



Spolufinancováno Nástrojem Evropské unie pro propojení Evropy

Projekt „Modernizace železničního uzlu Pardubice“
je spolufinancovaný Evropskou unií z programu Nástroj Evropské unie pro propojení Evropy (CEF).
Za tuto publikaci odpovídá pouze její autor. Evropská unie nenes odpovědnost za jakékoli využití informací v ní obsažených.



SO 02-62-05 ČÁST D.2.3.2

PO PŘIPOMÍNKÁCH 06/2019


VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv


SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Investor:  SŽDC	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa východ Nerudova 1, 772 58 Olomouc	Objednatel:  SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 e-mail: praha@sudop.cz
--	--	--

Zhotovitel: Účastníci Společnosti "SP+SEU_Uzel Pardubice_P"  

Správce:  SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 e-mail: praha@sudop.cz	Vedoucí týmu: ING. DANIEL FILIP	Asistent vedoucího týmu: ING. MONIKA POSPÍCHALCVO Specialista profese: -
---	---	---

Zpracovatel části:  STOSMOL, s.r.o. Mařákova 3079/2 400 01 Ústí nad Labem

Vedoucí střediska: ING. JIŘÍ ŠTOLBA	Odpovědný projektant SO, IO, PS: ING. JANA PTÁČKOVÁ	Vypracoval: ING. LEO STREUBEL ING. JAN MAŘÍK	Kontroloval: ING. JIŘÍ ŠTOLBA
---	---	---	---

Název akce: MODERNIZACE ŽELEZNIČNÍHO UZLU PARDUBICE	Číslo smlouvy: 18-131.250 Projektový stupeň: DSP + PDPS
Část: SO 02-62-05 ŽST Pardubice hl. n., rekonstrukce trafostanice TS 7 (nově TS 1)	Datum: 07/2019 Číslo části: D.2.2.1
Název přílohy: Statické řešení	Měřítko: - Počet formátů: 10 x A4 Číslo přílohy: 23

MODERNIZACE ŽELEZNIČNÍHO UZLU PARDUBICE

SO 02-62-05 ŽSTPardubice hl.n.,rekonstrukce
trafostanice TS 7 (nově TS 1)

STATICKÉ ŘEŠENÍ

ZPRACOVAL: Ing.L.Streubel , Ing.Jan Mařík

ZAK,ČÍSLO : 20010

DATUM: 02/2020



Obsah:

Úvod

1.1. První část : sanace základových poměrů podsklepené části

Trafostanice

1.2. Použité normy a podklady

1.3. Použité programy

1.4. Prohlídky

1.5. Geologie

1.6. Stavebně technický popis objektu

1.7. Poruchy na objektu

1.8. návrh sanace podloží

2.1. Druhá část : návrh stropní konstrukce na 1 NP.

2.2. Použité normy a podklady

2.3. Použité programy

2.4. Materiály

2.5. STATICKÝ VÝPOČET

2.5.1. Návrh dle zatěžovacích údajů od Ing. M. Marka (považujeme je vzhledem k tomu , že Ing. Marek zpracovává projektovou dokumentaci elektro za správné)

2.5.2. Pro případné úpravy v zatěžovacích údajích jsme provedli i návrh ocelových nosníků podlahy na užité zatížení 15 kN/m² ,

2.5.3 CELKOVÝ ZÁVĚR

3.1. Třetí část zajištění obvodového pláště objektu

4.1. Čtvrtá část sanace základových poměrů pod trafokobkami

Úvod

Popis jednotlivých částí statického výpočtu

Statický výpočet je rozdělen na tři části , první se zabývá návrhem a posouzením sanace základových poměrů podsklepené části trafostanice, druhá část návrhem stropní konstrukce na 1 NP. , třetí návrhem zajištění obvodového pláště objektu a čtvrtým návrhem sanace základových poměrů pod trafokobkami

1.1.První část : sanace základových poměrů podsklepené části trafostanice

Stručný popis a řešení sanace základového podloží:

Vzhledem k charakteru základových poměrů pod objektem bude nutno provést sanaci základových poměrů a dle našeho názoru pod celým podsklepeným objektem , který tvoří jeden dilatační objekt ,Provedením jenom pod částí by docházelo dále k nerovnoměrnému sedání objektu . K deformacím dochází z důvodů přítomnosti organických zemin do cca 5 m hloubky. Geologické poměry jsou podrobně popsány v rešerži základových poměrů a geologické posudky jsou ve statickém posudku zpracovaném Ing.Šurou

Doporučuji zajistit diagnostiku aktivity trhlin pomocí terčů a na základě vyhodnocení této diagnostiky provést eventuálně doplňující inženýrskogeologický průzkum za účelem lokalizace měkkých vrstev podloží ve vazbě na tryskovou injektáž.

Jako opatření jsou navržena dvě opatření , které odpovídají i zpracované přípravné dokumentaci , Jedná se o provedení tryskové injektáže v oblasti sloupů a mikropilot, vzhledem k tomu , že lze velmi těžko odhadnout bez provedené zkoušky , únosnost tryskové injektáže (předpokládáme délku injektáže cca 6 m a průměr pilířů 800 až 1 000 mm) , bylo spočteno kontaktní napětí v základové spáře a přenos tohoto zatížení je uvažován stávající základovou půdou a tryskovou injektáží , užité zatížení jednotlivých pater je přeneseno pomocí mikropilot (pilota má celkovou délku 6 m, ocelová trubka je z Ø83/7, kořen má délku 2,2 m s průměrem 1,5 m) .

Předpokládáme, že podloží a trysková injektáž, na kterém leží základová deska, unese vlastní tíhu objektu. A mikropiloty u sloupů jsou přidány pro přenesení užitého zatížení.

Mikropiloty jsou navrženy u sloupů, budou zhotoveny skrz základovou desku pod úhlem 10° pro samosvorný účinek. Okolo sloupu bude armovaný betonový prstenec, který zmonolitní hlavu mikropiloty, desku a sloup.

1.2. Použité normy a podklady

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
- [3] ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [4] ČSN EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

- [5] Oprava obvodového pláště a střechy trafostanice TS-7, Rešerše
základových poměrů, rozbor geologických příčin poruch konstrukce a
odhad dalšího vývoje – Ing. J. Šura
'- příloha Statického výpočtu č.1

- [6] Statický posudek stávajícího stavu trafostanice TS 7
Zpracovaný : Ing.Ivan Šír
Datum : 10,2011
Zak.číslo : 11 195
'- příloha Statického výpočtu č.2

- [7] Přípravná dokumentace ŽSTPardubice hl.n. Rekonstrukce trafostanice TS 7
Zpracovaná : SUDOP Praha
Datum : 04.2017
Zak.číslo : 16-056,250

- [8] Katalóg stavebných dielcov a betonárskeho tovaru trustu prefabrikácie,
VVÚP, 1970
'- příloha Statického výpočtu č.3

- [9] Zpráva 2018/001 Stavebně technický průzkum m zhotovená Ústavem
stavebního zkušebnictví s.r.o.,
'- příloha Statického výpočtu č.4

- [10] Zpráva 2017/061 Stavebně technický průzkum m zhotovená Ústavem
stavebního zkušebnictví s.r.o.,
'- příloha Statického výpočtu č.5

1.3. Použité programy

- [A] Fine GEO5 – Deska
- [B] Fine GEO5 – Mikropilota
- [C] Microsoft Word

1.4. Prohlídky

- Byla provedena vizuelní prohlídka celého objektu

1.5 Geologie

Jako geologické podklady byla použita Geologická řešerže základových poměrů a geologické podklady použité ve Statickém posudku stávajícího stavu trafostanice TS 7 zpracovaném firmou Ing.Ivan Šír . V rámci trafostanice TS 7 byly provedeny celkem tři geologické průzkumy a jedna řešerže .

Při návrhu řešení sanace základových poměrů objektu byly vzaty v úvahu závěry a doporučení z výše uvedených podkladů . Veškeré závěry a dokumenty jsou v příloze tohoto statického výpočtu a nejsou v rámci toho statického výpočtu přepisovány , ale je na ně pouze odkazováno.

Problém se sedáním objektu je ,jak vyplývá z geologických posudků z přítomnosti organických zemin v tělese navážky tj.v hloubce cca 5 m pod úrovní terénu. Proces konsolidace základové půdy neustále probíhá a je velmi těžko odhadnutelná doba jeho ukončení.

Z řešerže geologických poměrů vyplývá ,že ideálním řešením by bylo podpilotování sedajících porušených částí základové desky objektu ,V přípravné dokumentaci je navržena trysková injektáž nebo mikropiloty.

1.6. Stavebně technický popis objektu

Nosnou konstrukci objektu tvoří dílce montovaného skeletu T-PMS-67 výrobce ZIPP Bratislava, Prefa Ústí nad Labem, modul 6,0 x 6,0m, 3,0 x 3,0 m. Objekt je založen na monolitické základové desce .

Objekt je dvoupodlažní , je proveden ze dvou dilatačních celků (A 25x 23 m a B 38 x 12 m) objekt A je celý podsklepen .

Schodiště je ocelové.

Obvodový plášť je proveden z keramických panelů z výroby Východočeských cihelen Hrochův Týnec, tl. Panelu 270mm. Panely byly obloženy lignoporovými deskami tl. 50mm z důvodu zlepšení tepelně technických vlastností a to pouze v místech, kde byly vytápěné místnosti.Dozdívky obvod. pláště mezi panely kde bylo třeba, jsou provedeny z keramických cihel metrického formátu na maltu MVC 25.

Vnitřní zdivo je částečně z prefra keramických panelů, jaké byly použity na obvodový plášť a částečně vyzděno z cihel keram. Pálených metrického systému, tl. Zdiva 250mm. Zdivo tl. 300mm je vyzděno z cihelných bloků CDk. Zdivo je zděno na MVC25. Příčky jsou v celém objektu cihelné z cihel metrického formátu na MVC 25. V 1.NP jsou příčky montované výšky 3,0m.

Zdivo atiky je provedeno částečně skládané z prefra keram. panelů a částečně zděné.

Zdivo suterénu je do výšky 1,2m železobetonové. Od výšky 1,2 do výšky 0,1m je použito částečně prefa keram. panelů a část zděno z keram. cihel. Část suterénního zdiva je provedena i z prostého betonu.

1.7. Poruchy na objektu

Trhliny na obvodovém plášti

Trhliny ve stěnách objektu jsou dle posudku (viz příloha č.9) Ústavu stavebního zkušebnictví s.r.o.z roku 2018 : na vnitřních stěnách je lze považovat za ustálené , trhliny na obvodovém plášti jsou nadále aktivní . S ohledem na šířku trhlin na sádrových terčích za sledované období (9 měsíců) lze za příčinu aktivity považovat dilatování obvodových konstrukcí , pravděpodobně spolu s otřesy vyvolanými nedalekou silniční a železniční dopravou.

Při vizuální prohlídce objektu bylo zjištěno velké množství vodorovných a svislých trhlin ve stycích fasádních panelů s prefabrikovanou konstrukcí a ve stycích s vyzdívkami. U objektu A byly zjištěny též šikmé smykové trhliny na rozích objektu .Tyto trhliny je nutno sanovat kvůli zateplení objektu a je nutno zajistit aby zde docházelo pouze k objemovým změnám vlivem teplot. K minimalizaci těchto změn pomůže zateplení objektu.

Tyto trhliny jsou pravděpodobně způsobeny jak objemovými obvodového pláště , tak otřesy způsobenými silniční a železniční dopravou a hlavně nestabilním podložím objektu , které umožňuje přenos těchto vlivů a svou nestabilitou ve složení umožňuje pohyb objektu v podloží.

Je nutná sanace obvodového pláště a tím zajištění jeho stability a kompaktnosti , pomocí důkladného sešití trhlin pomocí helikální výztuže **STATIBAR-STATIKAL 8 mm tmel STATIKAL –R** Před sanací obvodového pláště je nutno provést zajistit celkovou stabilitu objektu i co se týká základových zemin a je nutno sanaci podloží.

Trhliny na podlahách

Trhliny v podlaze 1.PP dle posudku (viz příloha č.10) Ústavu stavebního zkušebnictví s.r.o.z roku 2017 : Sonda do betonu podlahy prokázala, že trhliny , viditelné na nášlapné vrstvě , mají původ ve smršťování betonového potěru , Konstrukční beton byl v místě sondy , situované do křížení dvou trhlin , nenarušený .

Vzhledem k nestabilnímu podloží zemin pod objektem (viz geologie) je nutno provést sanaci základových zemin pod objektem až do hloubky cca 5 m . Toto zajistí stabilní stav objektu jako celku a zamezí jeho pohybům (viz geologie) a přenosu vibrací způsobených dopravou do nosných konstrukcí objektu-

Sanace podlahových vrstev v kabelovém prostoru bude nutná zejména po provedení tryskové injektáže a mikropilot , provedením vrtů dojde k porušení stávající hydroisolace , tuto bude nutno provést na stávající řádně očištěnou desku od volných částí a je nutno izolaci vytáhnout na stěny a sloupy objektu. Ochrana izolace bude provedena její přebetonovávku u sloupů provedením ukončení mikropilot jejich zavařením do výztuže kotvící hlavy zakotvené do nosných sloupů a zajišťující spolupůsobení mikropiloty (vedle samosvorného účinku) s nosnou konstrukcí skeletu..

1.8. návrh sanace podloží

Materiály

Beton: C 20/25 – základová deska
C 25/30 – XC2 – XA1 – základové konstrukce

Ocel: Betonářská výztuž B500B
Konstrukční ocel S 235

Zatížení

Stálé zatížení

<u>1.PP</u>	$6 \times 6 \times (0,6 \times 25) =$	540 kN (podlaha)	
	$0,8 \times 0,6 \times 25 \times 13,5 =$	162 kN (celý sloup)	
<u>1.NP</u>	$6 \times 6 \times (0,3 \times 25) =$	270 kN (podlaha)	$\left. \begin{array}{l} k \\ \gamma \\ d \end{array} \right\} 882 \text{ kN} * 1,35 = 1191 \text{ kN}$
<u>2.NP</u>	$6 \times 6 \times (0,3 \times 25) =$	270 kN (podlaha)	
<u>Střecha</u>	$6 \times 6 \times (0,2 \times 25) =$	180 kN (podlaha)	

Proměnné (užitné) zatížení

<u>1.NP</u>	$6 \times 6 \times 15 =$	540 kN (podlaha)	$\left. \begin{array}{l} k \\ \gamma \\ d \end{array} \right\} 720 \text{ kN} * 1,50 = 1080 \text{ kN}$
<u>2.NP</u>	$6 \times 6 \times 5 =$	180 kN (podlaha)	

Posouzení konstrukcí

Deska na pružném podkladu

Při posouzení výřezu základové desky v programu GEO5 – Deska vychází kontaktní napětí v základové spáře od stálého zatížení v MSÚ jako $\sigma = 53,18$ kPa. To je relativně nízká hodnota. Předpokládáme tedy, že vlastní tíhu nosné

konstrukce stávající podloží a navržená trysková injektáž unese. I s přihlédnutím k tomu, že velká většina sedání již proběhla.

Mikropiloty

Je proveden výpočet pro nejvíce zatíženou část – střední sloup. Užité zatížení $Q = 720 \text{ kN}$ je rozloženo do 4 pilot, tedy $Q_1 = 1080/4 = 270 \text{ kN}$ pro jednu pilotu. Podloží je namodelováno podle [5].

Navržená pilota má celkovou délku 6 m, ocelová trubka je z Ø83/7, kořen má délku 2,2 m s průměrem 1,5 m. Pilota se opírá o strop pevného slínovce (R5), který je cca 4,5 m pod základovou deskou.

Navržená pilota má únosnost průřezu je využita na 70,5 %.

Únosnost kořenu je 286 kN, to je více než $Q_1 = 270 \text{ kN}$. ($4 \cdot 286 = 1144 \text{ kN} > Q = 1080 \text{ kN}$)

Navržená pilota vyhovuje. (Protokol výpočtu v příloze)

Výpočet mikropiloty - vstupní data: (Akce - pilota Pardubice)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo vrst.	Vrstva [m]	Zemina
1	1.20	Třída G3 ,ulehlá
2	1.30	Třída G3 ,ulehlá
3	0.50	Třída F6 ,konzistence měkká
4	1.60	Třída S2 ,ulehlá
5	-	Zemina číslo: 5

Parametry zemin

Název	f_i [st.]	c [kPa]	γ_a [kN/m ³]
Třída F6 ,konzistence měkká	19.00	12.00	21.00
Třída F8 ,konzistence tuhá	15.00	0.00	12.00
Třída S2 ,ulehlá	35.50	0.00	18.50
Zemina číslo: 5	30.00	5.00	20.00
Třída G1 ,ulehlá	41.50	0.00	21.00
Třída F5 ,konzistence měkká	21.00	12.00	20.00
Třída G3 ,ulehlá	35.50	0.00	19.00

Parametry zemin pro výpočet vztlaku

Název	$\gamma_{a,sat}$ [kN/m ³]	pórovitost [0-1]	$\gamma_{a,sk}$ [kN/m ³]	$\gamma_{a,su}$ [kN/m ³]
Třída F6 ,konzistence měkká	21.00	-	-	11.00
Třída F8 ,konzistence tuhá	12.00	-	-	2.00
Třída S2 ,ulehlá	18.50	-	-	8.50
Zemina číslo: 5	20.00	-	-	10.00
Třída G1 ,ulehlá	21.00	-	-	11.00
Třída F5 ,konzistence měkká	20.00	-	-	10.00
Třída G3 ,ulehlá	19.00	-	-	9.00

Geometrie:

Průměr = 83.0 mm
Tloušťka stěny = 7.0 mm

Délka mikropiloty (bez kořene) = 3.80 m
Délka kořene = 2.20 m
Průměr kořene = 1.50 m
Odklon mikropiloty od svislice = 10.00 °
Vysazení mikropiloty nad terén = 0.00 m

Materiál konstrukce:

Beton : B 30
Pevnost v tlaku R_{bd} = 17.00 MPa
Pevnost v tahu R_{btd} = 1.20 MPa
Modul pružnosti E_b = 32500.00 MPa

Ocel : Ocel 37
Pevnost R_{sd} = 210.00 MPa
Modul pružnosti E_s = 210000.00 MPa

Výpis zatížení:

Normálová síla (tlak) = 270.00 kN
Ohybový moment = 0.00 kNm

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.01 m od původního terénu.

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce prostředí = 50.00 MN/m³
Spočtený počet půlvln = 3.03
Minimální kritická síla = 2200.98 kN
Vzpěrná délka = 1.14 m

Plocha ideálního průřezu = 2.250E+03 mm²
Moment setrvačnosti ideálního průřezu = 1.389E+06 mm⁴
Štíhlost prutu = 46.030
Součinitel vzpěrnosti = 0.924

Celkové využití spřaženého průřezu = 70.49 %

Průřez VYHOVUJE

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Metoda výpočtu - Bažant.

Napětí ve středu kořene = 43.96 kPa
Celková únosnost kořene mikropiloty = 286.72 kN
286.72 > 270.00 VYHOVUJE

2.1. Druhá část : návrh stropní konstrukce na 1 NP.

Pro zvýšení únosnosti podlahové konstrukce nad 1.NP(kabelový prostor) a pro vytvoření otvorů pro vstup kabelů do rozvaděčů je nutno provést snesení stávající podlahové prefabrikované konstrukce .

Vzhledem k tomu , že stávající prefabrikovaná železobetonová konstrukce včetně hlavních nosných trámů , je nastříkána protipožárním nástříkem nebylo možno zkontrolovat styky. Pro posouzení a výpočet budou použity podklady od PREFY k danému skeletu (viz následující strany).

Rozbor zadávání zatížení :

- 1) Užité zatížení na novou konstrukci je požadováno 15,0 kN/m² (upřesněno na jednání na SUDOP)
- 2) V přípravné dokumentaci je uvedeno 5,0 kN/m² .
- 3) Další zatěžovací údaje byly předány od Ing.Marka (elektro) :

Rozvodna NN

Rozvaděče NN se osadí na ocelový rám zabudovaný do podlahy s rozměrem polí dle dispozice s rozebíratelnou podlahou před rozvaděčem v šířce 80cm(slízkové plechy).V případě, že není pod rozvaděčem suterén bude kabelový kanál i před rozvaděčem z důvodu manipulace s kabely a bude zakryt slízkovým plechem.

Rozvaděč RH s rozměry pole 0,8x0,6, váha pole max. 700kg s touto váhou je třeba počítat i skrz únosnost plechů, které budou zakrývat kabelové kanály při navážení technologie.

ATK rozměry pole 0,6x0,6.

Rozvodna VN

VN R22kV je potřeba udělat rám dle výrobce, výkres pro jedno pole je v příloze. Maximální váha jednoho pole rozvaděče je 1200kg celková váha rozvaděče (6 polí) je 5500kg.

Rozvaděč VN se osadí na ocelový rám před rozvaděčem prostor 1200 do kabelového kanálu zakrytý slízkovým plechem. Nosnost plechů musí být dimenzována na manipulaci s rozvaděčem při montáži po jednom poli tj. 1200kg. Celková výška rozvaděče je 2,4m tj. stavební otvory pro manipulaci pro nastěhování a stavební překlady stropů v min. výšce **2,6m**. Celková minimální

výška, která je požadována výrobcem pro tento rozvaděč je **2,8m od podlahy nutno prověřit.**

Kabelové kanály

Kabelové kanály všude osadíte ocelovým plechem – slzičkovým, pokud nebudete navrhovat nějaké systémové dvojité podlahy s únosností viz výše. Hloubka veškerých kabelových kanálů je navržena 0,8m v nouzi minimálně 0,6m.

S pozdravem,
Ing. Martin Marek

OMZ-IS s.r.o.
Provozovna Brno
Hviezdoslavova 29
Brno 627 00

Z výše uvedeného různého zadávání zatěžovacích údajů považujeme vzhledem k zpracovávané projektové dokumentaci elektro za správné zatížení od Ing. M.Marka !!

DOPORUČUJI PROVÉST DOUPŘESNĚNÍ A POTVRZENÍ SKUTEČNĚ POŽADOVANÉHO UŽITNÉHO ZATÍŽENÍ

2.2. Použité normy a podklady

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
- [3] ČSN EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
- [4] Podklady od investora
- [4] Podklady od investora
- [5] Katalóg stavebných dielcov a betonárskeho tovaru trustu prefabrikácie, VVÚP, 1970

2.3. Použité programy

- [A] SCIA ENGINEER 2010.1
- [B] Fine FIN EC – Ocel
- [C] Microsoft Word
- [D] AutoCAD LT

2.4. Materiály

Ocel: Konstrukční ocel S 235

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

2.5. STATICKÝ VÝPOČET

2.5.1. Návrh dle zatěžovacích údajů od Ing. M.Marka (považujeme je vzhledem k tomu, že Ing.Marek zpracovává projektovou dokumentaci elektro za správné)

Popis

Statický výpočet se zabývá posouzením ocelového podlahového nosníku I 240 v rozteči 0,8 m. Rozpětí nosníku 6,0 m. Pro výpočet je jako podlaha uvažován plech tl. 6 mm. Užité zatížení je dle podkladu rozmístění rozváděčů předaného Ing.Markem).

