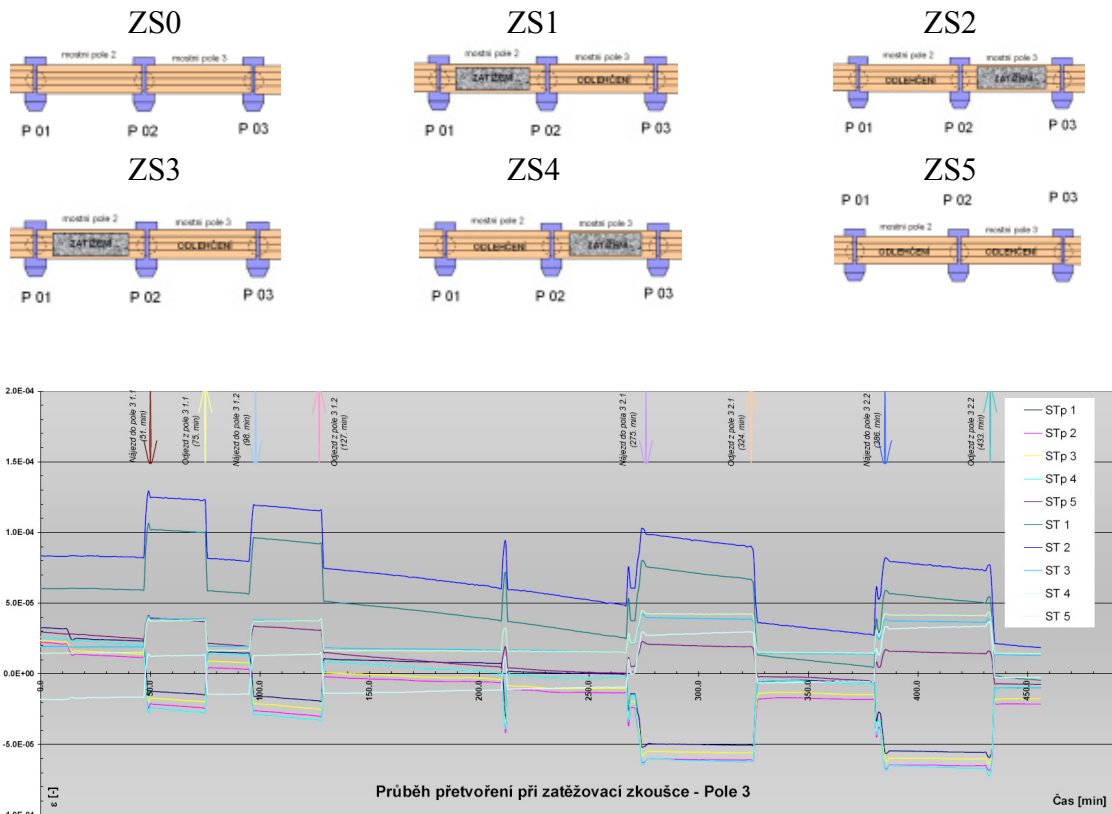
Vyhodnocení ověřovací zatěžovací zkoušky je v samostatné závěrečné zprávě [49].

Vyhodnocení zatěžovací zkoušky:

Průhyb od tárovacího vozu (statický, teoreticky předpokládaný)	4,6 mm
Průhyb od vlaku modelu 71 (teoreticky předpokládaný)	8,4 mm
Průhyb od vlaku modelu SW/2 (teoreticky předpokládaný)	11,5 mm

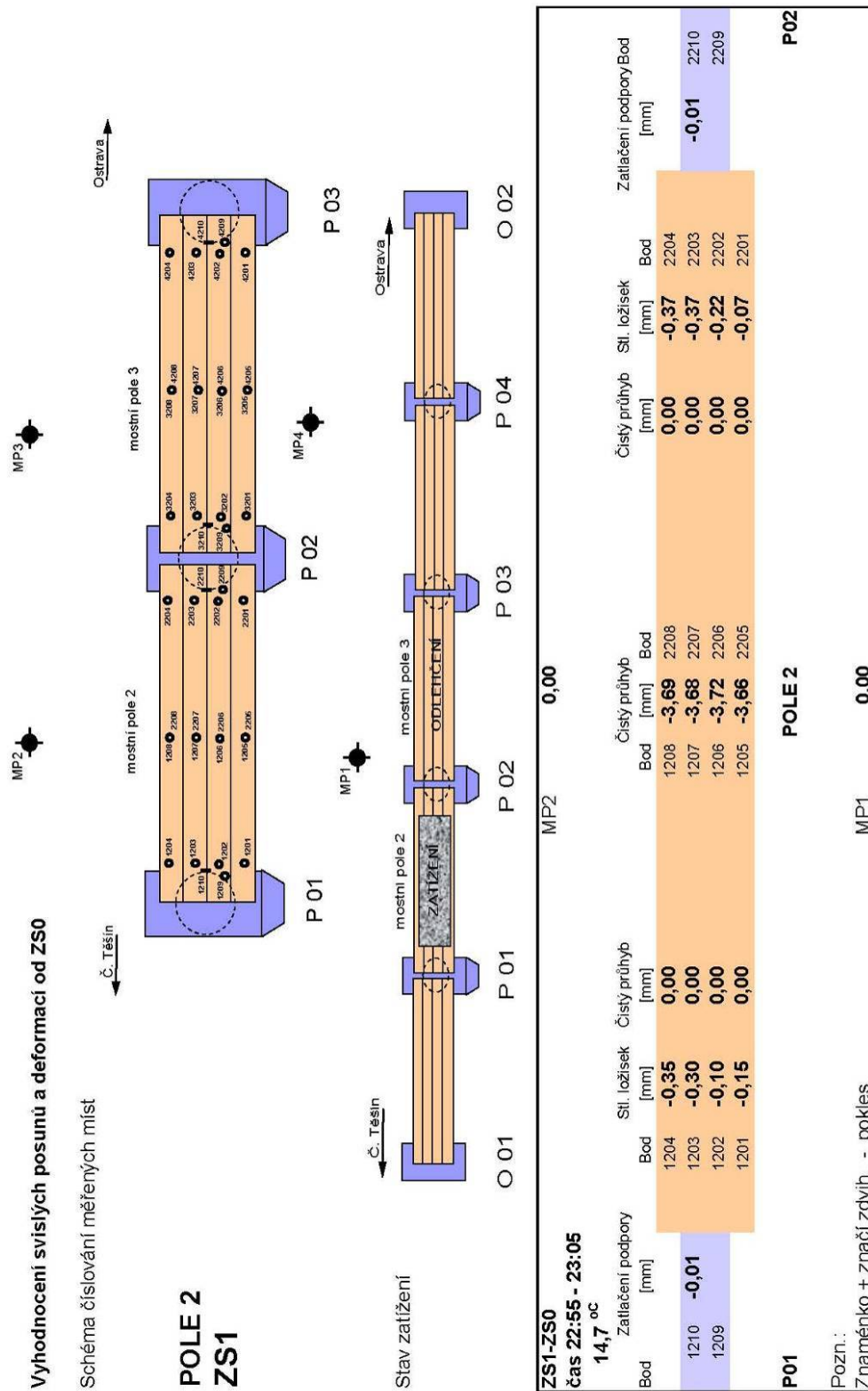
Naměřený průhyb od tárovacího vozu	průměr pole 3	3,73 mm
Naměřený průhyb od tárovacího vozu	průměr pole 2	3,71 mm

Na Obr. 123 je ukázka schematickehoázornění dílčích zatěžovacích stavů ZS0 až ZS5 s ukázkou záznamu naměřených dat poměrných pretvoření tenzometrickou ústřednou.



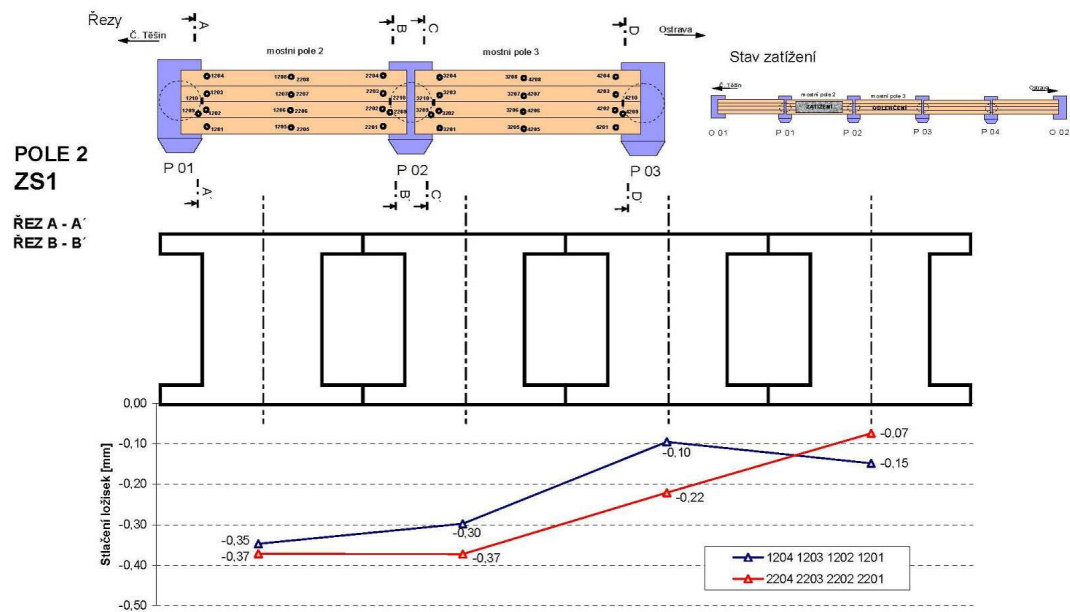
Obr. 123 - Dílčí zatěžovací stavy a průběh pretvoření při ověřovací zatěžovací zkoušce

Na Obr. 124 je ukázka vyhodnocení geodetického měření mostního pole 2 při prvním nájzdu v zatěžovacím stavu ZS1



Obr. 124 – Geodetické měření – průměrné hodnoty z obou nájzdů v poli 2

Na Obr. 125 je uvedena ukázka vyhodnocení nerovnoměrnosti stlačení ložisek v řezu nosnou konstrukcí při zatížení mostního pole břemenem tárovacího vozu 120 tun v zatěžovacím stavu ZS1. Stlačení ložisek bylo měřeno geodeticky velmi přesnou nivelací s rozšířenou nejistotou  $\pm 0,12$  mm (pravděpodobnost  $P=0,95$ , riziko nesprávného závěru  $\alpha=5\%$ ). Hodnoty stlačení ložisek korespondovaly s očekávanými a relativně malé hodnoty prokázaly dobrou kvalitu jejich rekonstrukce.



Obr. 125 - Nerovnoměrnost stlačení ložisek v prvním zatěžovacím stavu ZS1

V následujících Obr. 126 až Obr. 134 je několik fotografií z průběhu ověřovací zatěžovací zkoušky dokumentující její zabezpečení.



Obr. 126 - Stabilizovaný bod vztažné soustavy pro geodetická měření - mikropilota



Obr. 127 - Upevnění měřící struny na pohledu nosné konstrukce





Obr. 128 - Soustava měřících strun pro měření stlačení ložisek velmi přesnou nivelací



Obr. 129 - Detail měřické značky pro přesné trigonometrické měření - světelný bod



Obr. 130 - Geodetická měření – velmi přesná nivelace



Obr. 131 - Detail stupnice na měřické struně



Obr. 132 - Měřící stanice Geodimeter 630 pro přesnou trigonometrii



Obr. 133 - Měřící invarová lať na bodě vztažné soustavy

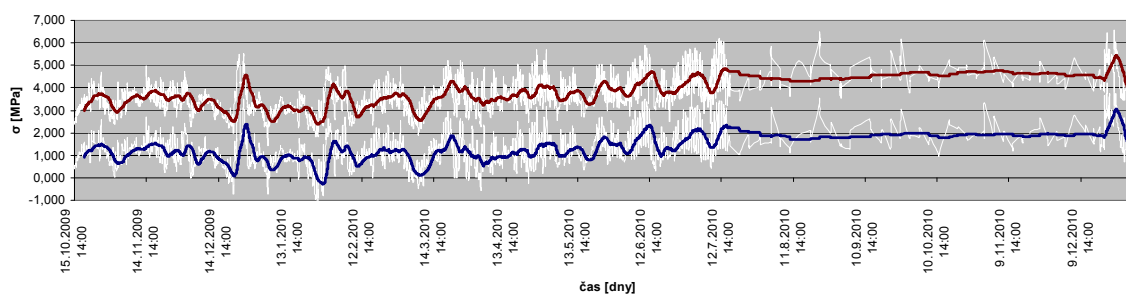


Obr. 134 - Měření velmi přesnou nivelací s přístrojem Zeiss NI 002

#### 4.5. Dlouhodobé sledování mostní konstrukce za období 2011 - 2015

Dlouhodobé sledování mostní konstrukce zahrnuje průběžné snímání hodnot strunových tenzometrů ve volitelně (i dálkově) nastavitelném časovém intervalu měřicí ústřednou DataTaker DT85 vybavenou modemem pro přístup do sítě GSM, vnějším bateriovým zdrojem se solárním dobíjením. Obslužný komunikační program umožňuje spojení během předem plánovaných relací, kdy lze ověřit dálkově z pracoviště obsluhy (FAST VUT v Brně) stav všech parametrů ústředny, jejího napájení, aktuální data tenzometrických snímačů a lze provádět dálkový přenos naměřeného souboru údajů. Neméně důležitým efektem je také pouhé ověření skutečnosti, že systém je funkční a že není nutný osobní servisní zásah. Jako prevenci před vandalizmem bylo nutno osadit ústřednu na příčník mostního pilíře ve výšce cca 8 m (Obr. 87), což se osvědčilo a to i za cenu ztíženého přístupu pro vlastní servisní zásahy (nutnost stavby lešení nebo použití vysokozdvizné plošiny). Měření sil a jejich změn ve vybraných přepínacích lanech probíhají pouze v předem naplánovaných etapách podobně jako dlouhodobé geodetické sledování.

Na Obr. 135 je uvedena ukázka vývoje změn napětí horního povrchu původní betonové konstrukce na její levé a pravé straně v průběhu roku. Očekávalo se, že roční periodické teplotní vlivy budou moci být spolehlivě analyzovány až po tří až čtyřletém sledování konstrukce.



Obr. 135 - Dlouhodobý vývoj změn napětí na horních přírubách nosníků

##### 4.5.1. Ukázka vyhodnocení průhybů a sedání z dlouhodobého geodetického etapového měření za rok 2015

V následujícím je uvedeno vyhodnocení geodetických měření průhybů nosné konstrukce mostních polí 2 a 3, vyhodnocení sedání spodní stavby za období 2011 – 2015.

Sedání spodní stavby je za období E10 (24.10.2015,  $T=+15,0^{\circ}\text{C}$ ) – E5 (26.8.2010,  $T=+18,9^{\circ}\text{C}$ )

Vyhodnocení svislých posunů spodní stavby je uvedeno v Tab. 23. Vyhodnocení stability vztažné soustavy je v Tab. 24. Grafické znázornění svislých posunů spodní stavby je na Obr. 136.

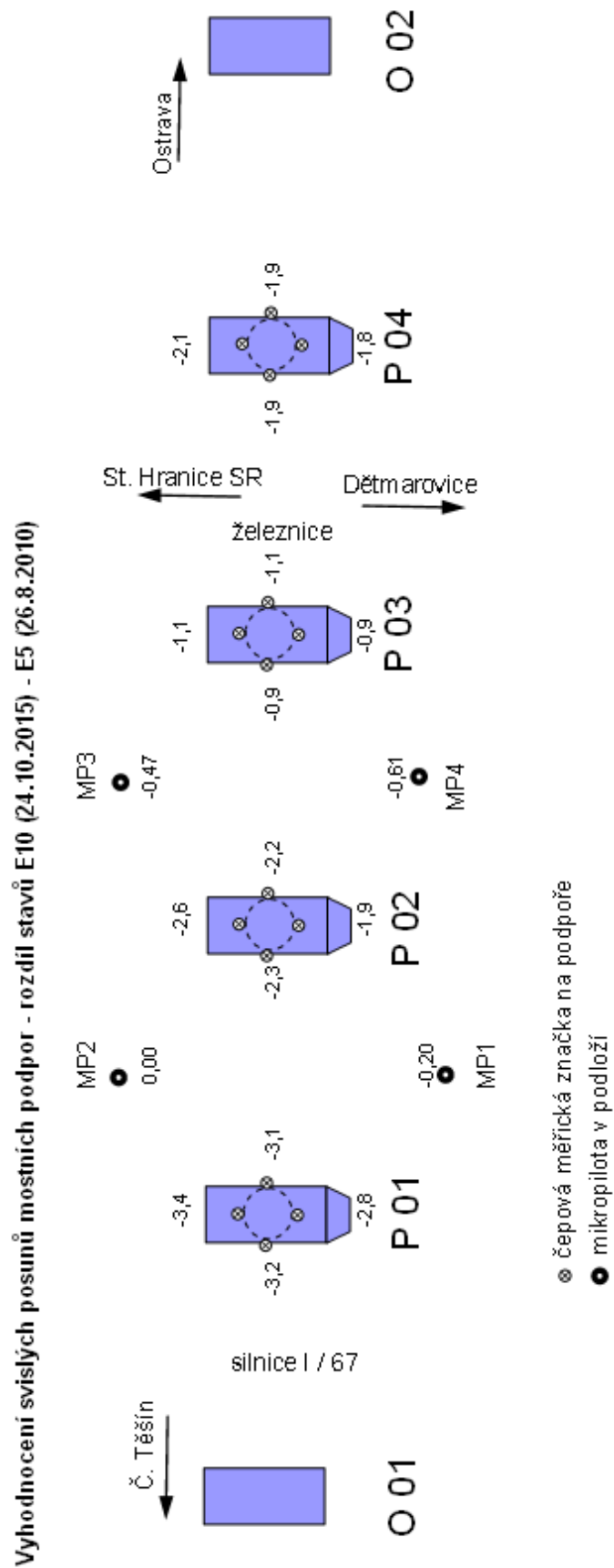
Tab. 23: Vyhodnocení sedání spodní stavby  
E10 (24.10.2015, T=+15,0°C) – E5 (26.8.2010, T=+18,9°C)

„Rekonstrukce mostu Gagarin v km 5,872 trati Český Těšín - Ostrava Kunčice“ Sedání spodní stavby - srovnání etap 10. - 5. - stav: po 6 letech od uvedení do provozu							
Bod	Etapa: 5 Datum: 26.8.2010		Etapa: 10 Datum: 24.10.2015		Svislý posun dH [mm]	Rozšířená nejistota δdH (95%) [mm]	Test významnosti α = 5%
	H	σH	H	σH			
	[m]	[mm]	[m]	[mm]			
Podpora P01							
4201	100,26665	0,04	100,26343	0,05	-3,22	0,13	ano
4202	99,70794	0,03	99,70449	0,04	-3,45	0,10	ano
4203	99,71708	0,02	99,71399	0,05	-3,09	0,10	ano
4204	99,77566	0,03	99,77284	0,04	-2,82	0,11	ano
Podpora P02							
4301	99,78739	0,02	99,78505	0,04	-2,34	0,10	ano
4302	99,81726	0,03	99,81468	0,04	-2,58	0,09	ano
4303	99,85440	0,03	99,85218	0,05	-2,22	0,10	ano
4304	99,80013	0,03	99,79823	0,04	-1,90	0,10	ano
Podpora P03							
4401	100,92643	0,03	100,92549	0,05	-0,94	0,11	ano
4402	101,32911	0,05	101,32796	0,06	-1,15	0,15	ano
4403	101,39901	0,04	101,39796	0,06	-1,05	0,14	ano
4404	100,73282	0,03	100,73194	0,05	-0,88	0,11	ano
Podpora P04							
4501	101,08847	0,05	101,08662	0,08	-1,85	0,19	ano
4502	101,31412	0,04	101,31198	0,07	-2,14	0,17	ano
4503	101,25511	0,05	101,25318	0,08	-1,93	0,19	ano
4504	101,30548	0,04	101,30367	0,07	-1,81	0,17	ano

Pozn.: znaménko svislého posunu (-) značí pokles, znaménko (+) značí zdvih

Tab. 24: Vyhodnocení stability vztažné soustavy

„Rekonstrukce mostu Gagarin v km 5,872 trati Český Těšín - Ostrava Kunčice“ Sedání spodní stavby - srovnání etap 10. - 5. - stav: po 6 letech od uvedení do provozu							
Bod	Etapa: 5 Datum: 26.8.2010		Etapa: 10 Datum: 24.10.2015		Svislý posun dH [mm]	Rozšířená nejistota δdH (95%) [mm]	Test významnosti α = 5%
	H	σH	H	σH			
	[m]	[mm]	[m]	[mm]			
Vztažná soustava - mikropiloty							
MP1	99,23672	0,02	99,23652	0,04	-0,20	0,09	ano
MP2	99,30110	0,00	99,30110	0,00	0,00	0,00	ne
MP3	99,59156	0,02	99,59109	0,04	-0,47	0,09	ano
MP4	99,10508	0,02	99,10447	0,04	-0,61	0,10	ano



Obr. 136 – Vyhodnocení svislých posunů mostních podpor za 2015 - 2010



V následující Tab. 25 a Obr. 137 je ukázka vyhodnocení průhybů a sedání z geodetického etapového měření za rok 2015 - 2014.

Průhyby středů polí 2 a 3 jsou za období E10 (24.10.2015,  $T=+13,6^{\circ}\text{C}$ ) – E9 (28.9.2014,  $T=+19,5^{\circ}\text{C}$ )

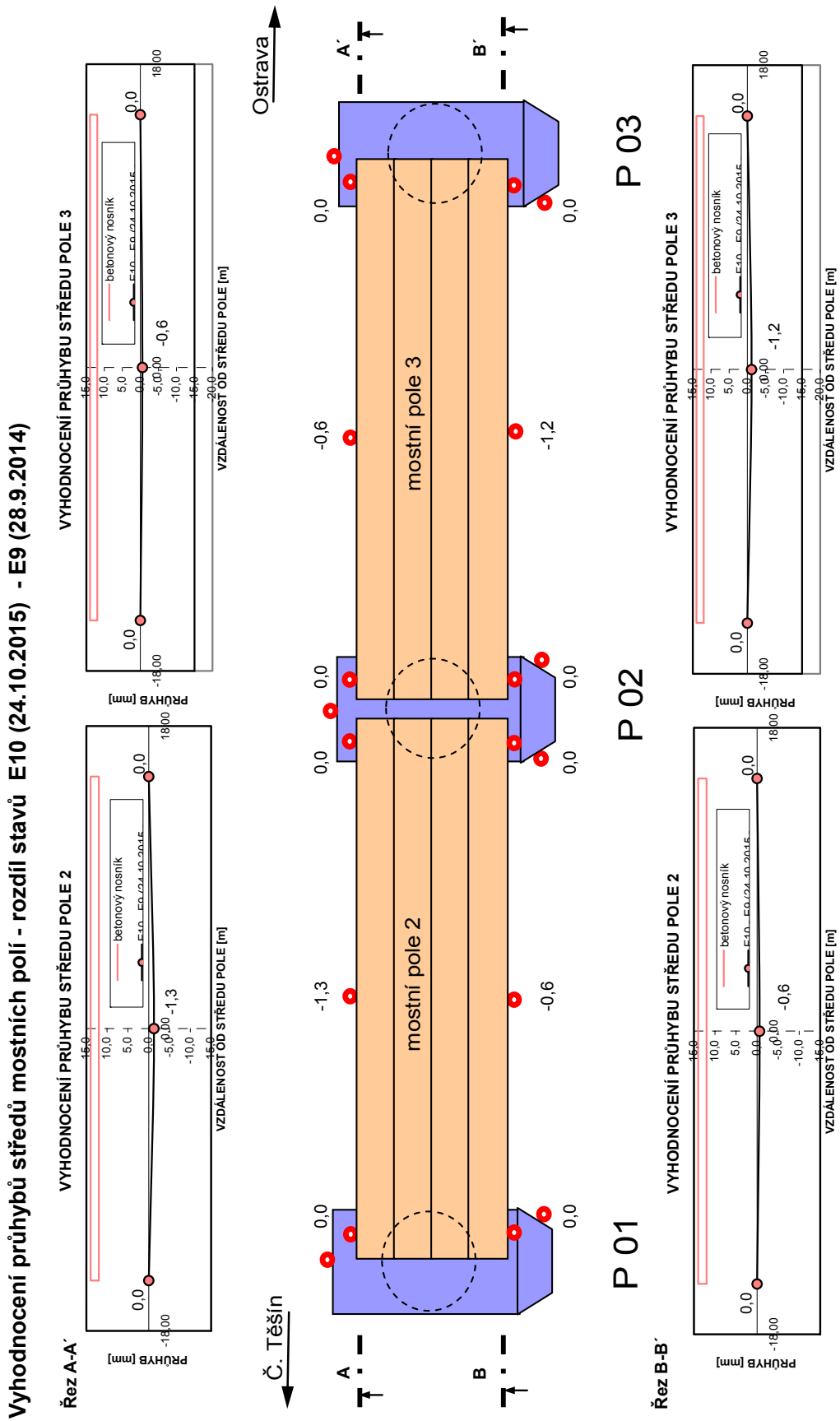
Vyhodnocení vyjadřuje změnu stavu vzhledem k předchozí etapě tj. za období od etapy E9 (28.9.2014) po etapu E10 (24.10.2015) zaměřenou po 6 letech od uvedení rekonstruované mostní konstrukce do provozu v roce 2009. Hodnoty změn průhybů středů mostních polí 2 a 3 za výše uvedené sledované období 1 roku od E9 jsou uvedeny pro oba vnější okraje nosné konstrukce (NK) v Tab. 25 a graficky znázorněny na Obr. 137. Rošířená nejistota měření průhybů činí 0,3 mm (pro  $K=2$ ,  $P=0,95$ ,  $\alpha=5\%$ ).

Tab. 25: Změna průhybu středů mostních polí za období E10 (24.10.2015,  $T=+13,6^{\circ}\text{C}$ ) – E9 (28.9.2014,  $T=+19,5^{\circ}\text{C}$ )

Bod	Umístění na konstrukci	Čistý průhyb středu mostního pole v [mm]	Průměrný čistý průhyb pole v [mm]
5201	mostní pole 2, střed pole, levý okraj NK	-1,3	-0,9
6201	mostní pole 2, střed pole, pravý okraj NK	-0,6	
8301	mostní pole 3, střed pole, levý okraj NK	-0,6	-0,9
7301	mostní pole 3, střed pole, pravý okraj NK	-1,2	

Pozn.:

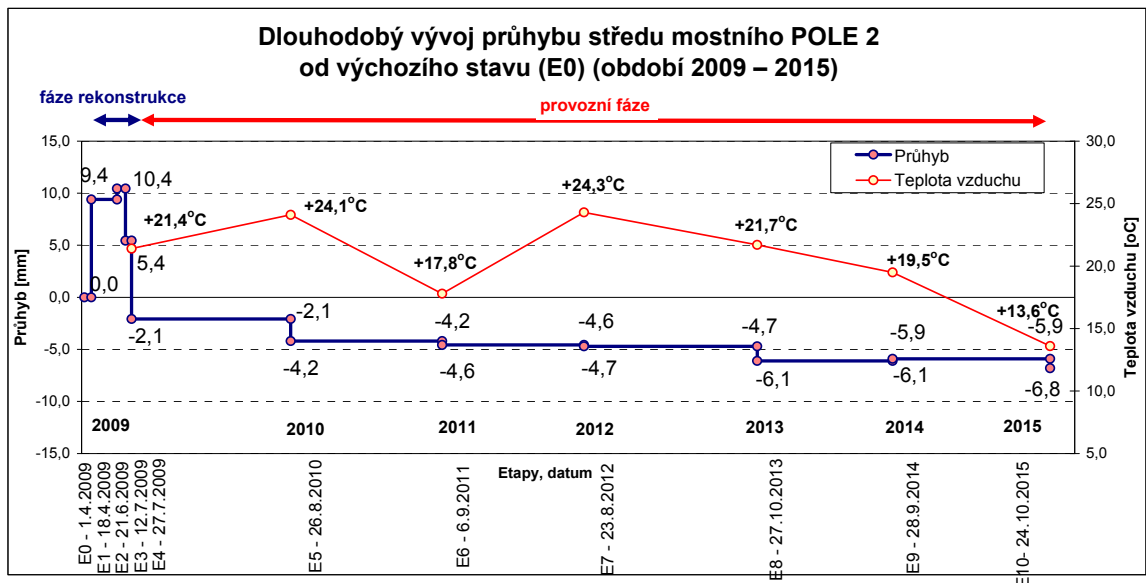
1) znaménko „-“ značí průhyb směrem dolů, znaménko „+“ značí průhyb směrem nahoru



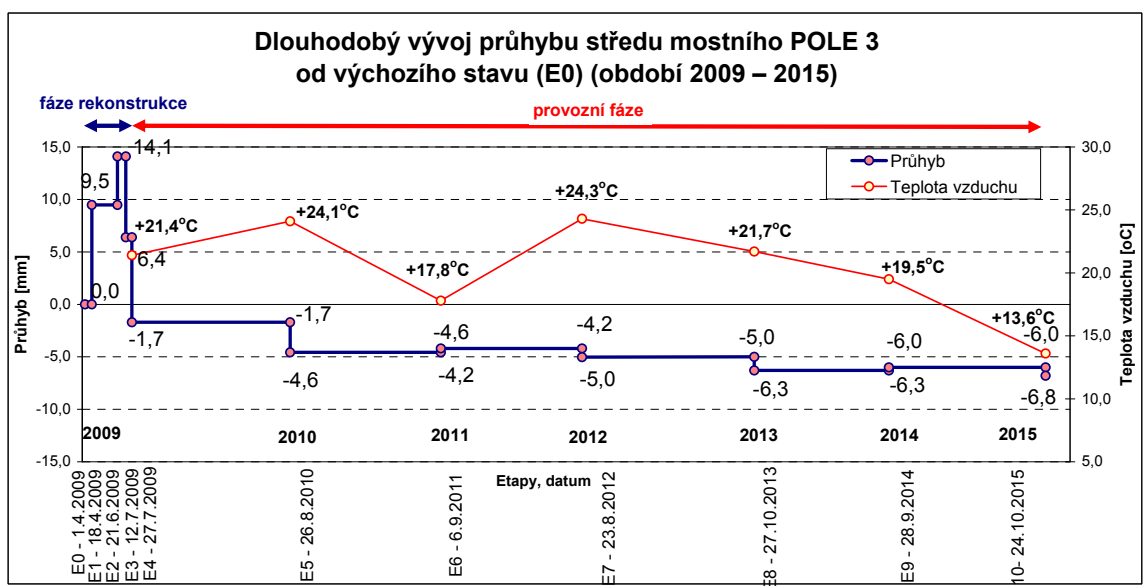
Obr. 137 – Vyhodnocení průhybů středů mostních polí 2 a 3 v období 2015 - 2014

#### 4.5.2. Dlouhodobý vývoj průhybů středů polí 2 a 3 v průběhu dílčích etap od počátku sledování do 2015

Na následujícím Obr. 138 a Obr. 139 je vyhodnocen na časové ose vývoj průhybů středů mostních polí 2 a 3 v průběhu dílčích etap měření ve fázi rekonstrukce (modře) a v období 6 let od uvedení do provozu po rekonstrukci. Průhyby jsou vyhodnoceny od základního stavu – před rekonstrukcí. Uvedené hodnoty průhybů byly vypočteny aritmetickým průměrem z průhybů naměřených na vnějších nosnicích nosné konstrukce. Současně je v grafu vynesena průběh teploty vzduchu v dílčích etapách.



Obr. 138 - Dlouhodobý vývoj průhybu středu pole 2 od výchozího stavu (2009-2015)



Obr. 139 - Dlouhodobý vývoj průhybu středu pole 3 od výchozího stavu (2009-2015)

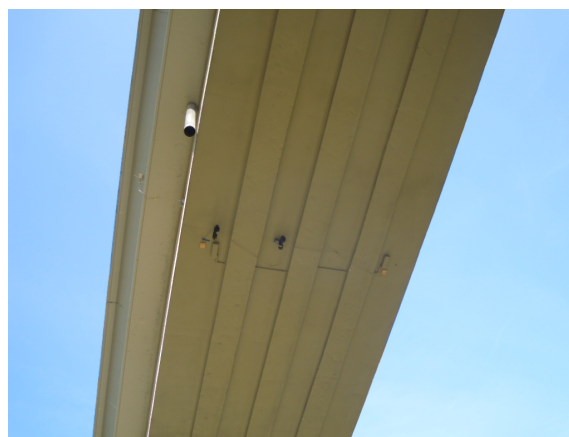
### 4.5.3. Vliv vnějších podmínek na sledovanou konstrukci

Vliv změny vnějších podmínek (zejména změny teploty) na sledovanou konstrukci byl analyzován z kontinuálního 24 hodinového monitoringu v 9/2014 mostního pole 2.

Povrchová teplota konstrukce byla měřena kontaktně kalibrovanými teplotními měřidly Comet s přesností 0,1 až 0,3°C. Umístění čidel bylo na severní a jižní straně mostovky z boku betonové vany, z boku NK, zespodu NK. Umístění čidel v řezu je patrné z Obr. 140 a Obr. 141.

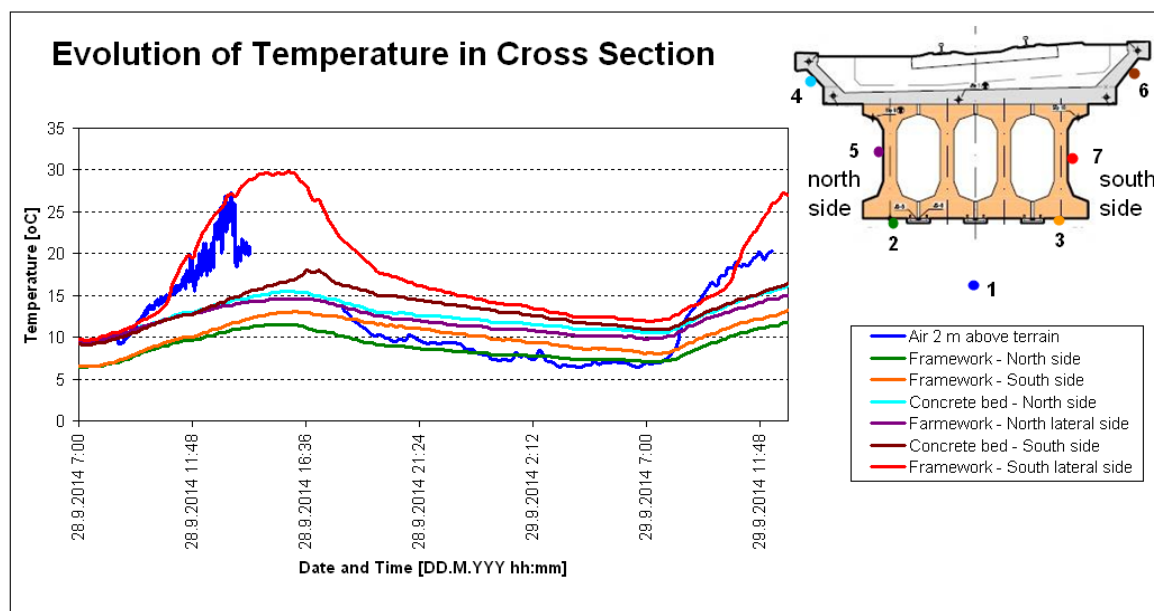


Obr. 140 - Pole 2 - umístění teplotních čidel v řezu



Obr. 141 - Pole 2 - umístění teplotních čidel v řezu

Vývoj teplot v řezu je znázorněn v grafu na Obr. 65. Z průběhu teplot je patrné, jak výrazně je jižní strana ovlivněna osluněním. Současně je v grafu (modře) znázorněn průběh teploty vzduchu měřené ve stínu 2 m nad terénem.



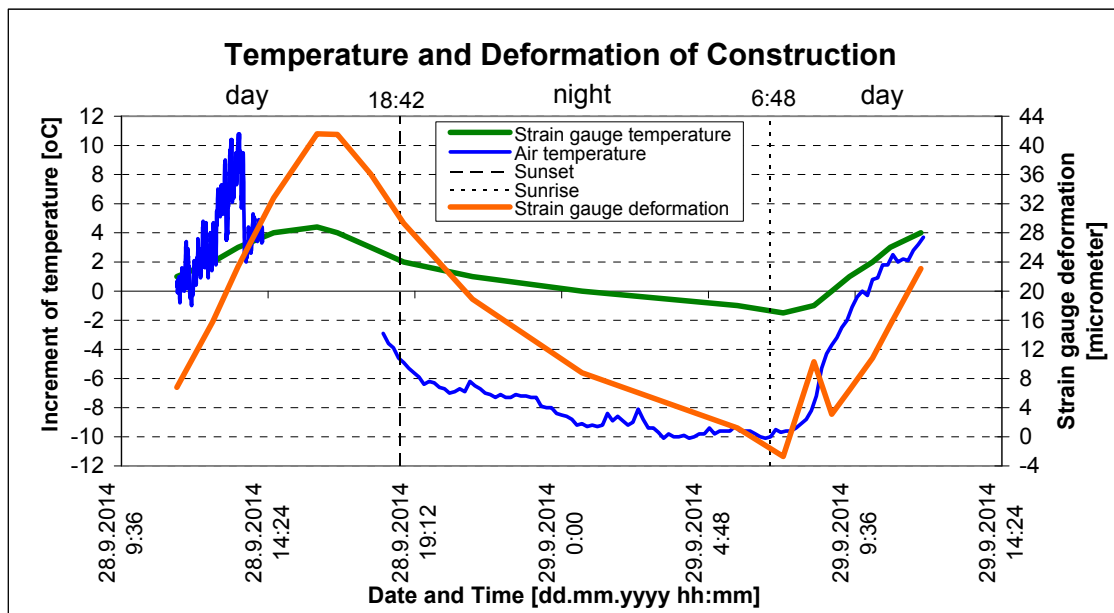
Obr. 142 - Vývoj povrchové teploty v příčném řezu

Most “Gagarin” je v terénu orientován podélným směrem východ – západ a v příčném směru sever – jih. Z hlediska působení slunečního záření je během dne osluněn převážně jižní strana mostu. Z průběhu teplot v řezu je patrný rozdíl teplot severního a jižního okraje



mostu a z důvodu jeho jednostranného oslunění. Rozdíl teplot v září 2014 např. činil až 15°C při teplotě vzduchu 27°C měřené ve stínu.

Na Obr. 143 je znázorněn průběh teploty vzduchu měřené ve stínu 2 m nad povrchem terénu a průběh teploty měřené strunovým tenzometrem umístěným ze spodu nosné konstrukce. Zároveň je znázorněn průběh deformace měřené strunovým tenzometrem. Vyznačeny jsou časy západu a východu Slunce ohraničující přechod dne a noci. Z Obr. 143 je patrný trend teploty a deformace.



Obr. 143 - Teploty a tenzometricky měřené pretvoření

Na Obr. 67 je znázorněn průběh deformace měřené strunovým tenzometrem v závislosti na relativní změně teploty. Ve stejném teplotním stavu konstrukce se hodnoty deformace liší až o 15  $\mu\text{m}/1\text{ m}$ , což svědčí o zpoždění dotvarování a o míře namáhání konstrukce v důsledku změny teploty. Přesnost měření se pohybuje 1 až 2  $\mu\text{m}/1\text{ m}$ .

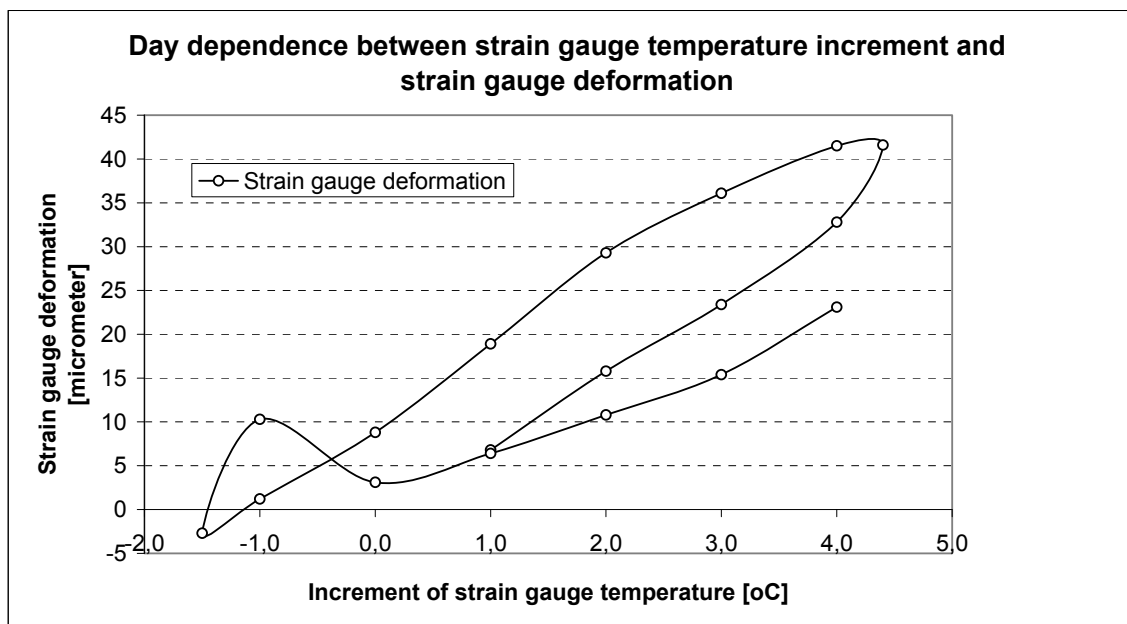
Teplota povrchu konstrukce byla monitorována v 0,5 až 1 hodinových intervalech pomocí technologie termovize (Obr. 144, Obr. 145). Výhodou termovize je informace o nerovnoměrném rozložení teplot v ploše stavební konstrukce, což je užitečná informace při interpretaci výsledků.



Obr. 144 – Termovizní snímek jižní strany pole 2 (28.9.2014 13:30h)

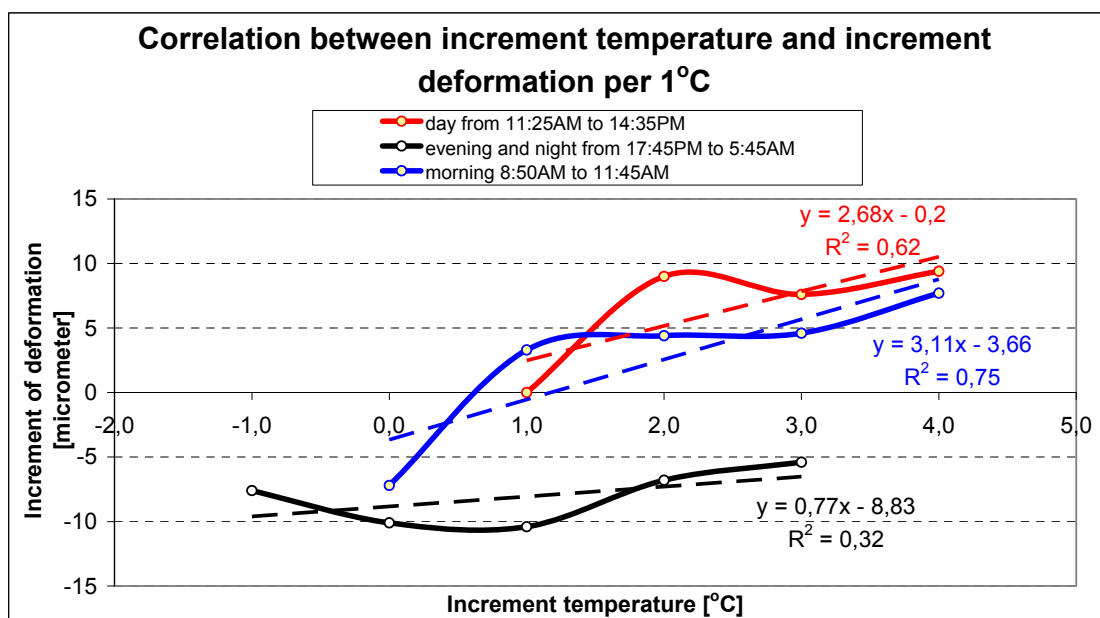


Obr. 145 – Termovizní snímek severní strany pole 2 (28.9.2014 13:30h)



Obr. 146 - Závislost změny teploty a tenzometricky měřeného přetvoření v průběhu 24 h

Na Obr. 147 je vyhodnocena závislost mezi změnou teploty a změnou deformace pro den, noc a ráno. V nočních podmínkách je vliv změny teploty cca 3.5x menší, než za denních podmínek při oslunění. Ohřívání konstrukce vlivem oslunění je intenzivnější oproti chladnutí konstrukce, které je pozvolnější.



Obr. 147 - Korelace mezi přírůstkem teploty a přírůstkem přetvoření

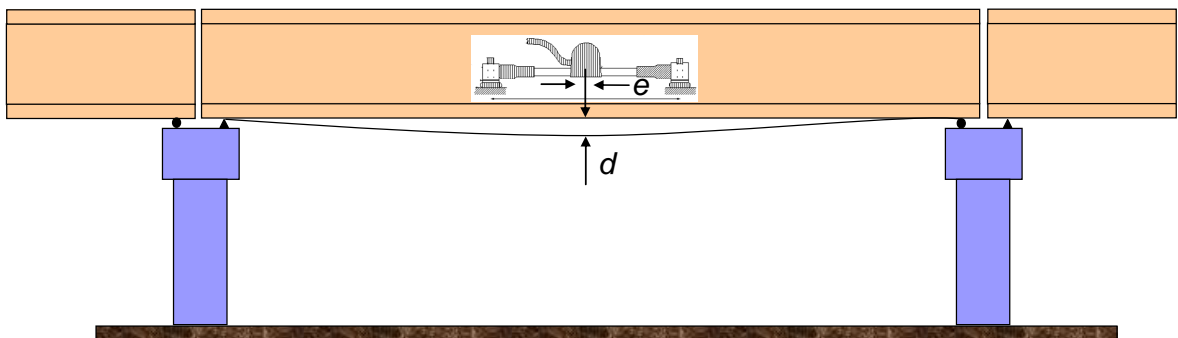
#### 4.5.4. Vzájemná závislost tenzometrických a geodetických měření

Princip řešení vzájemného vztahu mezi výsledky tenzometrického a geodetického měření je založen na bázi stochastické regresní analýzy a korelačního počtu.

Mějme obecně funkci  $y = f(x)$  reprezentující měřenou veličinu podélného přetvoření měřeného tenzometricky a funkci  $x = g(y)$  reprezentující měřenou veličinu průhybu měřeného geodeticky. Funkci aproximujeme regresní přímkou  $\bar{y} = a_y + b_y x$  a  $\bar{x} = a_x + b_x y$ , přičemž  $b_x \neq \frac{1}{b_y}$ . Regresní přímky se řeší metodou nejmenších čtverců za podmínky minimálního součtu čtverců residuálních odchylek  $\sum \rho_x^2 = \min$  a  $\sum \rho_y^2 = \min$ . Koeficienty  $b_y = \operatorname{tg} \alpha_y$  a  $b_x = \operatorname{tg} \alpha_x$  jsou směrnice regresních přímek, které se díky rozptylu vzájemně liší. Koeficient korelace  $R$  se vypočte  $R = \sqrt{\frac{b_y}{b_x}}$ .

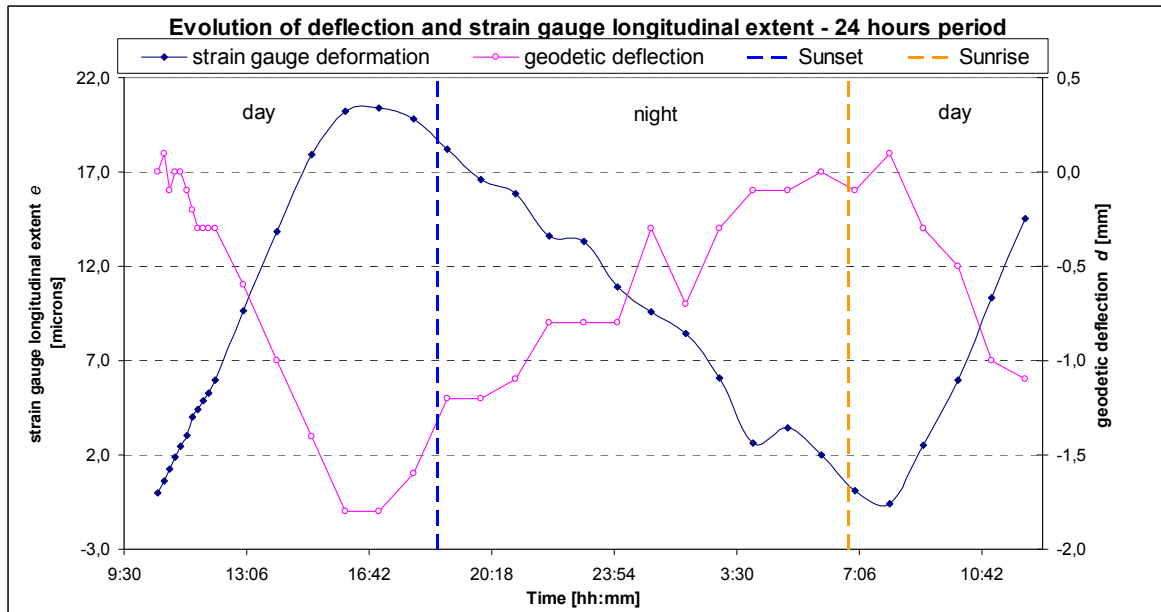
Když  $0 < |R| < 0.4$  malá vzájemná závislost (korelace) dvou veličin, když  $0.4 < |R| < 0.85$  značí prokázanou korelaci a když  $0.85 < |R| < 1$  značí silnou korelaci.

Regresní analýzu lze aplikovat na výsledky tenzometrického podélného přetvoření  $e$  a výsledky geodetický měřeného průhybu  $d$  mostovky ve středu mostního pole. Na Obr. 148 je znázorněna souvislost mezi tenzometricky měřeným podélným přetvořením  $e$  a geodeticky měřeným průhybem  $d$  mostovky.



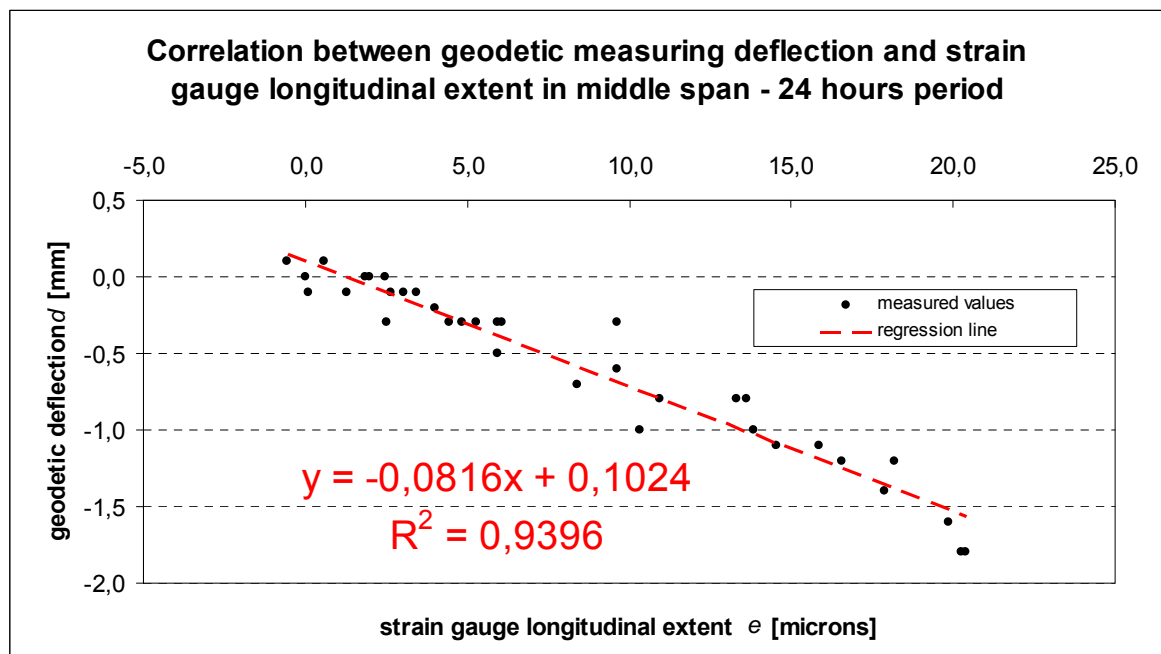
Obr. 148 - Souvislost podélného přetvoření  $e$  a průhybu  $d$  mostovky

Na Obr. 149 je znázorněn vývoj změny geodeticky měřeného průhybu  $d$  a tomu odpovídající vývoj změny tenzometricky měřeného podélného přetvoření  $e$  ve středu mostního pole v průběhu 24 hodin. Znaménko (-) u průhybu značí, že průhyb směřuje svisle dolů. Znaménko (+) u podélné deformace značí vzájemné přiblížení konců tenzometru, tedy zkrácení jeho základny. Se změnou hodnoty vodorovného přetvoření  $e$  se zároveň mění hodnota průhybu. V Obr. 149 je znázorněn i čas západu a východu Slunce, aby bylo zřejmé rozlišit noční a denní podmínky.



Obr. 149 - Vývoj změny geodeticky měřeného průhybu a tomu odpovídající vývoj změny podélného přetvoření v průběhu 24 hodin

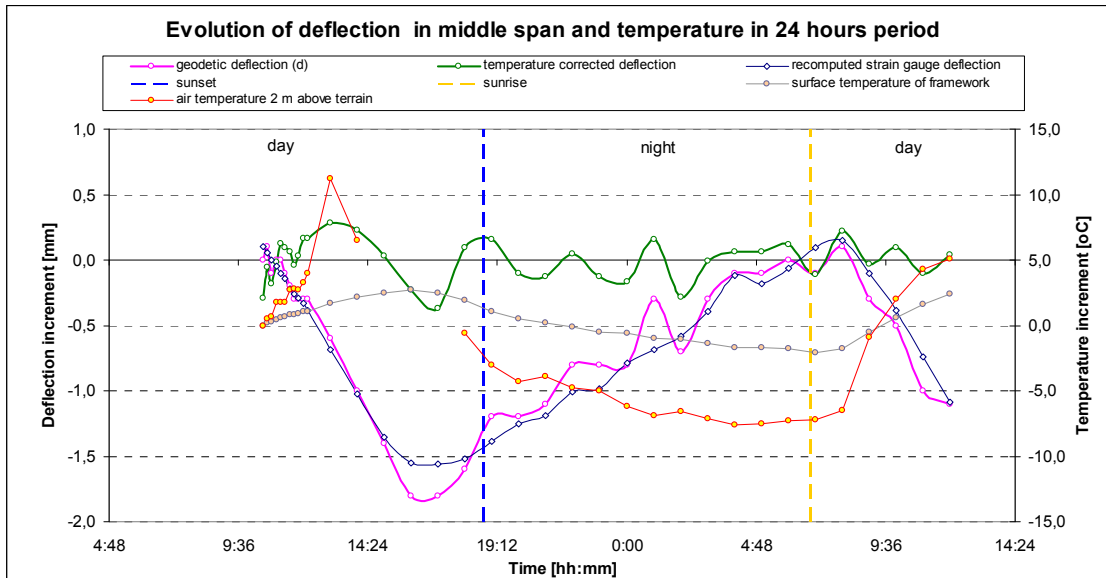
Regresní analýzou byly vypočteny parametry regresní přímky vzájemné závislosti mezi hodnotami geodeticky změřeného průhybu a hodnotami tenzometricky změřeného podélného přetvoření. Koeficient korelace  $R$  se vypočte jako odmocnina z uvedeného koeficientu determinace  $R^2$ . Mezi zkoumanými veličinami je zřejmá silná korelace Obr. 150.



Obr. 150 - Korelace mezi geodeticky měřeným průhybem a tenzometricky měřeným podélným přetvořením ve středu mostního pole v průběhu 24 hodin

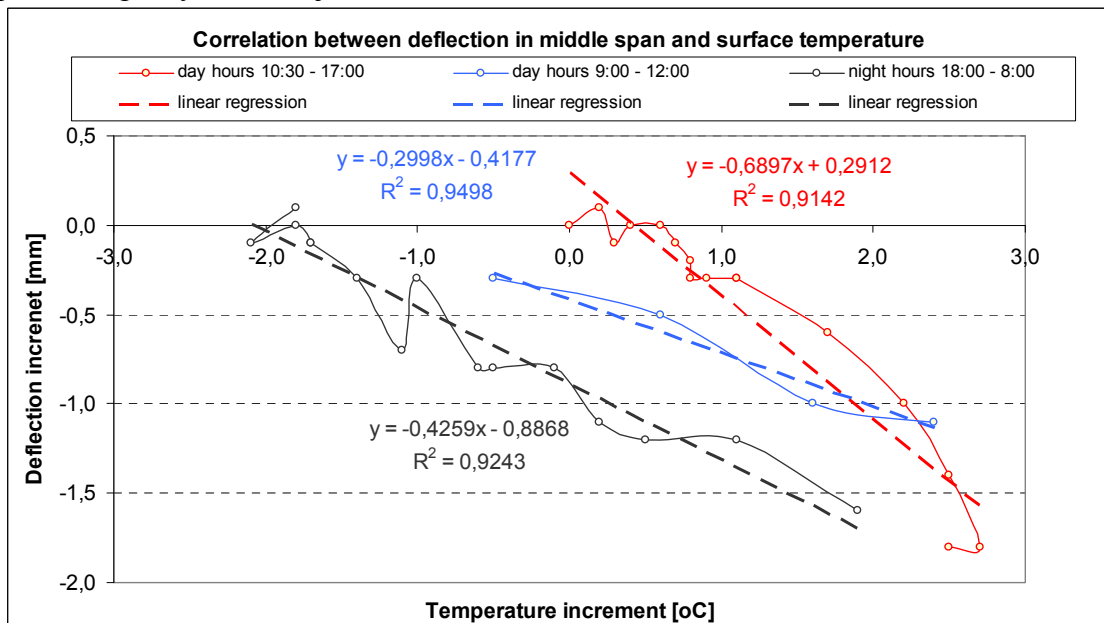
Vyhodnocení této vzájemné závislosti dvou různě měřených veličin dává možnost vzájemného přepočtu výsledků jednoho měření na druhé. Na Obr. 151 je v průběhu 24

hodin znázorněn průběh geodeticky měřeného průhybu (fialová barva) a na základě vzájemné závislosti dle rovnice na Obr. 150 přepočteného tenzometricky měřeného podélného přetvoření na průhyb (modrá barva). Je patrné, že vyšší vnitřní přesnost tenzometrického měření dává vyhlazenější křivku průhybu, než je křivka z geodetického měření. Geodetické měření je zatíženo cca 15% poměrnou chybou k hodnotě měřené veličiny, tenzometrické měření je zatíženo cca 5% až 10% poměrnou chybou k hodnotě měřené veličiny.



Obr. 151 - Vývoj průhybu ve středu mostního pole 2 v průběhu 24 hodin

Na Obr. 151 je zároveň znázorněn vývoj teploty povrchu nosné konstrukce měřené kontaktními teploměry (šedá barva) a vývoj teploty vzduchu měřené ve výšce cca 2 m nad povrchem terénu (červená barva). Z průběhu křivek měření a teplot je patrné, že se zvyšující se teplotou narůstá průhyb středu mostního pole směrem dolů a naopak s klesající teplotou se průhyb zmenšuje.



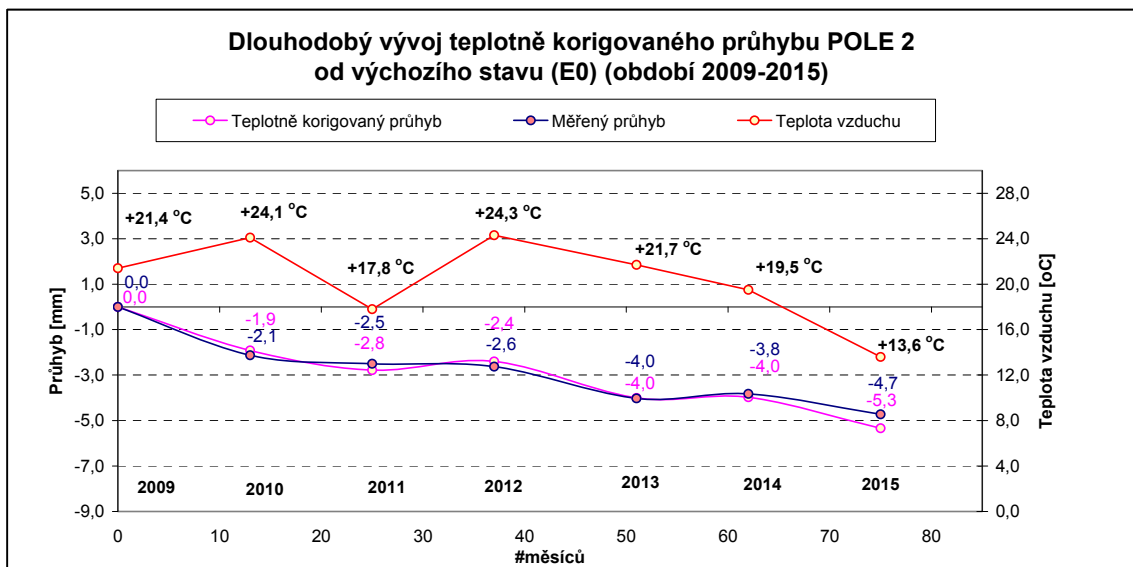
Obr. 152 - Intervalové závislosti mezi hodnotami průhybu ve středu mostního pole a povrchovou teplotou nosné konstrukce v průběhu 24 hodin



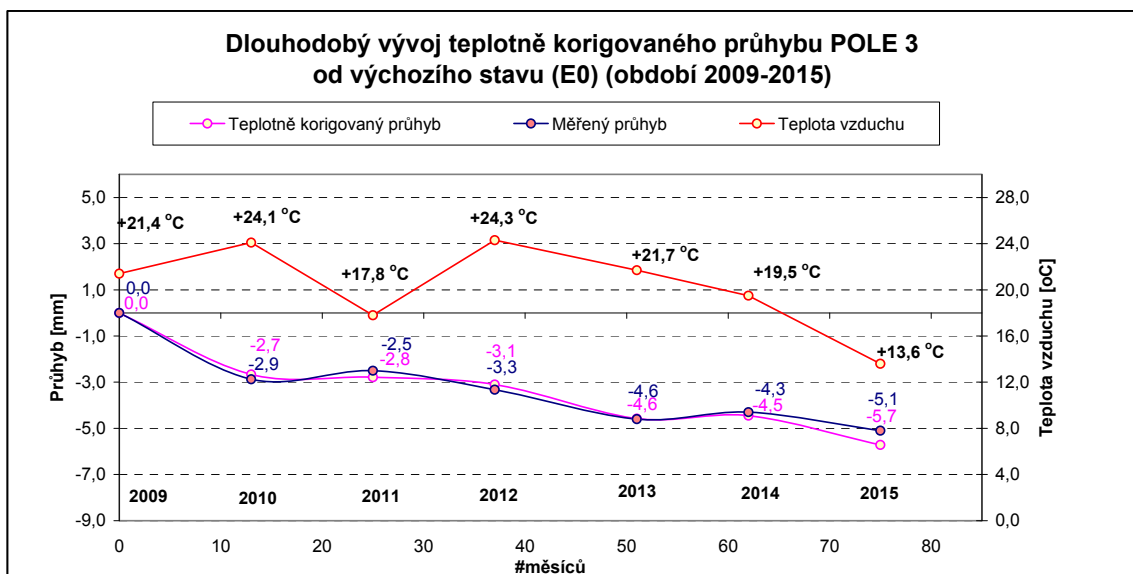
Vliv teploty na průhyb středu mostního pole lze určit opět regresní analýzou. Na Obr. 152 je znázorněn vývoj závislosti průhybu a teploty v různých denních a nočních intervalech. Rozdělení na několik intervalů je nutné z důvodu řešení změny, resp. zpoždění dotvarování konstrukce v důsledku změny trendu teploty. Silná korelace signalizuje dobrou úspěšnost aplikace korekce z vlivu teploty do hodnot průhybu. Korigovaný průhyb o vliv teploty je znázorněn zelenou barvou. Rozptyl kolem vodorovné osy je dán zbytkovými nejistotami měření a určení teplotního pole.

#### 4.5.5. Teplotně korigované průhyby v dlouhodobém monitoringu

Na Obr. 153a Obr. 154 jsou znázorněny teplotně korigované průběhy průhybů v poli 2 a 3 (trvalé deformace).



Obr. 153 - Dlouhodobý vývoj teplotně korigovaného průhybu pole 2 od výchozího stavu (2009-2015)

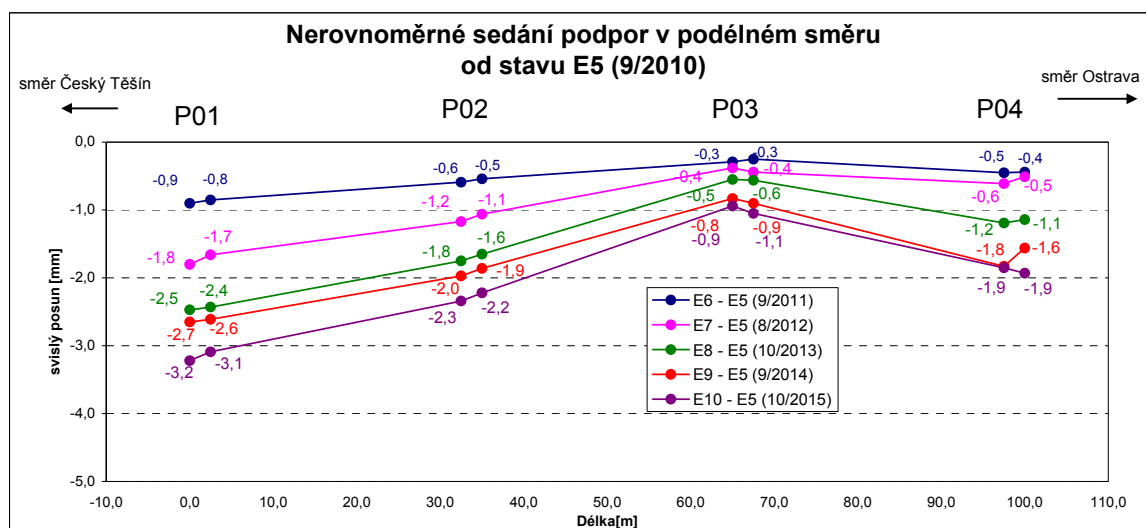


Obr. 154 - Dlouhodobý vývoj teplotně korigovaného průhybu pole 3 od výchozího stavu (2009-2015)

Výsledky dlouhodobého geodetického sledování mostní konstrukce od roku 2010 (E5) do roku 2015 (E10) prokázaly, že změny trvalých průhybů korigovaných z vlivu teploty středů polí za 5 let po znovu uvedení mostu do provozu dosáhly v mostním poli 2 hodnotu 3,4 mm směrem dolů, v mostním poli 3 hodnotu 3 mm směrem dolů. Mostní pole 2 a pole 3 vykazují mírný nerovnoměrný průhyb obou okrajů nosné konstrukce vyplývající z nerovnoměrného oslunění (prohřátí) konstrukce. Hodnoty průměrných průhybů pole 2 a pole 3 se mírně vzájemně liší, ale absolutně dobře korespondují.

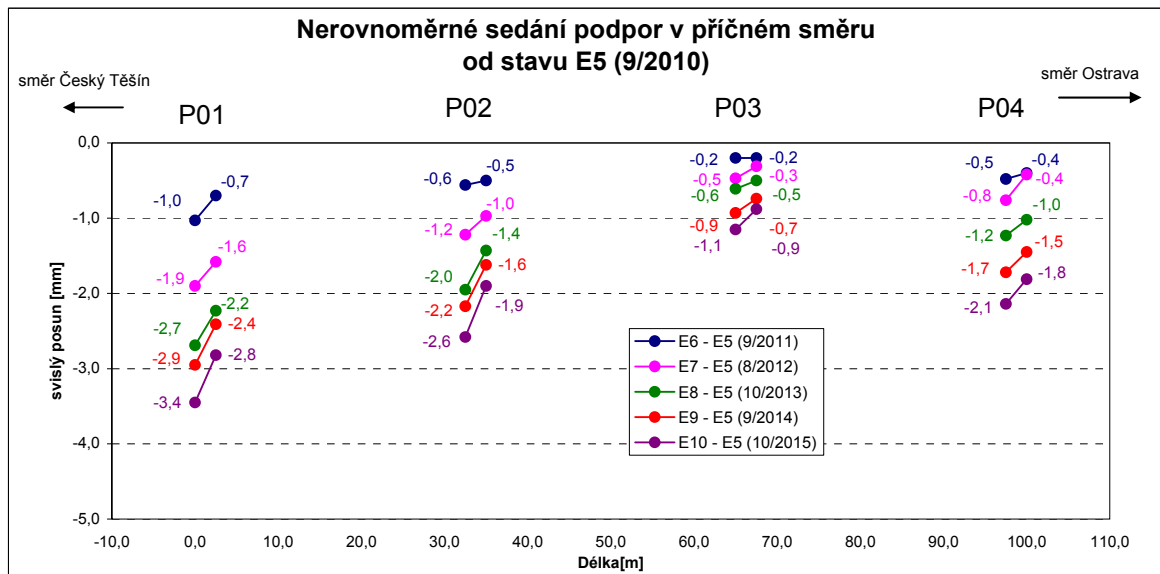
#### 4.5.6. Výsledky sedání spodní stavby v dlouhodobém monitoringu

Geodetické měření sedání spodní stavby prokázalo se mírný dlouhodobý nárůst zatlačení podpor do podloží až 3,4 mm. Vývoj svislých posunů podpor P01 až P04 v podélném směru mostu v etapách od roku 2010 do 2015 je znázorněn v grafu na Obr. 155. Nejmenší svislé změny vykazuje podpora P03. Z průběhu svislých deformací v podélném směru je patrná jejich mírná nerovnoměrnost pro jednotlivé podpory.