V polovině rozpětí je realizována rozpěra (I 160) pro zamezení klopení.

Skeletová konstrukce typu T – PMS 67 (v [5])

Zatížení

Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukce je vypočtena v programu SCIA

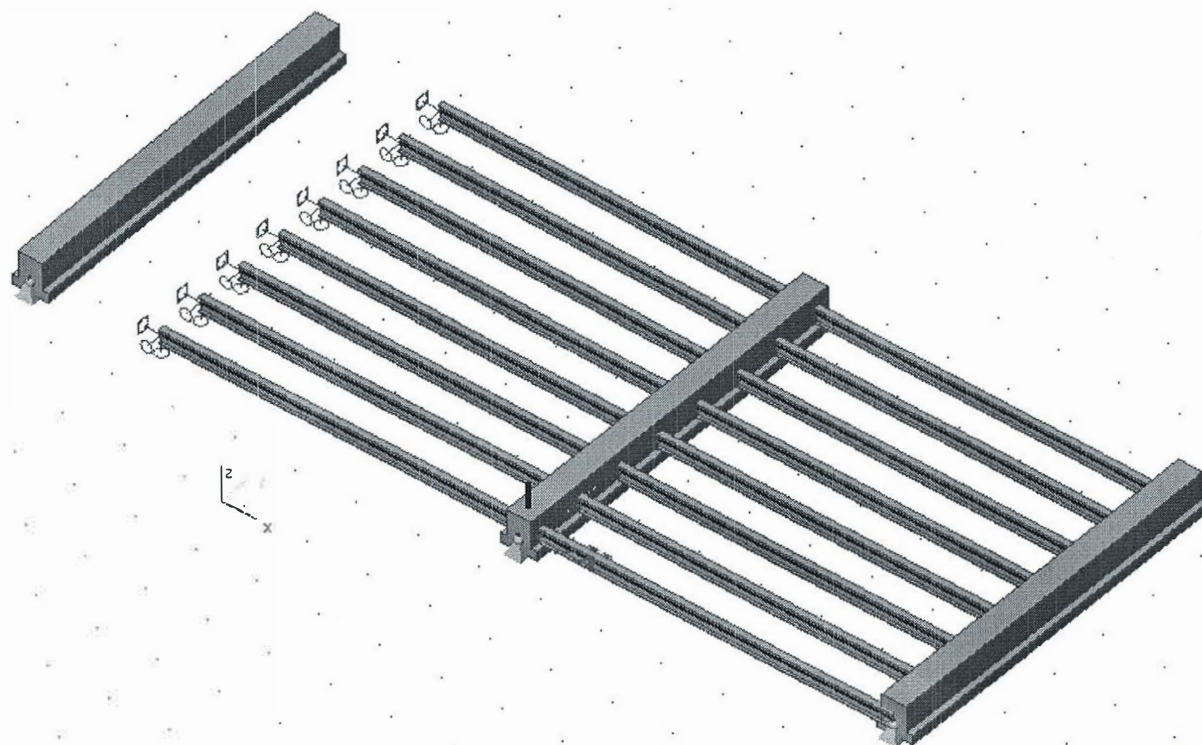
Plech $g_k = 0,47 \text{ kN/m}^2$, $0,47 \cdot 0,8 = 0,38 \text{ kN/m}$

Proměnné zatížení

Užité $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$, $5 \cdot 0,8 = 4,0 \text{ kN/m}$

Rozvaděč NN $Q_{NN} = 7,0 \text{ kN}$ ($7/4 = 1,75 \text{ kN}$ – roh rozvaděče)

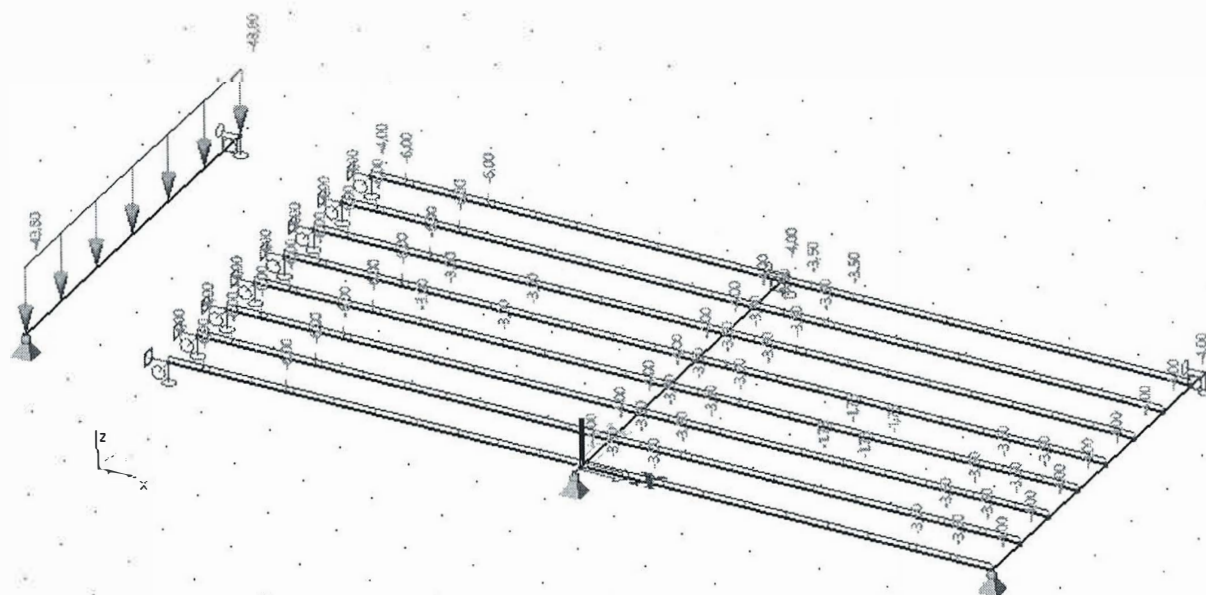
Rozvaděč VN $Q_{VN} = 12,0 \text{ kN}$ ($12/4 = 3,0 \text{ kN}$ – roh rozvaděče)



Obr. 1: Model konstrukce

Vlevo: Samostatný nosník pro výpočet vnitřních sil od dovoleného užitého zatížení

Vpravo: Model nové kce



Obr. 2: Zatížení konstrukce užitným zatížením



Obr. 3: Zatížení ocelového nosníku užitným zatížením

Vnitřní síly, deformace a posouzení

Podlahový nosník I 240

Nosník tvoří I 240, neklopí (rozpěra v polovině rozpětí).

Vnitřní síla	únosnost	
$M_{Ed} = 53,6 \text{ kNm}$	$< M_{Rd} = 74,5 \text{ kNm} \dots$	ohyb, MSÚ
$V_{Ed} = 40,6 \text{ kN}$	$< V_{Rd} = 295,0 \text{ kN} \dots$	smyk, MSÚ

Nosník vyhovuje pro MSÚ.

Deformace	limitní hodnota
$\delta_{max} = 8,3 \text{ mm}$	$< \delta_{lim} = L/250 = 6000 / 250 = 24,0 \text{ mm} \dots$

Nosník vyhovuje pro MSP.

Průvlak skeletu

Železobetonový trám 590 x 590 mm, minimální dovolené namáhání od užitého zatížení je $q_{dov} = 43,8 \text{ kN/m}$ (toto dohledáno v [5]).

stálé zatížení – původní (žebrovaná deska)

$0,1 \times 25 \times 6 = 15,0 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - nové

plech – $6,0 \times 0,47 = 2,82 \text{ kN/m}$

nosníky – $(8 \times 6 \times 0,479) / 6 = 3,83 \text{ kN/m}$
 $6,65 \text{ kN/m}$

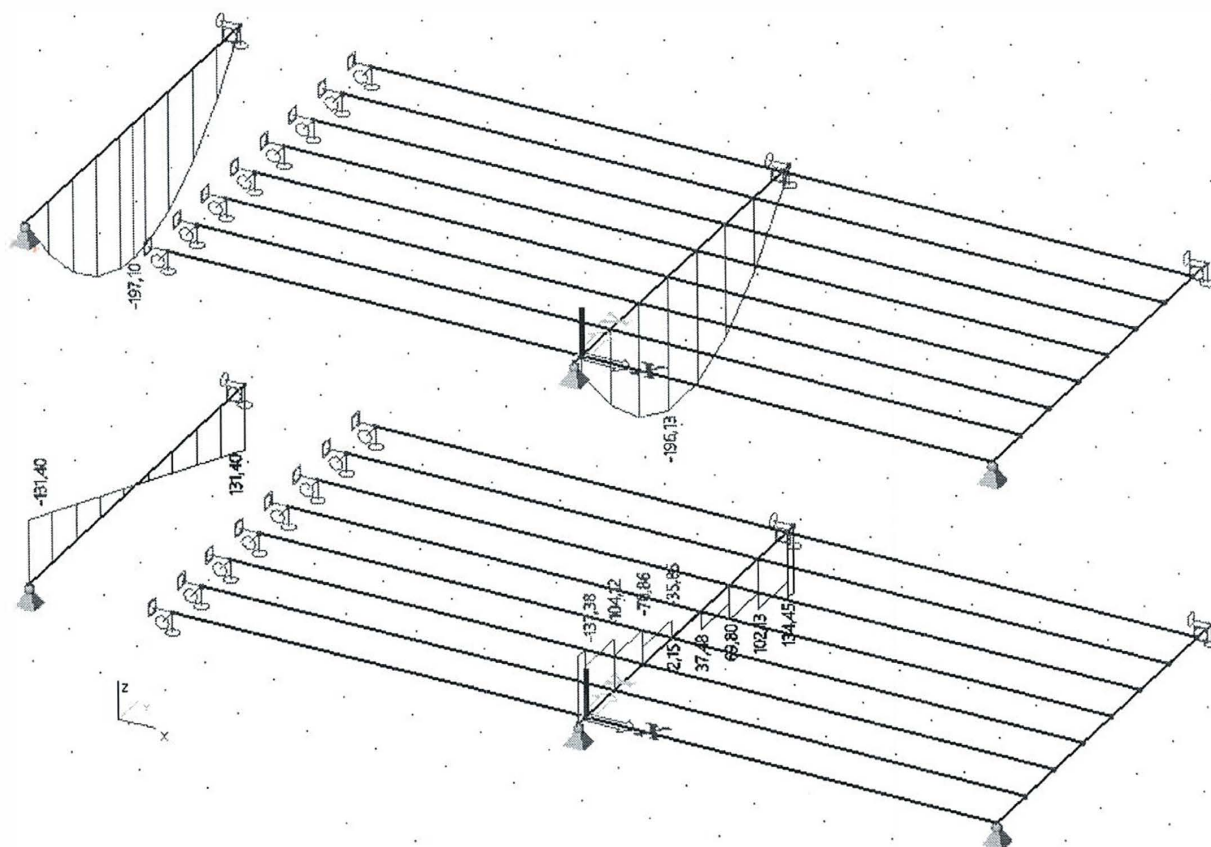
Z výše uvedeného: nová podlaha je lehčí než původní. Z tohoto hlediska je konstrukce v pořádku.

Porovnání vnitřních sil na nosníku

	vypočtené z dovoleného namáhání		nové vypočtené hodnoty	
Ohyb:	197,1 kNm	>	196,1 kNm...	OK

Smyk: 131,4 kN < 137,4 kN...
 Nevyhovuje (104,6%)

Překročení využitelnosti o necelých 5% ve smykové únosnosti od užitého zatížení. Tato hodnota vychází z maximálního vytížení, které je velice nepravděpodobné. S přihlédnutím k lehčí podlahové konstrukci je průvlak skeletu uznán jako VYHOVUJÍCÍ.



Závěr

Nosník I 240 (L = 6,0m, rozteč 0,8 m) vyhovuje pro podlahu. Nosník vyhovuje v mezním stavu únosnosti i použitelnosti.

Dotčený průvlak skeletu je vyhovující.

2.5.2. Pro případné úpravy v zatěžovacích údajích jsme provedli i návrh ocelových nosníků podlahy na užité zatížení 15 kN/m²,

Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukce je vypočtena v programu SCIA

Plech $g_k = 0,47 \text{ kN/m}^2$, $0,47 \cdot 0,8 = 0,38 \text{ kN/m}$

Proměnné zatížení

Užité $q_k = 15,0 \text{ kN/m}^2$, $15 \cdot 0,8 = 12,0 \text{ kN/m}$

Vnitřní síly, deformace a posouzení

Nosník tvoří I 280, neklopí (v polovině rozpětí).

Vnitřní síla	únosnost
$M_{Ed} = 100,3 \text{ kNm}$	$< M_{Rd} = 116,5 \text{ kNm} \dots$ ohyb, MSÚ
$V_{Ed} = 62,0 \text{ kN}$	$< V_{Rd} = 399,3 \text{ kN} \dots$ smyk, MSÚ

Nosník vyhovuje pro MSÚ.

Deformace	limitní hodnota
$\delta_{max} = 18,8 \text{ mm}$	$< \delta_{lim} = L/250 = 6475 / 250 = 25,9 \text{ mm} \dots$ průhyb, MSP

Nosník vyhovuje pro MSP.

V polovině rozpětí je realizována rozpěra pro zamezení klopení.

Závěr

Nosník I 280 ($L = 6,475 \text{ m}$, rozteč $0,8 \text{ m}$) vyhovuje pro podlahu. Nosník vyhovuje v mezním stavu únosnosti i použitelnosti. Nebyl posouzen prvek skeletu, který pro toto zatížení nevyhovuje.

2.5.3 CELKOVÝ ZÁVĚR

Bylo provedeno navržení nosné konstrukce stropu na základě podkladů od Ing-Marka.

Nosník I 240 ($L = 6,0 \text{ m}$, rozteč $0,8 \text{ m}$) vyhovuje pro podlahu. Nosník vyhovuje v mezním stavu únosnosti i použitelnosti.

Dotčený průvlak skeletu je vyhovující.

Výkresová dokumentace je zhotovena pro podklad Ing.Marka

Před prováděním stavby je nutno zhotovit realizační a dílenskou dokumentaci. Při provádění výměny stropních konstrukcí je nutno mít zajištěnou stabilitu sloupů. Je nutno zpracovat technologický postup provádění výměny a ten mít odsouhlasený statikem.

3.1. třetí část : zajištění obvodového pláště objektu

Při vizuální prohlídce objektu bylo zjištěno velké množství vodorovných a svislých trhlin ve stycích fasádních panelů s prefabrikovanou konstrukcí a ve stycích s vyzdívkami. U objektu A byly zjištěny též šikmé smykové trhliny na rozích objektu. Tyto trhliny je nutno sanovat kvůli zateplení objektu a je nutno zajistit aby zde docházelo pouze k objemovým změnám vlivem teplot. K minimalizaci těchto změn pomůže zateplení objektu.

Tyto trhliny jsou způsobeny jak objemovými změnami tak pohybem objektu v podloží. Nutná sanace pomocí helikální výztuže a před touto sanací je nutno provést sanaci podloží.

Navrhujeme provést zajištění veškerých trhlin pomocí helikální výztuže STATIBAR-STATIKAL 8 mm tmel STATIKAL –R Spony budou provedeny po 500 mm a budou přesahovat trhlínu o cca 400 mm jejich délka bude 1 000 mm a budou osazovány s posunem takk , aby konce betvořili jednu linii.

Přesná délka jednotlivých spon bude určena přímo na stavbě , v současnosti nebylo k dispozici lešení takže nebylo možno určit správné délky.

4.1. čtvrtá část sanaceí základových poměrů pod trafokobkami

Vzhledem k tomu , že pod trafokobkami , prefabrikované železobetonové konstrukce , jsou obdobné základové poměry jako pod celým objektem rozvodny , doporučuji provést v celém prostoru tryskovou injektáž za účelem srovnání základových poměrů a zabránění nerovnoměrného sedání .

Vypracoval: Ing. Leo Streubel Ing. Jan Mařík

V Ústí nad Labem 18. 2. 2020



Ing. Jiří Šura, Dvakačovice 86, 538 62 Hrochův Týnec
IČO: 18 865 585 DIČ: CZ 6103151692
tel: 608 721 194, e-mail: jurasura@seznam.cz

Akce:

**"Oprava obvodového pláště a střechy
trafostanice TS-7"**

**Rešerše základových poměrů,
rozbor geologických příčin poruch
konstrukce a odhad dalšího vývoje**

Objednatel: Ivana Šafránková
539 44 Proseč u Skutče

Dvakačovice, říjen 2011



Obsah

	Strana
Obsah a seznam příloh	2
Úvod	2
Provedené práce	3
Zjištěné sednutí a deformace budovy TS-7	3
Geologické poměry	7
Dosavadní prozkoumanost území	7
Geomorfologické poměry a historie staveniště	9
Místní geologické poměry	11
Místní hydrogeologické poměry	12
Faktory, které mohou být příčinou nerovnoměrného sednutí	13
Geotechnická interpretace a odhad dalšího vývoje	16
Závěr	18
Použitá literatura	20

Seznam příloh

- Příloha č. 1: Situace 1 : 50 000 s vyznačením polohy staveniště
Příloha č. 2a, b, c: Archivní vrty neuvedené v textu
Příloha č. 3: Kopie oprávnění k provádění inženýrskogeologického průzkumu

Úvod

Na základě objednávky projektantky paní Ivany Šafránkové byly v měsíci říjnu 2011 provedeny rešeršní práce týkající se geologickým poměrů na staveništi trafostanice TS-7. Jak název akce naznačuje, zjištěné poruchy byly zpočátku chápány výhradně jako poruchy obvodového pláště, které jsou na budově patrné a v souvislosti se kterými do budovy i zatéká srážková voda. V průběhu řešení vzniklo důvodné podezření, že se v první řadě jedná o poruchu nosné konstrukce, jejímž důsledkem je mimo jiné potrhání obvodového pláště.

Podle základních údajů o stavbě, poskytnutých objednatelem současně s objednávkou, se jedná dvoupodlažní částečně podsklepenou budovu o půdorysných rozměrech přibližně 35 x 40 m. Objekt má železobetonovou nosnou konstrukci. Vnější opláštění a střecha jsou panelové, vnitřní část obvodového pláště je pravděpodobně tvořena cihlovými vyzdívkami, což ale doposud nebylo ověřeno. Založení je provedeno na (dvojitě armované?) železobetonové základové desce o tloušťce 60 cm, spočívající na hutněném štěrkopískovém násypu o tl. 60 cm a na vyrovnávacím betonu o tl. cca 20 cm. Na vyrovnávacím betonu spočívá i izolační přízdívka podsklepené části. Deska má podle PD dvě části, zvlášť pro podsklepenou a pro nepodsklepenou část objektu, části desky jsou odděleny kluznou spárou. Podlahy nepodsklepené části jsou vybetonovány na dalším hutněném pískovém násypu, podlahy podsklepené části jsou vybetonovány přímo na základové desce.

K provedení rešeršních prací poskytla objednatelka celkovou situaci stavby v katastrální mapě a výřezy z původní PD a dále kopie několika historických geologických průzkumů, přičemž některé se týkají řešeného objektu.

Úkolem rešerše je nalézt případné geologické příčiny poruch, a v případě, že tyto budou zjištěny, pokusit se odhadnout další vývoj podzákladí. Na základě výsledku bude později rozhodováno o způsobu dlouhodobého řešení poruch objektu.

Protože zatím nebyl proveden stavebně technický průzkum objektu do té míry, aby z něho bylo možné čerpat údaje o současném stavu, bylo navrženo provést nivelaci, jejímž účelem bude zjištění celkového i nerovnoměrného sednutí budovy. Návrh byl objednatelkou odsouhlasen a měření bylo provedeno. Měřením bylo potvrzeno významné celkové i nerovnoměrné sednutí a proto bylo možné se dále soustředit na rozbor geologických příčin.

Odborná způsobilost autora k provedení těchto prací je ověřena Rozhodnutím MZP o osvědčení odborné způsobilosti projektovat, provádět a vyhodnocovat geologické práce v oboru inženýrské geologie, vydaného 1.4.1999 pod č. j. 708/630/4888/99. Kopie tohoto osvědčení je přiložena pod č. 3.

Provedené práce

V první řadě byla provedena lokalizace dodaných historických GP a zhodnocení jejich významu pro rešerši. V dálkově přístupné části databáze Geofondu ČR bylo zjištěno, že se v okolí nacházejí i další evidované geologické průzkumné práce, které by mohly být přínosem pro řešení současného úkolu. Profily příslušných vrtů byly zakoupeny a vyhodnoceny pro účely současného úkolu.

Vzhledem ke skutečnosti, že se staveniště nachází na navážkách, byly prostudovány historické mapy a letecké snímky a další práce, které poskytly představu o vývoji těchto navážek.

Dále byly prostudovány dostupné podklady o spojeneckém bombardování Pardubic, neboť zájmové území bylo za 2. světové války pádovým polem bombového útoku spojeneckého letectva na Fantovy závody a letiště.

Zjištěné sednutí a deformace budovy TS-7

Současné výškové poměry budovy byly zjištěny nivelačním měřením, provedeným ve dnech 17., 19. a 26. října 2011.

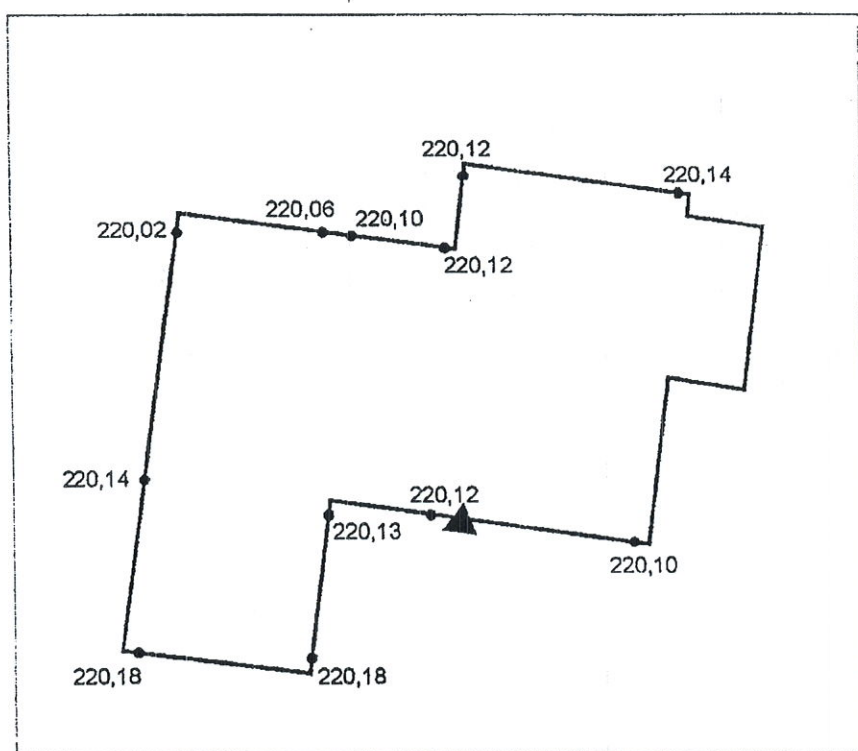
Výškové kóty byly připojeny na nivelační bod DJ-164.1 s kótou 220,881 m n.m. (Bpv.), umístěný na severní stěně domu č.p. 2560 cca 100 m vsv. od budovy TS-7. Měření bylo provedeno přístrojem SETL-F. Připojení pomocných bodů v okolí trafostanice na bod DJ-164.1 bylo provedeno se zjištěnou chybou menší než 0,001 m.