Obr. 155 - Nerovnoměrné sedání podpor v podélném směru

Vývoj svislých posunů podpor P01 až P04 v příčném směru mostu v etapách od roku 2010 do 2015 je znázorněn v grafu na Obr. 156. V příčném směru se projevuje se i mírný příčný trend svislých posunů, kdy levá strana podpor (v pohledu ve směru staničení trasy) vykazuje mírně větší pokles oproti pravé straně. Změna v příčném směru dosahuje až 0,7 mm.



Obr. 156 - Nerovnoměrné sedání podpor v příčném směru

Příčné naklonění základů resp. podpor se projevil i ve fázi rekonstrukce při odlehčení nosné konstrukce i při opětovném zatížení konstrukcí nového koryta s kolejovým ložem a projevil se i při ověřovací zatěžovací zkoušce. Příčný trend průhybů levého a pravého okraje se projevuje i u nosné konstrukce.

#### 4.6. Dílčí závěry

Realizovaný tenzometrický a geodetický měřicí systém na mostní konstrukci splnil cíle a umožnil zachytit, číselně zdokumentovat a interpretovat všechny důležité fáze rekonstrukce, především míru vlivu tíhy původního koryta s kolejovým svrškem na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu manipulací s nosnou konstrukcí před betonáží nového koryta, stav zpětného uložení nosné konstrukce na renovovaná ložiska, míru vlivu zvětšené tíhy nového koryta na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu přetížení nosné konstrukce novým kolejovým svrškem, a míru vlivu přetížení břemenem 120 t při ověřovací zatěžovací zkoušce.

Při ověřovací zatěžovací zkoušce se dále prokázalo, že přetížením břemenem 120 tun dochází k příčnému náklonu konstrukce, což se projevilo příčným trendem přetvoření v místě ložisek. Příčný náklon konstrukce se rovněž jednoznačně projevil po jejím odlehčení odbouráním původního svršku a koryta a po přetížení novým korytem a svrškem. Příčný náklon se projevuje v základech podpor a pravděpodobně souvisí s pružností základové půdy. Ve všech fázích se prokázala korespondující reakce podloží i nosné konstrukce. Sledování v průběhu rekonstrukce bylo přínosným neboť umožnilo průběžnou verifikaci statického modelu a kontrolu stavu konstrukce, která průběžně prokazovala kvalitu a úspěšnost rekonstrukce.

Konstrukce předpjatého mostu z roku 1961 byla zesílena a zatížitelnost byla zvýšena na 180% vlaku UIC. Rozšířená mostovka umožňuje automatizovanou údržbu železničního svršku, její vlastní hmotnost je zvětšená o 50 % vzhledem k původní hmotnosti mostovky. Přitom bylo dosaženo významného ztužení hlavní nosné konstrukce a pružné průhyby při srovnatelném zatížení klesly na 60% původních hodnot. Vybalancováním zvětšené tíhy nové mostovky dodatečným předepnutím kabely se dosáhlo dalšího trvání tlakové rezervy v betonu nosníků. Cena rekonstrukce byla cca 50 mil. Kč oproti ceně nového mostu cca

150 mil. Kč. Ukazuje se, že původní plně předpjaté železniční mosty je možné efektivně rekonstruovat a zesílit.

Realizovaný měřicí systém umožňuje dlouhodobé několikaleté sledování konstrukce, přičemž takto získaná data budou sloužit pro detailní analýzu chování a vlastností zesílené konstrukce. Dlouhodobý monitoring hraje významnou roli z hlediska výzkumu a verifikace modelů chování stavebních konstrukcí a působí jako zpětná informační vazba o skutečném statickém chování konstrukce, přičemž výsledky lze využívat zejména pro vývoj nových stavebních konstrukcí stejného nebo podobného typu.

Zdvojení tenzometrického a geodetického měřicího systému se ukazuje jako prozíravé. Zejména v současné době, kdy dochází k uklidňování dlouhodobého nárůstu přetvoření hlavní nosné konstrukce, toto zdvojení umožňuje pravdivou orientaci ve získaných a interpretovaných hodnotách. Dále lze konstatovat, že uskutečněná etapová geodetická měření korelují s výsledky měření tenzometrických.

Prokázala se výhoda vzájemné kombinace kontinuálního sledování konstrukce strunovými tenzometry a méně čentých geodetických etapových měření. Integrovaný přístup umožňuje na základě rozporů obou měření hlouběji analyzovat zejména teplotní namáhání konstrukce v důsledku přímého oslunění. Tenzometrické měření dává relativní změny s vysokou vnitřní přesností, geodetické měření určuje absolutní hodnoty. Nezbytnou součástí integrace je měření teplotního pole konstrukce. Integrovaným přístupem lze spolehlivěji interpretovat poměr vlivu vnějšího prostředí a trvalých deformací.

#### 4.7. Literatura a zdroje k tématu

- [45] KLUSÁČEK, L.: Diagnostika železničního mostu „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, 10/2008
- [46] KLUSÁČEK, L.: Návrh sledování mostu stavby „Rekonstrukce mostu v km 5,872 trati Český Těšín - Ostrava Kunčice“. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, 10/2008.
- [47] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R.: Projekt sledování železničního mostu „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice – realizační dokumentace. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí a Ústav geodézie, 6/2009.
- [48] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Sledování mostu v průběhu rekonstrukce. Souhrnná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [49] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Ověřovací zatěžovací zkouška. Závěrečná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [50] TERŠEL, M.; KLUSÁČEK, L. : Závěry z tenzometrického měření Jezernického viaduktu. Konference ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY, Praha, 2004
- [51] KLUSÁČEK, L.; PĚNČÍK, J.; BUREŠ, J.; VITULA, A. : Měření přetvoření kleneb železničního viaduktu. Příspěvek na konferenci Experiment 04, ISBN 80-7204-354-4, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004
- [52] ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů
- [53] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí

**4.8. Vybrané publikace k problematice**

- [54] BUREŠ, J.; BARTONĚK, D.; ŠVÁBENSKÝ, O.; VOJKŮVKA, M., Integrated Information System of Building Structures Monitoring. Příspěvek na konferenci Informatics, ISSN 1314-2704, ISBN 978-619-7408-01-0, STEF92, Sofia, Bulharsko, 2017
- [55] OLŠÁK, M.; KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R., Rekonstrukce a dlouhodobé sledování železničního mostu "Gagarin", příspěvek na konferenci 23. BETONÁŘSKÉ DNY 2016 Sborník ke konferenci, ISBN 978-80-906097-6-1, Česká betonářská společnost ČSSI, Litomyšl, 2016
- [56] BUREŠ, J.; KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; FIXEL, J., Verification of Strain Gauge and Geodetic Measurements during Long-term Monitoring of Gagarin Bridge in Working Conditions , kapitola v Applied System Innovation: Proceedings of the 2015 International Conference on Applied System Innovation (ICASI 2015), ISBN 978-1-138-02893-7, CRC Press , Osaka, Japan, 2016
- [57] BUREŠ, J.; KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; ŠVÁBENSKÝ, O., Measuring Technology During Reconstruction of Prestressed Gagarin Bridge, příspěvek na konferenci INGEO 2011 Proceedings of the 5th International Conference on Engineering Surveying, ISBN 978-953-6082-15-5, University of Zagreb, Zagreb, Croatia, 2011
- [58] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R., Průběžné sledování rekonstrukce předpjatého železničního mostu z roku 1961, příspěvek na konferenci 16. mezinárodní symposium Mosty 2011, ISBN 978-80-86604-52-7, SEKURKON s.r.o., Brno, 2011
- [59] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R., Měřicí technologie při rekonstrukci předpjatého mostu Gagarin, článek v Silnice a železnice, ISSN 1801-822X, KONSTRUKCE Media, s.r.o., Ostrava, 2011
- [60] KLUSÁČEK, L.; BUREŠ, J.; NEČAS, R., Průběžné tenzometrické a geodetické sledování rekonstrukce železničního mostu "Gagarin" v km 5,872 na trati Český Těšín - Ostrava Kunčice, příspěvek na konferenci Železniční mosty a tunely, SUDOP Praha a.s., Praha, 2011



## 5. Technologie monitoringu při tlakové zkoušce šachty lokalizace havárie v jaderné elektrárně Dukovany

Předmětem geodetického monitoringu byl objekt šachty lokalizace havárií (ŠLH), která je součástí hlavního výrobního bloku (HVB) - budovy reaktorů. Požadováno bylo průběžné geodetické měření posunů a deformací během celé ověřovací tlakové zkoušky integrity kontejmentu ochranné obálky (OZIK) bloku v celkové době trvání 65 hodin a navíc 48 hod. před OZIK (pro účel stanovení vnějších vlivů na nezatíženou konstrukci) a 48 hod. po OZIK (pro účel prokázání návratu konstrukce do výchozího stavu).

Předmětem geodetického měření byly:

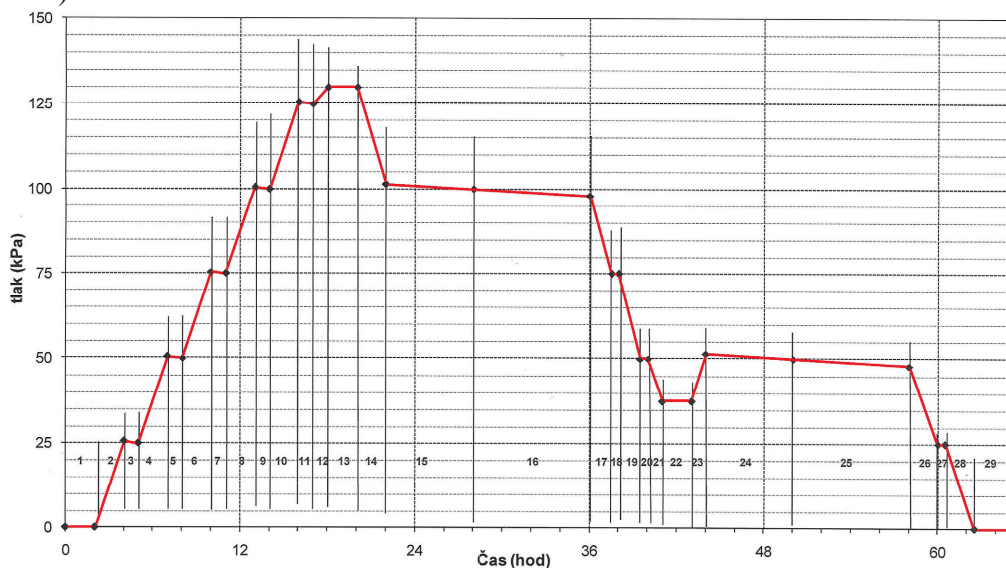
- 1) svislé deformace (průhyby) a absolutní svislý posun střešní konstrukce – etapové měření metodou velmi přesné nivelace a kontinuální monitoring svislých posunů a deformací,
- 2) vodorovné deformace (odklon od svislice, průhyby) vnějších stěny E ve střední linii,
- 3) vodorovné deformace vnitřních stěn D (průhyby) stěny zkoušeného bloku a stěny nezkoušeného sousedního bloku.

Očekávané deformace dle statického modelu – průhyby střechy do 2,5 mm, odklony od svislice stěny v ose E do 3 mm, deformace (průhyby) stěny E do 1,5 mm a deformace (průhyby) stěny D max. do 3,5 mm.

### 5.1. Specifikace dílčích fází měření

1. měření nezatížené konstrukce 48 hod. před jejím tlakováním,
2. fáze OZIK - 0 kPa (základní stav), 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa, 130 kPa, 100 kPa,
3. fáze OZIK - 100 kPa, 75 kPa, 50 kPa, 37,5 kPa, 50 kPa,
4. fáze OZIK - 50 kPa, 25 kPa, 0 kPa ),
5. měření nezatížené konstrukce 48 hod. po odtlakování.

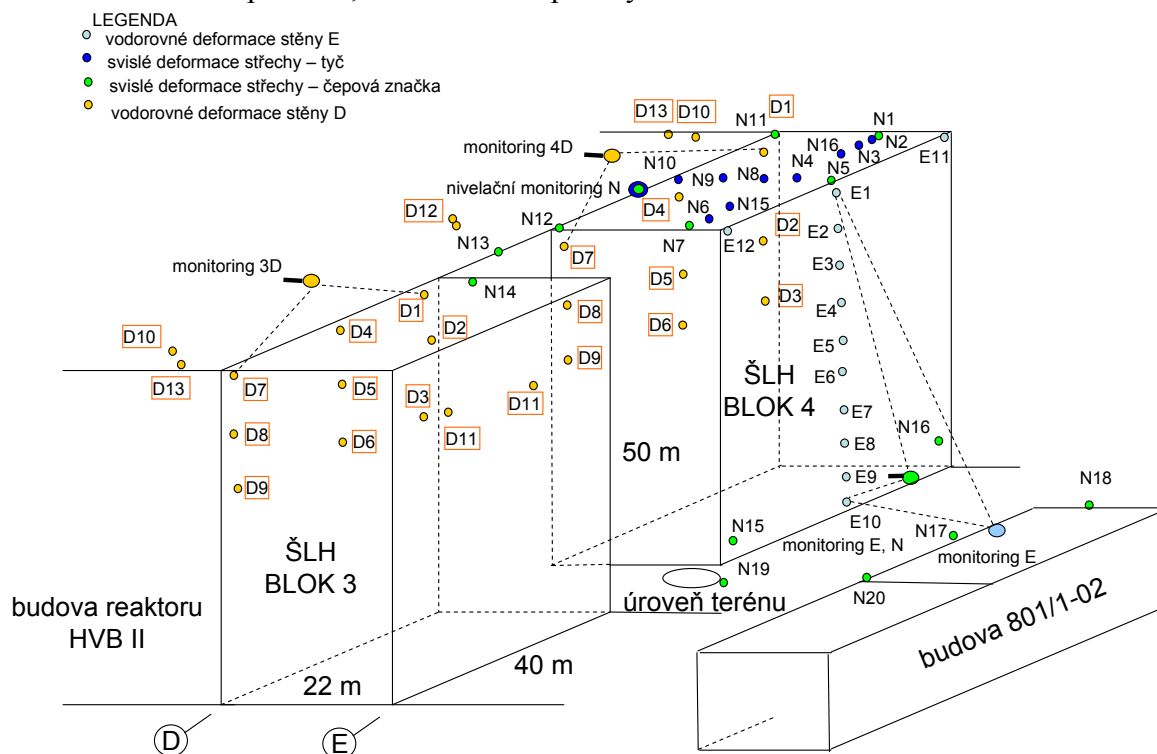
Etapy měření v průběhu OZIK byly dány časovým harmonogramem ověřovací zkoušky (Obr. 157).



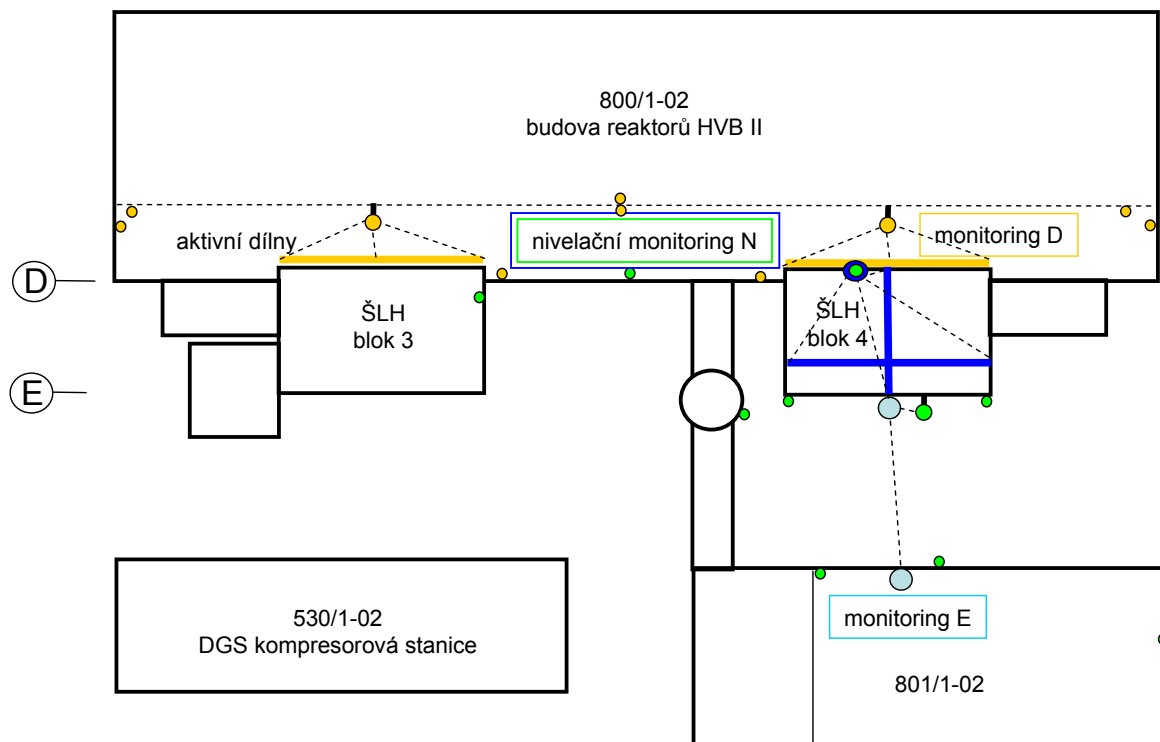
Obr. 157 - Časový harmonogram tlakové ověřovací zkoušky OZIK

### 5.2. Rozmístění měřických značek na sledovaném objektu

Na Obr. 158 je rozmístění měřických značek monitorovacího systému na objektu ŠLH v axonometrickém pohledu, na Obr. 159 v půdorysu.



Obr. 158 – Schéma rozmístění měřických značek monitorovacího systému na objektu ŠLH

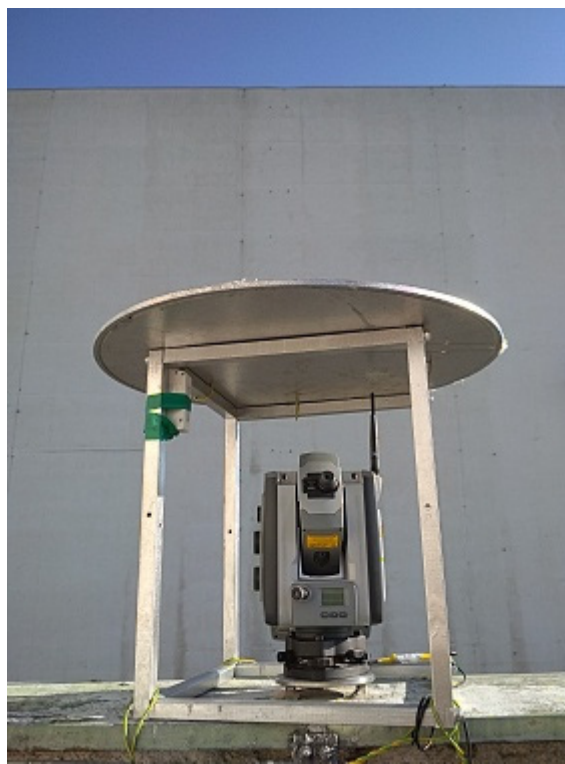


Obr. 159 – Schéma monitorovacího systému v půdorysu

Na Obr. 160 až Obr. 164 jsou zobrazena realizace umístění 5 geodetických měřicích stanic na sledovaném objektu.



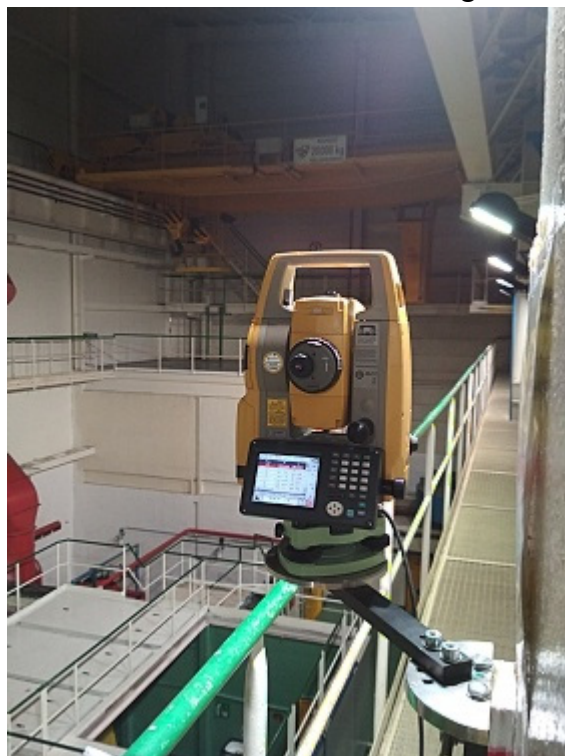
Obr. 160 - Stanoviště monitoringu EN



Obr. 161 - Stanoviště monitoringu E



Obr. 162 - Stanoviště monitoringu 3D



Obr. 163 - Stanoviště monitoringu 4D



Obr. 164 - Stanoviště monitoringu N

### **Geodetický monitoring stěn D4 (4. bloku) a D3 (3.bloku) v prostoru aktivních dílen**

- stanoviště D3 – umístění v prostoru aktivních dílen kotvením na nosném sloupu naproti stěny D3 - měření sledovaných bodů D1 až D9 + D10, D11 a D12, D13
- stanoviště D4 – umístění v prostoru aktivních dílen kotvením na nosném sloupu naproti stěny D4 - měření sledovaných bodů D1 až D9 + D10, D11 a D12, D13

### **Nivelační monitoring střechy**

- stanoviště N – umístění na vnitřní stěně D budovy šachty lokalizace havárie (ŠLH)
- měření sledovaných bodů N2, N4, N5, N7, N8, N9, N10, N11, N12, N13, N14, E11, E12

### **Etapové nivelační měření střechy**

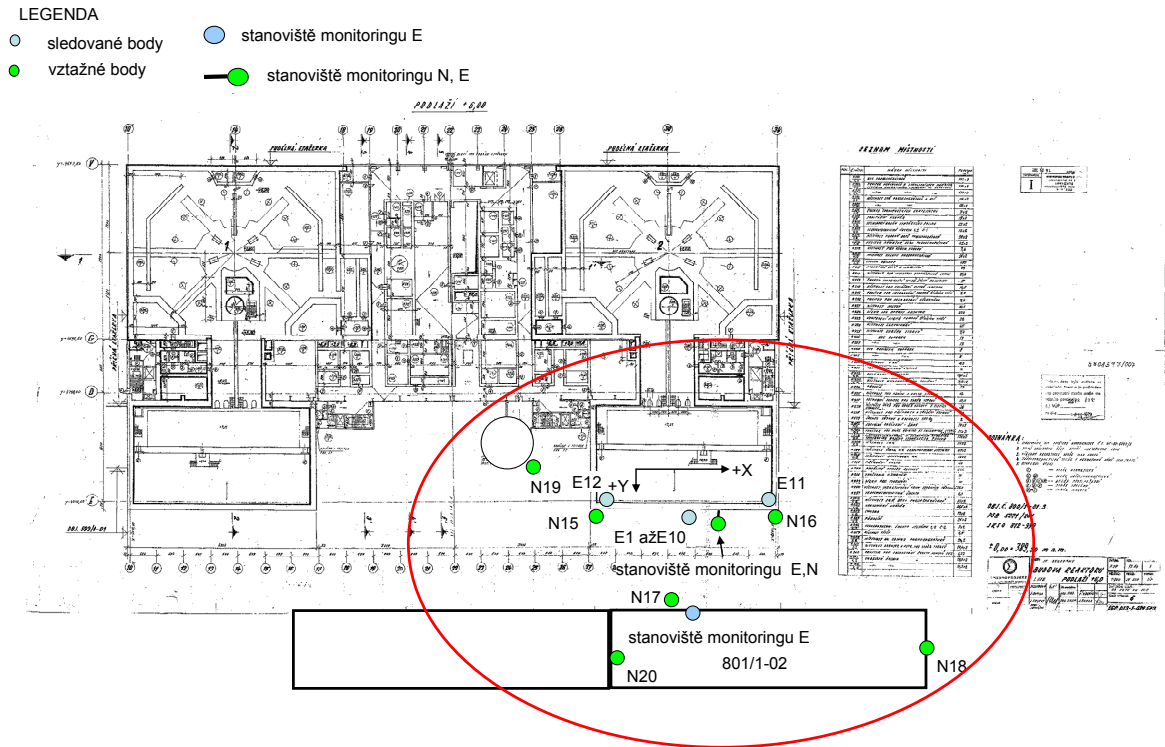
- etapově sledovanými body metodou velmi přesné nivelace jsou body N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7, N8, N9, N10, N11, N12, 13, N14, N15, N16

#### **5.2.1. Geodetický monitoring stěny E**

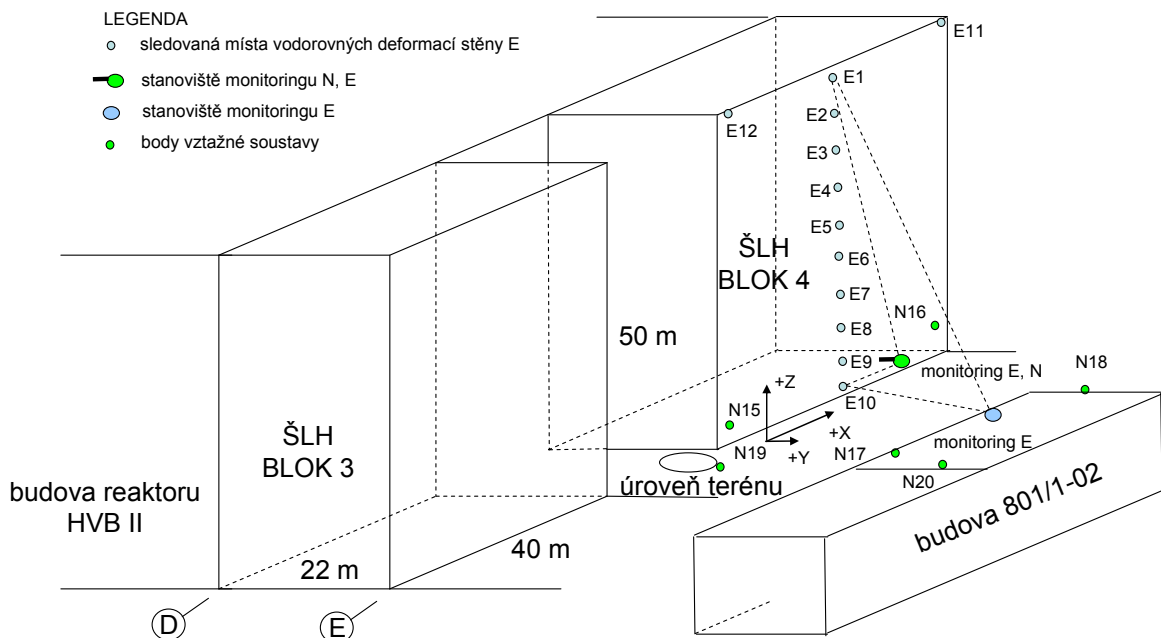
- stanoviště E – umístění kotvením na atice budovy 801/1-02 - měření sledovaných bodů E1 až E10 + E11, E12, N15, N16, N18, N19, N20
- stanoviště EN – umístění na přikotvené konzole na zdi ŠLH – E1 až E10 + měření N15, N16, N17
- měření ze stanoviště E (měřická deska s nucenou centrací na střeše budovy 801/1-02) – vztahná soustava N15, N16, N18, N19, N20, E10, sledované body E1 až E12
- měření na stanovišti EN (měřická konzola na stěně E) – vztahná soustava N15, N16, N17, E10, sledované body E1 až E10
- desetinový mód délky, nastavit měření délky 3x, uzavírat osnovu na E 10
- interval opakovaného měření 10 min.



Rozmístění měřických značek v půdorysu je na Obr. 165 a v pohledu na Obr. 166.



Obr. 165 - půdorys



Obr. 166 - axonometrický pohled

### 5.2.2. Monitoring stěn D z prostoru aktivních dílen

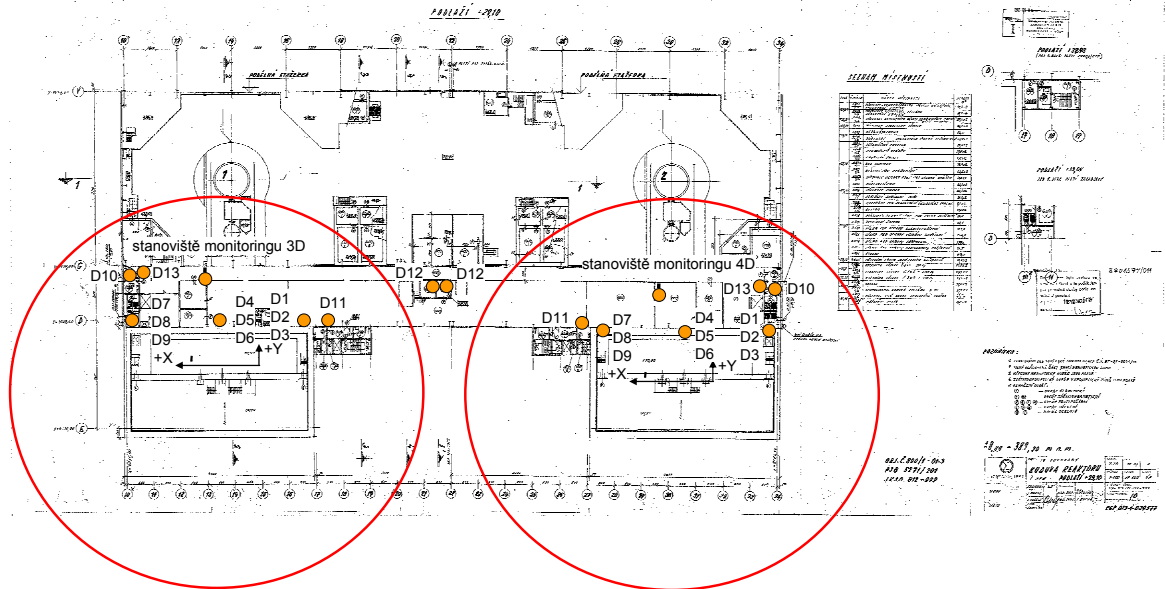
- stanoviště 3D a 4D - umístění v prostoru aktivních dílen, měřická konzola (délka konzoly 300 mm) upnutá ke kotevní desce přivařené k pásnici ocelového nosného sloupu naproti sledované stěny D3 a D4, ve výšce cca 1,2 m nad pochůznou lávkou



- měření ze stanoviště 3D a 4D (měřická konzola na nosném sloupu) – vztažné D10, D11 a D12, D13, sledované body D1 až D9
- desetinový mód délky, nastavit měření délky 3x, uzavírat osnovu na D5
- interval opakovaného měření 10 min.

LEGENDA

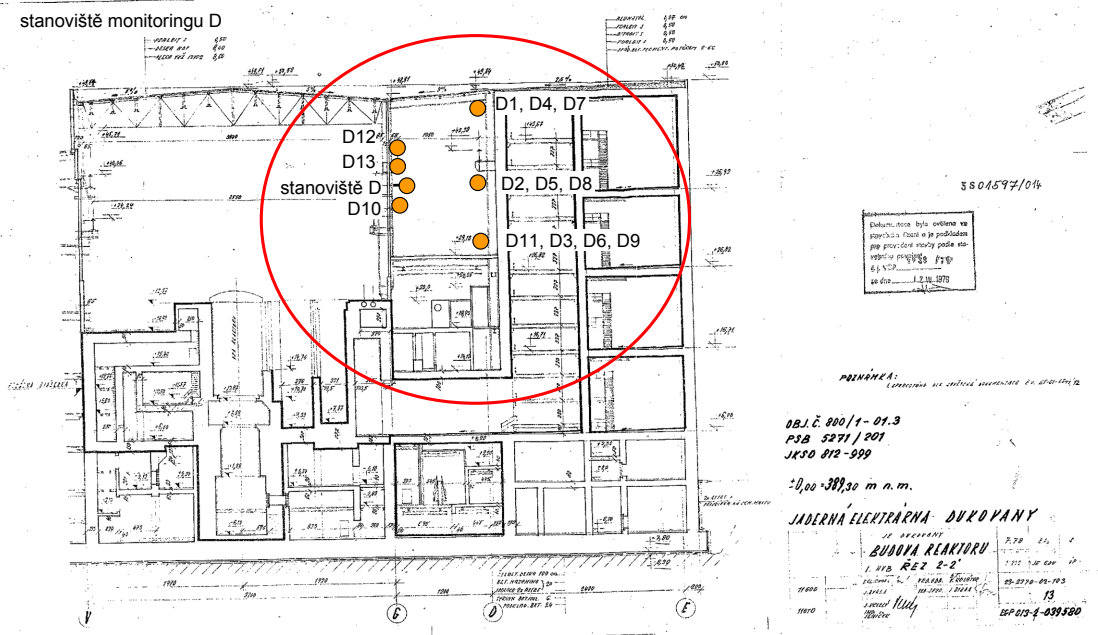
- sledované body
- stanoviště monitoringu D



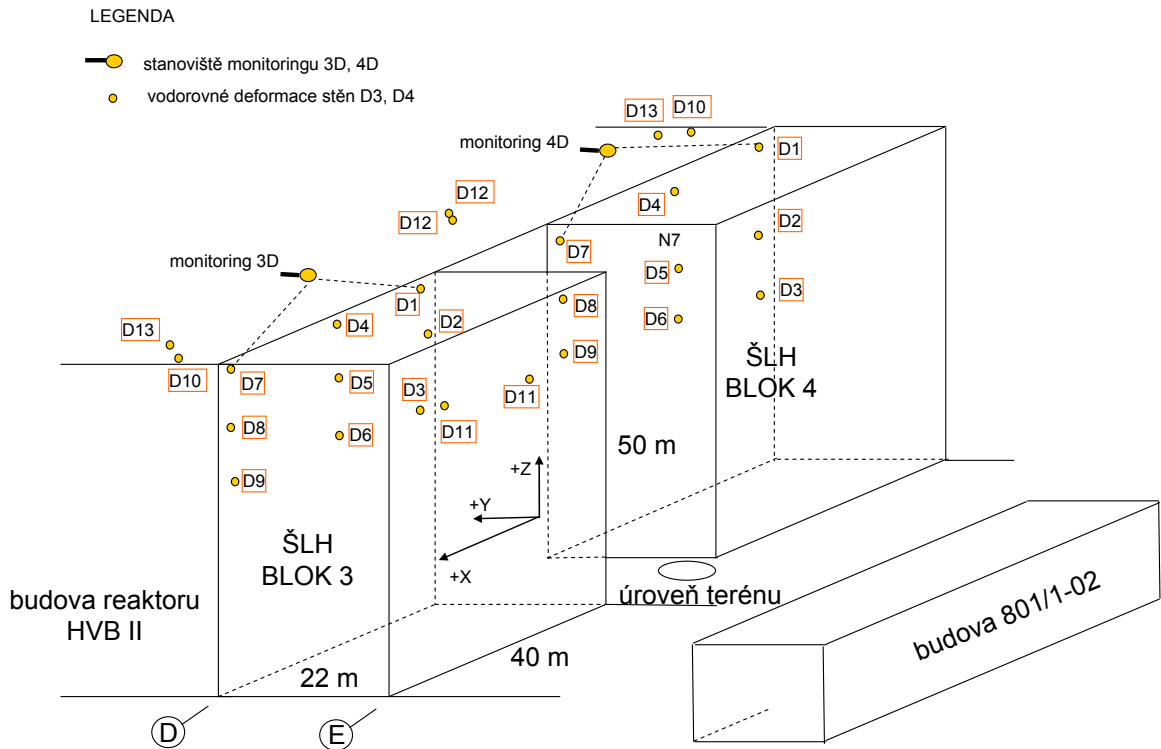
Obr. 167 - půdorys

LEGENDA

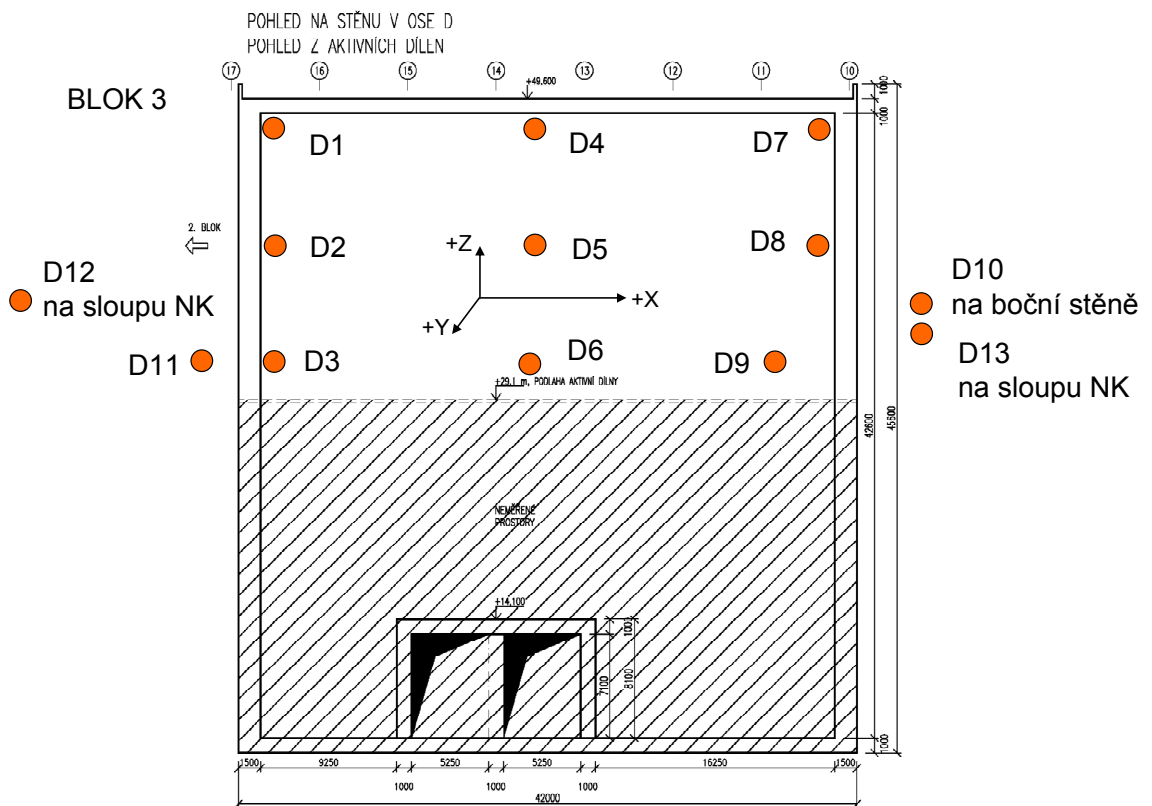
- sledované body
- stanoviště monitoringu D



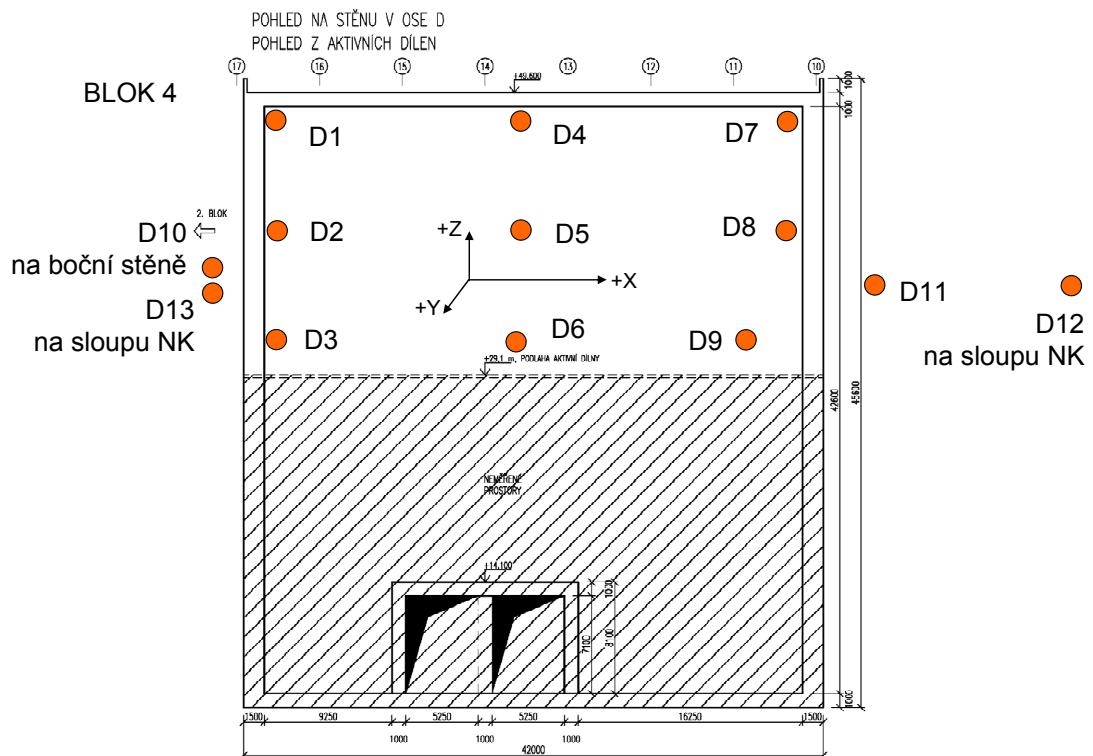
Obr. 168 – příčný řez



Obr. 169 – axonometrický pohled



Obr. 170 – pohled na stěnu D3 (3.blok)

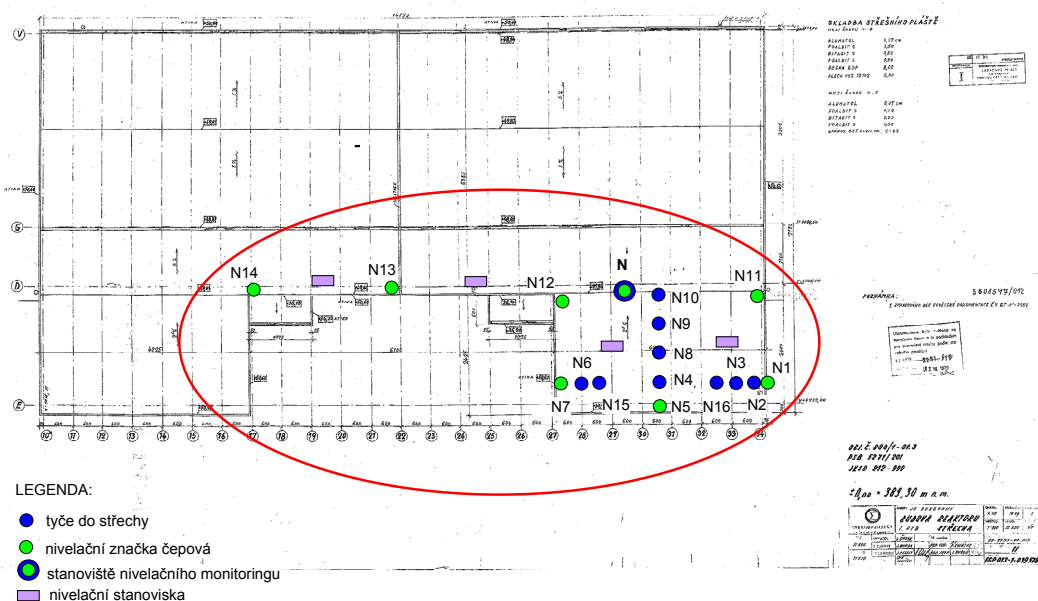


Obr. 171 – pohled na stěnu D4 (4. blok)

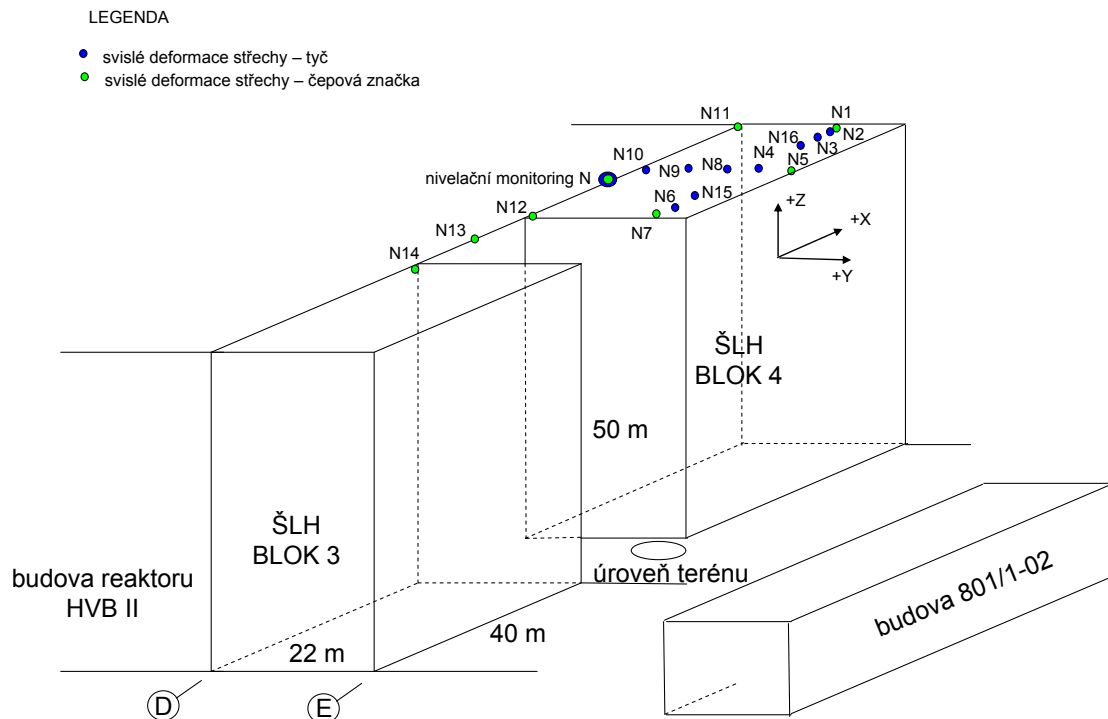
### 5.2.3. Nivelační monitoring střechy

- stanoviště N – umístění na vnitřní stěně D budovy šachty lokalizace havárie (ŠLH)
- měření polární metodou sledovaných bodů N2, N4, N5, N7, N8, N9, N10, N11, N12, N13, N14
- interval opakovaného nivelačního monitorovacího měření 10 min.
- desetinový mód délky, nastavit měření délky 3x, uzavírat osnovu na N4

Rozmístění měřických značek je v půdorysu na Obr. 172 a v axonometrickém pohledu na Obr. 173.



Obr. 172 - půdorys



Obr. 173 – axonometrický pohled

#### 5.2.4. Etapové nivelační měření střechy

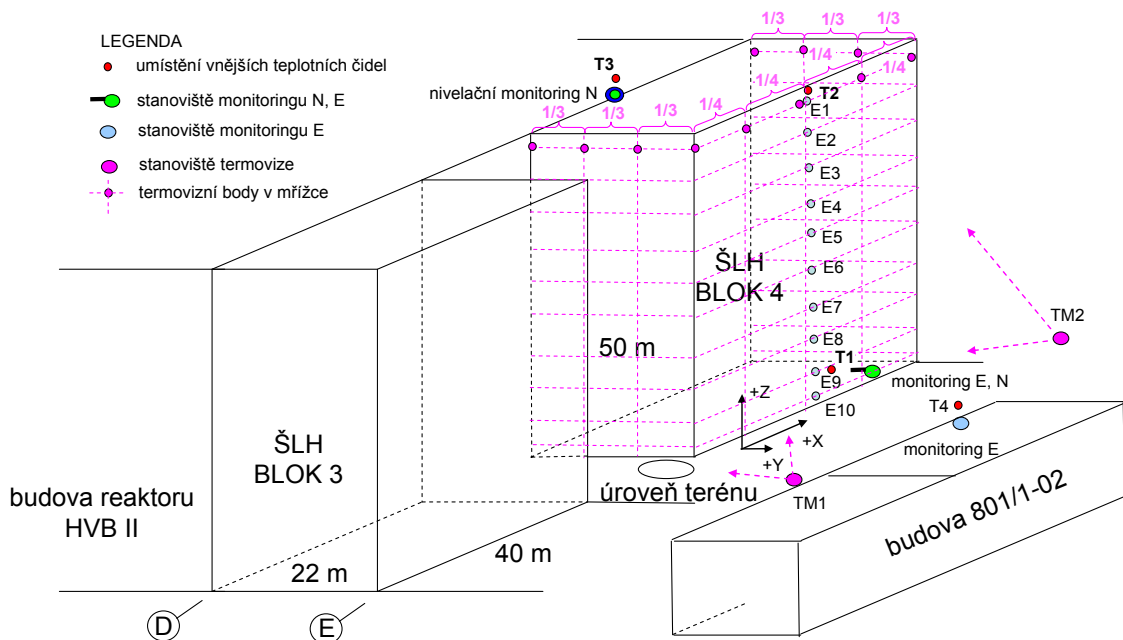
- etapově sledovanými body metodou přesné nivelace jsou body N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7, N8, N9, N10, N11, N12, N13, N14, N15, N16
- měření v dílčích etapách stanovených harmonogramem ověřovací zkoušky
- měřené body N1 až N16
- v etapách 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa, 130 kPa bude nutno hlásit předběžnou hodnotu deformace na bodě N4 vzhledem k bodům N2, N5 a N7
- etapy měření:
  1. část - 0 kPa (základní stav – během 24 hod. před tlakováním), 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa, 130 kPa, 100 kPa
  2. část - 100 kPa, 75 kPa, 50 kPa, 30 kPa, 50 kPa
  3. část - 50 kPa, 25 kPa, 0 kPa
  4. část – až 24 hod. po odtlakování konstrukce
- je třeba zajistit koordinaci nivelace a monitoringu, aby nedocházelo k vzájemnému rušení záměr

#### 5.2.5. Monitoring vnějšího teplotního pole konstrukce

- T1, T2 - kontinuální měření povrchové teploty vnějšího pláště ŠLH kontaktními teploměry a současně teploty vzduchu v místech dole a nahoře cca v ose stěny E – dole v místě stanoviště E,N cca 1,8 m nad terénem a nahoře v místě N5 ve výšce +50 m nad terénem, interval záznamu 10 min., monitoring po celou dobu OZIK.
- T3 – kontinuální měření teploty vzduchu, atm. tlaku a relativní vlhkosti ve výšce 1 m nad povrchem střechy v místě stanoviště monitoringu N, monitoring po celou dobu OZIK.

- T4 - kontinuální měření teploty vzduchu a relativní vlhkosti ve výšce 20 m, na střeše budovy BAPP, v místě stanoviště monitoringu E, monitoring po celou dobu OZIK.
- TM1, TM2 – stanoviště termovize, TM1 – etapový monitoring při čelním pohledu levé stěny ŠLH, TM2 – etapový monitoring stěny E a při čelním pohledu pravé stěny ŠLH, monitoring 48h před OZIK a 24h po začátku zkoušky OZIK.
- EDU poskytne data z místní meteorologické stanice na střeše HVB II (teplota vzduchu, rychlost větru, aj.) a data z teplotních čidel osazených uvnitř sledované konstrukce.

Schéma rozmístění vnějších teplotních čidel a systém snímání termovizí je na Obr. 174. Ilustrativní pohledy na sledovaný objekt ŠLH 4. bloku z termovizního stanoviště TM1 je na Obr. 175 a z termovizního stanoviště TM2 je na Obr. 176. Ilustrativní termovizní snímky objektu ŠLH 4. bloku ze stanoviště TM1 je na Obr. 177, ze stanoviště TM2 na Obr. 178.



Obr. 174 – schéma rozmístění vnějších teplotních čidel a systém snímání termovizí

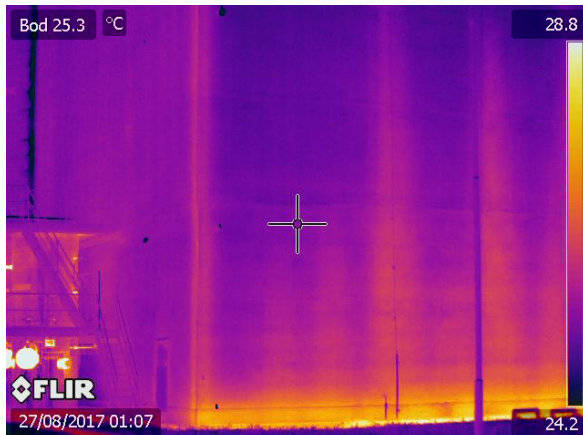


Obr. 175 – ilustrativní pohled na ŠLH z termovizního stanoviště TM1

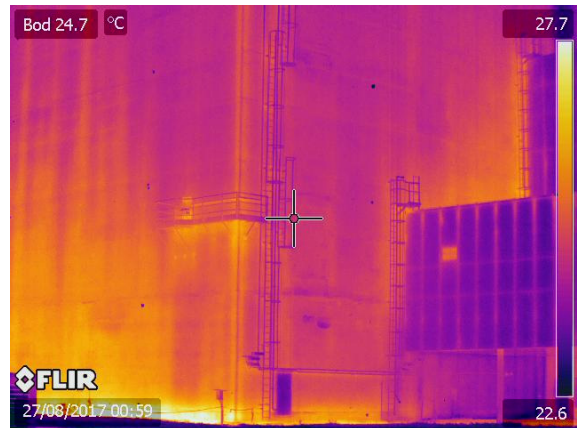


Obr. 176 – ilustrativní pohled na ŠLH z termovizního stanoviště TM2





Obr. 177 – ilustrativní termovizní snímek ŠLH z termovizního stanoviště TM1

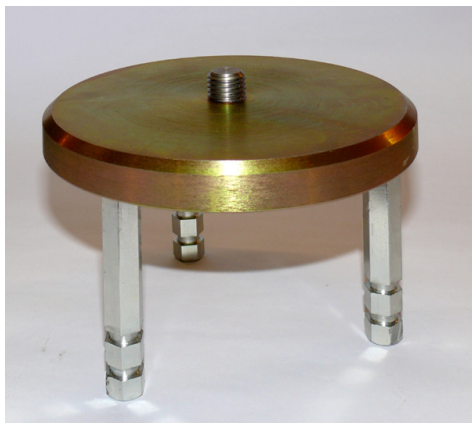


Obr. 178 – ilustrativní termovizní snímek ŠLH z termovizního stanoviště TM2

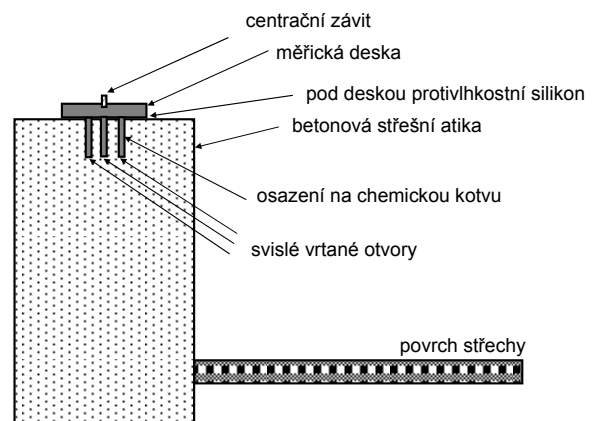
### 5.3. Osazení měřických značek

#### Stanoviště monitoringu E

- měřická deska (Ø 150 mm, tloušťka 18 mm, 3 trny, Obr. 179) kotvena na chemickou kotvu seshora v atice budovy 801/1-02 (Obr. 180).



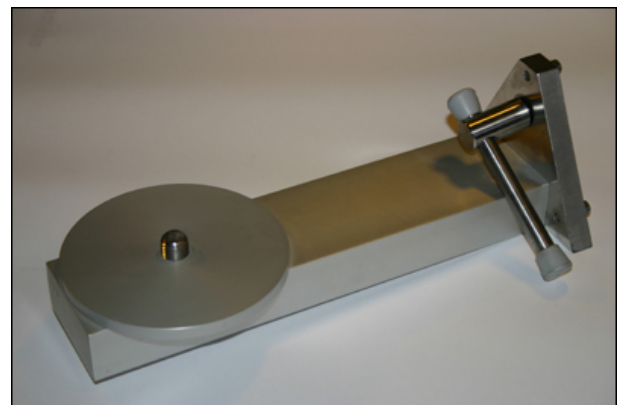
Obr. 179 – měřická deska



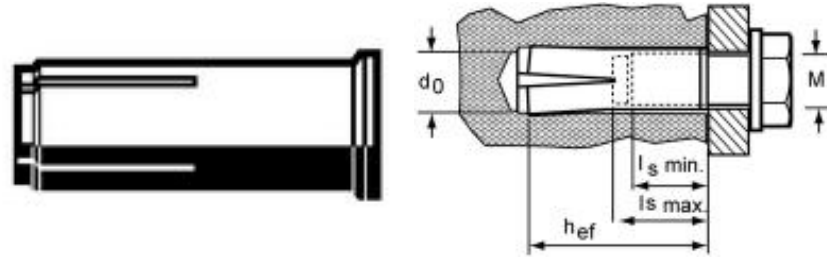
Obr. 180 – osazení měřické desky



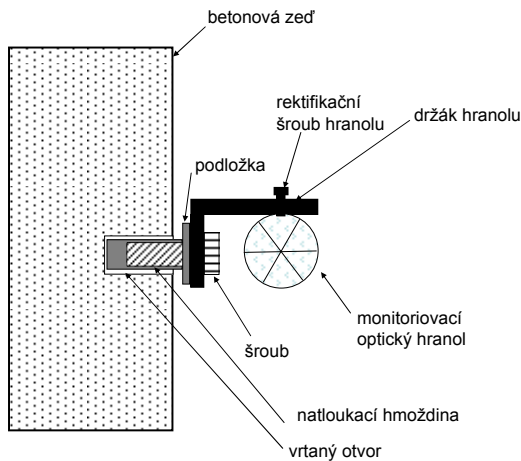
Obr. 181 – kotevní deska



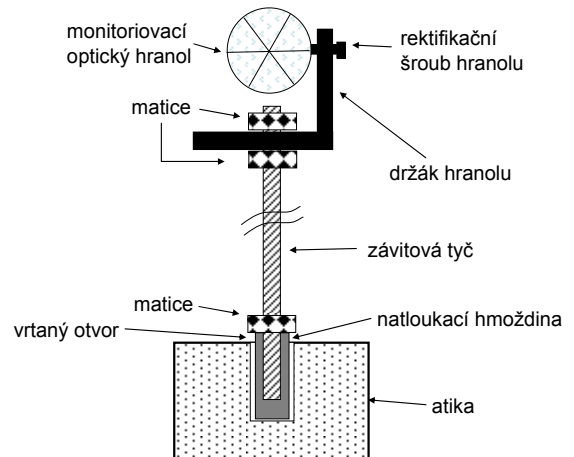
Obr. 182 – měřická konzola



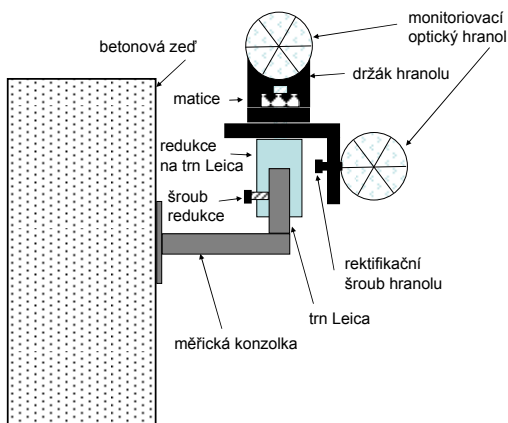
Obr. 183 – natloukací hmoždina



Obr. 184 – měřická značka N15, N16, N17, N19



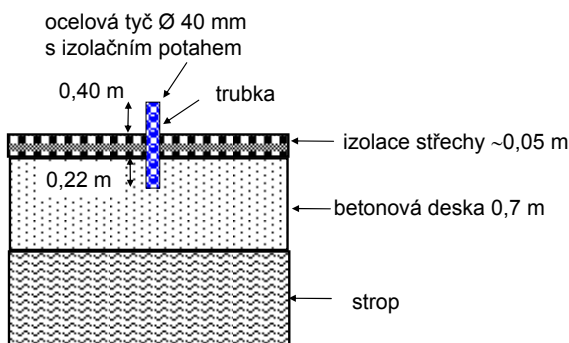
Obr. 185 – měřická značka N18, N20



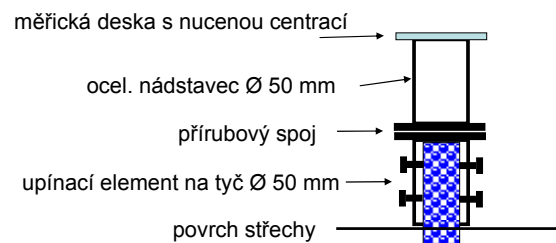
Obr. 186 – pro body s trnem Leica



Obr. 187 – detail konzolky s trnem Leica



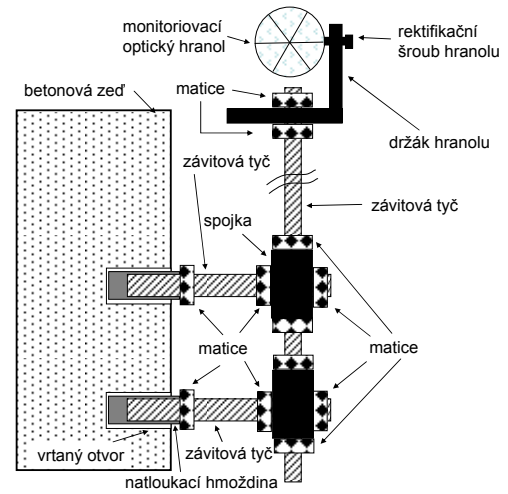
Obr. 188 – stabilizace tyče stanoviště monitoringu N



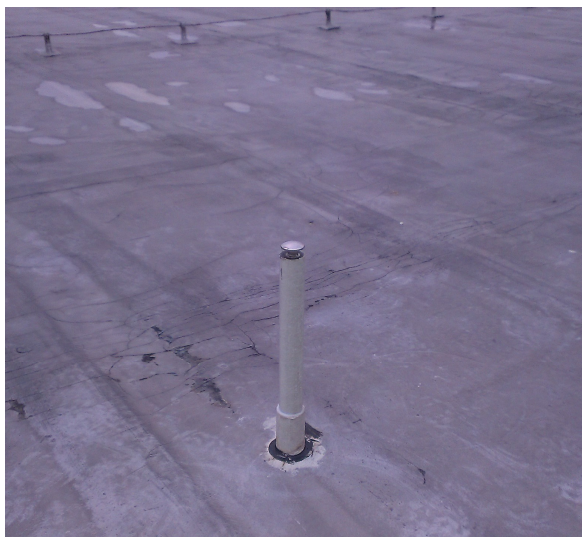
Obr. 189 – detail měřického pilířku stanoviště N



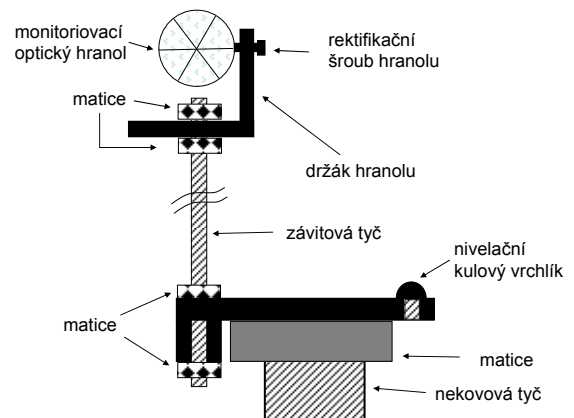
Obr. 190 – osazení čepové nivelační značky do atiky a optického hranolu pro nivelační monitoring



Obr. 191 – body N5, N7, N11, N12, N13, N14



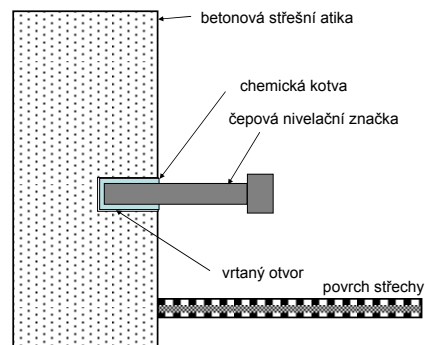
Obr. 192 – body N2, N4, N8, N9, N10



Obr. 193 – body N2, N4, N8, N9, N10



Obr. 194 – čepová nivelační značka



Obr. 195 – osazení čepové nivelační značky N11, N12, N13, N14

## 5.4. Technologie měření a nejistoty

V následujícím textu je formulována použitá technologie měření a její analýza přesnosti.

### 5.4.1. Formulace zásad technologického postupu měření 3D monitoringu (vodorovných a svislých posunů)

- 1) Vztažnou soustavu tvoří nucené centrace stanovisek monitoringu, orientační body vztažné soustavy jsou umístěny pokud možno mimo deformační zónu.
- 2) Lokální souřadnicová soustava je definována tak, že osa +X je rovnoběžná s podélnou stěnou ŠLH (budovou barbotáže), osa +Y je kolmá na osu +X a vznikne pootočením ve směru hodinových ručiček o 90°.
- 3) Lokální výšková soustava je definována po analýze stability výchozím bodem stabilizovaným mimo deformační zónu.
- 4) Měření se provede ze stanovisek N, EN, E, D1, D2 polární metodou.
- 5) K měření je třeba použít přístroje s úhlovou přesností danou směrodatnou odchylkou 0,3 mgon a lepší [70].
- 6) Délková přesnost použitého přístroje minimálně 2 mm + 2 ppm.D a lepší, s možností rozlišení na desetiny milimetru, směrodatná odchylka opakovaného měření 0,3 mm a lepší [71].
- 7) Kontinuální monitoring se doporučuje vykonat v intervalu 10 minut.
- 8) Úhly a délky pro zaměření etapového stavu se doporučuje měřit metodou ve skupinách v počtu opakování minimálně 3.
- 9) Doporučuje se využití technologie automatického cílení.
- 10) Použitá měřidla musí být kalibrována a ověřena a jejich přesnost doložena.
- 11) Po celou dobu sledování je třeba použít stejného měřicího přístroje a pomůcek.
- 12) Důsledně je třeba měřit teplotu a atm. tlak a v přístroji nastavit referenční hodnoty a následně postprocesně dokorigovat fyzikální redukce měřených veličin ze změny vlastností atmosféry.
- 13) Stanoviska monitoringu musí být s nucenou centrací a je třeba přístroj chránit před vlivem oslunění, deště aj. např. monitorovací budkou nebo slunečníkem.
- 14) Přístroj je třeba v terénu před měřeními řádně vytemperovat cca 5 min. na 1°C rozdílu teplot.
- 15) Před výpočtem souřadnic sledovaných bodů je třeba vyhodnotit (ověřit) stabilitu stanoviska a bodů vztažné soustavy z rozdílu úhlů a délek mezi body vztažné soustavy určené z měřených veličin nebo souřadnicově.
- 16) Vyhodnocení etapových měření realizovat metodou nejmenších čtverců (MNČ), včetně určení charakteristik přesnosti.
- 17) Souřadnicové ověření stability vztažné soustavy se vykoná va ověřovacích bodech vztažné soustavy posouzením, zda naměřené souřadnicové a výškové odchylky jsou menší, než mezní hodnota posunu vypočtená obecně ze vztahu (5.4.1.1), Analogicky i pro hodnoty Y a H.

$$\delta_{\Delta X} = \sqrt{\sigma_{X(i)}^2 + \sigma_{X(j)}^2} \cdot t \quad (5.4.1.1)$$

kde

$\sigma_{X(i)}$  ... je směrodatná odchylka v X-ové souřadnici určené z vyrovnání MNČ v (i-té) etapě

$\sigma_{X(j)}$  ... je směrodatná odchylka v X-ové souřadnici určené z vyrovnání MNČ v (j-té) etapě

$t$  ... koeficient spolehlivosti ( $t=2$ )

V případě identifikace nestability bodů vztažné soustavy je třeba příslušně upravit volbu bodů vztažné soustavy a přepočítat vyhodnocení vodorovných a svislých posunů a deformací.