V budově byly zjišťovány současné kóty podlah v 1. n.p., které se dle PD mají nacházet na kótě 220,200 m n.m., a kóty podlahy ve sklepe, které se dle PD mají nacházet na kótě 217,350 m n.m. (Bpv.). Kromě toho byly zjišťovány kóty horních hran dvou různých řad obkladových dlaždic, kterými je téměř po celém obvodu obložena spodní část obvodových stěn budovy. Lze předpokládat, že zjištěné kóty by měly být po celém obvodu stavby stejné, v praxi však nelze vyloučit drobnou nepřesnost při výstavbě, proto jsou kóty uvedené na obrázcích 1, 2 a 3 zaokrouhlené na 0,01 m.

Deformace obvodového pláště přibližně v úrovni terénu

Je znázorněna na obrázku 1. I s výhradou možné nepřesnosti při výstavbě jsou patrné následující skutečnosti:

- největší zjištěný výškový rozdíl je 16 cm,
- k nejmenšímu sednutí došlo v jižní nepodsklepené části (NPC),
- k největšímu v sz. rohu NPC,
- na linii hlavní chodby (od vyznačeného vchodu k severu) podsklepené části (PČ) je sednutí všude stejné.



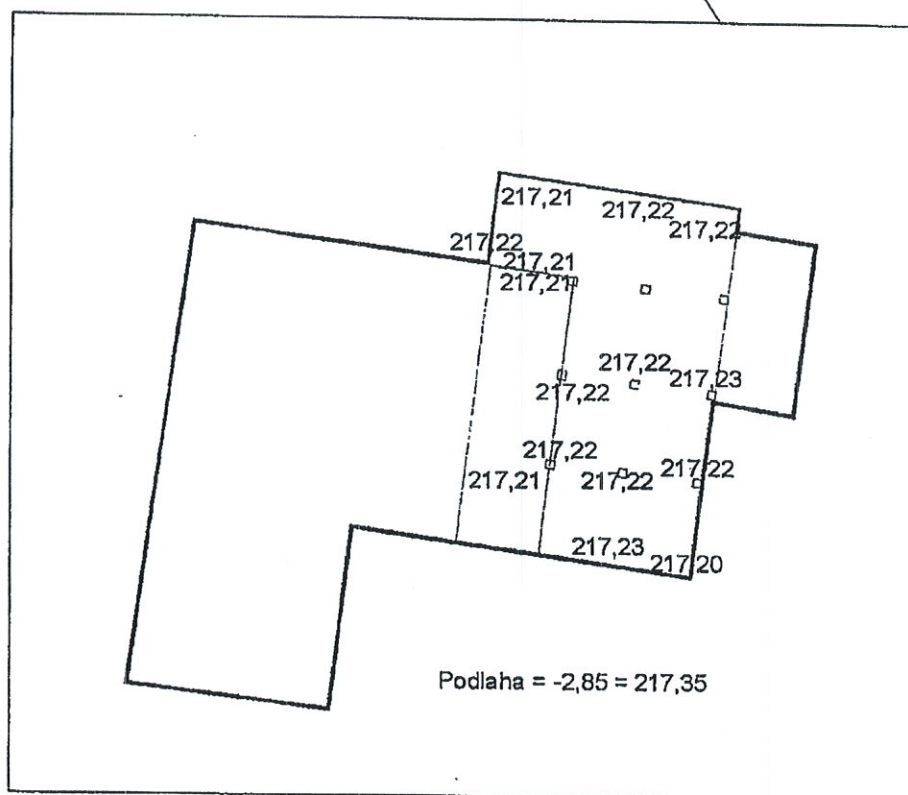
Obr. 1: Kóty horní hrany 1. řady obkladových dlaždic (m n.m. Bpv.) po obvodu budovy

/ Nehledě na možnou nepřesnost zhotovení obkladu, značné rozdíly výšek totožného prvku (horní hrany 1. řady obkladových dlaždic) naznačují nerovnoměrné sedání budovy. To je mj. doloženo nápadnou trhlinou v západní části severní stěny, na které došlo ke skokovému poklesu sz. rohu o 4 cm (obr. 1).

Deformace podlah v úrovni 1. p.p.

Je znázorněna na obrázku 2. Taktéž s výhradou možné nepřesnosti při výstavbě jsou patrné následující skutečnosti:

- největší zjištěný výškový rozdíl je pouze 3 cm,
- k nejmenšímu sednutí došlo ve střední části sklepa,
- k největšímu sednutí došlo na malém území v jv. rohu, kde největší pokles sousedí s poklesem nejmenším
- na linii hlavní chodby podsklepené části (PČ) je i v úrovni sklepa sednutí všude stejné.



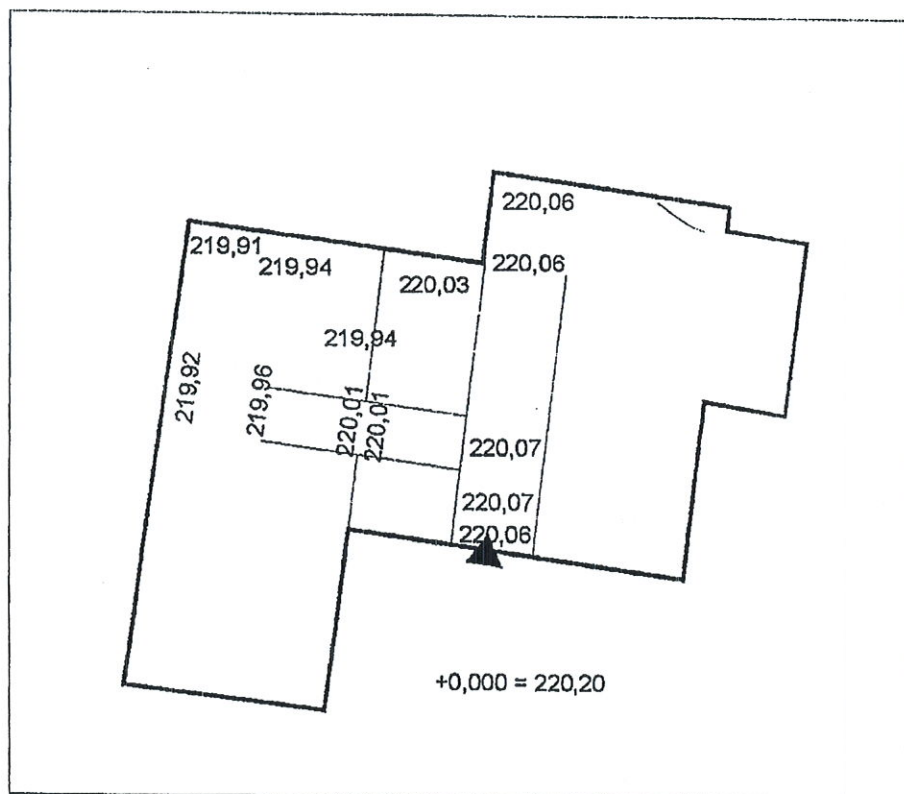
Obr. 2: Kóty podlahy v 1. p.p. (m n.m. Bpv.).

Znalost deformace podlahy podsklepené části je cenná z toho důvodu, že podlaha ve sklepě nemá hutněný násyp, ale horní strana základové desky je opatřena pouze 10 cm vrstvou podlahového betonu. To skýtá možnost relativně snadno ověřit stav základové desky, zejména její případné trhliny. Průzkum doporučuji zahájit v okolí jv. rohu, kde je deformace největší.

Deformace podlah v úrovni 1. n.p.

Je znázorněna na obrázku 3. Taktéž s výhradou možné nepřesnosti při výstavbě jsou patrné následující skutečnosti:

- největší zjištěný výškový rozdíl je 16 cm (je pravděpodobné, že výškový rozdíl mezi neměřeným jz. a sz. rohem NPČ bude ještě větší),
- k největšímu sednutí došlo v sz. rohu NPČ,
- na linii hlavní chodby podsklepené části (PČ) je i v úrovni 1. n.p. sednutí všude přibližně stejné.



Obr. 3: Kóty podlahy v 1. n.p. (m n.m. Bpv.).

Historie deformací budovy

Dotazy u dvou pamětníků bylo nezávisle na sobě zjištěno, že k výrazné deformaci budovy došlo již v prvním roce (jiná výpověď: v několika málo prvních letech) po výstavbě. Trhliny ve zdech byly periodicky zacelovány. K poslednímu zacelení výrazných trhlin ve V-Z chodbě ve 2. n.p. došlo někdy okolo roku 2005. Od té doby jsou ve stěnách chodby opět patrné dvě trhliny o šířce cca 1 mm.

Díličí závěry ze studia deformací budovy

Celkové sednutí budovy činí cca 13 cm. Jeho hlavními příčinami jsou vybudování objektu na navážce se značným podílem škváry a založení na základové desce.

Mimo to je patrné sednutí nerovnoměrné, a to ve dvou různých částech budovy. Jedná se hlavně o pokles severní (a nejvíce sz. části) nepodsklepené části (NPC) budovy. Zde je relativní pokles pravděpodobně okolo dalších 15 cm. Trhliny zjištěné uvnitř budovy naznačují, že celá západní část budovy může být odtržena a její sednutí se zvětšuje směrem k severu, což je doprovázeno vznikem řady podružných trhlin. Vývoj deformace NPC je pravděpodobně tento:

- prvotní byl náklon základové desky NPC jako celku k severu,
- později došlo k nespojitému porušení základové desky v její severní části, v důsledku čehož se vyvinula zřetelná trhlina s poklesem 4 cm v severním plášti NPC.

Druhou částí budovy, u které je indikován pokles, je jv. roh. Zde se jedná o typické „zaboření rohu“, doprovázené charakteristickými trhlinami ve východní části jižní stěny. Výškový rozdíl tohoto poklesu i jeho půdorysný rozsah poklesu jsou značně menší, než u poklesu sz. části budovy.

Rozdílnost deformací PČ a NPC budovy je umožněna tím, že tyto části byly (podle PD) založeny nezávisle na sobě, na dvou samostatných základových deskách, oddělených kluznou spárou.

Z výše uvedeného také jednoznačně vyplývá, že příčinou poruch není samotná konstrukce, ale interakce mezi konstrukcí a základovou půdou. Proto je v dalších kapitolách věnována pozornost geologickému podloží budovy.

Geologické poměry

Dosavadní prozkoumanost

Na staveništi TS-7 a v jejím sousedství bylo provedeno již několik IG průzkumů. V následující tabulce jsou provedené průzkumy chronologicky seřazeny a je uvedeno území, na kterém byly provedeny a u těch, které jsou již uloženy v Geofondu ČR, je uvedeno číslo, pod kterým jsou tam archivovány.

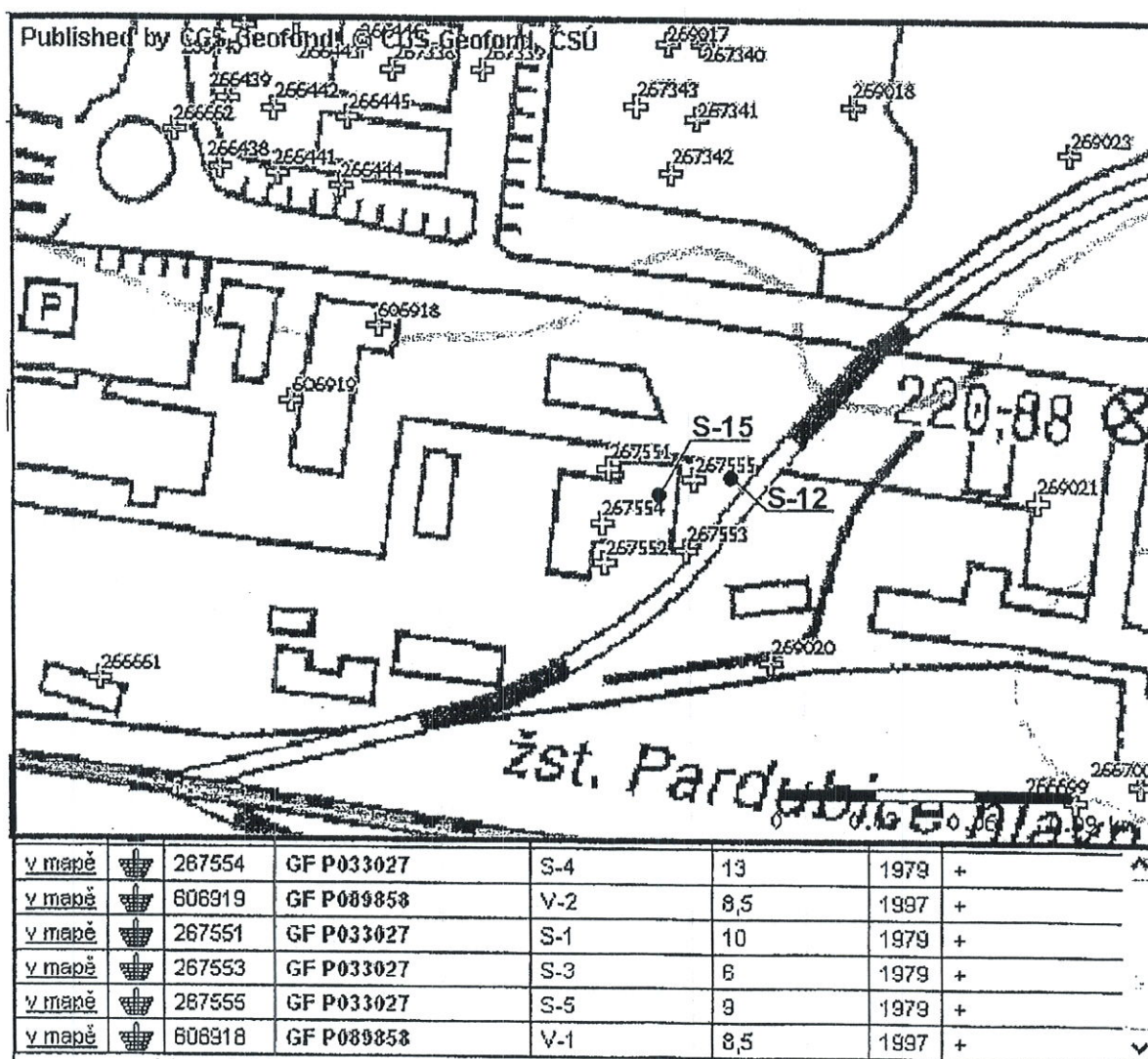
Tabulka 1.

Rok, firma	Autor	Název ZZ	Území Citované vrty	Archiv. číslo v Geofondu
1977 SUDOP Pardubice	Rek L. - Danihelka	Pardubice – trafostanice, kontejnerové překladiště	Vrty se nepodařilo lokalizovat	Není
1980 SUDOP Pardubice	Beran k. -- Šilhan L.	Zpráva o geologickém průzkumu základové půdy pro stavbu trafostanice v žst. Pardubice	Sstaveniště trafostanice 267553 = S-3 (1979) 267555 = S-5 (1979)	GF P033027
1989 Stavoprojekt HK	Karafiát Z. – Sedlmajer K.	Zpráva o předběžném geologickém průzkumu stavby „Východočeské tiskárny Pardubice“.	Severní okolí, zhruba zázemí Hypernovy 269023 = V1 (1989)	P 069 796
1989 SUDOP Pardubice	Ondříšek J. - Rek J.	Geologický průzkum základových poměrů pro patky podpor provozní lávky – DOM Pardubice	Východní okolí 269021 = V-1 (1989)	GF P070561

1997 Stavoprojekt HK	Sedlmajer K. – Vrba P.	Pardubice, provozní areál f. Šťovíček + AUTOCENTRUM PAR-CAR, závěrečná zpráva stavebněgeologického průzkumu	Západní okolí trafostanice 606918 = V-1(1997) 606919 = V-2(1997)	GF P 089 858
2003 Šura J.	Šura J.	Čerpací stanice PHM – Přednádraží, Pardubice. Podrobný inženýrskogeologický průzkum.	Těsné jižní okolí, čerpací stanice Hypernova	Dosud nezpracováno
2010 Šura J.	Šura J.	Pardubice – McDonald. Rešerše základových poměrů.	Severovýchodní okolí	Dosud nezpracováno

Zpráva z roku 1977 byla dodána neúplná, chybí ve zprávě zmiňovaný mapový podklad ČSD v měřítku 1:1000, polohopisné souřadnice a jakékoliv údaje o lokalizaci vrtů kromě sdělení, že geologický průzkum pro trafostanici byl proveden vrtů S-12 a S-15. Tyto vrtů nebyly nalezeny ani v databázi Geofondů ČR. Jejich přibližná lokalizace je však vyznačena ve zprávě z roku 1980 a odtud byla přenesena do obr. 2.

Poloha vrtů provedených v okolí trafostanice je vyznačena na obr. 4. Trafostanice se nachází uprostřed obrázku a na jejím staveništi je evidováno 7 vyznačených vrtů.



Obr.4. Základní informace o vrtech provedených v okolí trafostanice TS-7.

Z obrázku je patrné, že pokud byl inženýrskogeologický průzkum proveden pouze v rozsahu vymezeném polohou sedmi vrtů (S-12, S-15 a S-1 = 267 551 až S-5 = 267 555), jednalo se o závažné porušení zásad pro provádění IG průzkumu. Průzkumné vrty, zjišťující geol. poměry na obvodu stavby je (pokud je to jen trochu možné) totiž nutné lokalizovat také mimo půdorys projektovaného objektu. Tím je minimalizováno nebezpečí, že bude opomenut případ, kdy se základové poměry mění přímo pod obvodovou stěnou nebo (v nejhorším případě) pod rohem budovy.

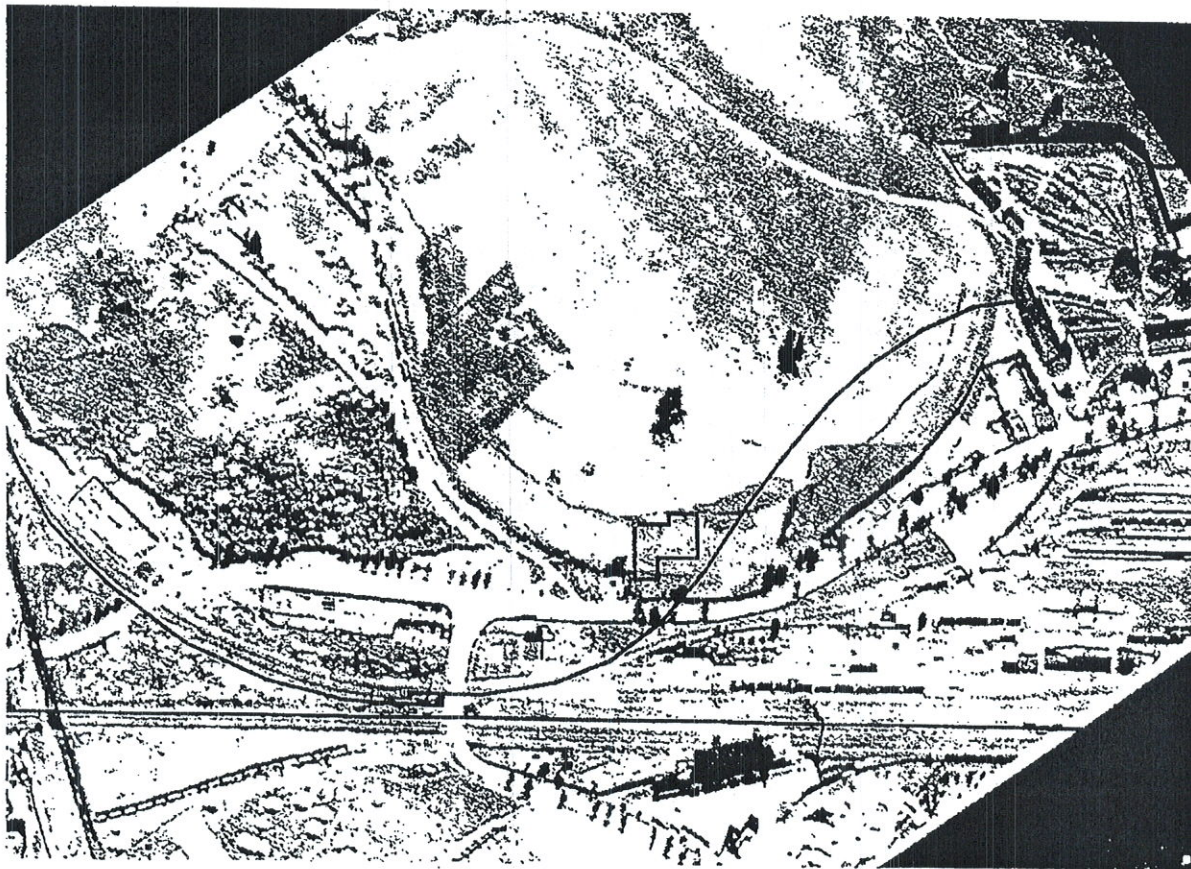
Z obrázku však je také patrné, že všechny provedené vrty jsou posunuty oproti půdorysu TS-7 k východu. Možným vysvětlením „nedokonale prozkoumaného staveniště“ je, že v průběhu projektování byl naopak změněn půdorys trafostanice.

Geologické poměry pod sz. rohem TS-7 jsou však z hlediska analýzy příčin poruch její konstrukce klíčové. I přes neexistenci průzkumných vrtů pod touto částí budovy je možné na základě jiných zdrojů informací nastínit pravděpodobný geologický profil. Těmto nepřímým metodám jsou věnovány následující kapitoly.

Geomorfologické poměry a historie staveniště

Z geomorfologického hlediska se lokalita nachází v Pardubické kotlině, která je součástí celku Východolabské tabule s označením I6 C-1 (ČÚZK Praha 1996).

Na vlastní morfologii terénu měla rozhodující vliv nejprve akumulární činnost Labe, neboť lokalita se nachází v odstaveném meandru Labe, z větší části v bývalém inundačním území.



Obr. 5. Poloha trafostanice, zakreslená do leteckého snímku z roku 1946. Zvýrazněny jsou „rovnací linie“ železniční trati, nová trasa železniční vlečky do lihovaru a sv. obrys budov býv. lihovaru.

Na snímku z roku 1946 (obr. 5) je vidět, že se budova trafostanice nachází na okraji meandru labe, který byl přirozeným vývojem řeky odstaven teprve před několika sty lety. Zazemňování probíhalo z jádra meandru k okraji, tedy od severu k jihu. Na vnější straně meandru zůstával pás mokřiny, porostlé rákosím. Obrys porostu rákosí, tedy mokřiny, je patrný jako nerovná tmavší linie, přecházející mj. přes severní část obrysu trafostanice.

V letech 1947 až 1950 byla celá plocha až po novou trasu pokračování ul. Palackého za nádraží silnice vyplněna navážkou. Jednalo se především o opukové bloky a suť z rušeného choceňského tunelu. Cenným dokumentem je dopis Ing. Tomašíka z roku 1979, jehož podstatná část je uvedena na obr. 6.

K požadavku investora na rozšíření geol. průzkumu na stavbu trafostanice v žst. Pardubice upozorňujeme na obtíže, spojené s vrtnými pracemi při provádění geologického průzkumu v letech 1975 na stavbu výměňkové stanice 52 a v roce 1977 při průzkumu na trafostanici. Obtíže při vrtání ve vrstvách navážkových kamenných bloků, ve kterých je velmi obtížné udržet vrták ve svislé poloze. Tyto obtíže ve zvětšené míře se projeví při rašení pilot. Podloží nasypávek tvoří nestejně mocná vrstva kamenných bloků opuky dovážené ucelenými vlaky z tunelového průkopu v Chocni v letech 1947 - 1950, kde zpracovatel vykonával po uvedení do funkce strážvedoucího. Kamenné bloky v navážce se pouze vzájemně rozpínají nebo jsou volně na sebe nakupeny. Může se předpokládat, že navážky po 30 letech částečně konsolidovány. Při výloze tunelového nadloží byla uvolněná opuka odstřelem spouštěna sypáky v klenbovém nadloží přímo do přistavených nízkostěnných vagonů na vyloučené traťové koleji v tunelu. Kamenné bloky, které často bylo nutné v sypácích malou náloží znovu rozstřelovat, aby kámen prošel otvory sypáku o \varnothing 80 - 120 cm, byl v takových blocích spouštěn z vagonů přímo na skládce v Pardubicích na vlečkové koleji.

Skalní podloží v rostlé základové půdě je přibližně na stejné úrovni na výšce 212,30 - 212,50 podle geol. profilu 1-2 (viz příloha). Nadloží slínovců tvoří mokré ulehle štěrky a štěrkopísky mocností 1,1 - 4,0 m (viz prof. 3-4 příl.). Rostlá půda pod navážkou přechází do jílovitopísčitých hlín a náplavů původního neregulovaného toku labe. Ustálená hladina podzemní vody ověřená na výšce 215,60 mm t.j. cca 4,7 m pod úrovní dnešního terénu. Kolísavá hladina agresivní podzemní vody při předpokládané hloubce podloží suterénu 4,2 m bude vyžadovat nákladná opatření proti tlakové a agresivní vodě.

Dne 21.11.t.r. byly zahájeny práce na doplnujícím průzkumu pro trafostanici žst. Pardubice podle požadavku investora ze dne 3.10.1979 dopisem č.j. 262/79-7-I.

Vedoucí střediska průzkumu:
Ing. Z. Tomašík ČSc

Obr. 6. Text objasňující složení navážky v podloží trafostanice.

Místní geologické poměry

Z regionálně geologického hlediska lokalita spadá do oblasti labské části české křídové pánve, která je zde pod kvarterními uloženinami reprezentována slínovci teplického souvrství svrchně turonského až coniackého stáří. Poloskalní podloží na kótě okolo 212 m n.m. je překryto labskými náplavy, nejvyšší část profilu tvoří navážky. Představu o složení základové půdy na staveništi poskytly níže uvedené vrty:

Tabulka 2.

Číslo vrtu v Geofondu	Původní označení vrtu	Kóta ohlubně /m Bpv./	Mocnost navážky /m/	Mocnost organických zemin /m/	Hloubka poloskalního podloží /m/
	S-12/1977	219,89	3,1 neúplná	-	-
	S-15/1977	219,96	5,2	1,4	7,7
267 551	S-1/1979	219,85	5,1	0,2	8,0
267 552	S-2/1979	220,16	4,2	0,2	8,4
267 553	S-3/1979	219,90	5,5	0,5 neúplná	-
267 554	S-4/1979	219,99	5,5	0,5	8,3
267 555	S-5/1979	219,99	5,5	0,3	8,0

Pozn.: Neúplná mocnost znamená, že vrt byl ukončen v příslušné vrstvě a proto není známa její celá mocnost.

Níže uvedený drobný text je z časových důvodů převzat zprávy pro objekt McDonald, nacházející se cca 100 m sv. Poskytuje představu o zemínách a hydrogeologických poměrech širšího okolí staveniště. Uváděné kóty mohou být na staveništi TS mírně odlišné.

Navážky

Nejsvrchnějším členem geol. profilu jsou navážky, sloužící zde nejprve k rozšíření luk do prostoru odstaveného ramene Labe a k zásypům původních terénních prohlubenin aluviální říční nivy, později k navýšení terénu pro výstavbu železniční vlečky a ještě později prodejny Hypemova. Původní terén se v blízkém severním okolí staveniště nacházel na kótě 215,8 m Bpv. (kóta ohluben vrtu V-4 (1999)). V místě současného staveniště (anebo alespoň na jeho jv. okraji) se však nacházel zbytek odstaveného ramene Labe, vyplněný hnilokalem a organickou hmotou a porostlý rákosem. Je proto zřejmé, že báze navážek se zde nachází hlouběji - na kótě okolo 214 - 215 m.

Složení navážek není známo. Určité vodítka poskytují vrty v okolí, nelze však předpokládat, že by jejich složení v místě staveniště bylo stejné. V násypu železniční vlečky lze minimálně v jeho spodní části předpokládat lomový kámen, drcené kamenivo, nebo stavební suť podobných vlastností. Ve vrtech 267553, 26755 a 269021 jsou navážky ve spodní části popisované jako „kamenné opuky“, „kamenné opukové“, kromě toho písky a místy je uváděna příměs popela.

Údaj z vrtu 267553: „kamenné opukové, zastoupení horniny 95%“ je buďto chybný, nebo znamená, že mezi kameny jsou nevyplněné mezery, což může znamenat komplikaci při pilotování. Svrchní část navážek je popisována jako písčité hlína, písek, jako příměs jsou uváděny hlína, kameny a popel.

Kvartér

Kvartérní sedimenty jsou zastoupeny výhradně labskými náplavy. Nejspolehlivější údaje by měly poskytnout nejbližší vrty 269023 z roku 1989 a V-4 z roku 1999.

Pod navážkami jsou místy pohřbeny i organické výplně zamokřených až zaplavených nivních sníženin. Lze je předpokládat v jv. části staveniště, v místech, kde nejdéle přetrvával pozůstatek odstaveného ramene Labe. Může se jednat o vyšší mocnost hlín s organickými zbytky, případně i stlačené a částečně odvodněné hnilokaly.

V širším okolí staveniště byly v této geomorfologické situaci zjištěny černé organické bahnitě hlíny a měkké jíly F50 a F60, s proměnlivým množstvím rozkládající se organické hmoty, značně stlačitelné. Lokálně byly zjištěny do značné hloubky - až na kótu 212,6.

Podloží navážek však většinou tvoří labské povodňové hlíny. Jedná se o červenohnědé jíly s nízkou až střední plasticitou F6 CL, F6 CI, místy jíly písčité F4 CS, zpravidla tuhé konzistence. Jejich bázi lze předpokládat na kótě okolo 214.

V podloží povodňových hlín se nacházejí písčité sedimenty - výplně migrujícího říčního koryta. Jedná se o písky stejnozměrné S2 SP, občas v různé míře šterkovité, slabě hlinité S3 S-F, jílovité S5 SC. Jsou mokré až zvodněné. Autory studovaných zpráv jsou považovány za středně ulehle.

Nejspodnější polohou kvartéru, která se však na staveništi McD, pravděpodobně nevyskytuje, bývají šterky, tvořící spodní část výplně říčního koryta. Jedná se většinou o drobné až střední valounové šterky, zvodněné, jejich ulehlost není v popisech archivních vrtů uvedena, obdobné šterky v okolí Pardubic jsou zpravidla jen středně ulehle.

Bázi písčité, event. šterkovité polohy, která je zároveň bází kvartéru, lze předpokládat na kótě 212 m n. m.

Poloskalní podloží

Výše citovaným vrtem V-4 (1999) je v hloubce 3,8 - 4,5 m uváděn „šedý mírně až silně zvětralý deskovitě odlučný slínovec“. Z hlediska ČTN 73 1001 se jedná o poloskalní horninu tř. R5 až R4.

To potvrzuje skutečnost známou i z širšího okolí staveniště, že podloží kvartérních uloženin je tvořeno slínovci teplického souvrství. Svrchu jsou místy rozvětrány až do podoby pevného slínu tř. F8 CH, ale záhy přecházejí do zvětralých až navětralých slínovců tř. R5 až R4. Přechod mezi tř. R5 a R4 zpravidla není postupný, ale většinou se jedná o vzájemné střídání, ve kterém do hloubky přibývá podíl tř. R4.

Geologické popisy ostatních studovaných vrtů (přílohy č. 4a až 4f) výše uvedeným poznatkům neodporují (až na výše komentovanou výjimku vrtu 269023 = V-1(1989)).

Místní hydrogeologické poměry

V zájmovém území se zvodněný systém soustřeďuje především do propustných písků a štěrků ve spodní části fluvialních uloženin. Podzemní voda se vyskytuje i v pohřbených depresích původního povrchu, vyplněných organickými zeminami. Voda je za normálních podmínek infiltračního původu, přítékající z vyvýšených území jižně od staveniště.

Propustnost sedimentů je průlinová, hladina podzemní vody však bývá mírně stlačena (o 0,1 - 0,3 m) jílovitými zeminami. Ve vrtu V-4 (1999) byla pozorována na kótě 214, 6 m Bpv. V generelu má sklon ve směru proudění podzemní vody, tj. od jihu k severu či severozápadu.

Vzhledem k tomu, že rozsáhlá plocha severně od staveniště McD je překryta a zatížena navážkou a stavbami, lze předpokládat, že labská voda poříční do podloží staveniště McD nepronikne. Režim podzemních vod je vyčerpávacím způsobem popsán ve zprávě Urbance B. (2004), týkající se prodejny OBI cca 200 m sv. od staveniště.

Rozbory podzemní vody z vrtů provedených v těsném okolí staveniště chybí. Představu o chemismu a agresivitě podzemní vody poskytují rozbory vody z novějších vrtů ve mírně vzdálenějším západním okolí staveniště, uvedené ve zprávě Šura J. (2003). Rozbory jsou uvedeny v přílohách č. 5a až 5c. Vrtů, ze kterých rozbory pocházejí, nejsou uvedeny v tabulce č. 2 ani zakreslené v příloze č. 2 (jsou mimo zakreslené území).

Podzemní voda, která bude v kontaktu s případným hlubinným základem, je podle provedených laboratorních rozborů vodou místy kyselou, místy zásaditou, velmi až mimořádně tvrdou, s vysokou až velmi vysokou uhličitánovou tvrdostí. Rovněž agresivita byla zaznamenána různá: někdy žádná, jindy nízká (la) vlivem pH a přítomnosti síranů, v jednom případě střední (ma) vlivem přítomnosti útočného CO₂.

Znečištění podzemní vody v zájmovém území ropnými nebo jinými znečišťujícími látkami nebylo v žádné ze studovaných zpráv zaznamenáno.

Faktory, které mohou být příčinou nerovnoměrného sednutí

Umístění na okraji odstaveného ramene Labe

Samotné umístění budovy na přesypaném okraji labského meandru by mohlo znamenat nebezpečí nerovnoměrného sednutí v důsledku různé mocnosti konsolidující navážky. Nejjižnější část trafostanice se nachází na navážce o mocnosti 4,2 m, ostatní části na navážce o mocnosti zpravidla 5,2 m. To sice potvrzuje umístění staveniště na samém okraji odstaveného meandru (obr. 3), ale vliv metrového rozdílu v mocnosti navážky bude v porovnání s vlivy jinými spíše podružný.

Nehomogenita navážek

Významnou příčinou nerovnoměrného sednutí by mohla být nehomogenita navážek. Z popisu vrtů je patrné, že ani v půdorysu trafostanice nebyla navážka vytvořena v jedné etapě ze sypaniny skalních hornin z likvidovaného choceňského tunelu. Složení navážek je shrnuto do tabulky 3. Zjištěné rozdíly však nejsou průkazné. Je sice vidět, že S-1 a S-15 mají velmi nepříznivý poměr škváry a kamene, ale to má vrt S-2 také. Je možné, že na eliminaci nepříznivého vlivu škváry a popela mělo hutnění štěrkopískových podsypů, které přispělo k jejich částečné konsolidaci už před vybetonováním základové desky.

Tabulka 3.

Číslo vrtu v Geofondu	Původní označení vrtu	Celková mocnost navážky /m/	Sum. mocnost sypaniny skalních hornin /m/	Sum. mocnost popela, škváry, jílu*) /m/	Mocnost organ. zemin v podloží navážek
	S-12/1977	3,1 neúplná	3,1	0	-
	S-15/1977	5,2	0,7	4,5	1,4
267 551	S-1/1979	5,1	0,7	4,4	0,2
267 552	S-2/1979	4,2	0,5	3,7	0,2
267 553	S-3/1979	5,5	5,0	0,5	0,5 neúplná
267 554	S-4/1979	5,5	2,0	3,5	0,5
267 555	S-5/1979	5,5	4,2	1,3	0,3

*) a zemin s jejich podstatným podílem, mimo polohy, ve kterých tyto složky tvoří výplň skeletu z bloků skalních hornin.

Přítomnost organických zemin v podloží

Patrně nejpodstatnější vliv bude mít přítomnost organických zemin a zemin s nižším, ale znatelným podílem organické hmoty. Za organické zeminy jsou považovány jemnozrnné zeminy s více než 5 % a písčité zeminy s více než 3 % organické (spalitelné) hmoty.

Jak je vidět v úryvků ze zprávy v r. 1977 (obr. 7 a 8), přítomnost organických zemin byla známa od počátku průzkumných prací na lokalitě.

Sondy pro objekt trafostanice:

Sonda S 12 a.v. = 219,893 m n.m.
0,00 - 1,10 středně uhlí, hlinito-kamenitá navážka 50 % Ø do 15 cm
1,10 - 3,10 shluky opukových balvanů 70 % s výplní pavné, písčité hlíny - uhlé

Hladina podzemní vody nebyla navrtaná.

Sonda S 15 a.v. = 219,963 m n.m.
0,00 - 0,90 středně uhlé škvára
0,90 - 1,70 uhlé škvára s kameny a cihlami 50 % Ø přes 10 cm
1,70 - 2,40 uhlé opukové kameny 50 % Ø do 25 cm s drobnou suti
2,40 - 5,20 uhlé, vlhké (od 4,40 m mokrá) škvára s jednotlivými opukovými balvany
5,20 - 6,00 hnědá, tuhá, vlhká, písč.-jíl.hlína s organ.zbytky
6,00 - 6,60 černá organická hlína
6,60 - 7,70 šedý, uhlý, mokvý, hrubozrnný písek se štěrky 20-30 % Ø do 3 cm
7,70 - 9,00 šedý, zavlhlý, pevný, písčité, slínovec

Hladina podzemní vody navrtaná 4,40 m, ustálená 5,50 m.

Obr. 7: Popis sond S-12 a S-15.

3.1.1.2. Trafostanice (S12 a S15).

Území je v rovinatém terénu budovaném silnou vrstvou navážek. Původní terén tvořila aluviální níva řeky Labe. Tato níva byla zasypána navážkou. Byla použito, podle nám sdělených informací, vylámaného nadloží bývalého chebského tunelu, tj. opukových kamenů s drobnou suti a hlínou. Dále zde byla zjištěna škvárovitá navážka s kusy cihel. Jedná se zpočátku o středně uhlou, hlouběji uhlou navážku. Mocnost navážky byla zjištěna pouze sondou S15 a činí 5,20 m. Pod navážkou je vrstva 1,40 m mocná organických náplavů. Jedná se o písč.-jíl.hlínu až organickou hlínu převážně tuhé konsistence. Tato poloha obsahuje velké množství organických zbytků. Jedná se pravděpodobně o výplň slepého ramene. Následuje poloha hrubších sedimentů, reprezentovaná uhlým, mokvým, hrubozrnným pískem se štěrky. Křídové podloží bylo zjištěno v hloubce 7,70 m a je tvořené šedým, pevným, zavlhlým, písčitém slínovcem.

Obr. 8: Konstatování přítomnosti organických zemin ve zprávě z r. 1977.

Nejvýznamnější těleso organické hmoty bylo zjištěno vrtem S-15. Jak je vidět z tabulky 4, organické zeminy (ale ne rašeliny) se v podloží trafostanice vyskytly ve významném množství i ve vrtech S-15, S-3 a S-4. Výplň zazemňovaného říčního ramene je tvořena tělesy rozdílných zemin čočkovitého tvaru, přičemž protažení čoček je přibližně ve směru rovnoběžném s břehem (vizte též obr. 9). Z toho vyplývá, že případná přítomnost tělesa rašeliny pod sz. rohem objekty je v souladu se zákonitostmi stavby odstavených říčních ramen. Autor řešerše považuje přítomnost těles silně organických zemin v podloží za pravděpodobnou hlavní příčinu poklesu sz. rohu budovy.

Tabulka 4.

Číslo vrtu v Geofondu	Původní označení vrtu	Kóta ohlubně /m Bpv./	Mocnost navážky /m/	Mocnost organických zemin /m/	Hloubka poloskalního podloží /m/
	S-12/1977	219,89	3,1 neúplná	-	-
	S-15/1977	219,96	5,2	1,4*)	7,7
267 551	S-1/1979	219,85	5,1	0,2	8,0
267 552	S-2/1979	220,16	4,2	0,2	8,4
267 553	S-3/1979	219,90	5,5	0,5 neúplná	-
267 554	S-4/1979	219,99	5,5	0,5	8,3
267 555	S-5/1979	219,99	5,5	0,3	8,0

*) z toho 0,6 m s obsahem spalitelného podílu 82 %, což je již rašelina.

Vliv bombardování území

Jak bylo uvedeno, navážka tvořící základovou půdu TS-7 byla vytvořena až v letech 1947 až 1950 a proto nemůže uskutečněné bombardování území mít na stupeň konsolidace navážky žádný vliv.

Seismické zatížení vlivem provozu na blízkých tratích ČD

Při nivelaci bylo zjištěno, že při průjezdu vlaků jsou v celém okolí trafostanice patrné otřesy. Tyto otřesy přispívají ke konsolidaci (urychlují ji), ale na rovnoměrnost sednutí vliv nemají.

Nevhodné založení

Nevhodný způsob založení je hlavní negeologická příčina. Základová deska přenáší zatížení do velké hloubky a tím zvětšuje sedání a prodlužuje jeho dobu. Lepším řešením by bylo založení na pilotách, které ale v tehdejší době bylo jen obtížně proveditelné. Důvodem byla tehdejší technologie pilotování, spočívající v beranění nebo vrtání tzv. šrotem, pro kterou představovaly opukové bloky značnou komplikaci, jak dokládá text na obr. 6.

Geotechnická interpretace a odhad dalšího vývoje

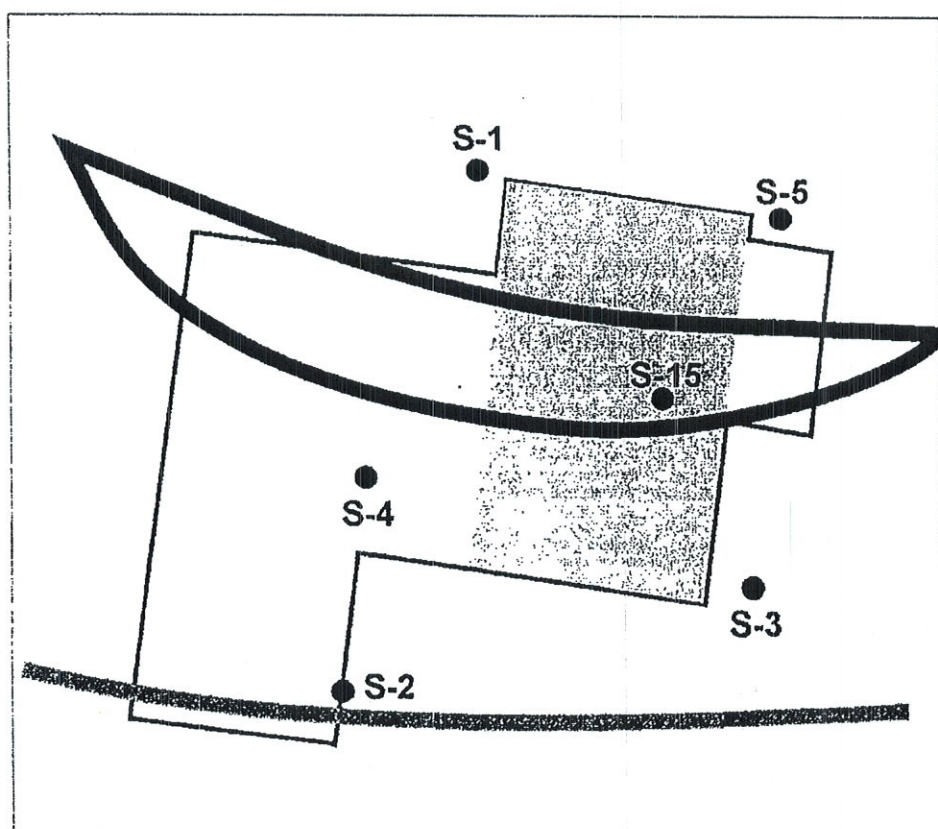
Původním záměrem bylo nalézt závislost mezi geologickým profilem a velikostí sednutí a sestavit geotechnické profily pro vrty reprezentující příznivé a nepříznivé základové poměry. Ukázalo se však, že v každém vrtu se v jedné až dvou vrstvách nacházejí zeminy obtížně předpověditelných až nepředpověditelných směrných normových charakteristik.