- 18) Vyhodnocení vodorovných a svislých posunů sledovaných bodů objektové soustavy se vykoná z rozdílu souřadnic a výšek v dílčích etapách a interpretuje se s ohledem na přesnost vyhodnocenou z výsledků výpočtu MNČ.
- 19) Vyhodnocení výškových posunů a deformací se interpretuje s ohledem na nivelační měření.

#### 5.4.2. Formulace zásad technologického postupu velmi přesné nivelace

- 1) K měření je třeba použít metody velmi přesné nivelace (VPN) s optickým nebo elektronickým nivelačním přístrojem s přesností  $\overline{\sigma}_{1sest} \leq 0,1$  mm na 1 nivelační sestavu a celistvou nivelační latí s invarovou stupnicí podepřenou při měření opěrnými tyčemi. Přístroj je třeba při měření chránit před osluněním.
- 2) Každé převýšení mezi měřenými body je nutno měřit opakovaně min. 2x.
- 3) Kontrola vnitřní přesnosti se provede posouzením uzávěrů převýšení v uzavřených obrazech dosažením skutečných hodnot do vztahu (5.4.2.1)

$$\delta_U = \overline{\sigma}_{1sest} \sqrt{n} \cdot t \quad (5.4.2.1)$$

kde

$\overline{\sigma}_{1sest}$  ... je základní směrodatná odchylka jedné nivelační sestavy použitého přístroje

$n$  ... počet sestav

$t$  ... koeficient spolehlivosti ( $t=2$ )

- 4) Výpočet výšek se vykoná výpočtem metodou nejmenších čtverců (MNČ) na jeden vhodně zvolený výchozí bod vztažné soustavy.
- 5) Ověření stability vztažné soustavy se vykoná na ověřovacích bodech vztažné soustavy posouzením, zda naměřená výšková odchylka je menší, než mezní hodnota posunu vypočtená ze vztahu (2)

$$\delta_{\Delta H} = \sqrt{\sigma_{H(i)}^2 + \sigma_{H(j)}^2} \cdot t \quad (5.4.2.2)$$

kde

$\sigma_{H(i)}$  ... je směrodatná výšková odchylka výšky určené z vyrovnání MNČ v (i-té) etapě

$\sigma_{H(j)}$  ... je směrodatná výšková odchylka výšky určené z vyrovnání MNČ v (j-té) etapě

$t$  ... koeficient spolehlivosti ( $t=2$ )

V případě identifikace nestability bodů vztažné soustavy je třeba příslušně upravit volbu bodů vztažné soustavy a přepočítat vyhodnocení svislých posunů a deformací.

- 6) Vyhodnocení svislých posunů sledovaných bodů objektové soustavy se vykoná z rozdílu výšek v dílčích etapách a interpretuje se s ohledem na přesnost vyhodnocenou z výsledků výpočtu MNČ.

#### 5.4.3. Formulace zásad technologického postupu měření teplotního monitoringu vnějšího teplotního pole sledovaného objektu

- 1) Na sledovaném objektu ŠLH 4. bloku bude umístěno teplotní čidlo T1 (v místě monitorovacího stanoviště E,N, cca 1,8 m nad terénem) a T2 (v místě N5, ve výšce +50,0 m nad terénem) s cílem kontinuálního kontaktního měření povrchové teploty vnějšího pláště ŠLH a současně bude snímána i teplota vzduchu, interval záznamu dat v intervalu 10 min.
- 2) Na střeše sledovaného objektu ŠLH 4. bloku bude umístěno teplotní čidlo T3 (v místě stanoviště monitoringu N, ve výšce 1 m nad povrchem střechy) s cílem kontinuálního měření teploty vzduchu, atm. tlaku a relativní vlhkosti, interval záznamu dat v intervalu 10 min.



- 3) Na střeše budovy BAPP naproti ŠLH 4. bloku bude umístěno teplotní čidlo T4 (v místě stanoviště monitoringu E, ve výšce 20 m nad terénem) s cílem kontinuálního měření teploty vzduchu a relativní vlhkosti, interval záznamu dat v intervalu 10 min.
- 4) Teploty musí být měřeny ve stínu, kontaktní čidla je třeba chránit vhodným způsobem před osluněním např. dřevěnou krytkou.
- 5) Výstupem z dílčích měřidel bude TXT soubor se záznamem dat – ID stanoviště, čas, hodnota měřené veličiny.
- 6) Čelní stěna E a boční stěny objektu ŠLH 4. bloku budou etapově monitorovány termovizí ze stanovišť TM1 a TM2. Rozsah termovizního měření bude 48h před OZIK a 24h po začátku OZIK. Interval snímání termovizí s ohledem na teplotní gradienty – denní režim v intervalu 1h, noční režim v intervalu 2h. Při OZIK budou intervaly snímání odpovídat etapám při OZIK, v případě významného nárůstu teplotního gradientu budou i četnější.
- 7) Místa termovizního měření budou v 10 výškových úrovních objektu ŠLH odpovídajících umístění geodetických měřických značek. Čelní stěna bude měřena v celkem 5 svislých liniích, tzn. v místech - levý okraj, 1/4, 1/2, 3/4, pravý okraj, celkem 50 míst v ploše čelní stěny. Boční stěny levá (L) a pravá (P) budou měřeny v celkem 4 svislých liniích, tzn. v místech okraj1, 1/3, 2/3, okraj2, tj. 2x 40 míst v ploše dvou bočních stěn. V místě přístaveb se snímat údaje nebudou.
- 8) Výstupem z termovize budou data uspořádaná v TXT souborech po jednotlivých etapách, které budou obsahovat údaje teplot ve specifikovaných místech, tj. datum, čas, ID bodu, údaj teploty povrchu konstrukce.
- 9) Při měření je třeba používat kalibrovaných měřidel.

#### 5.4.4. Obecná specifikace měřidel a podmínek měření

##### Velmi přesná nivelace

Je třeba použít optický nebo elektronický nivelační přístroj s přesností  $\bar{\sigma}_{1_{sest}} \leq 0,1$  mm na 1 nivelační sestavu a celistvou nivelační lať s invarovou stupnicí podepřenou při měření opěrnými tyčemi. Přístroj je třeba při měření chránit před osluněním a deštěm.

##### 3D monitoring

K měření je třeba použít přístroje s úhlovou přesností danou směrodatnou odchylkou 0,3 mgon a lepší.

Délková přesnost použitého přístroje minimálně 2 mm + 2 ppm.D a lepší, s možností rozlišení na desetiny milimetru a se směrodatnou odchylkou opakovaného měření délky 0,3 mm a lepší.

Přístroj je třeba chránit před vlivem oslunění, deště aj. např. monitorovací budkou nebo slunečníkem.

##### Teplotní monitoring

K měření je třeba použít měřidel s přesností danou směrodatnou odchylkou 0,5°C a lepší, rozlišení stupnice na desetiny měřené jednotky.

Pro termovizní monitoring povrchu sledovaného objektu je třeba použít kameru s rozlišením 640×420 bodů a lepší, přesností danou směrodatnou odchylkou 0,5°C a lepší, rozlišením snímaných hodnot teploty na desetiny stupně Celsia. Teplotní čidla je třeba chránit před osluněním.

### 5.4.5. Analýza přesnosti měření na modelu, realizovatelnost

#### Velmi přesná nivelace

Mezní hodnota svislého posunu mezi dvěma etapami:

$$\delta_{\Delta x} = 1 \text{ mm} \quad (5.4.5.1)$$

Tento požadavek vyjadřuje hodnotu svislého posunu, kterou je nutné s praktickou jistotou určit z rozdílu měření dvou etap. Jde tedy o mezní hodnotu rozdílu výsledků dvou etap měření, od které má být s praktickou jistotou měřením detekována prokázaná změna stavu.

Směrodatná odchylka svislého posunu mezi dvěma etapami:

$$\sigma_{\Delta x} = \frac{\delta_{\Delta x}}{t} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ mm} \quad (5.4.5.2)$$

pro koeficient spolehlivosti  $t = 2$  ( $P=0,95$ ,  $\alpha = 5\%$ ).

Směrodatná odchylka určení výšky sledovaného bodu v jedné etapě ve směru předpokládaného posunu za předpokladu stejné přesnosti měření v jednotlivých etapách:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_{\Delta x}}{\sqrt{2}} = 0,35 \text{ mm} \quad (5.4.5.3)$$

Při předpokládaném počtu určujících nivelačních sestav od vztažných bodů max.  $n = 4$ , přesnost měření v jedné nivelační sestavě  $\sigma_{1sest}$

$$\sigma_{1sest} \leq \frac{\sigma_x}{\sqrt{4}} \leq 0,17 \text{ mm} \quad (5.4.5.4)$$

#### Dílní závěry:

- 1) **K měření je třeba použít metody přesné nivelace, přístroje pro přesnou nivelaci, jehož základní směrodatná odchylka jedné nivelační sestavy odpovídá  $\overline{\sigma}_{1sest} = 0,1 \text{ mm}$  a lepší a nivelační latě s invarovou stupnicí.**
- 2) **Každé převýšení je třeba měřit min. 2x.**

Pozn.:

- 1) Při použití dvou a více různých latí, je třeba kalibrací zajistit určení rozdílnosti počátků dílčích latí.
- 2) Při stavění nivelační latě na měřickou značku je třeba ověřit rovinnost patky latě, popř. zajistit v každé etapě stejné postavení latě na měřické značce.

#### 3D monitoring

Mezní hodnota posunu mezi dvěma etapami:

$$\delta_{\Delta x,y} = 1 \text{ mm} \quad (5.4.5.5)$$

Tento požadavek vyjadřuje hodnotu vodorovného a svislého posunu, kterou je nutné s praktickou jistotou určit z rozdílu měření dvou etap. Jde tedy o mezní hodnotu rozdílu výsledků dvou etap měření, od které má být s praktickou jistotou měřením detekována prokázaná změna stavu.

Směrodatná odchylka posunu mezi dvěma etapami:

$$\sigma_{\Delta x,y} = \frac{\delta_{\Delta x,y}}{t} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ mm} \quad (5.4.5.6)$$

pro koeficient spolehlivosti  $t = 2$  (ve 2D prostoru ...  $P=0,90$ ,  $\alpha = 10\%$ ).

Směrodatná odchylka určení polohy sledovaného bodu v jedné etapě ve směru předpokládaného posunu za předpokladu stejné přesnosti měření v jednotlivých etapách:

$$\sigma_{x,y} = \frac{\sigma_{\Delta x,y}}{\sqrt{2}} = 0,35 \text{ mm} \quad (5.4.5.7)$$

Dílčí závěry:

- 1) K měření je třeba použít přístroje s úhlovou přesností danou směrodatnou odchylkou 0,3 mgon a lepší, přičemž v etapových stavech je třeba úhly měřit minimálně ve 3 skupinách.
- 2) Délková přesnost použitého přístroje minimálně 2 mm + 2 ppm.D a lepší, s možností rozlišení na desetiny milimetru a směrodatnou odchylkou opakovaného měření délky 0,3 mm a lepší.
- 3) Použitý přístroj musí být kalibrovaný a přesnost doložena.
- 4) Při měření musí být vhodným způsobem zajištěna jeho stabilita např. nucenou centrací a je třeba chránit přístroj před vlivem oslunění a deště monitorovací budkou nebo např. slunečníkem.
- 5) Přístroj je třeba v terénu před měřením řádně vytemperovat cca 5 min. na 1°C rozdílu teplot.

#### 5.4.6. Modelový výpočet přesnosti geodetického měření

Modelový výpočet vychází z prakticky zajistitelných podmínek a dosažitelné přesnosti.

Podmínky modelového výpočtu:

- 1) zaměření polární metodou ze stanovisek monitoringu,
- 2) použitá apriorní úhlová přesnost  $m_{Hz} = m_{Zenit} = 0,3 \text{ mgon}$ ,
- 3) použitá apriorní relativní délková přesnost  $m_{SD} = 0,3 \text{ mm}$ ,
- 4) typ vyrovnání v modelové souřadnicové soustavě – zprostředkující, bod - směr
- 5) výstup - modelová (očekávaná) etapová přesnost souřadnic a výšek monitorovaných bodů

$\sigma_Y$  ... směrodatná odchylka v souřadnicové ose Y v [mm]

$\sigma_X$  ... směrodatná odchylka v souřadnicové ose X v [mm]

$\sigma_H$  ... směrodatná odchylka ve výšce v [mm]

Vypovídací schopnost vodorovného posunu  $\delta_Y, \delta_X$  ... mezní hodnota vodorovného posunu ve směru souřadnice Y, X, od které lze naměřenou odchylku v poloze interpretovat jako měřením prokázanou deformaci mezi etapami v [mm],  $\delta_X = \sigma_X \sqrt{2} \cdot t$ ,

$\delta_Y = \sigma_Y \sqrt{2} \cdot t$ , kde  $t=2$  ( $P=0,90$ ,  $\alpha=10\%$ ).

Vypovídací schopnost výškového posunu  $\delta_H$  ... mezní hodnota výškového rozdílu od které lze naměřenou odchylku v poloze interpretovat jako měřením prokázanou deformaci v [mm],  $\delta_H = \sigma_H \sqrt{2} \cdot t$ , kde  $t=2$  ( $P=0,95$ ,  $\alpha=5\%$ ).

Pro apriorní nejistoty měřidel  $\sigma_{SD}=0,3 \text{ mm}$ ,  $\sigma_{Hz}=0,3 \text{ mgon}$ ,  $\sigma_{Zenit}=0,3 \text{ mgon}$ .

Tab. 26: Modelový výpočet přesnosti pro stanoviště monitoringu E

Bod	SD	H <sub>z</sub>	Zenit	Y	X	H	σ <sub>Y</sub>	σ <sub>X</sub>	σ <sub>H</sub>
	[m]	[gon]	[gon]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
E1	46.3588	300.0000	54.4708	-35.0000	0.0000	50.3996	0.00027	0.00016	0.00026
E2	42.2523	300.0000	62.1449	-35.0000	0.0000	43.6697	0.00027	0.00016	0.00024
E3	38.8665	300.0000	71.3626	-35.0000	0.0000	36.8998	0.00028	0.00016	0.00021
E4	36.9675	300.0000	79.1363	-35.0000	0.0000	31.8995	0.00029	0.00016	0.00019
E5	35.6544	300.0000	87.7843	-35.0000	0.0000	26.7996	0.00030	0.00016	0.00017
E6	35.0463	300.0000	96.7289	-35.0000	0.0000	21.8000	0.00030	0.00016	0.00017
E7	35.1553	300.0000	105.9855	-35.0000	0.0000	16.6996	0.00030	0.00016	0.00017
E8	36.0411	300.0000	115.3392	-35.0000	0.0000	11.3998	0.00029	0.00016	0.00018
E9	37.6962	300.0000	124.2240	-35.0000	0.0000	5.9998	0.00029	0.00016	0.00020
E10	40.3113	300.0000	133.0499	-35.0000	0.0000	0.0000	0.00028	0.00016	0.00022
E11	50.6400	333.7000	59.0083	-34.9568	20.4517	50.4000	0.00026	0.00022	0.00026
E12	50.6400	266.3000	59.0083	-34.9568	-20.4517	50.4000	0.00026	0.00022	0.00026

Tab. 27: Modelový výpočet přesnosti pro stanoviště monitoringu EN

Bod	SD	H <sub>z</sub>	Zenit	Y	X	H	σ <sub>Y</sub>	σ <sub>X</sub>	σ <sub>H</sub>
	[m]	[gon]	[gon]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
E1	50.6470	200.0000	6.2950	0.0000	-4.9999	50.3996	0.00026	0.00024	0.00030
E2	43.9550	200.0000	7.2570	0.0000	-4.9997	43.6697	0.00023	0.00021	0.00030
E3	37.2370	200.0000	8.5740	0.0000	-4.9999	36.8998	0.00020	0.00018	0.00030
E4	32.2890	200.0000	9.8980	0.0000	-5.0000	31.8995	0.00018	0.00016	0.00030
E5	27.2620	200.0000	11.7420	0.0000	-4.9998	26.7996	0.00015	0.00014	0.00030
E6	22.3660	200.0000	14.3530	0.0000	-4.9999	21.8000	0.00013	0.00012	0.00029
E7	17.4320	200.0000	18.5200	0.0000	-4.9999	16.6996	0.00011	0.00012	0.00029
E8	12.4480	200.0000	26.3130	0.0000	-4.9998	11.3998	0.00008	0.00013	0.00028
E9	7.8100	200.0000	44.2280	0.0000	-4.9998	5.9998	0.00006	0.00019	0.00023
E10	5.0000	200.0000	100.0000	0.0000	-5.0000	0.0000	0.00005	0.00030	0.00002
N15	20.5000	200.0000	100.0000	0.0000	-20.5000	0.0000	0.00019	0.00030	0.00010
N16	20.5000	0.0000	100.0000	0.0000	20.5000	0.0000	0.00019	0.00030	0.00010
N17	35.0000	0.0000	100.0000	0.0000	35.0000	0.0000	0.00033	0.00030	0.00016

Tab. 28: Modelový výpočet přesnosti pro stanoviště monitoringu D4

Bod	SD	H <sub>z</sub>	Zenit	Y	X	H	σ <sub>Y</sub>	σ <sub>X</sub>	σ <sub>H</sub>
	[m]	[gon]	[gon]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
D1	26.5707	233.0499	72.8269	-12.0000	-21.0000	11.0000	0.00017	0.00025	0.00017
D2	24.3156	233.0499	93.4430	-12.0000	-21.0000	2.5000	0.00018	0.00027	0.00012
D3	25.1794	233.0499	117.9347	-12.0000	-21.0000	-7.0000	0.00017	0.00026	0.00014
D4	16.2788	300.0000	52.7662	-12.0000	0.0000	11.0000	0.00023	0.00006	0.00021
D5	12.2577	300.0000	86.9241	-12.0000	0.0000	2.5000	0.00029	0.00006	0.00008
D6	13.8924	300.0000	133.6183	-12.0000	0.0000	-7.0000	0.00026	0.00006	0.00016
D7	26.5707	366.9501	72.8269	-12.0000	21.0000	11.0000	0.00017	0.00025	0.00017
D8	24.3156	366.9501	93.4430	-12.0000	21.0000	2.5000	0.00018	0.00027	0.00012
D9	25.1794	366.9501	117.9347	-12.0000	21.0000	-7.0000	0.00017	0.00026	0.00014
D10	21.0000	0.0000	100.0000	0.0000	21.0000	0.0000	0.00010	0.00030	0.00010
D11	27.7308	229.5167	116.2457	-12.0000	-24.0000	-7.0000	0.00017	0.00027	0.00015
D12	48.2000	200.0000	100.0000	0.0000	-48.2000	0.0000	0.00023	0.00030	0.00023
D13	21.0000	0.0000	100.0000	0.0000	21.0000	0.0000	0.00010	0.00030	0.00010

Tab. 29: Modelový výpočet přesnosti pro stanoviště monitoringu D3

Bod	SD	Hz	Zenit	Y	X	H	$\sigma Y$	$\sigma X$	$\sigma H$
	[m]	[gon]	[gon]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
D1	26.5707	233.0499	72.8269	-12.0000	-21.0000	11.0000	<b>0.00017</b>	<b>0.00025</b>	<b>0.00017</b>
D2	24.3156	233.0499	93.4430	-12.0000	-21.0000	2.5000	<b>0.00018</b>	<b>0.00027</b>	<b>0.00012</b>
D3	25.1794	233.0499	117.9347	-12.0000	-21.0000	-7.0000	<b>0.00017</b>	<b>0.00026</b>	<b>0.00014</b>
D4	16.2788	300.0000	52.7662	-12.0000	0.0000	11.0000	<b>0.00023</b>	<b>0.00006</b>	<b>0.00021</b>
D5	12.2577	300.0000	86.9241	-12.0000	0.0000	2.5000	<b>0.00029</b>	<b>0.00006</b>	<b>0.00008</b>
D6	13.8924	300.0000	133.6183	-12.0000	0.0000	-7.0000	<b>0.00026</b>	<b>0.00006</b>	<b>0.00016</b>
D7	26.5707	366.9501	72.8269	-12.0000	21.0000	11.0000	<b>0.00017</b>	<b>0.00025</b>	<b>0.00017</b>
D8	24.3156	366.9501	93.4430	-12.0000	21.0000	2.5000	<b>0.00018</b>	<b>0.00027</b>	<b>0.00012</b>
D9	25.1794	366.9501	117.9347	-12.0000	21.0000	-7.0000	<b>0.00017</b>	<b>0.00026</b>	<b>0.00014</b>
D10	21.0000	200.0000	100.0000	0.0000	-21.0000	0.0000	<b>0.00010</b>	<b>0.00030</b>	<b>0.00010</b>
D11	27.7308	370.4833	116.2457	-12.0000	24.0000	-7.0000	<b>0.00017</b>	<b>0.00027</b>	<b>0.00015</b>
D12	48.2000	0.0000	100.0000	0.0000	48.2000	0.0000	<b>0.00023</b>	<b>0.00030</b>	<b>0.00023</b>
D13	21.0000	200.0000	100.0000	0.0000	-21.0000	0.0000	<b>0.00010</b>	<b>0.00030</b>	<b>0.00010</b>

Tab. 30: Modelový výpočet přesnosti pro stanoviště monitoringu N

Bod	SD	Hz	Zenit	Y	X	H	$\sigma Y$	$\sigma X$	$\sigma H$
	[m]	[gon]	[gon]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
N2	29,4116	39,2347	100,4329	17,0000	24,0000	-0,2000	<b>0,00021</b>	<b>0,00026</b>	<b>0,00014</b>
N4	17,2638	88,8800	100,7375	17,0000	3,0000	-0,2000	<b>0,00030</b>	<b>0,00010</b>	<b>0,00008</b>
N5	24,1876	92,0833	100,5264	24,0000	3,0000	-0,2000	<b>0,00030</b>	<b>0,00012</b>	<b>0,00011</b>
N7	24,7588	151,8184	100,0000	17,0000	-18,0000	0,0000	<b>0,00022</b>	<b>0,00023</b>	<b>0,00012</b>
N8	10,4422	81,4453	101,2194	10,0000	3,0000	-0,2000	<b>0,00029</b>	<b>0,00010</b>	<b>0,00005</b>
N9	5,8344	65,5958	102,1827	5,0000	3,0000	-0,2000	<b>0,00026</b>	<b>0,00016</b>	<b>0,00003</b>
N10	3,0067	0,0000	104,2379	0,0000	3,0000	-0,2000	<b>0,00001</b>	<b>0,00030</b>	<b>0,00002</b>
N11	24,0000	0,0000	100,0000	0,0000	24,0000	0,0000	<b>0,00011</b>	<b>0,00030</b>	<b>0,00011</b>
N12	18,0000	200,0000	100,0000	0,0000	-18,0000	0,0000	<b>0,00008</b>	<b>0,00030</b>	<b>0,00008</b>
N13	30,0000	200,0000	100,0000	0,0000	-30,0000	0,0000	<b>0,00014</b>	<b>0,00030</b>	<b>0,00014</b>
N14	60,0000	200,0000	100,0000	0,0000	-60,0000	0,0000	<b>0,00028</b>	<b>0,00030</b>	<b>0,00028</b>

Tab. 31: Modelový výpočet přesnosti pro etapové měření střechy velmi přesnou nivelací

Bod	H	$\sigma H$
	[m]	[mm]
N1	100,0000	<b>0,18</b>
N2	100,0000	<b>0,18</b>
N3	100,0000	<b>0,18</b>
N4	100,0000	<b>0,16</b>
N5	100,0000	<b>0,16</b>
N6	100,0000	<b>0,17</b>
N7	100,0000	<b>0,17</b>
N8	100,0000	<b>0,16</b>
N9	100,0000	<b>0,16</b>
N10	100,0000	<b>0,15</b>
N11	100,0000	<b>0,18</b>
N12	100,0000	<b>0,14</b>
N13	100,0000	<b>0,10</b>
N14	100,0000	<b>0,00</b>
N15	100,0000	<b>0,18</b>
N16	100,0000	<b>0,17</b>



## 5.5. Realizace monitoringu

### Geodetický monitoring

Realizace geodetického monitoringu byla zajištěna realizací systému 5 robotických měřicích stanic a to 2x Trimble S8 (standardní nejistoty 0,3 mgon a 0,15 mgon, 0,8 mm + 1 ppm), 1x Trimble S9 (standardní nejistoty 0,3 mgon, 0,8 mm + 1 ppm), 1x Topcon GPT-9001A (standardní nejistoty 0,3 mgon, 2mm+2ppm) a 1x Topcon DS-101AC (standardní nejistoty 0,3 mgon, 1,5mm+2ppm) [70], [71]. Všechny použité měřicí stanice byly se záznamem měřených délek na desetiny milimetru s vnitřní standardní nejistotou měření 0,3 mm. Použitá měřidla byla kalibrována a svou přesností odpovídající požadavkům projektu [64].

Rozmístění měřicích stanic v kontextu celého monitorovacího systému je na Obr. 158 a Obr. 159. Měřicí stanice byly instalovány na pevně osazené měřické desky s nucenou centrací zabudované do betonové konstrukce (Obr. 160 až Obr. 164) a v průběhu celého měření byly vůči oslunění a dešti chráněny monitorovací budkou nebo stříškou.

Měřená data úhlových a délkových veličin a kartézských souřadnic X,Y,Z byla pořizována polární metodou a registrována v intervalu 10 minut. Monitoring započal 48 hod. před tlakováním ŠLH a skončil 48 hod. po ukončení tlakové zkoušky. Měřeno bylo na skleněné odrazné hranolové systémy Trimble osazené na sledované konstrukci. Délky záměr se pohybovaly při monitoringu stěny D od 13 m do 48 m, při monitoringu střechy pro stanoviště N od 3 m do 24 m, vzdálenější orientace až 79 m, při monitoringu stěny E od 3 m do 45 m, vzdálenější orientace až 57 m pro stanoviště E a od 8 m do 50 m pro stanoviště EN.

Cílem monitoringu 48 hod. před tlakováním bylo ověřit případný vliv vnějších podmínek (zejména změny teploty a oslunění) na sledovaný objekt. V průběhu tlakové zkoušky byla kontinuálně konstrukce monitorována a vyhodnocovány předběžné deformace v dílčích zatěžovacích stavech v souladu s harmonogramem tlakové zkoušky. Předběžné výsledky kontinuálního monitoringu střechy byly verifikací předběžných výsledků měření prováděných velmi přesnou nivelací, které byly pro sledovaný bod N4 sdělovány do protokolou tlakové zkoušky.

Každý zatěžovací stav byl vyhodnocen z 5 až 6 měření získaných v cca 1 hod. intervalu určeném v průběhu tlakové zkoušky pro měření. Standardní nejistota výsledku určení souřadnic činila 0,2 mm a byla vypočtena jako výběrová směrodatná odchylka z rozptylu série měření nebo série měřických dvojic. Rozšířená nejistota při použití koeficientu rozšíření  $K=2$  ( $P=0,95$ ) činila 0,4 mm.

### Monitoring vnějšího teplotního pole sledované konstrukce

Kromě geodetického monitoringu byl současně realizován i monitoring vnějšího teplotního pole konstrukce prostřednictvím teplotních měřidel s nejistotami měření teploty  $\pm 0,6$  °C a nejistotou měření relativní vlhkosti  $\pm 3\%$  a také s využitím technologie termovize.

## 5.6. Monitoring teplot a jiných meteorologických parametrů

Údaje teploty vzduchu a relativní vlhkosti byly registrovány v místě stanoviště monitoringu E na střeše BAPP II v intervalu 10. min. meteorologickým měřidlem Comet S 3120E (nejistota měření teploty  $\pm 0,6$  °C, nejistota měření relativní vlhkosti  $\pm 3\%$ ). Na vnějším plášti stěny E byly měřeny kontaktně teploty povrchu zdi a současně teploty vzduchu ve výšce +1,8 m (v místě stanoviště monitoringu EN) a ve výšce + 50,0 m (v místě N5) registračními teplotními měřidly Comet D0221 v intervalu 10 minut. V prostoru aktivních dílen byla měřena kontaktně teplota povrchu zdi D v místě D5 a současně i teplota vzduchu registračním teplotním měřidlem Comet D0121 v intervalu 10

minut. Na střeše 4. bloku ve výšce +50 m v místě stanoviště N byly monitorovány údaje teploty vzduchu, atm. tlaku a relativní vlhkosti měřidlem Comet D4141 v intervalu 10 min. Všechna použitá meteorologická měřidla byla kalibrována. EDU byla poskytnuta meteorologická data teploty, relativní vlhkosti, směru a rychlosti větru z meteo stanice ČHMÚ OBS Dukovany nedaleko EDU.

### 5.6.1. Monitoring vnějších teplot

V Tab. 32 jsou uvedeny průměrné hodnoty vnějších teplot vzduchu a povrchu zdi konstrukce stěny E v době 25.8.-1.9.2017. Teplota povrchu zdi byla měřena kontaktním čidlem pod dřevěnou krycí destičkou. V Tab. 34 je uvedena teplota vzduchu a relativní vlhkost v místě stanoviště N na střeše budovy 4. bloku ve výšce +50 m, v Tab. 33 je uvedena teplota vzduchu a relativní vlhkost v místě stanoviště E na střeše budovy BAPP II ve výšce +20 m.

Tab. 32: Přehled vnějších teplot vzduchu a povrchu zdi konstrukce stěny E (25.8.-1.9.2017)

	ŠLH - horní část stěny E místo N5 (T2) výšková úroveň +50 m		ŠLH - dolní část stěny E stanoviště EN (T1) výšková úroveň +1,8 m	
	Tzed' [°C]	Tvzduch [°C]	Tzed' [°C]	Tvzduch [°C]
průměr	+24,0	+22,6	+25,1	+23,3
max.	+33,4	+34,6	+33,2	+35,6
min.	+16,9	+14,0	+18,7	+13,3
max.-min.	16,5	20,6	14,5	22,3

Tab. 33: Přehled vnější teploty vzduchu relativní vlhkosti v místě stanoviště E (25.8.-1.9.2017)

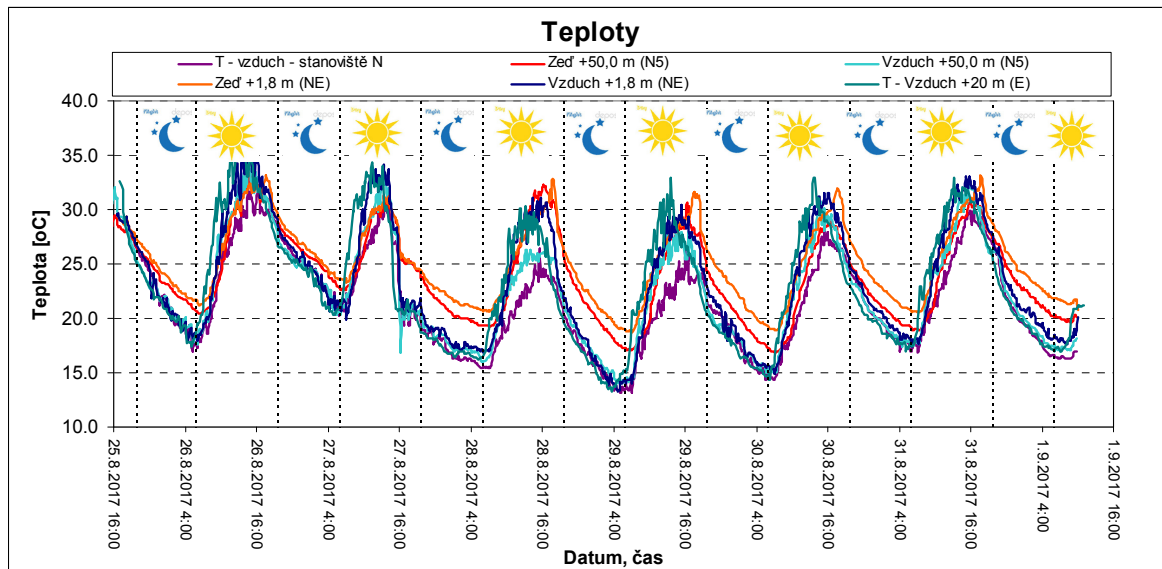
	Budova BAPP II - střecha stanoviště E (T4) výšková úroveň +20 m	
	Tvzduch [°C]	Relat. vlhkost [%]
průměr	+23,0	51,3
max.	+38,2	86,0
min.	+13,3	21,8
max.-min.	24,9	64,2

Tab. 34: Přehled vnější teploty vzduchu relativní vlhkosti v místě stanoviště N (25.8.-1.9.2017)

	Budova 4. bloku - střecha stanoviště N výšková úroveň +50 m (T3) (čidlo cca 1m nad povrchem střechy)	
	Tvzduch [°C]	Relat. vlhkost [%]
průměr	+21,5	56,3
max.	+31,7	89,1
min.	+13,2	29,1
max.-min.	18,5	60,0

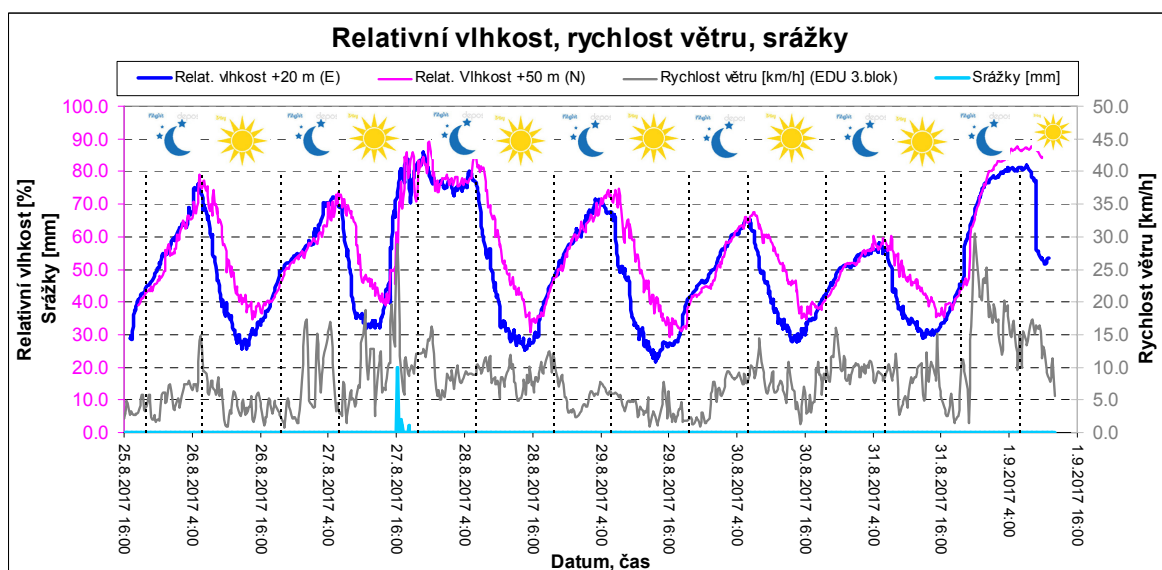
Rozdíl maximální a minimální teploty kontaktně měřeného povrchu zdi stěny E v průběhu celého sledování ve výšce +50 m činil až  $16,5^{\circ}\text{C}$ , ve výšce +1,8 m až  $14,5^{\circ}\text{C}$ .