Problémem je jednak přítomnost několikametrové vrstvy navážky škváry a popela. Samotná konsolidace těchto zemin je poměrně rychlá a měla by proběhnout nejvýše v prvních letech po výstavbě. Zkušenost však říká, že obsah nespáleného uhlí vede k prodloužení jejich „konsolidace“ (ve skutečnosti s jedná o oxidaci uhlíku a tím ztrátu objemu) na mnoho desetiletí. Jelikož obsah nespáleného uhlí v navážce není znám, její geotechnické vlastnosti jsou „od stolu“ nepředvídatelné. Protože však vyšší podíl mocnosti škváry v navážce (tabulka 3.) nekoresponduje s částmi budovy postiženými zvýšeným sedáním, není tento jev považován za podstatný.

Druhým (a závažnějším) problémem je přítomnost organických zemin, diskutovaná níže. Jejich přítomnost umožňuje plně vysvětlit pozorované sednutí, ale jejich geotechnické vlastnosti jsou jen obtížně předpověditelné.

Severozápadní roh nepodsklepené části

Níže je uveden obrázek 9 s představou hlavních rysů geologických poměrů pod trafostanicí a geotechnický profil, který byl vytvořen přesunutím profilu vrtu S-15 pod pokleslý roh NPČ. Výplň odstavených meandrů je totiž tvořena ččkami různých zemin, jejichž základní orientace je rovnoběžná s nárazovým břehem meandru. Proto je přítomnost rašeliny, zjištěné vrtem S-15, velmi pravděpodobná právě pod sz. rohem NPČ, jak obrázek znázorňuje.



Obr. 9: Silnou černou čarou je vyznačen obrys předpokládané čocky rašeliny, zasahující pod sz. roh nepodsklepené části. Šedou čarou je vyznačen původní břeh meandru. Zeminy jižně od této linie se vyznačují podstatně menší stlačitelností než zeminy, které se nacházejí od ní severně.

Tabulka 5: Geotechnický profil S-15A pro sz. roh nepodsklepené části (NPC) budovy

Kóta vrstvy (Bpv./podle PD)	Zemina, tř. ČSN 731001	ν [1]	β [1]	γ [kN/m ³]	E_{def} [MPa]	c_u [kPa]	φ_u [°]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
217,3 / -2,9	skutečná kóta paty hutněného podsypu pod základovou deskou								
217,3 – 214,8 -2,9 až -5,4	navážka: škvára s jednotlivými opukovými balvany, uhlí, mokrá, S3 S-F Z	0,30	0,74	16	25	-	-	0	32
214,8 – 214,0 -5,4 až -6,2	hlína písčitojilovitá s org. zbytky, vlhká, tuhá až pevná, F6O	0,40	0,47	21,0	7	70	0	18	19
214,0 – 213,2 -6,2 až -6,8	organická hlína (až rašelina – 80% spalitelného podílu), O	hodnoty nejsou tabelovány							
213,2 – 212,3 -6,8 až -7,9	písek hrubý s 25% štěrku, zvodněný, ulehlý, S2 SP	0,26	0,82	19,0	50	-	-	0	36
212,3 / -7,9	strop pevného slínovce = nestlačitelné podloží, R5								

Vzhledem k nemožnosti tabelovat směrné normové charakteristiky pro nezatížené, zatížené a v současné době již nejspíše značně stlačené rašeliny, je bohužel výše uvedený geotechnický profil pro řešení úkolu nepoužitelný. Zbývá však možnost odhadnout, jaká část celkového sednutí je již realizována, a o kolik se ještě sednutí zvětší.

V další úvaze je (pravděpodobně oprávněně) předpokládáno, že konsolidace všech ostatních zemín již proběhla a zbývá tedy otázka dalšího stlačování rašeliny.

Ve zprávě z roku 1977 je proveden orientační výpočet sednutí na základě profilu této sondy s výslednou teoretickou hodnotou sednutí rovnou 60 cm! Dále je uvedena zkušenost, že zpravidla dojde k sednutí polovičnímu, tj. 30 cm. Současné skutečné sednutí sz. rohu nepodsklepené části dosahuje 28 – 30 cm.

Celkové sednutí lze odhadnout též ze stlačitelnosti rašeliny. Jestliže je obsah spalitelné hmoty 80%, pak z polohy mocné 60 cm se jedná o 48 cm, stlačitelných až na cca 1/8 původní mocnosti. Vychází tedy možné vertikální stlačení až o cca 40 cm (pouze v poloze rašeliny). K sednutí o 30 cm již došlo, sednutí zbývající lze při uvážení předpokládaného čočkovitého tvaru tělesa zmenšit na cca polovinu. **Stále tedy ještě zbývá cca 5 cm možného dosedání.**

Další použitelný odhad je založen na skutečnosti, že základová deska s největší pravděpodobností již praskla a proto lze předpokládat, že rychlost dalšího rozvoje trhlin pozorovaných ve V-Z chodbě nebude větší, než jaká je přibližně od roku 2005, tj. 2 mm za 5 let. Zde se však jedná o rozevření subvertikálních trhlin, u kterých není známa závislost jejich rozvoje na poklesu sz. části budovy. Užitečným by bylo vyhledání těch trhlin, které mají nejuzší vztah k poklesu a jejich periodické přeměřování, resp. přeměřování vybraných délek a výšek v budově.

Jihovýchodní roh podsklepené části

Pro odhad základových poměrů pod jv. rohem podsklepené části je použit profil vrtu S-3.

Tabulka 6: Geotechnický profil S-3 pro jv. roh podsklepené části (PČ) budovy

Kóta vrstvy (Bpv./podle PD)	Zemina, tř. ČSN 731001	v [1]	β [1]	γ [kN/m ³]	E_{def} [MPa]	c_u [kPa]	φ_u [°]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
215,7 / -4,5	skutečná kóta paty hutněného podsypu pod základovou deskou								
215,7 – 214,4 -4,5 až -5,8	navážka: kameny a balvany opuky (90-95%), s výplní hlíny a škváry, navážka ulehlá, G3 G-FY	0,20	0,90	19	90	-	-	0	35
214,4 – 213,2 -5,8 až -6,3	hlína písčitojílovitá s org. zbytky, vlhká, tuhá až pevná, F6O	0,40	0,47	21,0	7	70	0	18	19
213,2 – 212,3 -6,3 až -7,9	písek hrubý s 25% štěrku, zvodněný, ulehlý, S2 SP	0,26	0,82	19,0	50	-	-	0	36
212,3 / -7,9	strop pevného slínovce = nestlačitelné podloží, R5								

Pozn.: Vrt S-3 byl dovrtnán pouze do hloubky 6,0 m, tj. na kótu -6,3 m. Hlubší část geologického profilu je převzata z vrtu S-15. Protože v této části stavby nedošlo k tak významnému poklesu, čocka rašeliny zde není předpokládána. Vzhledem ke kamenitosti navážky lze předpokládat, že sednutí již proběhlo a nebude-li se při deformaci budovy zvyšovat zatížení rohu, pokles nebude dále pokračovat.

Ostatní části půdorysu trafostanice

Vzhledem ke složení navážek a době uplynulé od výstavby lze předpokládat, že ve všech ostatních částech půdorysu objektu sednutí již proběhlo a pokles nebude dále pokračovat.

Závěr

V průběhu provedené práce byly nejprve změřeny deformace ve vybraných částech objektu a poté byly analyzovány procesy, které k těmto deformacím mohly vést, a jejich příčiny.

Hlavní příčina značného nerovnoměrného sednutí, zejména poklesu sz. rohu části budovy, spočívá s největší pravděpodobností v přítomnosti tělesa organických zemín v podloží navážky, tj. v hloubce přes 5 m pod úrovní terénu.

Výpovědi pamětníků dokládají, že k vážnému porušení budovy došlo již v prvních několika letech po výstavbě. Někdy okolo roku 2005 byly provedeny povrchové opravy popraskaných vnitřních omítek v hlavní chodbě V-Z směru v budově. V současné době jsou omítky opět popraskané, a sumární rozevření trhlin dosahuje opět cca 2 mm. To je důkazem, že proces nerovnoměrné konsolidace základové půdy pokračuje i nadále, přičemž ale pomaleji a do budoucnosti je možné počítat s jeho dalším zpomalováním.

Odhad možného sednutí a jeho trvání by mohl poskytnout statický výpočet. Pro získání dostatečně přesných geotechnických charakteristik by však bylo nutné provést doplňkový geologický průzkum, zaměřený na složení navážek a současnou mocnost a stav organické polohy v blízkosti sz. rohu objektu. Aby byla výpovědní hodnota takového co nejvyšší, bylo by nutné jej provést zevnitř budovy v jejím sz. rohu, což je obtížně realizovatelné, nebo šikmým vrtem zvenku.

Na základě údajů, které poskytují archivní vrty a za předpokladu, že hypotéza o příčině poklesu je správná, byla jinou metodou odhadnuta velikost maximálního možného budoucího sednutí zs. rohu ještě na cca 5 cm.

A ještě jeden způsob: Za předpokladu, že k nespojitému porušení základové desky došlo již v prvních letech po výstavbě, lze přepokládat, že rychlost sedání, která vede ve střední části objektu v současné době k vodorovnému prodloužení V-Z chodby o cca 2 mm za 5 let, se v budoucnosti bude samovolně snižovat.

Snáze a pravděpodobně i přesnější výsledky by však poskytlo opakované nivelační měření a přesné měření vybraných vzdáleností a výšek v budově, na základě kterého by bylo možné sestavit křivky konvergence.

Sedání budovy jako celku v současnosti je důsledkem velmi pomalých procesů probíhajících v podloží a pro řešení současného úkolu je možné jej považovat za ukončené. Naopak pokles sz. nepdsklepené části budovy pokračuje a bude pokračovat i nadále. Z toho vyplývá, že dokonalým řešením by byla pouze oprava a podpilotování porušených částí základové desky.

Pokud stavebně-technický průzkum nedojde k závěru, že hrozí nebezpečí z prodlení, doporučuji po dobu několika let budovu udržovat provozuschopnou pomocí provizorních oprav pláště a v průběhu těchto let provést soubor přesných měření prostorových změn. Na jejich základě bude možné s přesností (jiným způsobem nedosažitelnou) odhadnout budoucí změny a dobu jejich trvání. V této době bude také rozumné lokalizovat a prozkoumat stupeň poškození základové desky, aby bylo možné případnou opravu provést neprodleně po vyhodnocení měření.

Otázkou pro stavební odborníky je, zda by méně významné zaboření jv. rohu budovy, u kterého nebyla zjištěna žádná jednoznačná geologická příčina, mohlo vzniknout jako reakce na diferencovaný pokles sz. části objektu. Laická představa autora řešerše je, že poklesem sz. části budovy došlo ještě před posunem v kluzné spáře a prasknutím základové desky k jejímu prohnutí. Tím byla odlehčena její střední část, ale zatížení se zkoncentrovalo na jv. roh. Ten se zabořil (zabořil, odlomil a zůstal zabořený?) a ve stěnách se projeví charakteristické trhliny.

Doporučené směry stavebně-technického průzkumu:

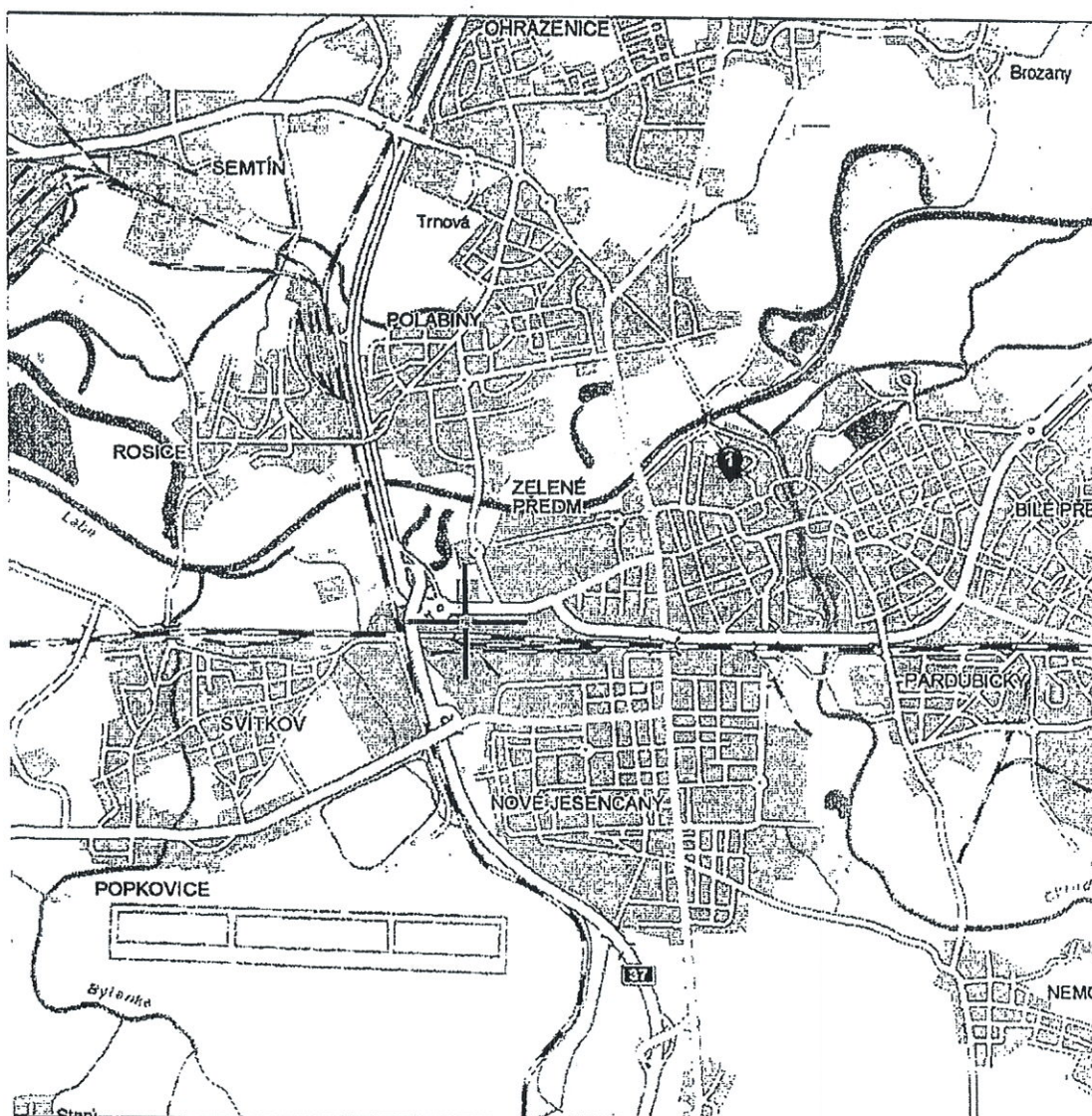
1. Přesné změření deformace budovy, vytvoření 3D modelu nosné konstrukce se zvýrazněnými deformacemi.
2. V rizikových místech ověření současného stavu spojovacích prvků konstrukce za účelem vyloučení možnosti havárie.
3. Vyznačení (a fixace in situ) vybraných charakteristických bodů, jejichž výšky a vzdálenosti budou nadále sledovány.
4. Průzkum případného porušení základových desek.
5. Periodické měření rozvoje deformací pomocí měření vybraných kót a vzdáleností.

Použitá literatura

- Bičík Z.: Letecké nálety na Pardubice v r. 1944 (souhrnný přehled). Název sborníku je nejistý, ale zřejmě se jedná o 1. východočeský sborník historický. Muzejní spolek Pardubice, 1991.
- Demek J. et al.: Hory a nížiny - Zeměpisný lexikon ČSR. Academia, Praha 1987.
- Hulla J. – Turček P.: Zakladanie stavieb. Jaga group, Bratislava 1998.
- Karafiát Z. - Sedlmajer K.: Zpráva o předběžném geologickém průzkumu stavby „Východočeské tiskárny Pardubice“. Stavoprojekt Hradec Králové, 1989.
- Kolektiv: Vyšší geomorfologické jednotky ČR. ČÚZK Praha, 1990
- Nejezchleb P.: Závěrečná zpráva o znovuvyhloubení hydrogeologických vrtů zrušených stavební činností v areálu a.s. Paramo Pardubice a v jeho okolí. Geotest Brno, a.s., 1992.
- Petera J.: Pardubice - obchodní centrum OBI. Inženýrskogeologický průzkum. JIP Hradec Králové, 2004.
- Svoboda M.: Zpráva o inženýrsko-geologickém průzkumu pro výstavbu havarijního střediska ČSP v Pardubicích u nového nádraží. SG Praha, 1974.
- Urbanec B.: Pardubice - obchodní centrum OBI. Hydrogeologický průzkum. Hydrogeologie Pardubice s.r.o., 2004.
- Vlček L.: Pardubice - Přednádraží. Zpráva o inženýrskogeologickém průzkumu. Vodní zdroje Chrudim, spol. s r.o., 1999.
- Mapy : Geologická mapa ČR 1 : 50 000, list 13-42 Pardubice
Mapa inženýrskogeologického rajónování 1 : 50 000, list 13-42 Pardubice
Hydrogeologická mapa 1 : 50 000 list list 13-42 Pardubice
- ČSN : 73 1001, 73 3050, 72 1002 a ostatní předpisy související

Ve Dvakačovicích, 18. října 2011.





Situace 1 : 50 000 s vyznačením
polohy trafostanice



3.1.1. Geologické poměry projektované trafostanice

Pro objekt trafostanice bylo v době od 21.11. do 7.12.1979 advrtáno 5 průzkumných sond vrtanou soupravou USB 50 K. Těmito sondami byl zpodrobně předběhový průzkum s r.1976 (A 4846). Pomocí výše uvedených pěti sond byl sestrojen rozvinutý geologický profil č.1-2, graficky zobrazující sled vrstevní pod objektem. Pod vrtovou 4,20 až 5,50 m mocných navážek, podrobně členěných v legendě, byl ověřen původní terén. Ten je tvořen v případě sond S1, S3 a S4 splachovými hlínami a jílů tuhými s organickou příměsí, mocnými 0,50 až 1,10 m. Na sondách S5 a S2 pak je tvořen bezprostředně pod humusem písky a štěrky, v hloubce 7,70 až 8,40 m ležících na mezozoických alúnovalch navážkách.

3.2. Petrografický popis sond

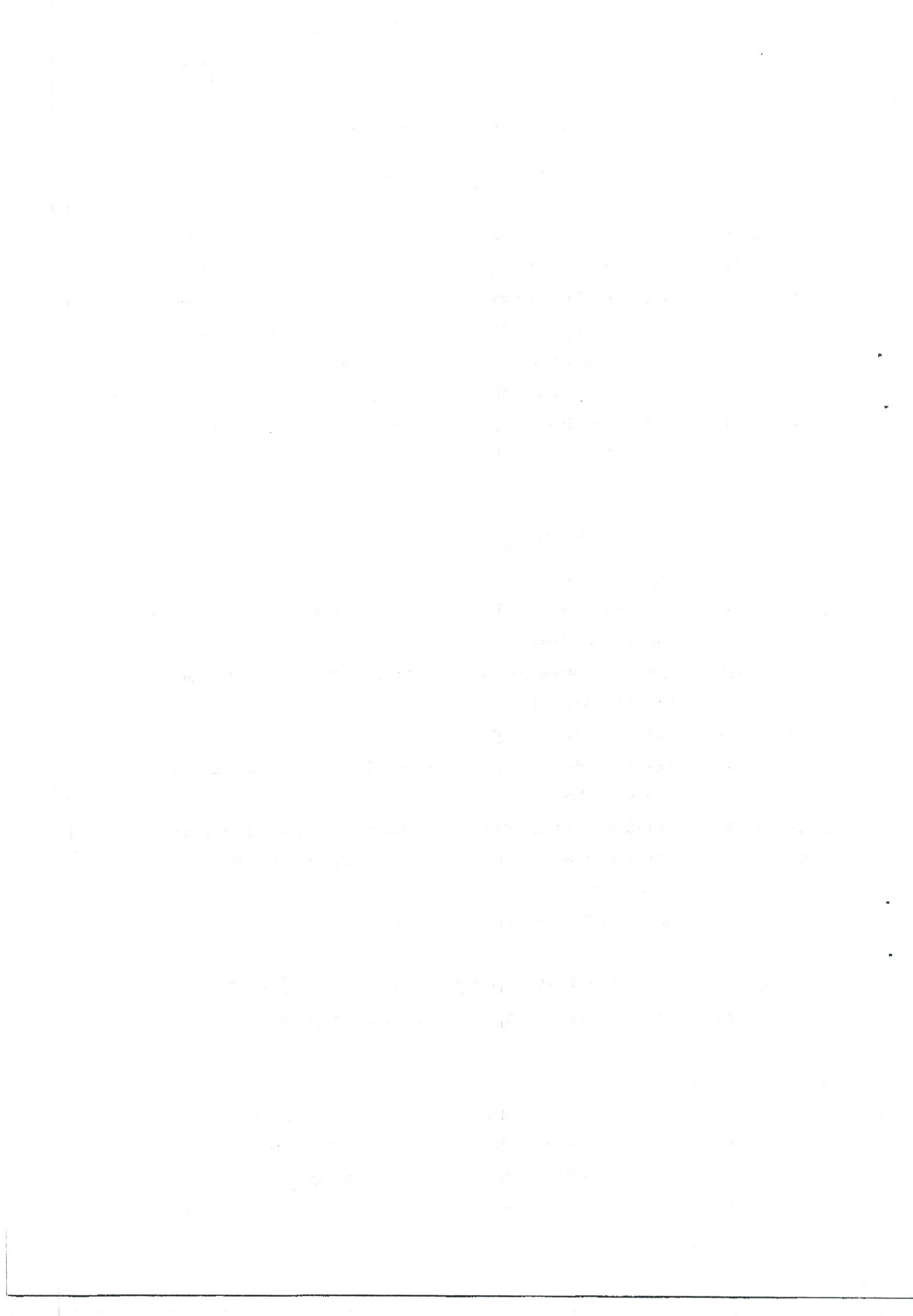
Sonda S 1 219,85 m n.m.

0,00 - 4,30	navážka, popel, škvára, kamery, cihly, kleso, akie, ulehle, vlhká
4,30 - 5,00	navážka, kamery, jemnozrnného pískovce přes ϕ vrtu 90 %, ulehle, zvodnělé
5,00 - 5,10	navážka, hnědý písčité jíl mokry, tuhý
5,10 - 5,20	tmavohnědá jílovitá hlina písčité, s organickou příměsí, vlhká, tuhá
5,30 - 6,20	tmavě hnědý jíl tuhý, vlhký, s příměsí organických látek
6,20 - 7,00	tmavohnědý písek se šterky do 30 %, hrubozrnný, ulehle, zvodnělý
7,00 - 8,00	šedý až žilavý hrubý písek se šterky do 30 %, ulehle, zvodnělý
8,00 - 10,00	šedý, pevný až tvrdý jílovec (alúnovec) zvlhlý, navážkový

Hladina podzemní vody navrtaná 4,30 m, ustálená 4,20 m

Sonda S 2 220,15 m n.m.