Na Obr. 196 je znázorněn průběh teplot (vzduch a kontaktně zeď) vně budovy za celou dobu geodetického monitoringu 25.8.-1.9.2017.



Obr. 196 – Průběh vnějších teplot (25.8.-1.9.2017)

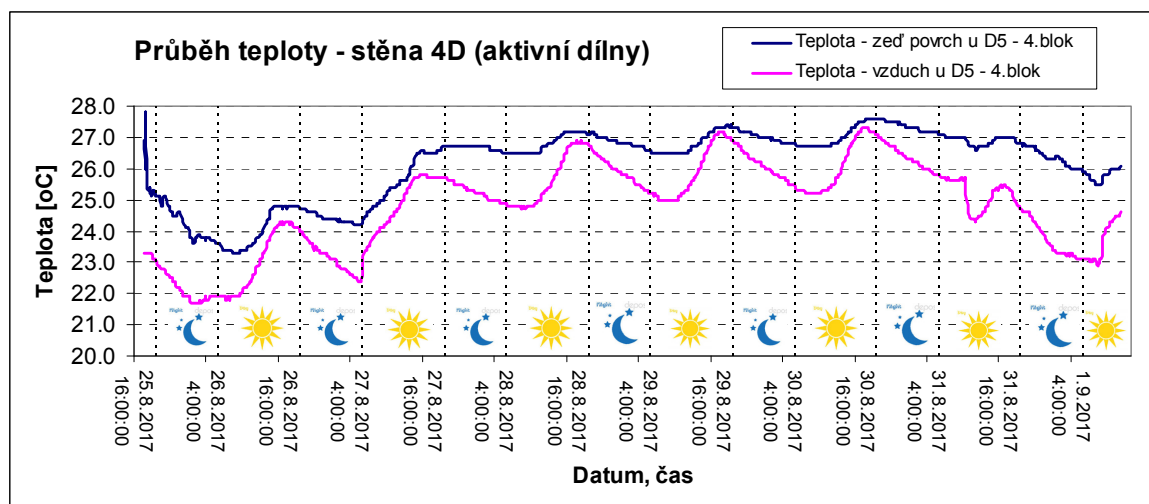
Na Obr. 197 je znázorněn průběh relativní vlhkosti, rychlosti větru a srážek vně budovy za celou dobu geodetického monitoringu 25.8.-1.9.2017.



Obr. 197 – Průběh vnější relativní vlhkosti a rychlosti větru (23.-28.2.2017)

### 5.7. Monitoring vnitřních teplot v prostoru aktivních dílen

V grafu na Obr. 198 je znázorněn průběh teploty vzduchu a povrchu zdi 4. bloku měřené v místě D5 v prostoru aktivních dílen.



Obr. 198 – Průběh teploty vzduchu a povrchu zdi v místě D5 - 4. blok (25.8.-1.9.2017)

V Tab. 35 jsou uvedeny průměrné hodnoty teploty vzduchu a teploty povrchu zdi konstrukce stěny D 4. bloku v místě D5 v době 25.8.-1.9.2017.

Tab. 35: Přehled teploty vzduchu a povrchu zdi 4. bloku v místě D5 (25.8.-1.9.2017)

	Aktivní dílny, 4. blok místo D5 výšková úroveň +41,1 m	
	Tzeď [°C]	Tvzduch [°C]
průměr	+26,2	+24,8
max.	+27,8	+27,3
min.	+23,3	+21,7
max.-min.	4,5	5,6

Rozdíl maximální a minimální teploty kontaktně měřeného povrchu zdi stěny D v průběhu celého sledování činil 4,5°C, u teploty vzduchu rozdíl maximální a minimální teploty 5,6°C.

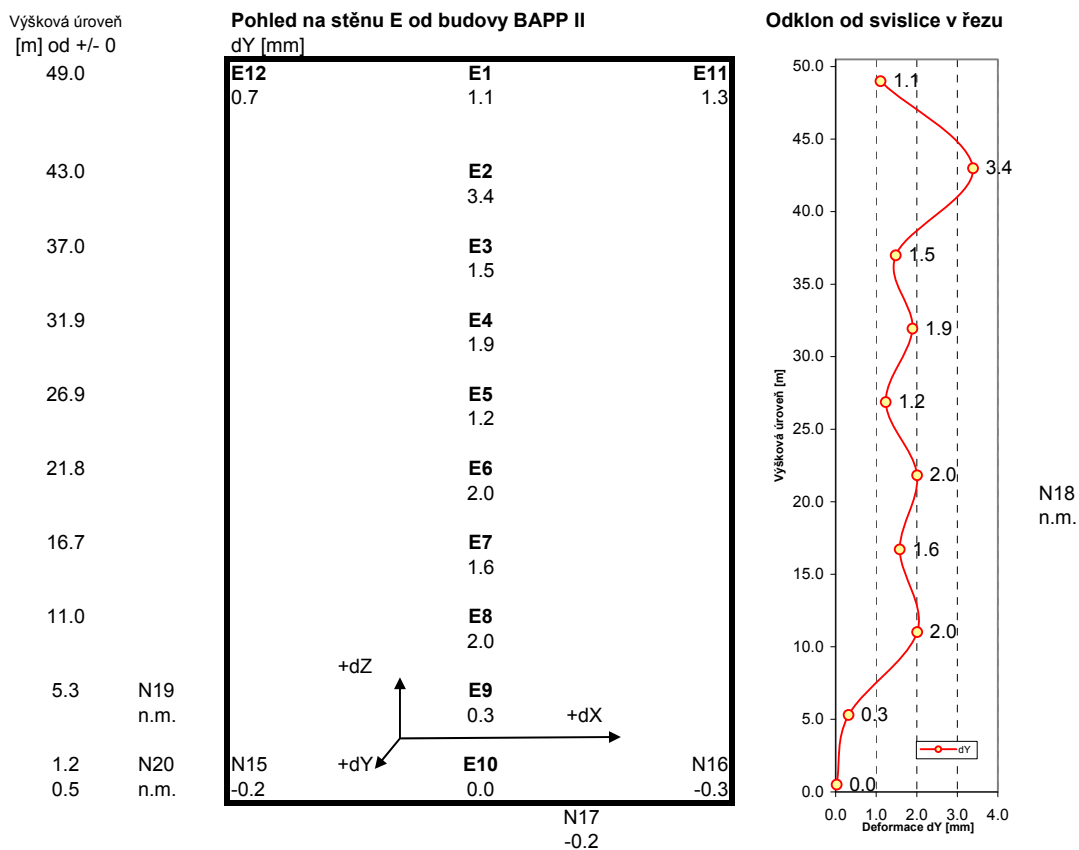
### 5.8. Ukázky vyhodnocení deformací

V následujícím jsou uvedeny ukázky vyhodnocení deformací dílčích částí sledovaných konstrukcí ŠLH.

5.8.1. Ukázka vyhodnocení deformací stěny E – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

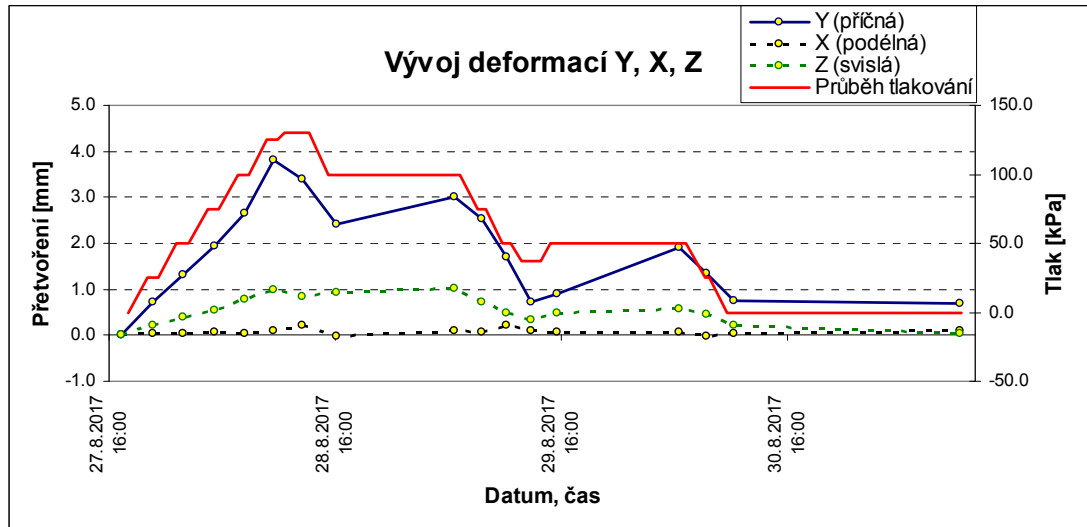
Tab. 36: Vyhodnocení stěny E – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

EDU - tlaková zkouška OZIK - 4. blok (27. -30.8.2017)						
Bod	Výšková úroveň objektu dle PD [m] (od +/- 0)	Příčný posun dY	Podélný posun dX	Svislý posun dZ	Čistý průhyb v dY	Rozšířená nejistota $\delta$ (95%) pro dY, dX, dZ
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
<b>Srovnání stavů</b>		<b>ZS6 - 130kPa</b>	<b>28.8.2017 12:32</b>	<b>-</b>	<b>ZS0 - 0kPa</b>	<b>27.8.2017 17:15</b>
<b>Řada E1 až E10</b>						
E1	49.0	1.1	0.0	1.1	0.0	0.40
E2	43.0	3.4	0.2	0.9	2.1	0.40
E3	37.0	1.5	0.1	0.7	0.0	0.40
E4	31.9	1.9	0.0	0.4	0.5	0.40
E5	26.9	1.2	0.0	0.4	0.0	0.40
E6	21.8	2.0	0.0	0.5	0.6	0.40
E7	16.7	1.6	0.0	0.2	0.0	0.40
E8	11.0	2.0	0.0	-0.1	1.1	0.40
E9	5.3	0.3	-0.1	0.0	0.0	0.40
E10	0.5	0.0	-0.5	0.0	0.0	0.40
<b>Ostatní</b>						
N15	1.2	-0.2	-0.3	-0.2		0.40
N16	1.2	-0.3	0.1	-0.2		0.40
N17	1.3	-0.2	0.5	0.0		0.40
N18	19.7	n.m.	n.m.	n.m.		0.40
N19	8.7	n.m.	n.m.	n.m.		0.40
N20	19.7	n.m.	n.m.	n.m.		0.40
E11	50.0	1.3	1.3	1.0		0.40
E12	50.0	0.7	0.7	0.8		0.40



Obr. 199 – Grafické znázornění posunů v dY stěny E v pohledu a řezu





Obr. 200 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě E2

### 5.8.2. Ukázka vyhodnocení nezatěžované stěny D - 3. blok – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

Tab. 37: Vyhodnocení stěny D – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

EDU - tlaková zkouška OZIK 4. blok - 3. blok (27. - 30.8.2017)						
Bod	Výšková úroveň objektu dle PD [m] (od +/- 0)	Příčný posun dY	Podélný posun dX	Svislý posun dZ	Čistý průhyb v dY	Rozšířená nejistota $\delta$ (95%) pro dY, dX, dZ
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Srovnání stavů		ZS6 - 130kPa	28.8.2017 12:32	-	ZS0 - 0kPa	27.8.2017 17:15
<b>Řada D3 - D6 - D9</b>						
D3	35.8	0.3	-0.9	0.2	0.0	0.40
D6	32.6	-0.7	-0.8	0.1	-0.1	0.40
D9	32.5	-1.7	-1.0	0.2	0.0	0.40
<b>Řada D2 - D5 - D8</b>						
D2	41.3	0.3	-0.8	0.2	0.0	0.40
D5	41.1	-1.2	-0.7	0.1	-0.2	0.40
D8	40.6	-2.2	-1.0	0.1	0.0	0.40
<b>Řada D1 - D4 - D7</b>						
D1	49.6	0.4	-0.6	0.1	0.0	0.40
D4	49.5	-1.0	-0.6	0.1	0.1	0.40
D7	49.4	-2.6	-0.6	0.1	0.0	0.40
<b>Ostatní D10, D11, D12, D13</b>						
D10	38.5	-1.9	0.0	0.1		0.40
D11	31.8	0.8	-0.5	-0.1		0.40
D12	38.5	3.6	0.1	0.7		0.40
D13	38.5	-1.8	-0.1	0.1		0.40
<b>Řada D1 - D2 - D3</b>						
D1					0.0	
D2					-0.1	0.40
D3					0.0	
<b>Řada D4 - D5 - D6</b>						
D4					0.0	
D5					-0.3	0.40
D6					0.0	
<b>Řada D7 - D8 - D9</b>						
D7					0.0	
D8					0.0	0.40
D9					0.0	

Výšková úroveň  
[m] od +/- 0

49.5

41.1

38.5

35.8

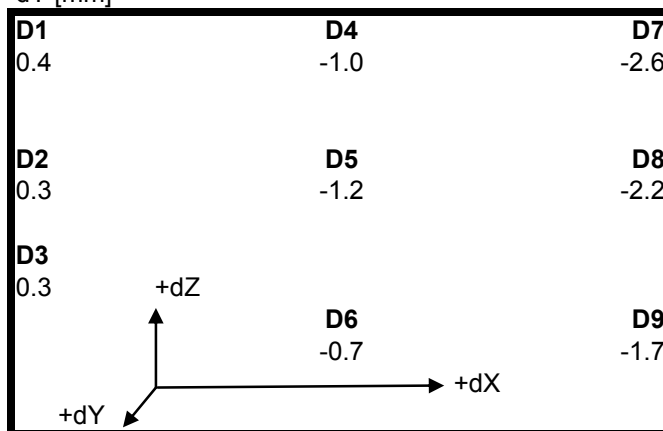
32.5

31.8

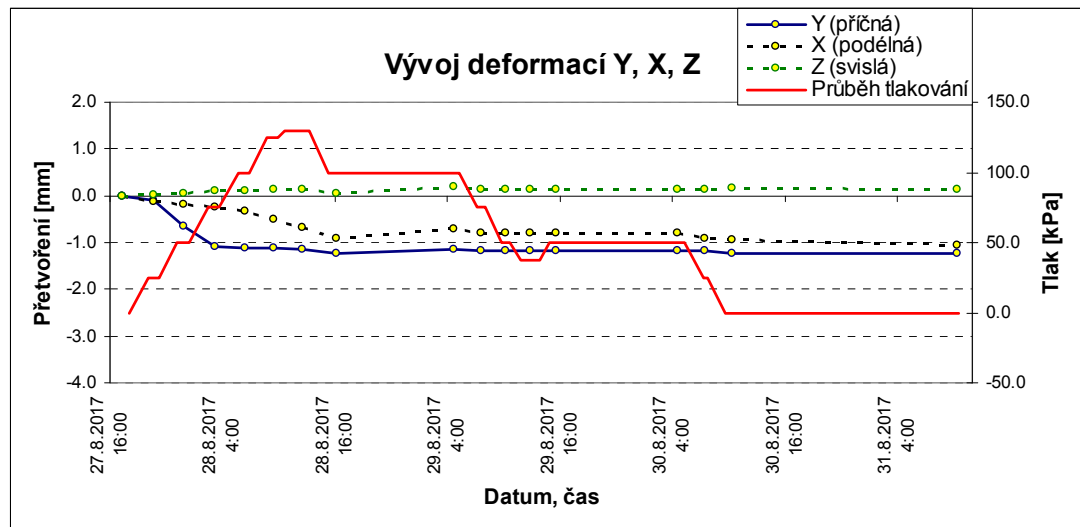
29.1

Pohled na stěnu D z prostoru aktivních dílen

dY [mm]



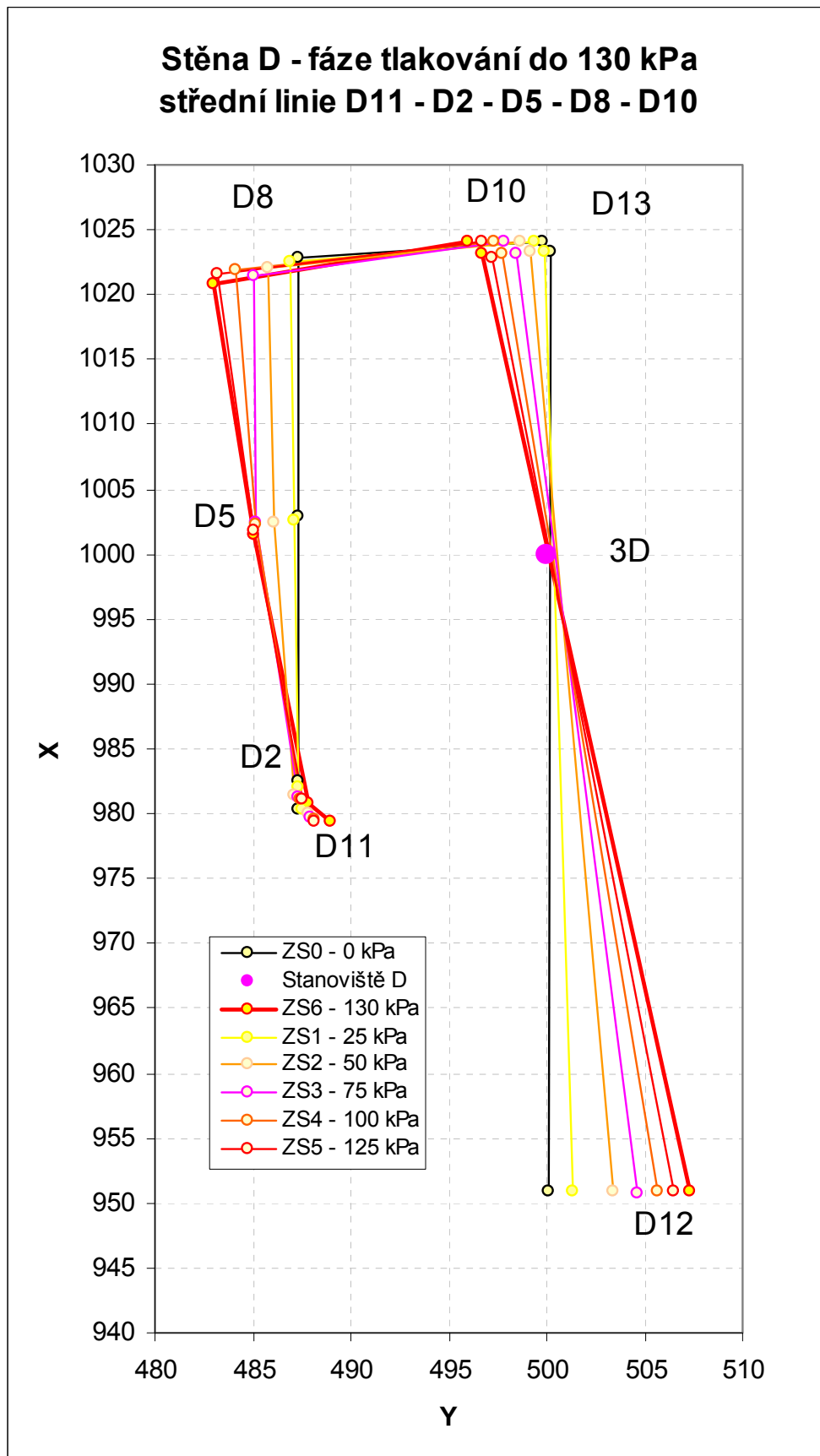
Obr. 201 – Grafické znázornění posunů v dY stěny D v pohledu



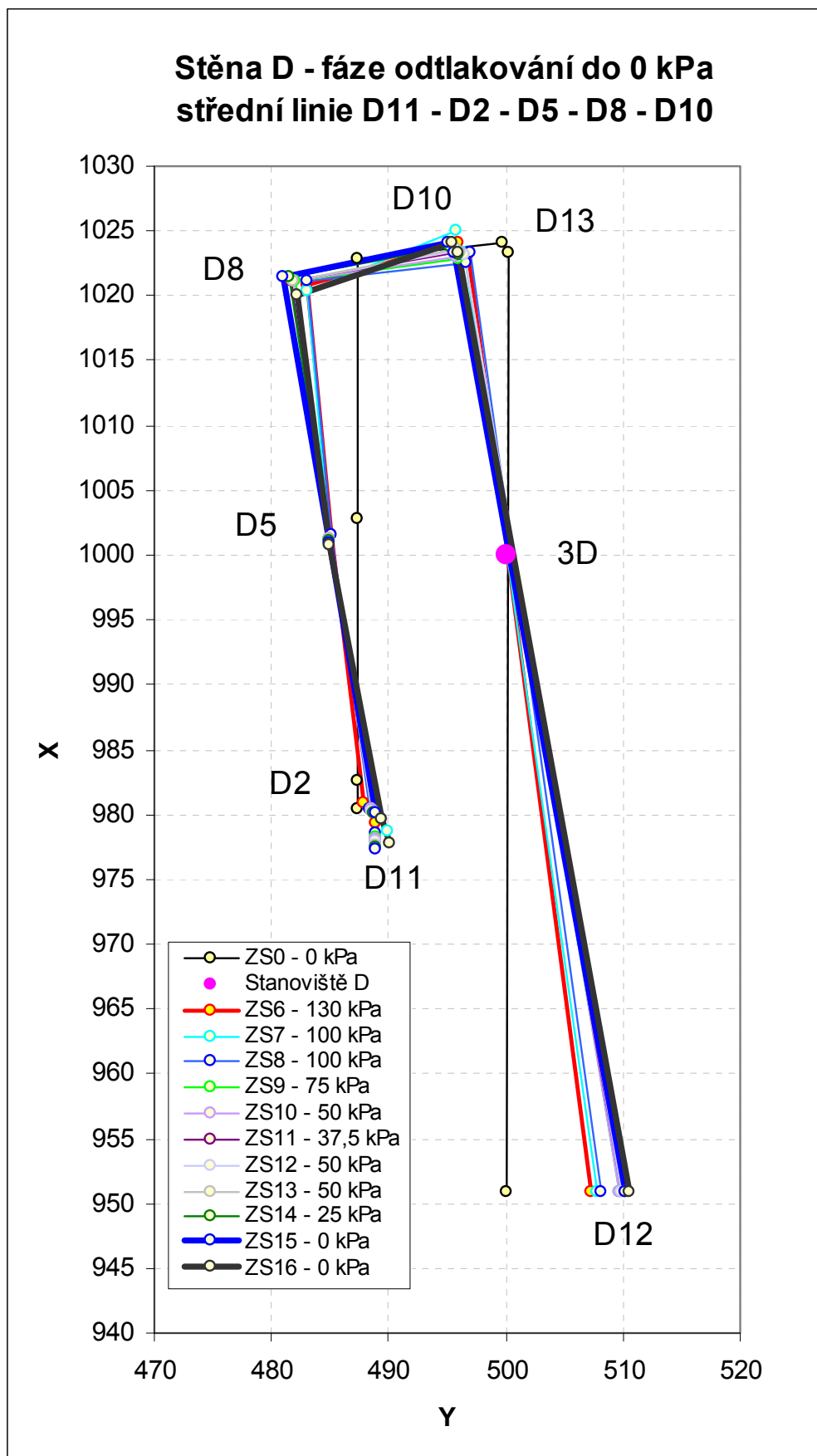
Obr. 202 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě D5

### 5.8.3. Ukázka vyhodnocení nezatěžované stěny D - 3. bloku – v půdorysu

V následujícím Obr. 203 je schematicky znázorněn vývoj naměřených deformací nezatěžovaného 3. bloku ve sledované střední výškové linii sledovaných bodů ve fázi tlakování 4. bloku do 130 kPa. Na Obr. 204 je vývoj naměřených deformací nezatěžovaného 3. bloku ve fázi odtlakování 4. bloku do 0 kPa. Interpretaci naměřených deformací, zejména absolutních, je nutno vykonávat s ohledem na skutečnost, že měřicí stanoviště byly umístěny z důvodu stísněných poměrů na částečně ovlivněné části konstrukce a také v kontextu působení vlivu vnějších podmínek. Měřítka deformací je výrazně zvětšeno.



Obr. 203 – vývoj přetvoření v Y, X – fáze tlakování do 130 kPa – střední linie



Obr. 204 – vývoj pretvoření v Y, X – fáze odtlakování do 0 kPa – střední linie



**5.8.4. Ukázka vyhodnocení zatěžované stěny D - 4. blok – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)**

Tab. 38: Vyhodnocení stěny D – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

EDU - tlaková zkouška OZIK 4. blok - 4. blok (27. - 30.8.2017)						
Bod	Výšková úroveň objektu dle PD [m] (od +/- 0)	Příčný posun dY	Podélný posun dX	Svislý posun dZ	Čistý průhyb v dY	Rozšířená nejistota $\delta$ (95%) pro dY, dX, dZ
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
<b>Srovnání stavů</b>		<b>ZS6 - 130kPa</b>	<b>28.8.2017 12:32</b>	<b>-</b>	<b>ZS0 - 0kPa</b>	<b>27.8.2017 17:15</b>
<b>Řada D3 - D6 - D9</b>						
D3	33.3	-1.2	-0.4	0.2	0.0	0.40
D6	33.3	0.2	-0.1	0.2	1.5	0.40
D9	33.3	-1.4	0.5	0.1	0.0	0.40
<b>Řada D2 - D5 - D8</b>						
D2	41.1	-3.0	-0.6	0.2	0.0	0.40
D5	41.1	-0.3	0.1	0.4	2.0	0.40
D8	41.1	-1.6	0.4	0.2	0.0	0.40
<b>Řada D1 - D4 - D7</b>						
D1	49.5	-3.6	-0.5	0.2	0.0	0.40
D4	49.5	-2.5	-0.5	0.6	0.4	0.40
D7	49.5	-2.0	-0.5	0.6	0.0	0.40
<b>Ostatní D10, D11, D12, D13</b>						
D10	38.5	-1.4	-0.6	-0.4		0.40
D11	31.3	-1.2	0.4	-0.2		0.40
D12	38.5	1.5	-0.3	-0.5		0.40
D13	38.5	-1.1	-0.2	0.1		0.40
<b>Řada D1 - D2 - D3</b>						
D1					0.0	
D2					-0.6	0.40
D3					0.0	
<b>Řada D4 - D5 - D6</b>						
D4					0.0	
D5					0.9	0.40
D6					0.0	
<b>Řada D7 - D8 - D9</b>						
D7					0.0	
D8					0.2	0.40
D9					0.0	

Výšková úroveň  
[m] od +/- 0

49.5

41.1

38.5

**D10**

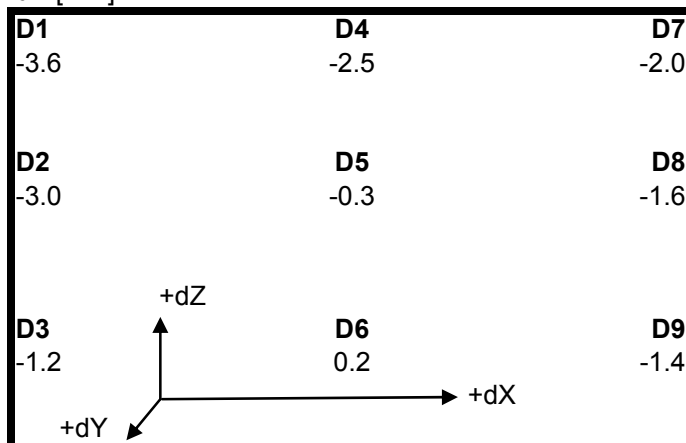
-1.4

33.3

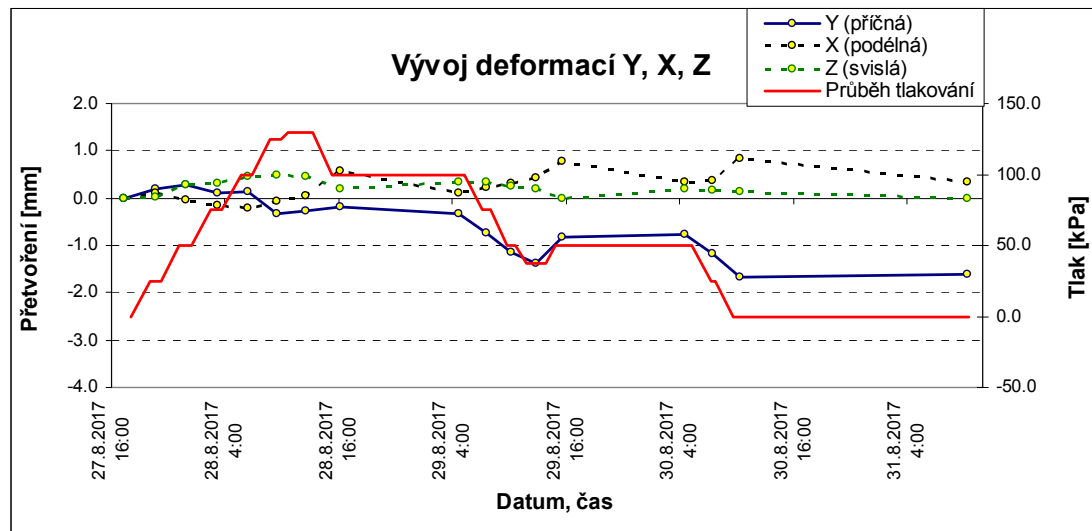
31.3

29.1

**Pohled na stěnu D z prostoru aktivních dílen**  
dY [mm]



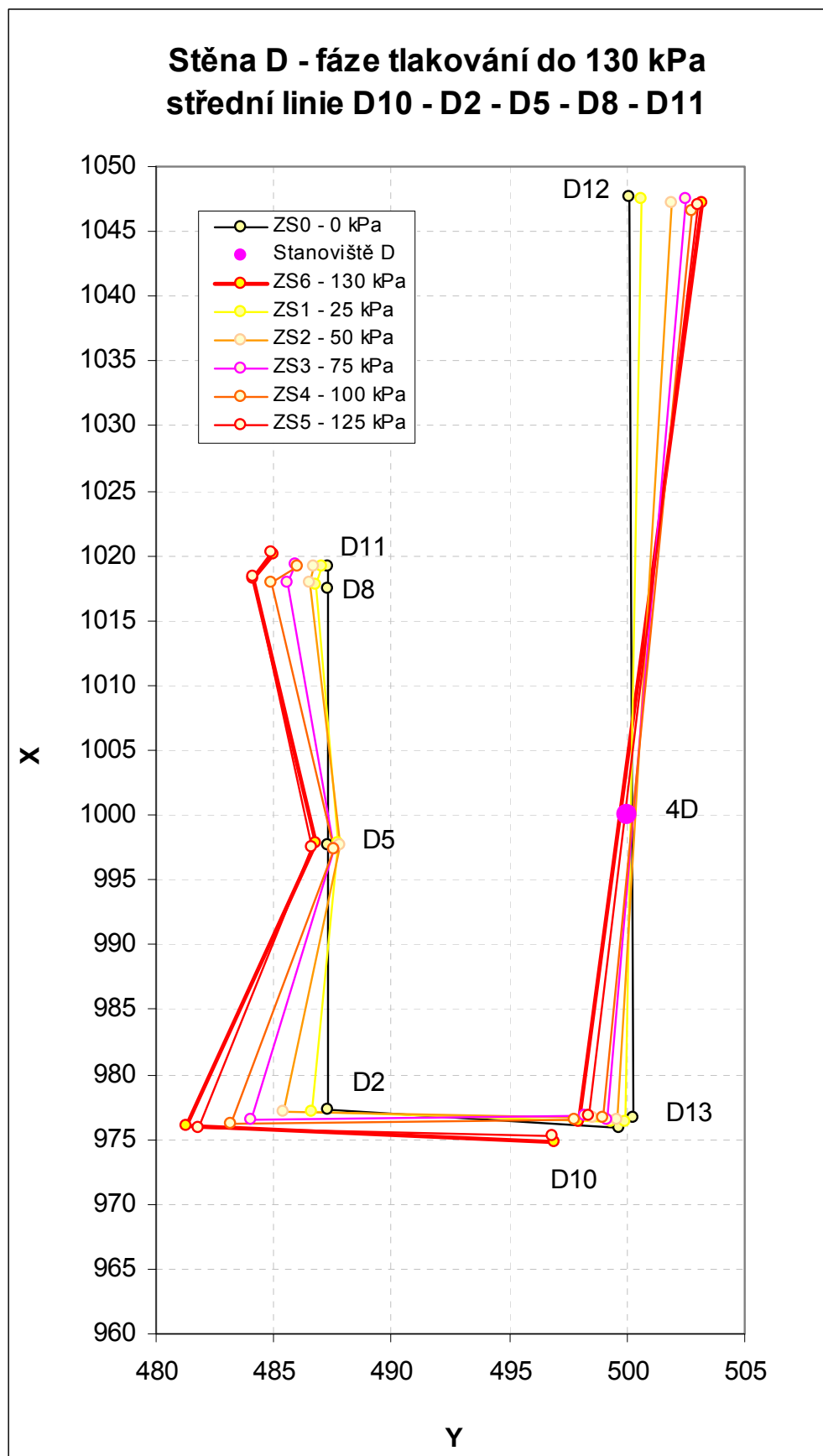
Obr. 205 – Grafické znázornění posunů v dY stěny D v pohledu



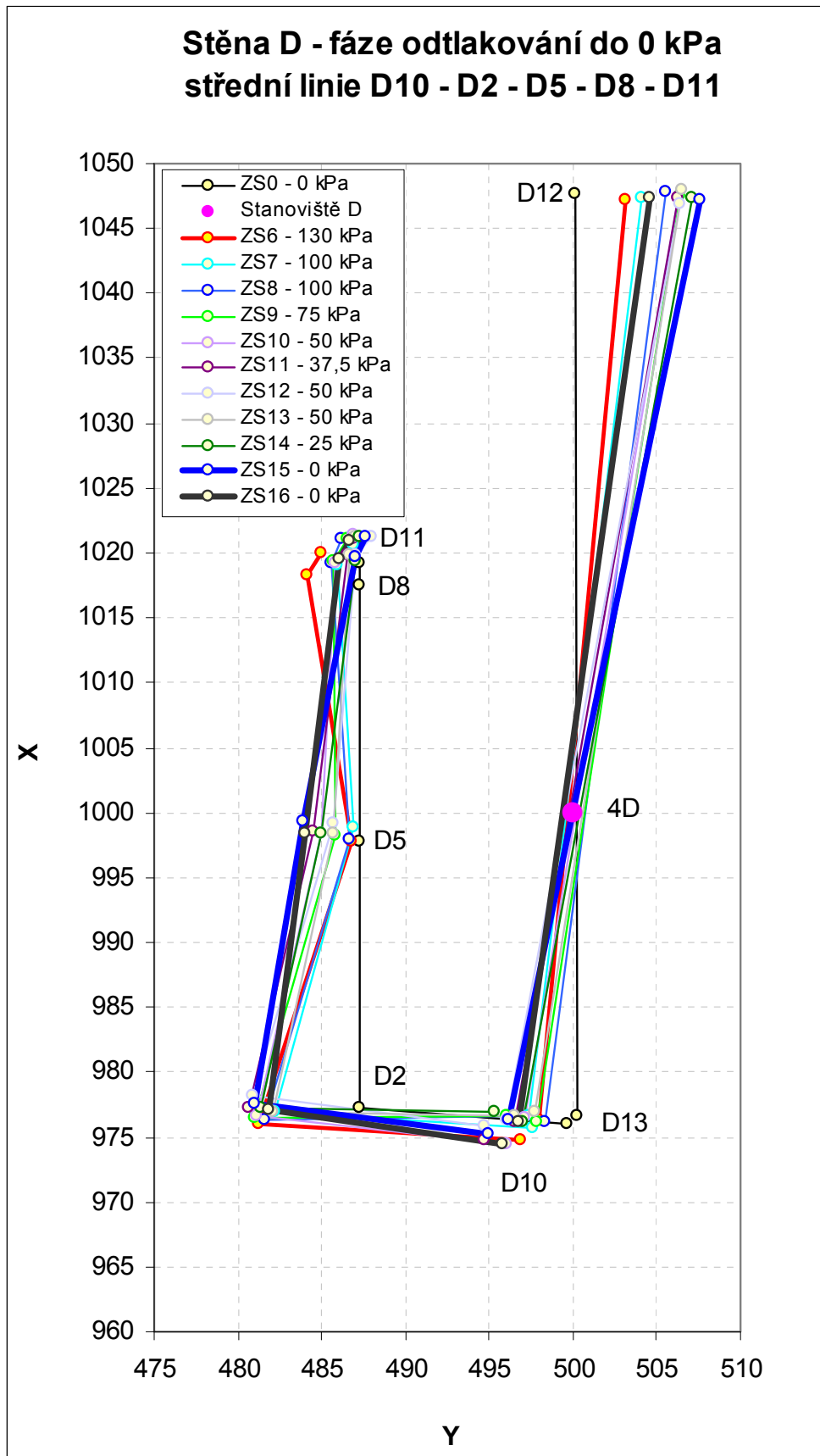
Obr. 206 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě D5

### 5.8.5. Vyhodnocení zatěžované stěny D - 4. bloku – v půdorysu

V následujícím je schematicky znázorněn vývoj naměřených deformací zatěžovaného 4. bloku v kontextu celého půdorysu ve střední výškové linii sledovaných bodů. Na Obr. 207 je vývoj deformací ve fázi tlakování 4. bloku do 130 kPa. Na Obr. 208 je vývoj deformací ve fázi odtlakování 4. bloku do 0 kPa. Interpretaci naměřených deformací, zejména absolutních, je nutno vykonávat s ohledem na skutečnost, že měřicí stanoviště byly umístěny z důvodu stísněných poměrů na částečně ovlivněné části konstrukce a také v kontextu působení vlivu vnějších podmínek. Měřítko deformací je výrazně zvětšeno.