0,00 - 0,30	navážka, škvára, kamery, popel, ulehle, vlhká
0,30 - 0,80	navážka, kamery přes ϕ vrtu, ulehle, vlhká
0,80 - 4,20	navážka, škvára, popel, cihly, kamery, ulehle, vlhká
4,20 - 4,40	tmavohnědá hlina s organickou příměsí, tuhá, vlhká



- 4,40 - 5,00 šedý zajištěný písek střednozrný, tuhý, mokrá
 5,00 - 6,00 hnědý zajištěný písek hrubozrný, se šterky do 2 cm, zvodnělý, ulehlý
 6,00 - 6,80 světlomnědá jílovitá hlina písčité, tuhá, vlhká
 6,80 - 7,40 šedý písčité jílo splachový, tuhý, vlhký
 7,40 - 8,40 šedý písek hrubý, se šterky do 30 %, slabě zajištěný, zvodnělý
 8,40 - 12,00 šedý, pevný až tvrdý jílovec (slínovec), zavlhlý, navětralý
 Hladina podzemní vody navrtaná 4,40 m, ustálená 4,30 m

Sonda S 3 219,90 m n.m.

- 0,00 - 0,10 navážka, černá škvára s kameny do 18 cm 50 %, ulehlá, vlhká
 0,10 - 1,20 navážka, směs kamenů, větší než Ø vrtu 80 až 90 %, výplň černá hlina škvárová, ulehlá, vlhká
 1,20 - 3,80 navážka, černá škvára, hlina, kameny do 20 cm 60 %, středně ulehlá, vlhká
 3,80 - 4,50 navážka, směs kamenů opuky, přes Ø vrtu 90 %, výplň černá hlina škvárová, vlhká
 4,50 - 5,50 dtto 95 % kamenů
 5,50 - 6,00 šedohnědá jílovitá hlina písčité, s organickou příměsí, tuhá, mokrá

Hladina podzemní vody navrtaná 4,50 m, ustálená 4,30 m

Sonda S 4 219,99 m n.m.

- 0,00 - 3,50 navážka, černá škvára, popel, kameny, středně ulehká, vlhká
 1,50 - 4,50 navážka, opukové kameny 80 %, výplň hlina tuhá, vlhká, ulehle
 4,50 - 5,50 navážka, šedé kameny opuky 80 %, výplň hlina tuhá, mokrá, ulehle
 5,50 - 6,00 šedohnědá jílovitá hlina písčité, s organickou příměsí, tuhá, mokrá
 6,00 - 8,30 šedohnědý písek hrubý se šterky vel. do 4 cm 30 %, ulehle, zvodnělý
 8,30 - 9,00 šedý pevný slínovec, navětralý, zavlhlý
 9,30 - 13,00 šedý tvrdý slínovec, navětralý, zavlhlý

Hladina podzemní vody navrtaná 4,50 m, ustálená 4,30 m

<u>Sonda 8.5</u>	219,99 m n.m.
0,00 - 4,20	navážka, škvára, popel, železo, dřevo, cihly, izolátory, uhlí, vlhká
4,20 - 5,50	zhluky kameň přes 5 vrtu 90 %, uhlí, mokré
5,50 - 5,80	žedoňedá, jílovitá hlina písčité s organickou příměsí, tuhá, mokrá
5,80 - 8,00	žedoňedý písek hrubý se šterky, vel. do 4 cm, uhlí, zvodňedý
8,00 - 9,00	žedý, pevný alínovec, zavhlý, navětraly
Hladina podzemní vody navrtaná 4,40 m, ustálená 4,20 m	

4. GEOTECHNICKÉ POSOUZENÍ

=====

4.1. Vzorok zemin

Vzorok zemin odebrané ze sond 81 až 85 pro stavební účely (tzv. hmotná dokumentace) podle Čl.66 ČSN 73 0090 byly předány protokolem dne 7.12.1979 Elektřinskému v Pardubicích s.Šturmovi. Opis protokolu o převzetí vzorků je uložen v archivu SUDOPu stf.97 v Pardubicích.

4.1.1. Výsledky laboratorních zkoušek vzorků zemin

Laboratorními zkouškami odebraných vzorků zemin byla ve všech případech prokázána zemina soudrná od jílovité hlíny písčité, jílovitá hlina a jíly konsistence tuhé a pevné až žedá. Vyzískání zeminu oděrná přítomnost org. příměsí v zemině strátou na váku zeminu v rozsahu 10,4 až 18,2 %, součinitel Iom = 0,11 - 0,22.

Prokázána přítomnost organ. látek v zemině podle ČSN 73 1001, Čl.52d) je v zemině rozsahu až než Iom = 0,6 limitující organické zeminu.

Podrobné výsledky lab. zkoušek zemin v příloze č. 5 a bližší údaje o odběru vzorků zemin v přehledu sondážních a laboratorních prací v příl.č. 4 této zprávy.

4.2. Údaje o podzemní vodě

Hladina podzemní vody byla navrtána všemi sondami v hloubce 4,20 až 4,50 m pod stávající úrovní terenu. Jde o vodu vaderní infiltrovanou, akumulovanou v kvartérním pokrývném útvaru terasy řeky Labe.

Při mimořádně vysokém spadu atmosferických srážek v povodí řeky neb při náhlém jarním tání snahové pokrývky, lze předpokládat její vzduť maximálně o 1 m.

Ministerstvo životního prostředí
100 10 Praha 10, Vršovická 65

V Praze dne 16. září 2004
Č. j. : 887/660/9264/04
Poř. č. 1879/2004

Ministerstvo životního prostředí (dále MŽP) v y d á v á podle zákona č. 71/1967 Sb., o správním řízení (správní řád) toto

ROZHODNUTÍ.

Žádosti ze dne 23. 3. 2004, kterou podal pan

Ing. Jiří ŠURA,

datum a místo narození: 15. 3. 1961, Chrudim,

bytem : Dvakačovice 86, 538 62 Hrochův Týnec,

se vyhovuje a vydává se mu, podle ustanovení § 3, odst. 3 zákona ČNR č. 62/1988 Sb., o geologických pracích, ve znění pozdějších předpisů, a vyhlášky Ministerstva životního prostředí č. 206/2001 Sb., o osvědčení odborné způsobilosti projektovat, provádět a vyhodnocovat geologické práce, toto

o s v ě d ě n í

odborné způsobilosti projektovat, provádět a vyhodnocovat geologické práce v oboru:

INŽENÝRSKÁ GEOLOGIE.

Osvědčení se vydává na dobu neurčitou.

Žadateli se předává vzor razítka podle §3, odst. 5 zákona č. 62/1988 Sb., v platném znění. Před jeho prvním použitím zašle žadatel otisk razítka odboru geologie MŽP k jeho evidenci ve správním spisu.

Odůvodnění:

Vydané osvědčení navazuje na rozhodnutí o osvědčení odborné způsobilosti projektovat, provádět a vyhodnocovat geologické práce v oboru inženýrská geologie, které vydalo Ministerstvo životního prostředí dne 1. 4. 1999, č.j. 708/630/4888/99.

Protože zákon č. 366/2000 Sb., neobsahuje přechodná ustanovení, která by upravila přechod dříve vydaných rozhodnutí do nového režimu na dobu neurčitou a jejich platnost byla omezena na 5 let, žádosti o prodloužení se posuzují jako nová žádost a vyřizují se podle příslušných ustanovení vyhlášky s tím, že nově vydaná oprávnění jsou vydána na dobu neurčitou.

Vysokoškolské vzdělání s geologickým zaměřením bylo doloženo diplomem, kopií výpisu z údajů z studijního indexu, nostrifikační doložkou. Požadovaná praxe byla doložena výpisem pracovního listu z oboru geologie. Odborná úroveň dosavadních prací byla ověřena odbornými garanty. Žadatel složil zkoušku ze znalosti právních předpisů. Bezúhonnost byla prokázána výpisem z rejstříku trestů. Žadatel splnil požadavky stanovené v § 3, odst. 4 zákona č. 62/1988 Sb. v platném znění, pro přiznání odborné způsobilosti. Žádosti bylo vyhověno v plném rozsahu.

Řízení k vydání tohoto rozhodnutí podléhá ve smyslu zákona ČNR č. 368/1992 Sb. ve znění pozdějších předpisů správnímu poplatku ve výši 200 Kč (položka 6. písm. a/ sazebníku). Poplatek byl uhrazen formou kolkové známky.

Poučení :

Proti tomuto rozhodnutí je možno podat rozklad ministrovi životního prostředí podáním na Ministerstvo životního prostředí, prostřednictvím odboru geologie, Vršovická č. 65, 100 10 Praha 10, ve lhůtě 15 dnů ode dne doručení tohoto rozhodnutí.



M. Holý
RNDr. Martin Holý
ředitel odboru geologie



Kolková známka :

Toto rozhodnutí č. 1879/2004, č.j. 887/660/9264/04, ze dne 16. 9. 2004 obdrží :

a/ žadatel Ing. Jiří Šura - účastník správního řízení

b/ po nabytí právní moci

orgán příslušný k evidenci -

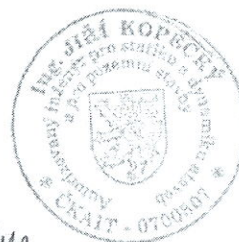
odbor geologie Ministerstva životního prostředí

OBSAH :

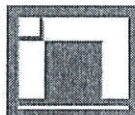
TECHNICKÁ ZPRÁVA

PŘÍLOHA Č. 1 - FOTODOKUMENTACE

PŘÍLOHA Č. 2 - STATICKÝ VÝPOČET



03		
02		
01		
ZMĚNA	POPIS	DATUM



ING. IVAN ŠÍR

PROJEKTOVÁNÍ DOPRAVNÍCH STAVEB a.s.

Gočárova 504, 500 02 Hradec Králové, tel: +420 603 181 473, sir@sirivan.cz, www.sirivan.cz

ÍČ: 287 86 793

investor: Správa železniční dopravní cesty, s.o.

SDC Pardubice

Dlážděná 1003/7, Praha 1, 110 00

Oprava obvodového pláště a střechy trafostanice TS 7 - Pardubice

■ kraj:
Pardubický

MÚ/OU:
Heřmanův Městec

■ stupeň utajení:
bez utajení

■ datum:
10 2011

zakázkové číslo:
11 195

■ stupeň PD:
Projekt pro stavební povolení

■ odpovědný projektant stavby:
Ing. Ivan Šír

■ odpovědný projektant objektu:
Ing.Kopecký

■ vypracoval:
Martin Roušar

■ kontroloval:
Ing. Jan Fiala

změna číslo:
00

■ měřítko:

STATICKÝ POSUDEK STÁVAJÍCÍHO STAVU TRAFOSTANICE TS 7

2

TECHNICKÁ ZPRÁVA

„STATICKÝ POSUDEK STÁVAJÍCÍHO STAVU TRAFOSTANICE TS 7“

Stavební objekt: Vstupní trafostanice 35 kV TS 7

Investor: Správa železničních dopravní cesty, s.o.
SDC Pardubice
Dlážděná 1003/7, Praha 1, 110 00

Autor návrhu: SUDOP

Projektant:



Martin Roušar
Proseč 299
539 44 Proseč
tel.: 723 468 588
rousar.martin@centrum.cz

Zodpovědný projektant: Ing. Jiří Kopecký - ČKAIT 0700807
Autorizovaný inženýr v oboru statika a dynamika staveb

Vypracoval – profesní část: Martin Roušar

OBSAH :

1. Popis objektu
 - a. Funkční řešení
 - b. Dispoziční řešení
2. Technický popis objektu
 - a. Zemní práce
 - b. Základy
 - c. Svislé konstrukce
 - d. Vodorovné konstrukce
 - e. Skladby střechy
 - f. Výplně otvorů
3. Statické posouzení
4. Příčiny poruch
5. Výsledky statického výpočtu
6. Závěr

PŘÍLOHA Č. 1 – FOTODOKUMENTACE

PŘÍLOHA Č. 2 – STATICKÝ VÝPOČET

1. Popis objektu

a. Funkční řešení:

Objekt Vstupní trafostanice 35 kV ve vlastnictví Sdružení železničních dopravních cest (SŽDC) byl postaven v 80. letech minulého století. Objekt byl součástí stavby kontejnerového překladiště ŽST Pardubice, nachází se na pozemcích st. 9576, st. 9577 a st. 9578.

b. Dispoziční řešení:

Objekt byl navržen pro potřeby vlastní trafostanice, dále pro dílenský provoz EÚ se sociálním zázemím. Na východní straně objektu se nacházejí dva olejové venkovní transformátory.

Přijezd k objektu je zabezpečen příjezdovou cestou ze západní strany ve směru od kolejí.

Objekt je proveden z montovaného skeletu T-PMS-67, výrobce ZIPP Bratislava, Prefa Ústí nad Labem, modul 6,000 x 6,000 m, 3,000 x 3,000 m. Opláštění objektu je provedeno z keramických cihelných bloků – výrobce Hrochův Týnec.

Objekt vstupní trafostanice je rozdělen na dvě části (dva technologické soubory), část trafostanice a část dílenskou pro potřeby EÚ. Konstrukčně se obě části liší ve světlych výškách místností, to je dáno technologickým zařízením jednotlivých provozů. Objekt je dvoupodlažní (dílenská část) a třípodlažní (část trafostanice). První část objektu (trafostanice, v řadách 1 – 5 a A – E) má konstrukční výšky: suterén = 2,850 m, přízemí = 4,200 m a 1.NP = 5,900m. Druhá část objektu (dílenská, v řadách 5 – 8 a A – H) má konstrukční výšky: přízemí = 4,200 m a 4,800 m a 1.NP = 4,200m.

Objekt trafostanice je rozdělen na tři dilatační celky:

První dilatace je mezi stáním transformátorů a vlastním objektem. Dilatace má tl. 30 mm je vyplněna heraklitem

Druhá dilatace je mezi řadou 5 – 6 (mezi třípodlažní částí a dvoupodlažní). Dilatace má tl. 50 a 25 mm a je vyplněna heraklitem. Svislé zdivo je oddilátováno na celou výšku lepenkou.

Třetí dilatace je mezi řadou E a F. Tl. dilatace je 50 mm a je vyplněna heraklitem. Zdivo je opět oddilátováno po celé výšce lepenkou.

Hlavní vstup do objektu je z jižní strany. Rozvodny (po pravé straně od hlavního vstupu) mají samostatný vstup. Na východní straně jsou samostatné vstupy do garáží a do dílen. Na jižní straně jsou ještě vedlejší vstupy do dílen a do skladu barev.

Před všemi vstupy jsou betonové rampy. Okolo celého objektu je proveden okapový chodník.

Jednotlivá podlaží jsou spojena dvouramenným ocelovým schodištěm.

Střecha objektu je plochá rozdělená na tři části dle dilatačních celků a dle konstrukčních výšek. Odvodnění střechy první části je provedeno ke žlabu, který je podél budovy. Ve druhé a třetí části je odvodnění řešeno gulami a atikové zdivo je po celém obvodu.

Střecha je přístupná po ocelovém žebříku, který je zabudován do obvodového zdiva.

2. Technický popis objektu

a. Zemní práce:

Provedené průzkumy:

První geologický průzkum na stavbu trafostanice v Pardubicích byl proveden v roce 1955 SUDOPem Česká Třebová (č.j. 2/3-1434/496-Ž/55). Dle tohoto geologického průzkumu se v místě stavby nacházejí pod 4,10 m až do 5,00 m silná vrstva poměrně málo ulehých navážek škváry, popele a cihel 30 až 60 cm silná slatinná vrstva, pod níž se nachází středně zrnité písky s drobným štěrkem. Přechod k štěrkopískům tvoří 1,20 m silná vrstva jemného písku s organickými zbytky. Štěrkopísky jsou až do hloubky 7,30 až 7,80 m pod povrchem, kde přecházejí ve velmi pevné až tvrdé písčité slíny jdoucí až do hloubky 9,5 m. Z výše uvedeného vyplývá, že základové poměry jsou v tomto místě velmi nepříznivé. Dovolené namáhání málo ulehého násypu v hloubce předpokládaného zakládání je 0,6 kg/cm². Je nutno počítat i se sednutím budovy. V tomto geologickém posudku bylo doporučeno založení objektu na středně zrnité písky v hloubce 5,50 m pod povrchem, kde je dovolené zatížení již 3,0 kg/cm².

Druhý geologický průzkum na stavbu trafostanice v Pardubicích byl proveden v roce 1977 SUDOPem Česká Třebová (akce č. 4046). Dle tohoto průzkumu se v místě stavby nachází silné vrstvy navážek. Původní terén tvořila aluviální niva řeky Labe, která byla později zasypána navážkou. Dle podkladů bylo použito vylámaného nadloží bývalého choceňského tunelu, tj. opukových kamenů a drobných sutí s hlínou. Dále zde byla zjištěna škvárovitá navážka a kusy cihel. Jedná se zpočátku o středně ulehlou, hlouběji pak ulehlou navážku. Navážka byla zjištěna sondou S15 o mocnosti 5,20 m. Pod navážkou je vrstva tloušťky 1,40 m mocných organických náplavů. Jedná se o písčito-jílovou hlínu až organickou hlínu převážně tuhé konzistence. Tato vrstva obsahuje velké množství organických zbytků. Jedná se pravděpodobně o výplň slepého ramene řeky Labe. Následuje poloha hrubších sedimentů, reprezentovaná ulehlým, mokřým, hrubozrnným pískem se šterky. Křídové podloží bylo zjištěno v hloubce 7,70 m a je tvořeno šedým, pevným, zavlhlým, písčitým slínovcem.

Petrografický rozbor sondy S15, která byla provedena v místě stavby: 0,00 – 0,90 středně ulehlá škvára, 0,90 – 1,70 ulehlá škvára s kameny a cihel, 1,70 – 2,40 ulehlé opukové kameny, 2,40 – 5,20 ulehlá, vlhká škvára s jednotlivými opukovými balvany, 5,20 – 6,00 hnědá, tuhá, vlhká, písčito-jílová hlína s organickými zbytky, 6,00 – 6,60 černá organická hlína, 6,60 – 7,70 šedý, ulehlý, mokřý, hrubozrnný písek se šterky, 7,70 – 9,00 šedý, zavlhlý, pevný, písčitý slínovec. Hladina podzemní vody byla zjištěna v hloubce 4,40 m, ustálená 5,20 m.

Předpokládalo se s objektem provedeným jako klasický, zděný. Bylo uvažováno, že budou 2/3 objektu podsklepeny, objekt měl být založen ve třech výškových úrovních: 1,20 m, 2,50 m, 4,00 m p.p.t.. Toto založení bylo uvažováno za velmi komplikované a bylo doporučeno založení celého objektu v hloubce 2,50 m p.p.t. v navážkách a ustálená hladina spodní vody by měla být o 3,00 m níže. Bylo doporučeno založit objekt na základových pasech. Naopak založení celého objektu na základové desce z důvodu vztlaku agresivní spodní vody (podkladní šterkový polštář by se musel při hutnění neustále odčerpávat, apod...) nebylo doporučeno!!!

Dále bylo v tomto geologickém posudku vypočítáno orientační sednutí objektu. Při uvažování založení na základové desce vycházelo teoretické sednutí objektu 60 cm, v praxi dle zkušeností mělo být uvažováno se sednutím 30 cm. Ve výpočtu bylo ukázáno, že základovou desku z důvodu velkého sedání nelze použít. Založení objektu v kombinaci základových pasů pod zdivem a ŽB deskou pod kotelnou ve dvou výškových úrovních by bylo málo efektivní a náročné, proto bylo doporučeno založení celého objektu pouze na základových pasech ve výškové úrovni 2,50 m p.p.t. tak aby nebylo překročeno max. namáhání základové půdy 1,20 kg/cm².

Třetí geologický průzkum byl proveden v roce 1980 SUDOPem Pardubice (akce 4346). V tomto průzkumu bylo provedeno rozšíření geologického průzkumu z roku 1977 (akce č. 4046). V prostoru stavby objektu byly původní sondy S15 a S12. Původní rozměry objektu byly zvětšeny a bylo zjištěno, že sondy S1, S2 a S4 se rovněž nacházejí v místě stavby. V průběžných jednáních bylo uvažováno i o založení tohoto objektu na pilotách. Od této varianty bylo rovněž upuštěno.

Zkoumané území náleží morfologicky Pardubické kotlině. Klimaticky je to oblast teplá s délkou vegetačního období 140 až 160 dnů se sněhovou pokrývkou do 50 cm za rok. Půdní druhy se vyskytují hlinitopísčité, půdní typy nivní. Geologicky je území tvořeno mezozoickými slínovci, překrytými kvartérními šterkovými sedimenty fluviálními – terasový stupeň I řeky Labe z Wurm 3, odpovídající inundačnímu území. Ty jsou lokálně překryty splachování hlínami a jíly s organickou příměsí. Terén je do dnešní úrovně dosypán různorodými navážkami.

Dále bylo provedeno 5. nových sond. Těmito sondami byl zpodrobněn předběžný průzkum z roku 1977 (akce č. 4046). Pomocí výše uvedených sond byl sestrojen rozvinutý profil, graficky zobrazující sled vrstevní pod objektem. Pod vrstvou 4,20 až 5,50 m mocných navážek, podrobně členěných v legendě, byl ověřen původní terén. Ten je tvořen v případě sond S1, S3 a S4 splachovými hlínami a jíly tuhými s organickou příměsí, mocnými 0,50 až 1,10 m. Na sondách S5 a S2 pak je tvořen bezprostředně pod humusem písky a šterkopísky, v hloubce 7,70 až 8,40 m ležících na mezozoických slínovcích nevětracích. Petrografický rozbor: Sonda S1: 0,00 – 4,30 navážka, popel, škvára, kameny, cihly, železo, sklo, ulehlá, vlhká, 4,30 – 5,00 navážka, kameny, jemnozrnné pískovce ulehlé, zvodnělé, 5,00 – 5,10 navážka, šedomodrý písčitý jíl mokřý, tuhý, 5,10 – 5,30 tmavohnědá jílová hlína písčitá, s organickou příměsí vlhká, tuhá, 5,30 – 6,20 tmavě hnědošedý jíl tuhý, vlhký s příměsí organických látek, 6,20 – 7,00 tmavošedý písek se šterky do 30%, hrubozrnný, ulehlý, zvodnělý, 7,00 – 8,00 šedý zajiňený hrubý písek se šterky do 30%, ulehlý, zvodnělý, 8,00 – 10,00 šedý pevný až tvrdý jílovec (slínovec) zavlhlý, zvětřalý, hladina podzemní vody navrtána 4,30 m, ustálená 4,20 m. Sonda S2: 0,00 – 0,30 navážka, škvára, kameny, popel, ulehlá, vlhká, 0,30 – 0,80 navážka, kameny, ulehlé, vlhké, 0,80 – 4,20 navážka, škvára, popel, cihly, kameny, ulehlé, vlhké, 4,20 – 4,40 tmavohnědá hlína s organickou příměsí vlhká, tuhá, 4,40 – 5,00

šedý zajiňný písek střednozrný, tuhý, mokrá, 5,00 – 6,00 hnědý zajiňný písek hrubozrný, se šterky do 2 cm zvodnělý, ulehlý, 6,00 – 6,80 světlehnědá jílovitá hlína písčitá, tuhá, vlhká, 6,80 – 7,40 šedý písčité jílové, tuhé, vlhké, 7,40 – 8,40 šedý písek hrubý, se šterky do 30% slabě zajiňný, zvodnělý, 8,40 – 12,00 šedý, pevný až tvrdý jílovec (slínovec), zavlhlý, navětralý, hladina podzemní vody navrtána 4,40 m, ustálená 4,30 m. Sonda S3: 0,00 – 0,10 navážka, černá škvára s kameny, ulehlá, vlhká, 0,10 – 1,20 navážka, shluky kamenů, výplň černá hlína škvárová, ulehlá, vlhká, 1,20 – 3,80 navážka, černá škvára, hlína, kameny, ulehlá, vlhká 3,80 – 4,50 navážka, shluky opuky, výplň černá hlína škvárová, vlhká, 4,50 – 5,50 navážka, shluky opuky, výplň černá hlína škvárová, vlhká 5,50 – 6,00 šedohnědá jílovitá hlína písčitá, s organickou příměsí, tuhá, mokrá, hladina podzemní vody navrtána 4,50 m, ustálená 4,30 m. Sonda S4: 0,00 – 3,50 navážka, černá škvára, popel, kameny, středně ulehlá, vlhká, 3,50 – 4,50 navážka, opukové kameny, výplň hlína tuhá, ulehlá, vlhká, 4,50 – 5,50 navážka, šedé kameny opuky, výplň hlína tuhá, mokrá, ulehlá 5,50 – 6,00 šedohnědá jílovitá hlína písčitá, s organickou příměsí, tuhá, mokrá, 6,00 – 8,30 šedohnědý písek hrubý se šterky, ulehlý, zvodnělý, 8,30 – 9,00 šedý pevný slínovec, navětralý, zavlhlý, 9,00 – 13,00 šedý pevný slínovec, navětralý, zavlhlý, hladina podzemní vody navrtána 4,50 m, ustálená 4,30 m. Sonda S5: 0,00 – 4,20 navážka, popel, škvára, cihly, železo, dřevo, izolatory, ulehlá, vlhká, 4,20 – 5,50 shluky kamenů, ulehlé, mokré, 5,50 – 5,80 šedohnědá, jílovitá hlína písčitá s organickou příměsí, tuhá, mokrá, 5,80 – 8,00 hnědošedý písek hrubý se šterky, ulehlý, zvodnělý 8,00 – 9,00 šedý pevný slínovec zavlhlý, navětralý, hladina podzemní vody navrtána 4,40 m, ustálená 4,20 m.

Bylo rozhodnuto, že objekt trafostanice bude dvoupodlažní z montovaných železobetonových prvků založený na betonových patkách ve dvou úrovních. Základová půda byla zaříděna jako náročná stavba v jednoduchých základových poměrech. Vzhledem k velké mocnosti různorodých navážek v prostoru stavby, málo únosných zemin v podloží a hladině ustálené podzemní vody, která může být dočasně v dosahu betonových základů, je třeba staveniště hodnotit za podmínečně vhodné. Navážky bylo doporučeno hutnit ocelovou deskou, s ohledem na různorodost navážek.

V závěrečném ustanovení bylo doporučeno založení objektu na betonových základových pakách na šterkopískovém polštáři. Šterkopískový polštář má za účel eliminovat negativní vlivy. Při hloubení jam pro základové patky pod úroveň hladiny podzemní vody bylo doporučeno provádět hloubení pod sníženou hladinou spodní vody. S přihlédnutím k laboratorně prokázané agresivitě spodní vody bylo doporučeno použít při betonáži patek struskoportlandský cement, odolné kamenivo a upravit hladký povrch betonů. Protože byla budova navržena ve dvou výškových úrovních, bylo doporučeno provést dilatační spáru ve všech stykových plochách. Dále bylo doporučeno provést dynamické hutnění základové půdy ocelovou deskou na výložníku rypadla nebo jiným stejně účinným zařízením.

Čtvrtým průzkumem byla provedena rešerše v roce 2011 Ing. Jiřím Šrou. V této rešerši autor pátral po poruchách objektu a po tom, co mohlo být jejich hlavní příčinou. Zároveň v této rešerši bylo provedeno nivelační zaměření budovy, aby se zjistilo, jakým způsobem budova nerovnoměrně sedá a ve kterých místech. Autor rovněž i hledal v historických záznamech, které by mohli objasnit příčiny poruch objektu a jeho nerovnoměrného sedání. Po provedeném nivelačním měření (které bylo vztaženo k obkladu soklu, který je proveden po celém obvodu budovy a měl by být ve stejné výškové úrovni, dále bylo provedeno měření výšky podlah v objektu) bylo zjištěno, že objekt nerovnoměrně sedá. Největší sednutí objektu je v severozápadním rohu, které činí cca 16,0 cm, což je taky patrné na fasádě, kde je vidět nápadná svislá a vodorovná trhlinka.

V této rešerši bylo také zjištěno, že bylo původně provedeno pět vrtů (ozn. 267 551 až 267 555) které byly umístěny do rohů plánovaného objektu. Tyto vrtly byly dle autora rešerše špatně umístěny, neboť měly být situovány vedle stavby, a ne přímo pod základy budoucího objektu. Objekt trafostanice během projektových prací měnil půdorys a polohu, proto konečné umístění stavby je více západním směrem, než bylo původně plánováno a v místě posunu objektu již nebyly prováděny vrtly. Podloží objektu v tomto místě proto nebylo prozkoumáno.

Dle geologických poměrů a historie staveniště bylo zjištěno, že objekt trafostanice leží na okraji odstaveného meandru řeky Labe, na pásu mokřin. Toto odstavení řeky Labe bylo provedeno teprve před několika sty lety. V letech 1947 až 1950 byla celá plocha vyplněna navážkou. Jednalo se především o opukové bloky a suť z rušeného choceňského tunelu.

Místní geologické poměry: Z regionálně geologického hlediska lokalita spadá do oblastí labské části české křídové pánve, která je zde pod kvarterními uloženinami reprezentována slínovci teplického souvrství svrchně turonského až coniackého stáří. Poloskalní podloží na kótě okolo 212 m n.m. je překryto labskými náplavy, nejvyšší část profilu tvoří navážky.

Autor rešerše stanovil faktory, které by mohli pravděpodobně mít za následek nerovnoměrné sednutí objektu: Umístění na okraji odstaveného ramene Labe (Samotné umístění budovy na přesýpaném okraji

labského meandru by mohlo znamenat nebezpečí nerovnoměrného sednutí v důsledku různé mocnosti konsolidující navážky) Nejjižnější část trafostanice se nachází na navážce o mocnosti 4,2 m, ostatní části na navážce o mocnosti zpravidla 5,2 m. Metrový rozdíl navážek v porovnání s jinými vlivy bude spíše podružný. Nehomogenita navážek (V půdorysu trafostanice nebyla navážka vytvořena v jedné etapě ze sypaniny skalních hornin z likvidovaného choceňského tunelu. Je vidět, že S-1 a S-15 mají velmi nepříznivý poměr škváry a kamene, ale to má vrt S-2 také. Je možné, že na eliminaci nepříznivého vlivu škváry a popela mělo hutnění štěrkopískových podsypů, které přispělo k jejich částečné konsolidaci už před vybetonováním základové desky.). Přítomnost organických zemin v podloží (Toto je pravděpodobně nejpodstatnější vliv. Za organické zeminy jsou považovány jemnozrnné zeminy s více než 5 % a písčité zeminy s více než 3 % organické (spalitelné) hmoty. Ve zprávě z roku 1977 je patrné, že přítomnost organických zemin byla známa od počátku průzkumných prací na lokalitě. Nejvýznamnější těleso organické hmoty bylo zjištěno vrtem S-15, ale i ve vrtech S-3 a S-4. Výplň zazemňovaného říčního ramene je tvořena tělesy rozdílných zemin čočkovitého tvaru, přičemž protažení čípek je přibližně ve směru rovnoběžném s břehem. Z toho vyplývá, že případná přítomnost tělesa rašeliny pod severozápadním rohem objektu byla v souladu se zákonitostmi stavby odstavených říčních ramen. Autor rešerše považuje přítomnost těles silně organických zemin v podloží za pravděpodobnou hlavní příčinu poklesu severozápadního rohu budovy. Nevhodné založení je hlavní negeologická příčina extrémního sedání a následných vzniklých deformací. Aby se vyloučilo sedání, měl být objekt založen na pilotách - návrh a provedení základové desky pod objektem se ukázalo jako nevhodný způsob založení objektu. Pravděpodobným důvodem, proč nebyla provedena pilotáž, byla tehdejší technologie pilotování, spočívající v beranění nebo vrtání tzv. šrotem, pro kterou představovaly opukové bloky značnou komplikaci. Geotechnické profily (Měly být uvedeny pro vrty S-1 a S-15 jako pro „špatné“ případy a pro vrty S-2, S-3 a S-5 jako pro případy „lepších“ základových poměrů. Problémem však je značná přítomnost navážek škváry a popela. Pokud tyto hmoty vznikly dokonalým spálením uhlí, měla by jejich konsolidace proběhnout již v prvních měsících a nejvýše letech po výstavbě. Zkušenost však říká, že obsah nespáleného uhlí vede k prodloužení jejich „konsolidace“ - ve skutečnosti se jedná o oxidaci uhlíku a tím ztrátu objemu na mnoho desetiletí. Jelikož obsah nespáleného uhlí v navážce není znám, její geotechnické vlastnosti jsou nepředvídatelné.).

V závěru autor shrnul všechny poznatky a konstatoval: Hlavní příčina značného nerovnoměrného sednutí, zejména poklesu severozápadního rohu části budovy, spočívá s největší pravděpodobností v přítomnosti těles organických zemin v podloží navážky, tj. v hloubce přes 5 m pod úrovní terénu. Z toho vyplývá, že dokonalým řešením by bylo pouze podpilotování porušených částí základové desky a její následná oprava. Výpovědi pamětníků dokládají, že k vážnému porušení budovy došlo již v prvních několika letech po výstavbě. Okolo roku 2005 byly provedeny opravy popraskaných vnitřních omítek v hlavní chodbě. V současné době jsou omítky opět popraskané, a rozevření trhlin dosahuje v současnosti opět několika mm. **TO JE DŮKAZEM, ŽE PROCES KONSOLIDACE ZÁKLADOVÉ PŮDY POKRAČUJE I NADÁLE, PŘIČEMŽ ALE JE MOŽNÉ POČÍTAT S JEHO DALŠÍM ZPOMALOVÁNÍM.** Pro získání geotechnických charakteristik by však bylo nutné provést doplňkový geologický průzkum, zaměřený na složení navážek a současnou mocnost organické polohy v blízkosti severozápadního rohu objektu. Snáze a pravděpodobně i přesnější výsledky by však poskytlo opakované nivelační měření a přesné měření vzdáleností v budově, na základě kterého by bylo možné sestavit křivku konvergence sedání. Pokud stavebně-technický průzkum nedojde k závěru, že hrozí nebezpečí z prodloužení, doporučuji po dobu několika let budovu udržovat provozuschopnou pomocí provizorních oprav pláště a v průběhu těchto let provést soubor přesných měření prostorových změn. Na jejich základě bude možné s přesností odhadnout budoucí změny a dobu jejich trvání. V této době bude také rozumné lokalizovat a prozkoumat stupeň poškození základové desky, aby bylo možné případnou opravu provést neprodleně po vyhodnocení měření.

Skutečné provedené zemní práce:

Hlavní stavební práce byly kopány strojně, posledních 10 cm bylo provedeno ručním kopáním, aby nedošlo k porušení základové spáry. Výkop pro venkovní trafa byl proveden od pažení (z důvodu blízkosti vlečky do lihovaru).

b. Základy:

Celý objekt, i když to nebylo doporučeno ve výše popsaných geologických průzkumech, je založen na železobetonové desce. Deska má tl. 0,60 m. Pod podkladním betonem je navržen štěrkový podsyp hutněný.

Založení pod venkovními transformátory je provedeno rovněž na základové desce, která je

vyztužena svařovanou sítí. Deska má náběhy 1:1

Osvětlovací šachty jsou založeny na železobetonových konzolách, které jsou součástí suterénního zdiva.

Založení vnitřních zdí u nepodsklepené části je na podkladní betonové mazanině vyztužené sítěmi.

c. Svislé konstrukce:

Nosnou konstrukci objektu tvoří dílce montovaného skeletu T-PMS-67, výrobce ZIPP Bratislava, Prefa Ústí nad Labem, modul 6,000 x 6,000 m, 3,000 x 3,000 m. Protože výrobce skeletové konstrukce přestal vyrábět monolitické betonové schodiště k tomuto systému, bylo v objektu provedeno schodiště ocelové.

Obvodový plášť je proveden z keramických panelů z výroby bývalých Východočeských cihelen Hrochův Týnec, tl. panelu 270 mm. Tyto panely byly z důvodu zlepšení tepelně – technických vlastností obloženy lignoporovými deskami tl. 50 mm (pouze v místech, kde byly vytápěné místnosti). Dozdívky obvodového pláště (mezi jednotlivými panely, kde to bylo potřebné) jsou provedeny z keramických pálených cihel metrického formátu na maltu vápenocementovou MVC 25.

Vnitřní zdivo je provedeno částečně z prefa keramických panelů, jaké byly použity na obvodový plášť a částečně vyzděny z cihel keramických pálených metrického systému, tl. zdiva 250 mm. Zdivo tl. 300 mm je vyzděno z cihelných bloků CDK. Zdivo je zděna na vápenocementovou maltu MVC 25.

Příčky jsou v celém objektu provedeny zděné cihelné z cihel metrického formátu na maltu vápenocementovou MVC 25. V 1.NP jsou provedeny příčky montované výšky 3,00 m.

Zdivo atiky je provedeno částečně skládané z prefa keramických panelů a částečně zděné z cihel.

Zdivo suterénu je do výšky 1,20 m provedeno jako železobetonové. Od výšky 1,20 m do výšky 0,10 m je použito částečně z prefa keramických panelů a část zděná z keramických cihel. Část suterénního zdiva je provedena i z prostého betonu.

Schodišťové zdivo je provedeno zděné z cihel metrického formátu tl. 250 mm, a dále z prefa keramických panelů.

Zdivo venkovních transformátorů je montované z prefa keramických panelů. Panely byly nasunuty do dodatečně napojených U profilů. K obvodovému plášti vlastního objektu jsou panely připojeny dozdvívkou z keramických cihel.

Zdivo šachet je z prostého betonu.

Zdivo osvětlovacích šachet je provedeno z cihel metrického formátu na maltu vápenocementovou MVC25.

d. Vodorovné konstrukce:

Na stropní konstrukce a střechu byly použity monolitické dílce skeletu T-PMS-67, výrobce ZIPP Bratislava, Prefa Ústí nad Labem. Nad vchody byly navrženy z požárních důvodů římsy. Římsy jsou provedeny z prefa desek s obráceným osazením.

e. Skladba střechy:

Konstrukce střechu je provedena z monolitických dílců skeletu T-PMS-67, výrobce ZIPP Bratislava, Prefa Ústí nad Labem. Na panelech je agloporit ve spádu 2,5% tl. 75 – 263 mm, AC – PC panely velikosti 2500 x 1200 x 62 mm, 3 x Bitadik tl. 15 mm a 2 x Rubel tl. 10 mm.

f. Výplně otvorů:

Všechny okna a dveře v objektu jsou navrženy dřevěné, nebo ocelové.

3. Statické posouzení

Majitel objektu chce provést zateplení celé budovy a před vlastním prováděním zateplení bylo nutné provést statické posouzení, protože se v objektu nacházejí trhliny. Proto byla provedena dne 17. 08. 2011 obhlídka objektu, kde byly zjištěny tyto vizuální závady (viz. příloha č. 1 – fotodokumentace – technická zpráva str. 13 až 18):

- Obvodový plášť objektu je značně potrhán, jsou vidět trhliny mezi jednotlivými prefa keramickými panely, velikosti trhlin jsou řádově v milimetrech.
- Dále jsou na obvodovém plášti viditelné trhliny na rozhraní materiálu prefa keramických dílců a dozdvívek z cihel metrického formátu. Tyto dozdvíčky jsou odtrženy od vlastní konstrukce a mezi dozdvíčkami a panely jsou viditelné značné trhliny velikosti okolo 10 mm. Tyto dvě závady jsou

- viditelné na celém objektu.
- Hlavní porucha je mezi osami 5 a 6, kde došlo k sednutí celé části objektu v osách 6 až 8. Sednutí je patrné na fasádě, kde vznikla vodorovná trhlinka velikosti okolo 50 mm. Po celé výšce budovy je v tomto místě viditelná svislá trhlinka šířky 10 až 20 mm. Tato trhlinka je viditelná i ve vnitřních prostorech.
- Ve vnitřních prostorech v této části objektu (osy 6 až 8) je vizuálně patrné na podlahách naklonění části objektu západním směrem.
- V této části objektu se vyskytovali rovněž trhliny v okolí oken, a některá z nich, pravděpodobně z důvodu deformace obvodových stěn a celého objektu, nelze již zavřít.

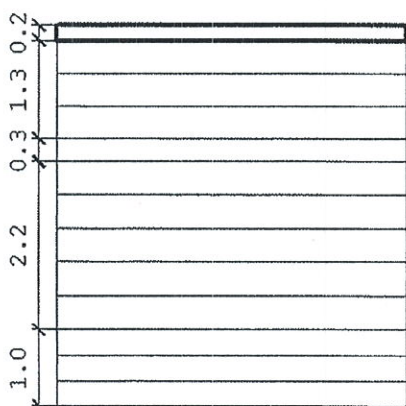
Na základě výše popsaných poruch a zjištěných skutečností při obhlídce objektu bylo nutné provést statické posouzení objektu, především způsob založení objektu a únosnost základových zemin.

PROTOŽE NEBYL K DISPOZICI PŮVODNÍ STATICKÝ VÝPOČET, VYCHÁZELO SE PŘI STANOVENÍ ZATÍŽENÍ Z TECHNICKÉ ZPRÁVY A VÝKRESOVÉ DOKUMENTACE STAVEBNÍ ČÁSTI /ZPRACOVANÉ SUDOPEM Z ROKU 1980 ING. ANTOŠEM/. BYLO NUTNÉ POSODIT ZÁKLADOVÉ PODLOŽÍ, ZDA VYHOVUJE DANÝM ZATÍŽENÍM, KTERÉ SE VYSKYTUJÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE, NEBO ZDA TATO PORUCHA BYLA ZPŮSOBENA JINOU PŘÍČINOU (VIZ. PŘÍLOHA Č. 2 - STATICKÝ VÝPOČET).

Pro posouzení základových poměrů bylo použito programu NEXIS 3.11.. V programu byla namodelována železobetonová základová deska. Pro přesnější stanovení deformací základové desky v interakci s podložím bylo z důvodu rozdílného založení objektu zvoleno rozdělení desky na dvě dílčí části: část desky pod třípatrovou částí mezi osami 1 až 5, a část desky pod dvoupatrovou částí mezi osami 6 až 8. Na tyto dílčí části bylo namodelováno zatížení tak, aby co nejlépe vystihovalo reálnou situaci: bodové síly od jednotlivých sloupů, liniové zatížení od obvodových a vnitřních nosných stěn a plošné zatížení od konstrukcí podlah a užitého zatížení.

VE STATICKÉM VÝPOČTU BYLY UVAŽOVÁNY NÁSLEDUJÍCÍ PŘEDPOKLADY:

- ZÁKLADOVÁ ZEMINA BYLA VŽDY MODELOVÁNA OD ZÁKLADOVÉ SPÁRY SMĚREM DOLŮ, TZN. VE DVOU VÝŠKOVÝCH ÚROVNÍCH: POD TŘÍPODLAŽNÍ ČÁSTÍ OD KÓTY -4,0 M A U DVOUPODLAŽNÍ ČÁSTI OD KÓTY -2,0 M (VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 58 A 65)
- SLOŽENÍ ZÁKLADOVÉ PŮDY POD TŘÍPODLAŽNÍ ČÁSTÍ (NAMELOVANÉ V PROGRAMU NEXIS 3.11.) – VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 71



Edef=1.00 [MPa] Poiss=0.30 gama=18.00 [kN/m3] m=0.10

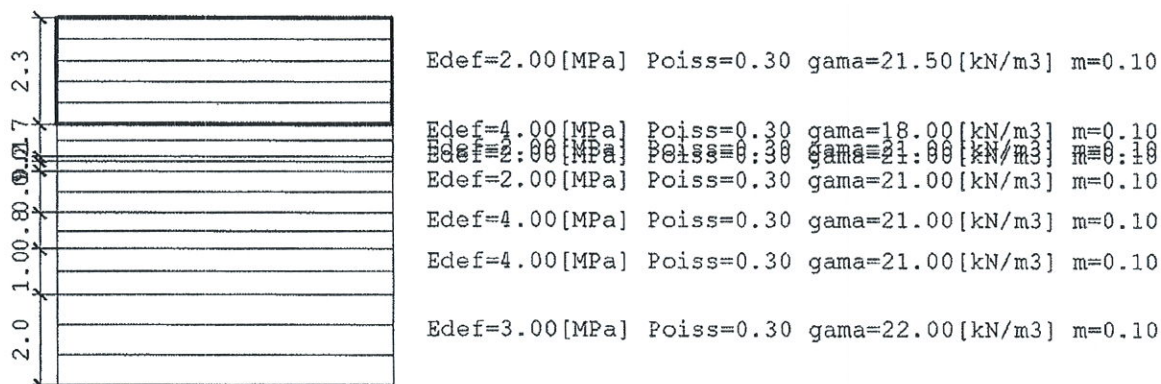
Edef=1.00 [MPa] Poiss=0.30 gama=18.00 [kN/m3] m=0.10

Edef=1.00 [MPa] Poiss=0.30 gama=21.00 [kN/m3] m=0.10

Edef=1.00 [MPa] Poiss=0.30 gama=21.00 [kN/m3] m=0.10

Edef=1.00 [MPa] Poiss=0.30 gama=22.00 [kN/m3] m=0.10

- SLOŽENÍ ZÁKLADOVÉ PŮDY POD DVOUPODLAŽNÍ ČÁSTÍ (NAMODELOVANÉ V PROGRAMU NEXIS 3.11.) – VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 72



- V OBOU PŘÍPADECH BYLO UVAŽOVÁNO Z HLADINOU PODZEMNÍ VODY 4,2 M POD TERÉNEM
- MODEL, SOILIN (CHARAKTERISTIKY ZEMIN, HLADINA PODZEMNÍ VODY, APOD...), ZATÍŽENÍ, KOMBINACE, APOD... BYLY NAMODELOVÁNY TAK, ABY CO NEJLÉPE VYSTIHOVALY DANOU KONSTRUKCI A PODLOŽÍ A CO NEJLÉPE VYSTIHOVALI DANOU REÁLNOU SITUACI (VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 56 AŽ 78)!!!