Obr. 207 – vývoj přetvoření v Y, X – fáze tlakování do 130 kPa – střední linie

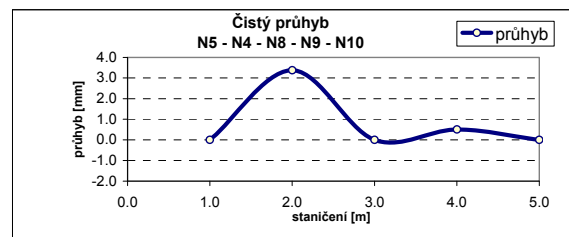
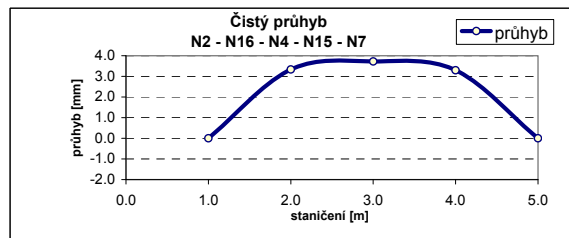
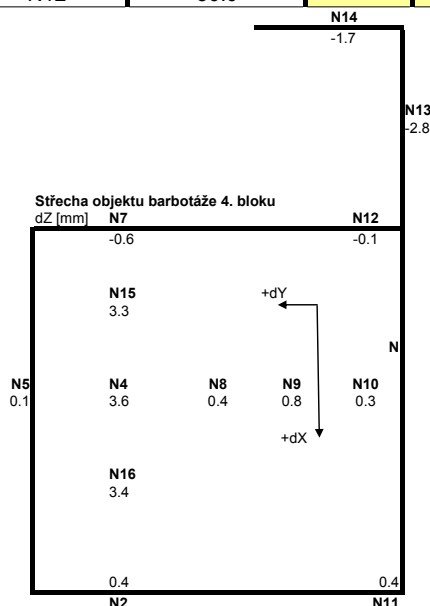


Obr. 208 – vývoj pretvoření v Y, X – fáze odtlakování do 0 kPa – střední linie

5.8.6. Ukázka vyhodnocení střechy – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

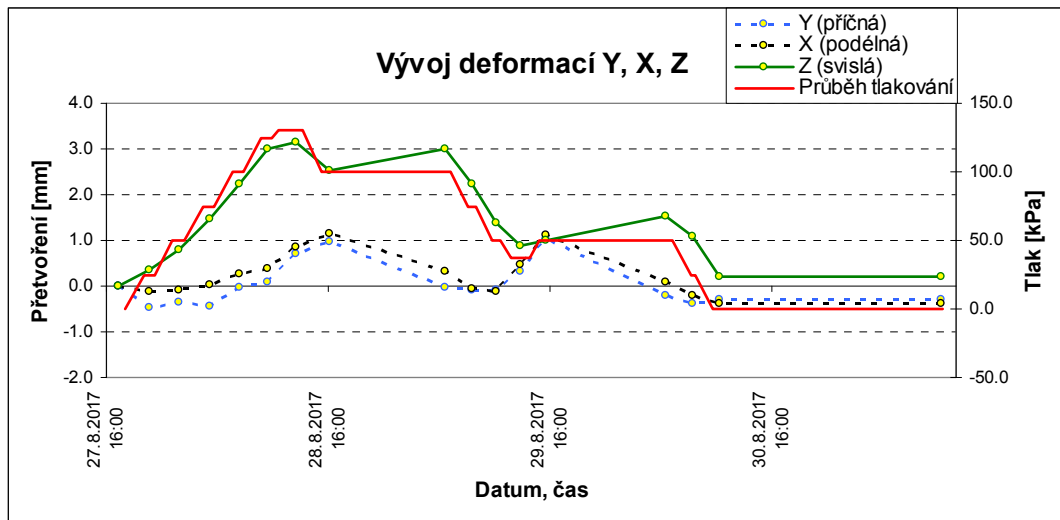
Tab. 39: Vyhodnocení střechy – ZS6 (130kPa) – ZS0 (0kPa)

EDU - tlaková zkouška OZIK - 4. blok (27. - 30.8.2017)						
Bod	Výšková úroveň objektu dle PD [m] (od +/- 0)	Příčný posun dY	Podélný posun dX	Svislý posun dZ	Čistý průhyb v dZ	Rozšířená nejistota $\delta$ (95%) pro dY, dX, dZ [mm]
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Srovnání stavů		ZS6 - 130kPa	28.8.2017 12:32	-	ZS0 - 0kPa	27.8.2017 17:15
Řada N5 - N4 - N8 - N9 - N10		Absolutně k N				
N5	50.0	1.1	0.0	0.1	0.0	0.40
N4	50.0	-0.5	-0.1	3.6	3.4	0.40
N8	50.0	-0.5	-0.1	0.4	0.0	0.40
N9	50.0	-0.3	-0.2	0.8	0.5	0.40
N10	50.0	-0.5	0.1	0.3	0.0	0.40
Řada N2 - N16 - N4 - N15 - N7		Absolutně k N				
N2	50.0	-0.2	1.0	0.4	0.0	0.40
N16	50.0	-0.5	0.1	3.4	3.4	0.40
N4	50.0	-0.5	-0.1	3.6	3.7	0.40
N15	50.0	-0.8	-0.5	3.3	3.4	0.40
N7	50.0	-0.1	-0.9	-0.6	0.0	0.40
Ostatní		Absolutně k N				
N11	50.0	0.0	0.2	0.4		0.40
N13	50.0	-2.6	-0.2	-2.8		0.40
N14	50.0	-1.7	0.4	-1.7		0.40
N12	50.0	0.0	-0.3	-0.1	0.5	korekce N z VPV
Řada N5 - N4 - N8 - N9 - N10		Relativně k N5				
N5	50.0			0.0	0.0	0.40
N4	50.0			3.5	3.4	0.40
N8	50.0			0.3	0.0	0.40
N9	50.0			0.7	0.5	0.40
N10	50.0			0.1	0.0	0.40
Řada N2 - N16 - N4 - N15 - N7		Relativně k N5				
N2	50.0			0.3	0.0	0.40
N16	50.0			3.2	3.3	0.40
N4	50.0			3.5	3.7	0.40
N15	50.0			3.2	3.3	0.40
N7	50.0			-0.8	0.0	0.40
Ostatní		Relativně k N5				
N11	50.0			0.3		0.40
N13	50.0			-2.9		0.40
N14	50.0			-1.9		0.40
N12	50.0			0.4		0.40



Obr. 209 – Grafické znázornění posunů v dZ střechy (půdorys)

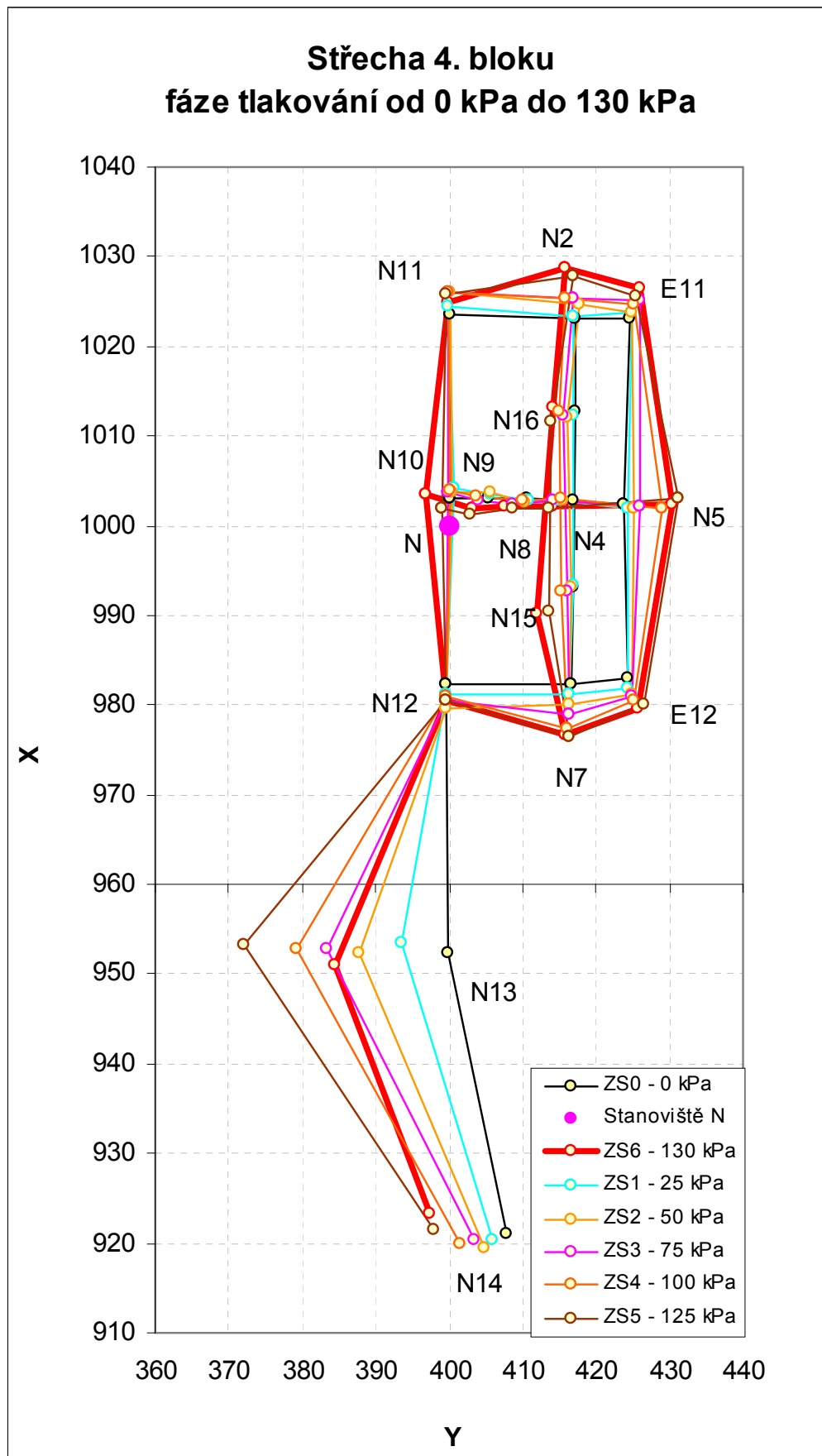




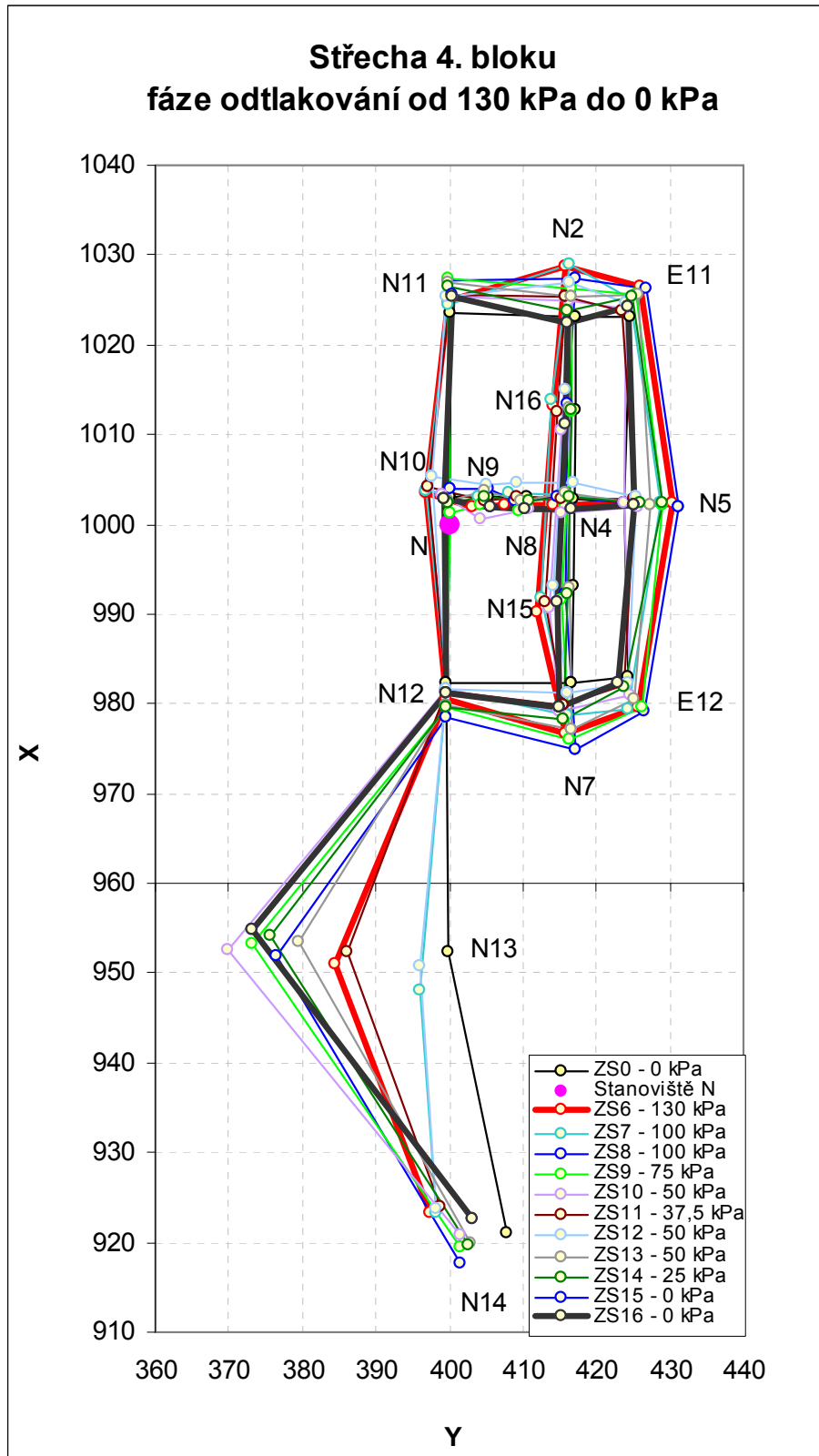
Obr. 210 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě N4

### 5.8.7. Vyhodnocení střechy – vývoj vodorovných deformací v kontextu půdorysu

V následujícím je schematicky znázorněn vývoj naměřených deformací zatěžovaného 4. bloku v kontextu celého půdorysu. Na Obr. 211 je vývoj deformací ve fázi tlakování 4. bloku do 130 kPa. Na Obr. 212 je vývoj deformací ve fázi odtakování 4. bloku do 0 kPa. Interpretaci naměřených deformací, zejména absolutních, je nutno vykonávat s ohledem na skutečnost, že měřicí stanoviště N bylo umístěno na částečně ovlivněné části konstrukce a také v kontextu působení vlivu vnějších podmínek.



Obr. 211 – vývoj vodorovných přetvoření v Y, X – fáze tlakování od 0 kPa do 130 kPa



Obr. 212 – vývoj vodorovných přetvoření v Y, X – fáze tlakování od 130 kPa do 0 kPa

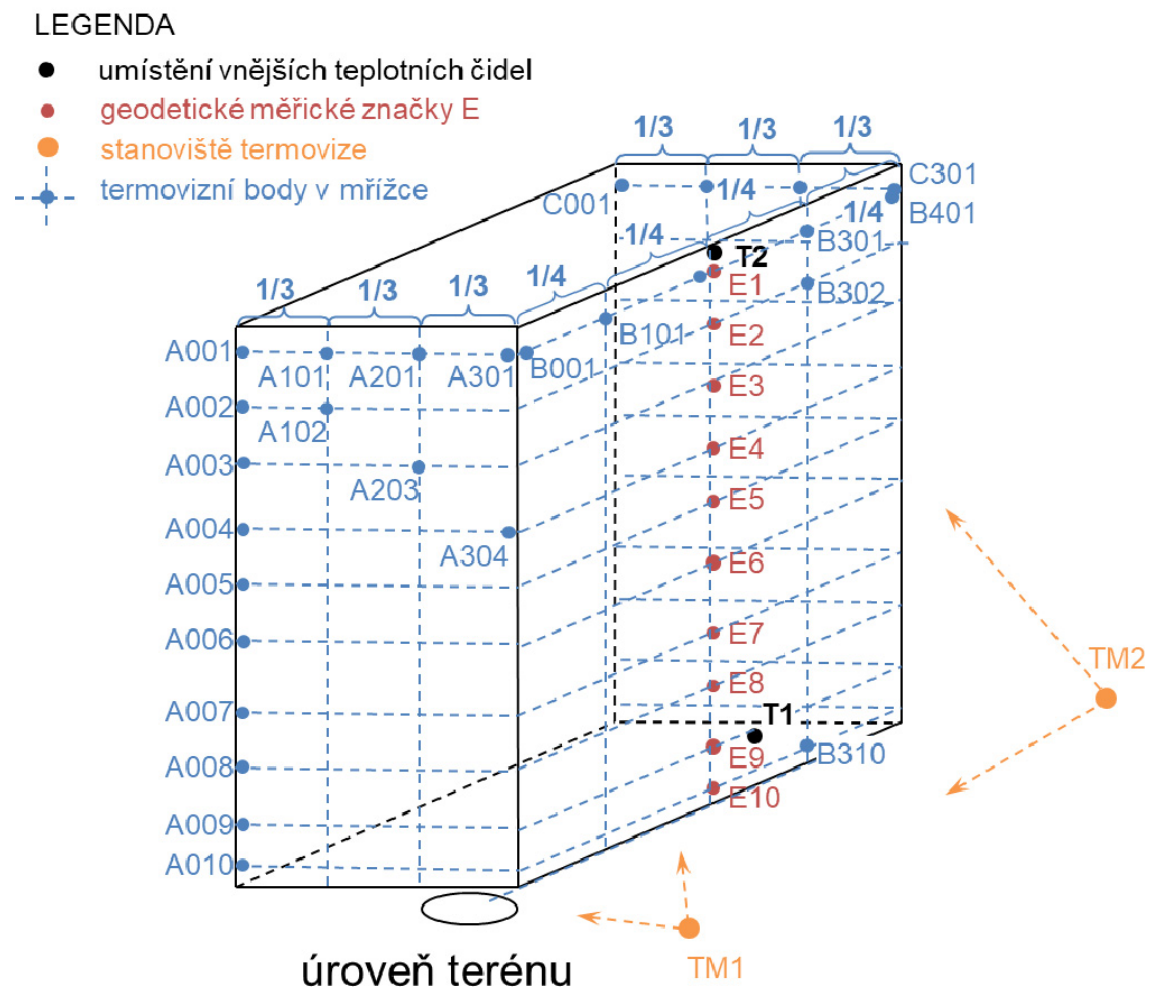
### 5.9. Vliv vnějších podmínek na sledovanou konstrukci

Za účelem ověření vlivu vnějších podmínek na sledovanou konstrukci ŠLH byl vyhodnocen její stav z dat geodetického monitoringu pořizovaných v průběhu 48 hod před tlakováním ve formě vývoje deformací na vybraných sledovaných bodech. Data byla rozdělena na 1 hodinové intervaly a stav konstrukce byl v těchto dílčích 1 hod. intervalech určen jako aritmetický průměr z 5 až 6 opakovaných měření monitoringu.

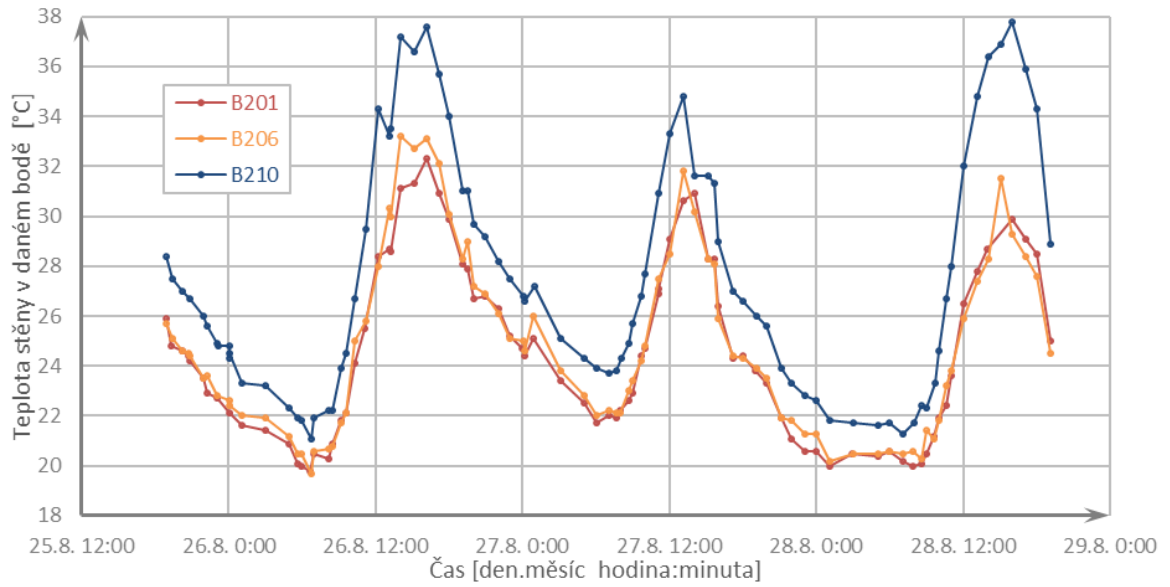
#### 5.9.1. Termovizní měření povrchové teploty stěn objektu ŠLH

Klasickými měřidly s teplotními čidly byly kontinuálně v intervalu 10 min. měřeny teploty vzduchu a kontaktní teploty povrchu v dolní a horní části sledované konstrukce ŠLH 4. bloku, přičemž monitorig probíhal po celou dobu celé OZIK, tj. 25.8.-1.9.2017.

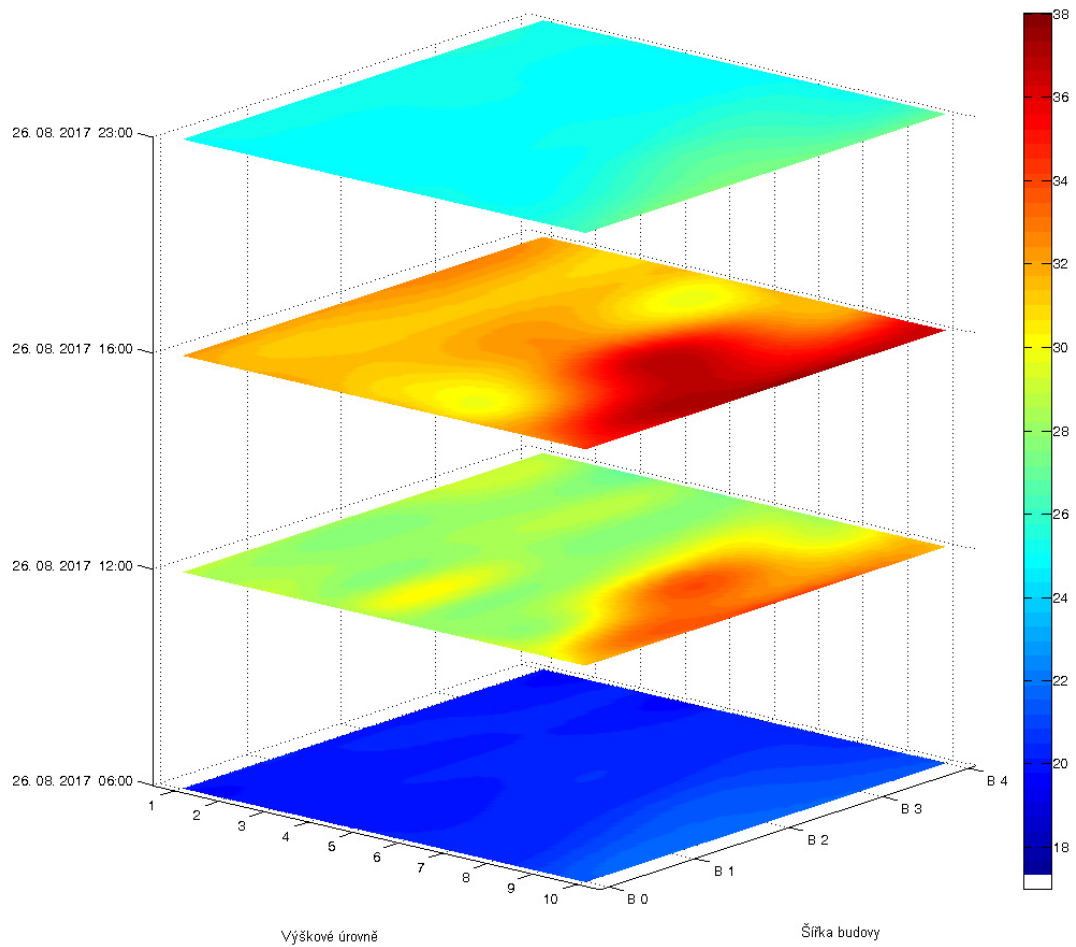
Termovizní technologií byla v 1 hod. až 0,5 hod. intervalech zdokumentována detailně v 10 výškových úrovních teplotní pole povrchu vnějších stěn sledované konstrukce ŠLH 4. bloku, přičemž termovizní monitorig trval celkem 3 x 24hod., tj. 25.8.-28.8.2017.



Obr. 213 - Schema vyhodnocení povrchového teplotního pole stěn objektu ŠLH



Obr. 214 - Průběh vybraných bodů – Stěna „B“



Obr. 215 - Teplotní mapa složená a interpolovaná z odečtené matice bodů – Stěna „B“



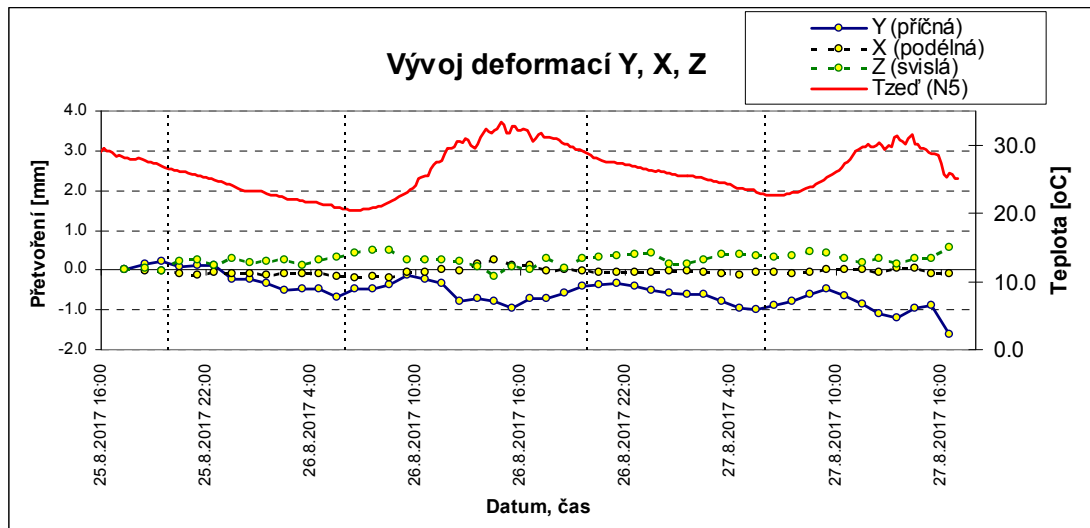
Z termovizního monitoringu byly analyzovány extrémní teplotní stavy povrchu stěn ŠLH 4. bloku v 6:00, 12:00, 16:00 a 23:00 h, přičemž každá ze stěn má extrém teplotního stavu v jiném čase.

Pro ilustrativní představu 26.8.2017 v intervalu 5:30 – 6:30 na vnějším povrchu ŠLH je rozdíl extrémních teplot max-min = 3,4°C, v intervalu 11:30 – 12:30 max-min = 9,3°C, v intervalu 15:30 – 16:30 max-min = 11,0°C a v intervalu 22:30 – 23:30 max-min = 5,3°C. Celkově za dobu termovizního monitoringu, tj. 25.8.-28.8.2017 byl rozdíl max-min = 19,1°C.

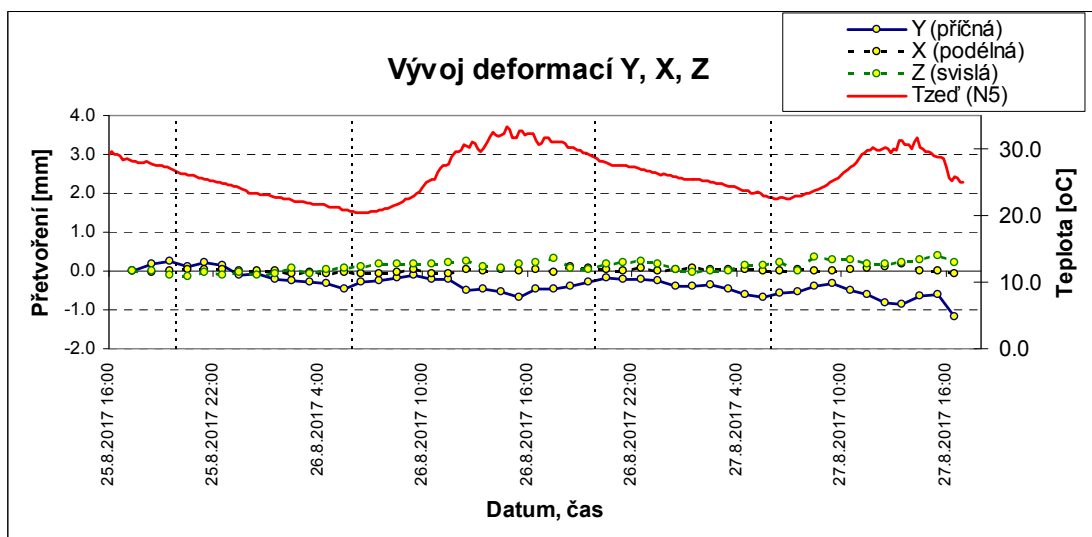
Hlavním cílem pořízení podrobných teplotních dat je možnost následné hlubší modelové analýzy teplotního chování sledované konstrukce.

### 5.9.2. Vnější stěna E

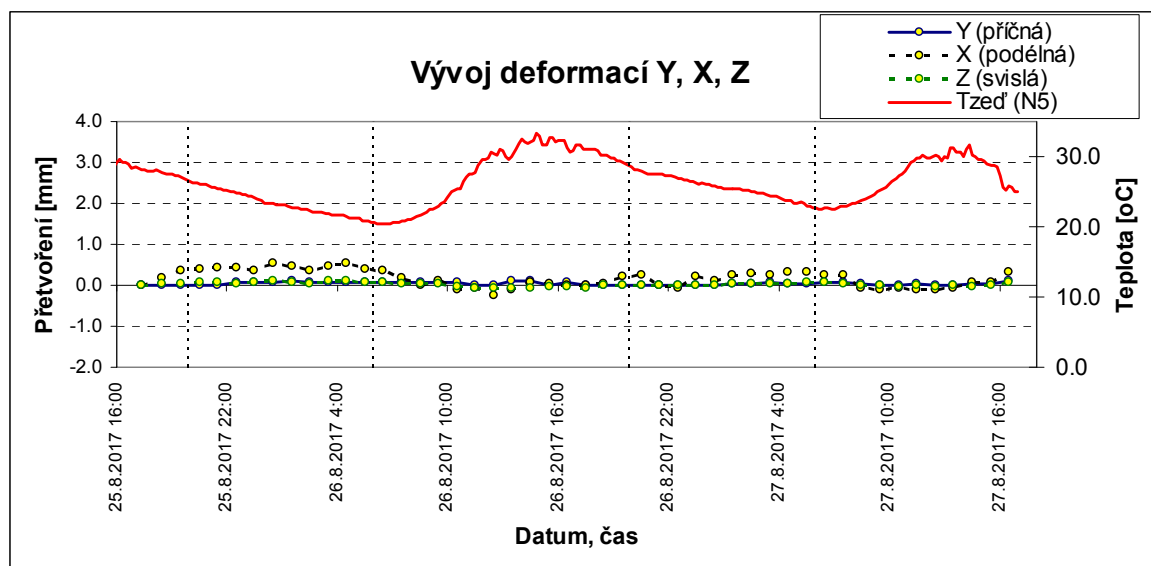
Vyhodnocení střední linie stěny E bylo vykonáno pro vybrané sledované body E1, E2, na kterých se vyskytly největší deformace a vztažný bod E10. Na Obr. 216, Obr. 217 a Obr. 218 jsou znázorněny deformace v příčném směru dY, v podélném směru dX a ve svislém směru dZ. Současně na vedlejší ose je vykreslena křivka průběhu kontaktně měřené teploty povrchu zdi stěny E ve výšce +50,0 m v místě N5.



Obr. 216 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě E1



Obr. 217 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě E2



Obr. 218 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě E10

Maximální hodnoty v  $dY$  nepřesáhly na E1 v absolutní hodnotě 1,6 mm,  $dX$  nepřesáhly 0,5 mm,  $dZ$  nepřesáhly 0,6 mm. Trend změny deformací koresponduje s trendem změny teploty. Průměrné a  $\langle \text{min.}; \text{max.} \rangle$  hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou jsou uvedeny v Tab. 40.

Tab. 40: Průměrné a  $\langle \text{min.}; \text{max.} \rangle$  hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou

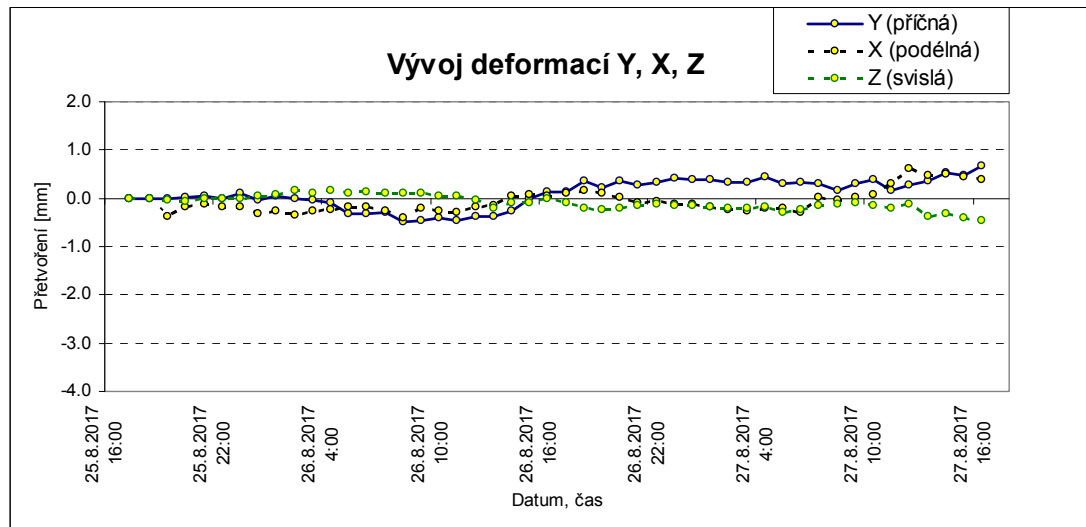
Bod	$\bar{\Delta}dY \langle \text{min.}; \text{max.} \rangle$ [mm]	$\bar{\Delta}dX \langle \text{min.}; \text{max.} \rangle$ [mm]	$\bar{\Delta}dZ \langle \text{min.}; \text{max.} \rangle$ [mm]
E1	-0,5 $\langle -1,6; +0,2 \rangle$	0,0 $\langle -0,2; +0,2 \rangle$	+0,3 $\langle -0,2; +0,6 \rangle$
E2	-0,3 $\langle -1,2; +0,2 \rangle$	0,0 $\langle -0,1; +0,2 \rangle$	+0,1 $\langle -0,2; +0,4 \rangle$
E10	0,0 $\langle 0,0; +0,1 \rangle$	0,2 $\langle -0,2; +0,5 \rangle$	0,0 $\langle -0,1; +0,1 \rangle$

Odchytky nejsou nulové a lze je považovat za odchytky v důsledku ovlivnění vnějšími podmínkami, zejména pak změnou teploty a vlivem oslunění.

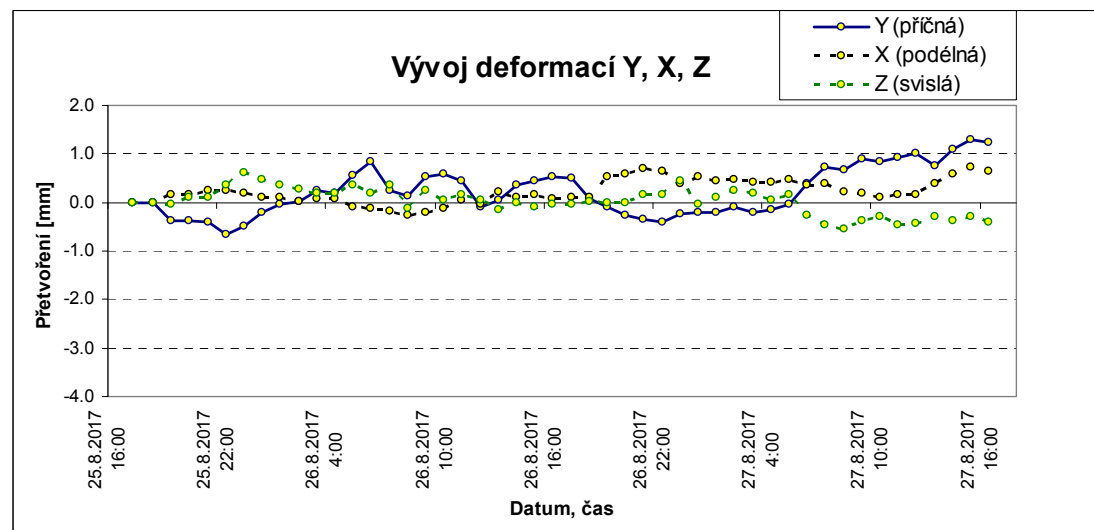
### 5.9.3. Vnitřní stěna D

Vyhodnocení stěn D 3. a 4. bloku bylo vykonáno pro všechny sledované body D1 až D13. Interpretaci naměřených deformací, zejména absolutních posunů, je nutno vnímat s ohledem na skutečnost, že měřicí stanoviště byly umístěny z důvodu stísněných poměrů také na částečně ovlivňované části konstrukce v prostoru 3. bloku.

Na Obr. 219 až Obr. 220 je znázorněn vývoj deformací v příčné směru ( $dY$ ), v podélném směru ( $dX$ ) a ve výšce ( $dZ$ ) pro nejvíce při ověřovací zkoušce deformované sledované body ve střední linii D5 a D12 na stěně D 4. bloku.



Obr. 219 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě D5 (4. blok) měřeno ze stanoviště 4D

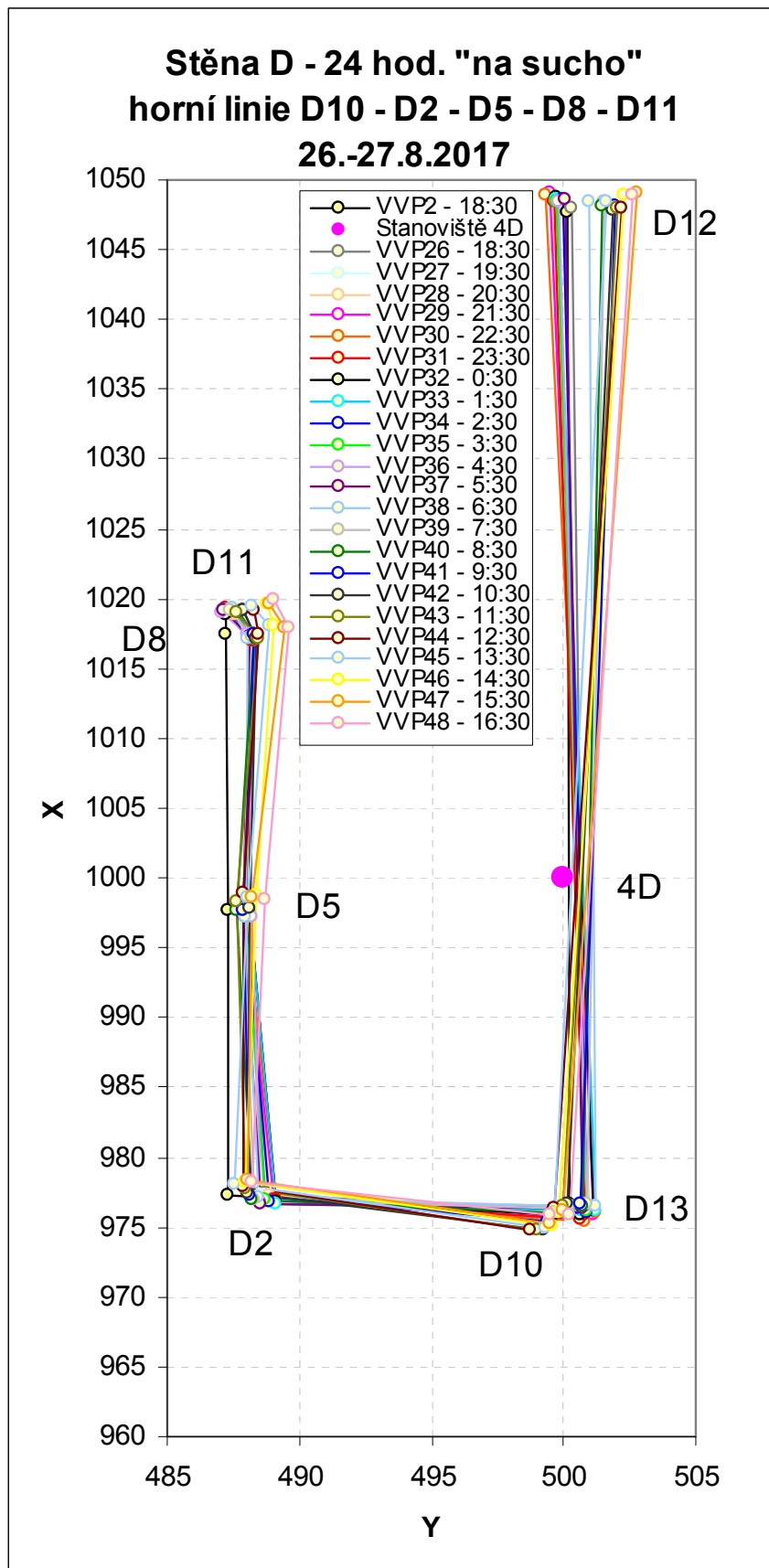


Obr. 220 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě D12 (4. blok) měřeno ze stanoviště 4D

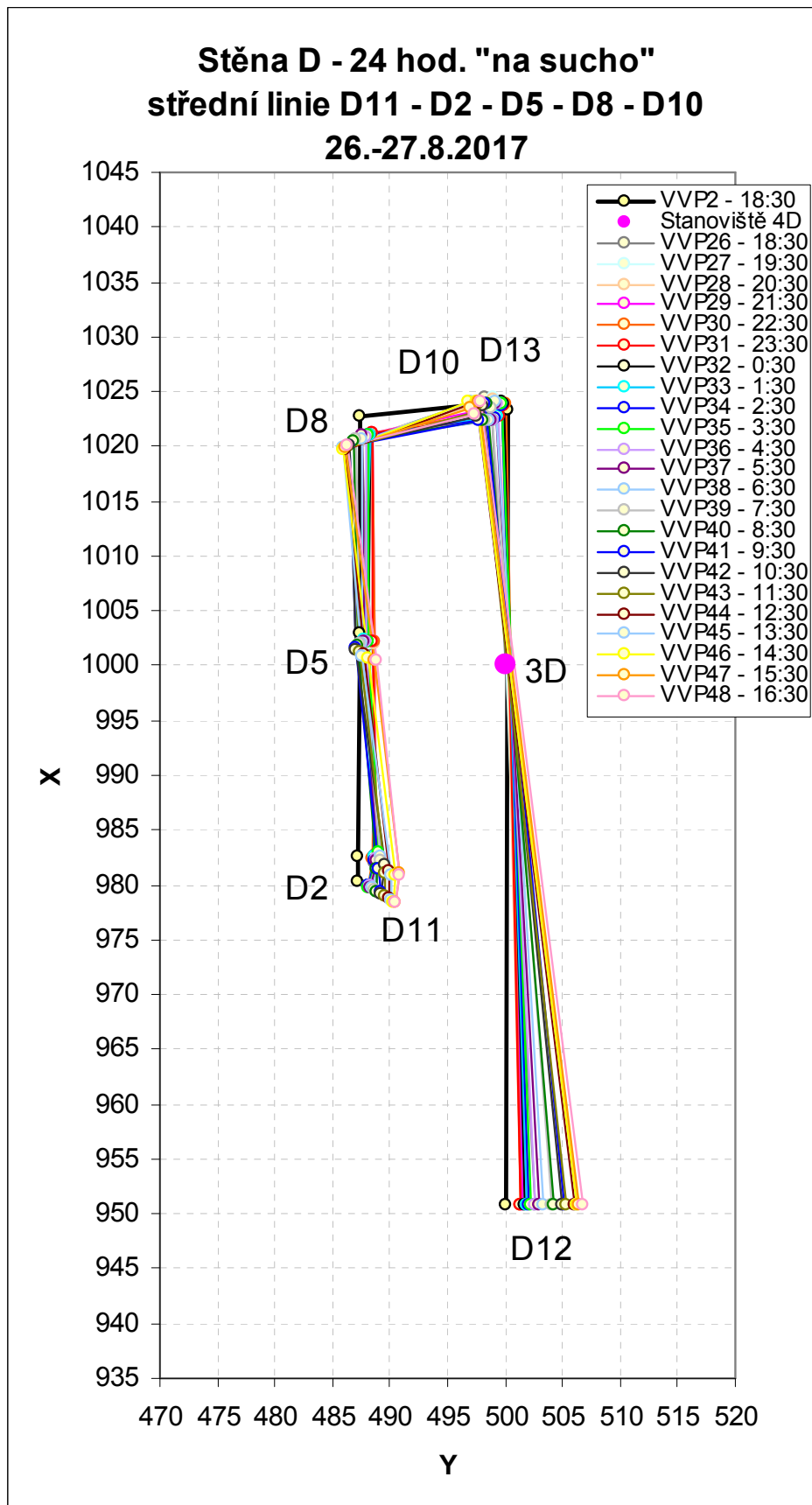
Průměrné a <min.;max> hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou jsou uvedeny pro vybrané sledované body 4. bloku v Tab. 41.

Tab. 41: Průměrné a &lt;min.;max&gt; hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou

Bod	$\bar{\Delta}Y$ <min.;max> [mm]	$\bar{\Delta}X$ <min.;max> [mm]	$\bar{\Delta}Z$ <min.;max> [mm]
D2	+0,3 <-0,7;+0,9>	-0,1 <-0,7;+0,5>	+0,1 <-0,1;+0,3>
D5	+0,1 <-0,5;+0,7>	-0,1 <-0,4;+0,6>	-0,1 <-0,5;+0,2>
D8	+0,2 <-0,5;+1,2>	-0,1 <-0,6;+0,3>	-0,1 <-0,4;+0,2>
D12	+0,2 <-0,7;+1,3>	+0,2 <-0,3;+0,7>	0,0 <-0,6;+0,6>



Obr. 221 – 4. blok - vývoj přetvoření v Y, X, Z – střední linie 26.-27.8.2017

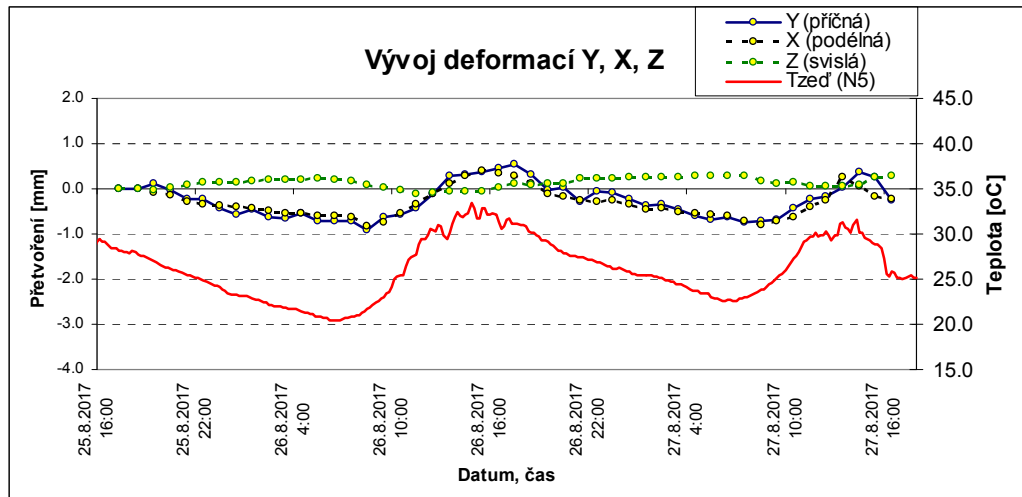


Obr. 222 – 3. blok - vývoj přetvoření v Y, X, Z – střední linie 26.-27.8.2017



### 5.9.4. Střecha

Vyhodnocení vlivu vnějších podmínek bylo vykonáno pro všechny sledované na střeše ŠLH. Na Obr. 223 jsou znázorněny deformace v příčném směru dY, v podélném směru dX a ve svislém směru dZ v kontextu kontaktně měřené teploty zdi v místě N5. Z průběhu trendu teploty a deformací je patrná jejich vzájemná závislost



Obr. 223 – vývoj přetvoření v Y, X, Z na bodě N4

Průměrné hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou jsou uvedeny v Tab. 42, pro nivelační monitoring je důležitá zejména složka svislá dZ.

Tab. 42: Průměrné a <min.;max> hodnoty deformací za 48 hod. před tlakovou zkouškou

Bod	$\bar{\Delta}Y$ <min.;max> [mm]	$\bar{\Delta}X$ <min.;max> [mm]	$\bar{\Delta}Z$ <min.;max> [mm]
N4	-0,3 <-0,9;+0,5>	-0,3 <-0,8;+0,4>	+0,1 <-0,1;+0,3>
N5	-0,2 <-0,6;+0,4>	-0,4 <-0,9;+0,5>	+0,2 <-0,2;+0,6>
N7	-0,4 <0,0;+0,1>	-0,5 <-0,2;+0,5>	+0,3 <-0,1;+0,1>
N10	-0,3 <-0,6;+0,2>	-0,1 <-0,5;+0,4>	0,0 <-0,1;+0,1>
E11	+0,1 <-0,6;+0,4>	-0,3 <-0,8;+0,5>	+0,1 <-0,3;+0,5>
E12	-0,3 <-1,1;+0,9>	-0,5 <-1,0;+0,5>	+0,2 <-0,3;+0,6>

Odchytky ve svislém směru v dZ nepřesáhly v průměru 0,3 mm. V hodnotách vodorovných posunů dY, dX odchytky nepřesáhly v průměru 0,5 mm. Měřicí stanice instalovaná na střeše byla rovněž mírně ovlivněna dilatačními účinky konstrukce, což se částečně projevuje v absolutních hodnotách vodorovných složek dY, dX a také absolutně i ve výškové složce. Výšková složka je absolutně korigovatelná také z nivelačního měření.

### 5.10. Soulad robotizovaného monitoringu a velmi přesné nivelace

Porovnání čistých průhybů na sledovaných bodech N4 a N9 ve střední linii pro dílčí zatěžovací stavy s výsledky velmi přesné nivelace (VPN) pro fázi tlakování je v Tab. 43.

Tab. 43: Porovnání čistých průhybů nivelačního monitoringu a VPN

Stav	N5-N4-N8 (rozpětí 13,7 m) čistý průhyb [mm]	N8-N9-N10 (rozpětí 10,0 m) čistý průhyb [mm]
ZS0 - 0kPa	0,0 (VPN 0,0)	0,0 (VPN 0,0)
ZS1 - 25kPa	+0,3 (VPN +0,4)	+0,1 (VPN 0,1)
ZS2 - 50kPa	+0,8 (VPN +0,9)	+0,1 (VPN +0,2)
ZS3 - 75kPa	+1,5 (VPN +1,5)	+0,2 (VPN +0,3)
ZS4 - 100kPa	+2,2 (VPN +2,3)	+0,3 (VPN +0,3)
ZS5 - 125kPa	+3,2 (VPN +3,3)	+0,4 (VPN +0,4)
ZS6 - 130kPa	+3,4 (VPN +3,5)	+0,5 (VPN +0,5)

Odchylky obou nezávislých metod nepřekročily 0,1 mm a jsou v rámci nejistot metod měření.

### 5.11. Dílčí závěry

Na základě průběhu měření a vyhodnocení výsledků geodetického měření při tlakové zkoušce OZIK 4. bloku ve dnech lze konstatovat:

- Skutečné absolutní posuny na celé sledované konstrukci 4. bloku při natlakování na 130kPa nepřekročily na střeše hodnotu ve výškové složce dZ +3,7 mm (N4), na stěně E hodnotu vodorovné složky dY +3,8 mm (E2) a na stěně D průhyb hodnoty -2,0 mm v dY (D5).
- Skutečné posuny střechy na protokolárně sledovaném bodě N4 byly menší, než kritické posuny specifikované projektem. Vůči projektem specifikovanému limitnímu svislému posunu na N4 +8,70 mm naměřená hodnota svislého čistého průhybu dosáhla +3,7 mm, tj. 43%. Čistý průhyb N4 vůči N5 a N8 při tlaku 130kPa dosáhl +3,4 mm (na rozpětí 13,7 m). Nivelační monitoring a nezávislou velmi přesnou nivelaci lze považovat za nezávislá kontrolní měření vzájemně spolu dobře korespondující.
- Absolutní svislý posun střechy 4. bloku ve smyslu změny svislé délky stěny E ŠLH naměřené na bodě E1 ve výškové úrovni +50,0 m při tlaku 130kPa se projevil hodnotou +1,1 mm.
- Po odtlakování se sledované části konstrukce ŠLH (střecha, stěna E, stěna D) prakticky vrátily z hlediska geometrie do výchozího stavu v rámci nejistot měření a míry ovlivnění proměnlivými vnějšími podmínkami (teplota, oslunění).
- Měření 48 hodin před tlakováním a po odtlakování splnilo očekávání tým, že kvantifikovalo chování sledované konstrukce bez účinku tlakování za proměnlivých vnějších atmosférických podmínek a přispělo k verifikaci návratu stavu konstrukce do původního stavu.
- Monitoring vnějšího teplotního pole detailně ukázal na extrémní teplotní stavy povrchu konstrukce ŠLH a data budou sloužit jako podklad pro hlubší teplotní analýzu konstrukce.

**5.12. Literatura a dílčí zdroje k tématu**

- [61] GIRGLE, F.; BUREŠ, J.; DANĚK, P.: Projekt měření deformací konstrukcí šachty lokalizace havárie. Ověřovací zkouška integrity kontejmentu ochranné obálky 1. bloku Jaderné elektrárny Dukovany. Zpracovatel VUT v Brně, Fakulta stavební, 9/2015
- [62] GIRGLE, F.; BUREŠ, J.; DANĚK, P.: Projekt měření deformací konstrukcí šachty lokalizace havárie. Ověřovací zkouška integrity kontejmentu ochranné obálky 2. bloku Jaderné elektrárny Dukovany. Zpracovatel VUT v Brně, Fakulta stavební, 1/2017
- [63] GIRGLE, F.; BUREŠ, J.; DANĚK, P., HASALA, I.: Projekt měření deformací konstrukcí šachty lokalizace havárie. Ověřovací zkouška integrity kontejmentu ochranné obálky 3. bloku Jaderné elektrárny Dukovany. Zpracovatel VUT v Brně, Fakulta stavební, 8/2017
- [64] GIRGLE, F., BUREŠ, J., DANĚK, P., HASALA, I., ŠTĚPÁNEK, P.: Projekt měření deformací konstrukcí šachty lokalizace havárie v rámci ověřovací zkoušky integrity kontejmentu ochranné obálky 4. bloku jaderné elektrárny Dukovany. VUT v Brně, 8/2017
- [65] BUREŠ, J.: Měření šachty lokalizace havárie GO 1. bloku, technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie. Geodetický monitoring 14.-19.12.2015. 1/2016
- [66] BUREŠ, J.: Měření šachty lokalizace havárie GO 1. bloku, technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie. Geodetický monitoring 14.-19.12.2015. DODATEK vyhodnocení vlivu dilatačních účinků stěny D z 1/2016 (6/2016)
- [67] BUREŠ, J.: Měření šachty lokalizace havárie GO 2. bloku, technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie. Geodetický monitoring 23.-28.2.2017, 3/2017
- [68] BUREŠ, J.: Měření šachty lokalizace havárie GO 4. bloku, technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie. Geodetický monitoring 25.8. až 1.9.2017 a monitoring vnějšího teplotního pole konstrukce, 9/2017
- [69] BUREŠ, J.: Měření šachty lokalizace havárie GO 3. bloku, technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie. Geodetický monitoring 12. až 19.10.2017 a monitoring vnějšího teplotního pole konstrukce, 11/2017
- [70] ČSN ISO 17123-3 (73 0220, 2005) Optika a optické přístroje – terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů. Část 3: Teodolity
- [71] ČSN ISO 17123-4 (73 0220, 2005) Optika a optické přístroje – terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů. Část 4: Elektrooptické dálkoměry
- [72] ČSN 73 0405 Měření posunů stavebních objektů

## 6. Závěry

Habilitační práce řeší formulaci technologického řešení metodiky měření bodů primární sítě železničního bodového pole (ŽBP) technologií GNSS v reálném čase s metrologickou návazností na geodetické referenční systémy ČR umožňující dosáhnout přesnosti v mezni odchylce  $\pm 10$  mm, která byla z velké části implementována do vnitřních předpisů SŽDC. Za nejdůležitější považuji skutečnost, že metodika umožňuje technologicky měřením udržet vysokou přesnost a lze relativně jednoduše obnovit geodetickou síť v průběhu stavby, když dojde k jejímu zničení provozem stavby. Dále je důležité, že metodiku lze bezproblémově použít na většině území ČR. Jako problematické se jeví podmínky, kde není dostupnost signálu GSM pro příjem korekcí a dalším problémem jsou nepříznivé podmínky v dlouhých úsecích podél trasy pro měření GNSS, tzn. lesy, hluboká údolí. Částečně je tato skutečnost řešitelná s využitím kombinace GNSS observované v dobrých podmínkách někde v blízkosti místa potřeby a klasických metod, které dotáhnou polohu na problematické místo dle potřeby. Řešením v nepřístupných podmínkách je i použití dronu s GNSS a optickým hranoem, kterým lze vyletět několik desítek metrů nad překážky (stromy, budovy) nebo poodletět do vhodnějších observačních podmínek od strmého úbočí svahu nebo skály, po kterém vede trasa železnice. Tam kde nejde aplikovat výše uvedené se nabízí použití gyroteodolitu pro usměrnění polygonového pořadu, obdobně jako v tunelovém stavitelství. Z hlediska přesnosti je vhodné si GNSS apataruru kalibrovat touto metodikou na geodetické základně v prakticky ideálních podmínkách a poté v provozních podmínkách železnice porovnáním vzájemné přesnosti z rozptylu usuzovat na vliv vnějších podmínek, případně multipath a tím lépe interpretovat případné odlehle hodnoty.

Druhým technologickým řešením byl tenzometrický a geodetický monitoring mostu Gagarin, který byl unikátní stavební technologií zesílen a výsledky zesílení dlouhodobě monitorovány po uvedení mostu do provozu. Za důležité poznatky považuji to, že dlouhodobá měření, která jsou ovlivněna vnějšími podmínkami, lze analýzou tezometrického a geodetického měření z velké části korigovat z teplotní závislosti a získat tím hodnoty trvalých deformací. A dále při použití 24 hodinového geodetického monitoringu mostní konstrukce společně s tenzometrickým monitoringem lze dosáhnout jejich vzájemného nakalibrování na sebe a tedy možnosti vzájemného převodu výsledků tenzometrických měření na geodetické a naopak na podkladě korelační analýzy. Tuto skutečnost lze efektivně využít např. při zatěžovacích zkouškách, kdy zpravidla kontinuální vnitřně přesnější tenzometrické měření podélných přetvoření lze velmi jednoduše koeficientem přepočítávat na změny průhybu a geodetickým měřením průhybu přímo kontrolně v etapách měřit. Tím je dosaženo důležitého kontrolního zdvojení metod při jinak neopakovatelných stavech měřených při zatěžovacích zkouškách mostů uváděných do provozu po výstavbě nebo jejich rekonstrukci.

Třetím tím technologickým řešením byl rozsáhlý geodetický monitoring realizovaný při ověřovací tlakové zkoušce ochranné obálky reaktoru v Jaderné elektrárně Dukovany. Měření s vysokou přesností prokázaly spolehlivě velmi malé deformace do 3,5 mm stěn objektu šachty lokalizace havárií vyvolané změnami tlaku. Součástí vyhodnocení monitoringu bylo určení vlivu vnějších podmínek na sledovanou konstrukci. Za důležité na výsledcích bylo úspěšné nasazení geodetické technologie komplexního monitoringu pro měření malých deformací na poměrně velké stavební konstrukci. Ukázala se nutnost upnutí měřících geodetických stanic na ovlivněnou část zkoušené konstrukce a to z důvodu zkrácení délek záměr a tím dosažení vysoké přesnosti měření deformací. Následné vyhodnocení řešilo v těchto případech transformací deformací k vhodným bodům na konstrukci, aby výsledky byly logicky interpretovatelné. Nabízelo se řešení on-line

přenosu dat měření, které ovšem nebylo v tomto případě realizováno a to jednak z důvodu ne všude dostupného signálu GSM (zejména nedostupnost signálu ve vnitřních uzavřených prostorech) a jednak také z důvodu finanční náročnosti pro prakticky jednorázový úkon tlakové zkoušky opakující se 1x za 10 let to nebylo efektivní (ikdyž efektní by to bylo). Data tedy byla registrována do měřicí stanice a průběžně na displeji kontrolována a stahována a v postprocessingu vyhodnocena. Z hlediska působení vnějších podmínek byla realizace monitoringu vysoce náročná. Ukázalo se že i v případě lehké mlhy geodetický monitoring kolabuje, proto je žádoucí myslet na maximální zkrácení záměr měřicích stanic. V letních podmínkách je problémem změna teploty a oslunění, přičemž je nutné chránit měřicí stanici monitorovací budkou, ale v průběhu dne stejně nelze zajistit její částečné neoslunění z důvodu působení oslunění z boku monitorovací budky. Ukázalo se, že měřicí stanice (konkrétně Trimble S8) může zkolabovat při otáčení dalekohledu do druhé polohy tehdy, když do objektivu zasvítí přímo slunce, což ze stávalo při východu resp. západu slunce. Vliv oslunění působí jak na sledovanou konstrukci tak na měřicí stanici a teprve interpretací výsledků na více bodech lze logicky dojít k logice mechaniky pohybu. Je tedy třeba při navrhování soustavy sledovaných a vztažných bodů na tuto skutečnost myslet. Ukázalo se, že dosahovaná přesnost několika desetin milimetru geodetickými metodami je technicky realizovatelná a vysoká, ale také zrádná z hlediska interpretace výsledků. Měřením s vysokou přesností se zjistí, že se hýbe všechno, tedy nejen objektová soustava, ale také vztažná soustava. Nejdůležitější je při návrhu těchto soustav myslet na dilatační účinky stavebních konstrukcí. Přestože jsme měli upnuté měřicí stanice prostřednictvím nucené centrace na zdech sousedních objektů (z mnoha důvodů to nešlo jinak), nebylo to nic platné a vliv dilatačních účinků a to byly v některých případech až několikamilimetrové hodnoty, se projevoval v měřeních. Při vyhodnocení se tato skutečnost musela dodatečně zohlednit, např. vhodnou redukcí k jednomu sledovanému bodu. Použitá monitorovací technologie byla použita pro měření všech čtyř zkoušených bloků jaderné elektrárny za všech možných podmínek (jasno, slunečno, déšť, vítr, mlha, velké výkyvy teplot, sníh, vysoká vlhkost, mráz). V zimních podmínkách za mrazu se ukázalo jako klíčové udržení napájení měřicích stanic externími autobateriemi, jejichž kapacita ovšem dramaticky klesá s nízkou teplotou. Proto byla baterie umístěna do plastové krabice s polystyrenovou vložkou a uvnitř byla zapálena standardní hrobní svíčka ve skleněném obalu, která vytopila prostor krabice po dobu noci a baterie tolik nepodléhala snížení kapacity v důsledku nízké venkovní teploty. Tedy prakticky vždy musela být v detailech, ale zásadních, technologie modifikována a dopracována i např. z hlediska zákrytů některých sledovaných bodů překážkami. U použitých stanic Trimble S8 a S9 bylo využito komerčně prodáváného modulu „Monitoring“, který se ukázal jako velmi dobře použitelný. U stanic Topcon musel být použit vlastní software pro monitoring NetSurv, který upravila a implementovala do svého řešení EasyNet firma GeoTEL Geodézie Telemetrie Elektronika s.r.o. na návrh předkladatele habilitační práce. Pro účel monitoringu pro tlakovou zkoušku byla softwarová aplikace postupně dovyvíjena na základě zkušeností z jejího nasazení.

Předkladatel habilitace považuje realizovaná technologická řešení za nadstandardní řešení, navíc úspěšně realizovaná v obtížných provozních podmínkách.