4. Příčiny poruch

Pravděpodobných příčin poruch může být hned několik:

Část objektu (v osách 6 až 8), kde se vyskytly trhliny, která sedla oproti celé stavbě cca o 50 mm, je pouze dvoupátrová a hloubka založení této části objektu (základová spára) se nachází 2,000 m pod terénem. Dle přiložené geologické rešerše je patrné, že tato část objektu je založena v navážkách z třebovského tunelu. Tyto navážky mají mocnost okolo 4,000 m. Protože se jedná o zeminy (navážky) se špatnými mechanickými vlastnostmi, pravděpodobně došlo k překročení dovoleného namáhání zemin v tomto místě. Třípatrová část objektu je podsklepená a hloubka založení je 4,000 m pod terénem, z čehož plyne, že je tato část objektu založena pod navážkami na únosnějším podloží. Z výše popsaného vyplývá, že dvoupátrová část objektu mohla z tohoto důvodu sednout více než část třípatrová, a to o cca 50 mm.

Další možnou příčinou poruchy je špatně zhuštěné podloží v tomto místě. Pod celou stavbou měl být proveden štěrkopískový polštář tl. 0,600 m, který měl být zhuštěn na předepsaný E_{def} . Tento štěrkopískový polštář mohl být například špatně zhuštěný (nebylo dosaženo požadovaného E_{def}) nebo pod objektem není provedený vůbec.

Jednou s dalších příčin většího sedání by mohlo být zatékání vody do základových konstrukcí. V této části objektu (ve dvoupátrové) je mezi základovou deskou tl. 600 mm a podkladním betonem tl. 200 mm vrstva zhuštěného štěrkopísku mocnosti 900 mm. Při realizaci stavby, nebo při jejím užívání a sedání objektu mohlo dojít k porušení hydroizolace proti zemní vlhkosti a podzemní vodě. Dle geologické rešerše je ustálená hladina podzemní vody v hloubce 4,000 m pod terénem, což je cca 2,000 m pod základovou deskou této části objektu. Vzhledem k charakteru naváže a jejich mechanických vlastností je možné, že spodní vody mohly vystoupat až k základové desce a mohly se vlivem porušení hydroizolace dostat až do prostoru mezi základovou deskou a podkladním betonem (do štěrkopísku). Tím mohlo dojít k přetížení této části stavby a následně k překročení již tak špatné únosnosti zeminy v tomto místě a mohlo dojít k většímu sednutí této části objektu.

Pravděpodobně hlavní příčina značného nerovnoměrného sednutí objektu je přítomnost těles organických zemin v podloží navážky, tj. v hloubce přes 5 m pod úrovní terénu. Dle tvrzení pamětníků došlo k této poruše již během prvních několika let po výstavbě. V roce 2005 byly provedeny opravy popraskaných vnitřních omítek v hlavní chodbě. Tyto opravené praskliny se nyní opět ukazují, což je důkazem toho, že proces konsolidace základové půdy pokračuje i nadále, přičemž ale je možné počítat s jeho dalším zpomalováním.

5. Výsledky statického výpočtu

Po provedení výpočtu sedání objektu programem NEXIS 3.11. bylo zjištěno (jak je také doloženo ve statickém výpočtu), že sedání části objektu třípatrové je 100 mm (statický výpočet str. 76 až 78), a sedání části objektu dvoupátrové je 197 mm (statický výpočet str. 73 až 75). Tyto maximální hodnoty sedání objektu se nacházejí na jihovýchodním rohu budovy (pro případ sedání 100 mm) a na severozápadním rohu budovy (pro případ sedání 197 mm). Z výše popsaného je patrné, že se potvrdila reální situace, která je viditelná na objektu a byla potvrzena geodetickým - nivelačním měřením provedeným Ing. Šurou (více viz. Rešerše). **KDYŽ POROVNÁME HODNOTY SEDÁNÍ VYPOČTENÉ PROGRAMEM NEXIS (100 MM A 197 MM – VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 73 AŽ 78) A HODNOTY NAMĚŘENÉ NIVELACÍ PŘÍMO NA MÍSTĚ (CCA 80 MM A 160 MM – VIZ. GEOLOGICKÁ REŠERŠE) JE PATRNÉ, ŽE VLASTNÍ PROCES KONSOLIDACE A SEDÁNÍ OBJEKTU TRAFOSTANICE NENÍ JEŠTĚ UKONČEN. S NEJVĚŠÍ PRAVDĚPODOBNOSTÍ BUDE POKRAČOVAT SEDÁNÍ OBJEKTU I V DALŠÍCH LETECH PROVOZU (VIZ. STATICKÝ VÝPOČET STR. 79 AŽ 81)!!!**

Statické zajištění tohoto objektu by bylo neúčinnější v severovýchodním rohu objektu, kde dochází k největšímu sedání a objekt se naklání severozápadním směrem (vizuálně viditelné). Pravděpodobným řešením podchycení tohoto rohu by bylo provést podpilotování, nebo mikropilotáž, apod...

NÁVRH ZACHYCENÍ SEDÁNÍ OBJEKTU NENÍ SOUČÁSTÍ TOHOTO STATICKÉHO VÝPOČTU!!!

PROTOŽE VŠAK NENÍ PROCES KONSOLIDACE A SEDÁNÍ JEŠTĚ U KONCE, DOPORUČUJI VLASTNÍKOVI STAVBY PROVÉST POZOROVÁNÍ OBJEKTU, SLEDOVÁNÍ TRHLIN (ZDA SE JEŠTĚ ZVĚTŠUJÍ) BĚHEM NĚKOLIKA NÁSLEDUJÍCÍCH LET A POTÉ ROZHODNOUT, CO DÁL S TÍMTO OBJEKTEM DĚLAT!!! DOPORUČUJI NA TRHLINY OSADIT SÁDROVÉ TERCÍKY, NEBO SKLÍČKA A SLEDOVAT DANÁ MÍSTA. DÁLE DOPORUČUJI PROVÁDĚT NIVELAČNÍ MĚŘENÍ A SLEDOVÁNÍ SEDÁNÍ OBJEKTU. V DALŠÍM KROKU JE NUTNÉ PROVÉST GEOLOGICKÝ PRŮZKUM V MÍSTĚ NEJVĚŠÍHO SEDÁNÍ OBJEKTU, KDE BY BYLY JASNĚ POPSÁNY A CHARAKTERIZOVÁNY ZEMINY A NÁVÁŽKY V TOMTO MÍSTĚ, Z NĚHOŽ BY SE POTÉ VYCHÁZELO PŘI NÁVRHU ZACHYCENÍ SEDÁNÍ OBJEKTU!!! ZÁROVEŇ DOPORUČUJI VLASTNÍKOVI OBJEKTU PROVÉST SONDY DO KONSTRUKCE V MÍSTĚ TRHLIN, TZN. PROZKOUMAT ZÁKLADOVOU DESKU A OBVODOVÉ NOSNÉ STĚNY V MÍSTĚ TRHLIN. PROVÉST ODKRYTÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE A KONSTRUKCE OBVODOVÉHO ZDIVA (KERAMICKÉ PANELY) Z INTERIÉRU I Z EXTERIÉRU A PŘIZVAT PROJEKTANTA (STATIKA) K POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY A OBVODOVÉHO ZDIVA V TOMTO MÍSTĚ.

DÁLE DOPORUČUJI VLASTNÍKOVI PROVÉST MIN. OPRAVY OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ BUDOVY, PROVÉST PŘIKOTVENÍ ODTRHNUTÝCH OBVODOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ A DOZDÍVEK Z CIHEL METRICKÉHO FORMÁTU K NOSNÉ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCI A ZAPRAVIT TYTO POŠKOZENÉ MÍSTA. PROVÉST KOMPLETNÍ OPRAVU STŘEŠNÍHO PLÁŠTĚ, KTERÝ JE VE ŠPATNÉM TECHNICKÉM STAVU A DO OBJEKTU JIŽ V NĚKTERÝCH MÍSTECH ZATĚKÁ.

6. Uvažovaná zatížení

ČSN EN 1991-1-1 Objemové tíhy a užitná zatížení staveb

ČSN EN 1991-1-3:2005/Z1:2006 : - sněhová oblast I., $s_k = 0,75 \text{ KPa (KN/m}^2\text{)}$

ČSN EN 1991-1-4:04.2007: výchozí základní rychlost větru - $v_{bo} = 27,5 \text{ m/s}$
Kategorie terénu – II., Větrná oblast III.

7. Použité normy a podklady

Použitý software:

- IDA NEXIS 3.11.

Použité podklady:

ČSN EN 1991-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení

ČSN EN 1991-1-1:03/2004 – Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3:2005/Z1:2006 - Obecná zatížení - Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4:04.2007- Obecná zatížení - Zatížení větrem

ČSN EN 1992-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1996-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN 73 1001 Zakládání staveb – základová půda pod plošnými základy

Statické tabulky - Šafka, Hořejší

Původní projektová dokumentace od SUDOPu Praha z roku 1980

8. Závěr

STÁVAJÍCÍ STAV OBJEKTU TRAFOSTANICE 35 KW V PARDUBICÍCH JE VE ŠPATNÉM TECHNICKÉM STAVU, TENTO STAV VŠAK NENÍ HAVARIJNÍ!!! JE ALE NUTNÉ ZAČÍT TENTO STAV ŘEŠIT, ABY SE BĚHEM NÁSLEDUJÍCÍCH NĚKOLIKA LET OBJEKT NEDOSTAL DO HAVARIJNÍHO STAVU.

OBJEKT SEDÁ NEROVNOMĚRNĚ, NEJVÍCE SE SEDÁNÍ PROJEVUJE V SEVEROZÁPADNÍM ROHU (NYNÍ 160 MM A KONCOVÉ SEDÁNÍ VYPOČTENÉ PROGRAMEM 190 MM) A V JIHOVÝCHODNÍM ROHU (NYNÍ 60 MM A KONCOVÉ SEDÁNÍ VYPOČTENÉ PROGRAMEM 100 MM). Z VÝŠE POPSANÉHO JE PATRNÉ, ŽE PROCES SEDÁNÍ A KONSOLIDACE JEŠTĚ NENÍ UKONČEN. S NEJVĚTŠÍ PRAVDPODOBNOSTÍ BUDE JEŠTĚ BĚHEM NĚKOLIKA NÁSLEDUJÍCÍCH LET PROBÍHAT SEDÁNÍ A KONSOLIDACE OBJEKTU. DOPORUČUJI PROTO PROVÉST SLEDOVÁNÍ OBJEKTU, NA TRHLINY OSADIT SÁDROVÉ TERČÍKY NEBO SKLÍČKA A POZOROVAT, JAK SE BUDOU TRHLINY DÁLE VYVÝJET, ZDA SE BUDOU ZVĚTŠOVAT, NEBO JSOU UŽ USTÁLENÉ!!! DÁLE DOPORUČUJI PROVÁDĚT SOUSTAVNÉ NIVELAČNÍ MĚŘENÍ A SLEDOVÁNÍ OBJEKTU, ABY SE MOHLO ZAZNAMENÁVAT, ZDA OBJEKT JEŠTĚ SEDÁ, A PŘÍPADNĚ JAK RYCHLE!!!

V DALŠÍM KROKU JE NUTNÉ PROVÉST GEOLOGICKÝ PRŮZKUM V MÍSTĚ NEJVĚTŠÍHO SEDÁNÍ OBJEKTU, KDE BY BYLY JASNĚ POPSÁNY A CHARAKTERIZOVÁNY ZEMINY A NAVÁŽKY V TOMTO MÍSTĚ, Z NĚHOŽ BY SE POTÉ VYCHÁZELO PŘI NÁVRHU ZACHYCENÍ SEDÁNÍ OBJEKTU!!! PŘEDBĚŽNĚ LZE KONSTATOVAT, ŽE MOŽNÉ STATICKÉ ZAJÍŠTĚNÍ BY NAPŘÍKLAD MOHLO BÝT PROVEDENO POMOCÍ PILOT, NEBO MIKROPILOT. JE NUTNÉ PROVÉST PROZKOUMÁNÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ A ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE V MÍSTĚ NEJVĚTŠÍ TRHLINY, TZN. PROVÉST ODKRYTÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ (KERAMICKÉ PANELE) A ZÁKLADOVÉ DESKY Z INTERIÉRU I EXTERIÉRU A PŘIZVAT PROJEKTANTA (STATIKA), ABY PROZKOUMAL A POSOUDIL DANÉ KONSTRUKCE!!!

VLASTNÍKOVY STAVBY DÁLE DOPORUČUJI PROVÉST MIN. OPRAVY OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ OBJEKTU (PŘIKOTVENÍ KERAMICKÝCH PANELŮ A DOZDÍVEK Z CIHEL NA HLAVNÍ NOSNOU KONSTRUKCI), ABY PŘI PŘÍPADNÉ PORUŠE A ODPADNUTÍ ČÁSTÍ ZDIVA NEMOHLO DOJÍT NAPŘ. KE ZRANĚNÍ, NEBO ÚJMĚ NA MAJETKU. DÁLE DOPORUČUJI PROVÉST OŠETŘENÍ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE OBJEKTU, STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE STŘECHY JE ŠPATNÉM TECHNICKÉM STAVU A MÍSTY JIŽ DOCHÁZÍ K ZATĚKÁNÍ DO OBJEKTU!!!

STÁVAJÍCÍ STAV OBJEKTU JE SICE ŠPATNÝ, ALE NENÍ HAVARIJNÍ, PROTO MŮŽE BÝT OBJEKT DÁL VYUŽÍVÁN, JE VŠAK NUTNÉ DO BUDOUCNA POČÍTAT S OPRAVOU A STATICKÝM ZAJÍŠTĚNÍM SEDÁNÍ OBJEKTU!!!

STATICKÝ VÝPOČET BYL POČÍTÁN POUZE PRO ÚČEL POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍHO TECHNICKÉHO STAVU OBJEKTU TRAFOSTANICE 35 KW V PARDUBICÍCH A BYLY V NĚM POSOUZENY POUZE ZÁKLADOVÉ POMĚRY OBJEKTU. V DALŠÍM KROKU JE NUTNÉ VYŘEŠIT STATICKÉ ZAJÍŠTĚNÍ SEDÁNÍ OBJEKTU A KOMPLETNĚ PROVÉST OPRAVY OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ BUDOVY. V TOMTO STATICKÉM VÝPOČTU BYLO POUZE KONSTATOVÁNO, JAKÉ JSOU

MOŽNOSTI ZAJIŠTĚNÍ SEDÁNÍ OBJEKTU (NEJEDNALO SE O NÁVRH ČI POSOUZENÍ)!!! DÁLE JE NUTNÉ PŘED NÁVRHEM ZAJIŠTĚNÍ OBJEKTU PROVÉST GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM V MÍSTĚ NEJVĚTŠÍHO SEDÁNÍ, VE KTERÉM BUDOU PODROBNĚ POPSÁNY MECHANICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN A NAVÁŽEK V TOMTO MÍSTĚ, ABY SE MOHLO Z TOHOTO GEOLOGICKÉHO POSUDKU VYCHÁZET PŘI NAVRHOVÁNÍ A POSUZOVÁNÍ STATICKÉHO ZAJIŠTĚNÍ SEDÁNÍ OBJEKTU.

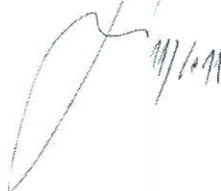
PŘI JAKÉKOLI NEJASNOSTI JE NUTNÉ SE SPOJIT S PROJEKTANTEM (STATIKEM) A PROBLÉM VYŘEŠIT!!!

PROJEKTANT SI VYHRAZUJE PRÁVO DOPLŇOVAT, PŘÍPADNĚ POZMĚŇOVAT PROJEKT NA ZÁKLADĚ NOVÝCH POZNATKŮ, ZJIŠTĚNÝCH BĚHEM PROVÁDĚNÍ VÝSTAVBY.

Vypracoval: Ve Vysokém Mýtě, 10/2011

Bc. Martin Roušar

Ing. Jiří Kopecký



PŘÍLOHA Č. 1

FOTODOKUMENTACE

Konštrukčná sústava montovaného skeletu T - PMS 67 pre užitočné zaťaženie do 1500 kp/m²

Konštrukčnú sústavu viacpodlažných priemyslových budov pre užitočné zaťaženie do 1500 kp/m² vypracoval Študijný a typizačný ústav v Prahe, Praha 1 - Staré mesto, Perlova 1, na základe typizačnej úlohy.

Sústava bola navrhnutá pre pôdorysnú osnovu základných buniek 6 x 6 m, 9 x 6 m a doplkovým 3 x 6 m. Konštrukcia pozostáva z hlavných nosných rámov s trojakým rozponom rámových priečlív, a to 6 m, 9 m a doplnku 3 m. Rámy, ktoré majú v konštrukcii funkciu hlavného nosného systému, sú od seba (v smere tráv) osove vzdialené 6 m. Stropnú konštrukciu v skeletovej sústave tvoria rebrové panely zapustené - skrátené, dĺžky 560 cm, 40 cm vysoké, v podpore znížené o 11 cm. Celá konštrukčná sústava je v podstate zmontovaná z prefabrikovaných tyčových dielcov - prievlakov, stípy, stužidlových trámov a dielcov plošných, t.j. stropných rebrových panelov a stužujúcich stien.

Hmotnosť jednotlivých dielcov nepresahuje 5000 kg. Dielce sa dopravujú na stavenisko, kde sa pomocou stavebných žeriavov zmontujú do rámovej konštrukcie. Jednotlivé dielce sa spájajú pomocou zvarovania, zálievok a dobetónovania. Základný spoj, prievlaky - stípy, je navrhnutý podľa čs. patentu č. 10 0381.

Návrh a statické posúdenie dielcov a dielov je podľa ČSN 73 2001 vrátane doplnkov, t.j. podľa stupňa bezpečnosti a ČSN 73 1310 "Zaťaženie stavebných konštrukcií".

Konštrukčná sústava a jej dielce sú navrhnuté na užitočné zaťaženie 1000 a 1500 kp/m² a stále zaťaženie podlahou 75 kp/m².

Strešná konštrukcia je počítaná na užitočné zaťaženie 300 kp/m² a stále zaťaženie nenosným strešným plášťom 150 kp/m². Obvodový plášť zavesený sa uvažuje maximálnou hodnotou 450 kp/m² pláštá. Ďalej sa konštrukcia posudzuje na zaťaženie vetrom podľa ČSN 73 1310. Účinky sa pri výpočte konštrukčnej sústavy neuvažovali.

Rámová konštrukcia, t.j. prievlaky a stípy sú dimenzované na účinky užitočného zaťaženia, redukovaného podľa smerníc VÚPS Praha.

Skladobné usporiadanie montovanej konštrukcie poskytuje široké možnosti nielen v pôdorysnej, ale aj v priestorovej skladbe objektu. Pri konštrukcii s prievlakmi dlhými 9 m v štítoch z dôvodov upevňovania obvodového pláštá sa spravidla počíta s prievlakmi dĺžky 6 m pri párnom počte 9-metrových traktov, zatiaľ čo pri nepárnom počte 9-metrových traktov sa v štíte používajú 6 m prievlaky s 3 m doplnkom.

Podkladom pre návrh jednotlivých dielcov boli výpočty základných rámov s troma až piatimi podlažiami s konštrukčnými výškami 4,2 x 5,4 m pre oba varianty užitočného zaťaženia 1000 a 1500 kp/m² v objektoch s užitočným zaťažením 1000 kp/m², dovoľuje zväčšiť počet podlaží až do úplného využitia únosnosti použitých dielcov.

Stanovenie maximálneho počtu travé v smere kolmom na hlavné nosné rámy pri stužení konštrukčnej sústavy stužidlovými trámami nie je jednoznačné a je obmedzené únosnosťou stužidlových trámov, ktoré prípadne možno zdvojsovať. Pri pozdĺžnom stužení konštrukčnej sústavy stužujúcimi stenami nie je minimálny počet travé obmedzený.

Pre konštrukciu skeletu dodávanú ZIPP, n.p., Bratislava boli zvolené typy stropných panelov odlišné od tých, ktoré sa uvádzajú v typovom podklade STU Praha. Túto zmenu vyvolala snaha o využitie foriem pre stropné panely typu Stavindustria, n.p., Bratislava, ktoré má ZIPP k dispozícii. So zreteľom na väčšiu vlastnú váhu týchto stropných panelov oproti typovým panelom STU sa vlastná váha podlahy redukovala na 75 kp/m^2 oproti váhe podlahy v typovom podklade, ktorá sa udáva hodnotou 150 kp/m^2 .

P o p i s k o n š t r u k č n e j s ú s t a v y

a) Konštrukcia s pôdorysnými základnými skladobnými bunkami $6 \times 6 \text{ m}$ a doplnkovými bunkami $3 \times 6 \text{ m}$ je konštrukcia celomontovaná s minimálnym mokrým procesom na stavenisku. Stípy jedného skladobného rozmeru $40 \times 60 \text{ cm}$, tak vnútorné ako aj krajné, spolu s prievlakmi obdĺžnikového prierezu $40 \times 60 \text{ cm}$ vytvárajú hlavné nosné rámy, ktoré okrem prenášania zvislých účinkov zaťaženia jednotlivých podlaží zabezpečujú v smere rámov aj vodorovnú tuhosť objektu. Pri určovaní vzpernej dĺžky stíпов vychádza doteraz platná ČSN 73 2001 "Projektovanie betónových stavieb" z predpokladu monolitckej konštrukcie a ČSN 73 3101 "Železobetónové prefabrikáty" sa otázkou vzperu nezaobrá.

Pre stípy prefabrikovaného skeletu sa preto odporúča uvažovať priebeh súčiniteľa vzpernosti po výške stípu podľa ČSN 73 1331 "Navrhovanie murovaných konštrukcií", čl. 16, a vzpernú dĺžku určiť podľa konštruktívneho návrhu ČSN 73 1201 "Navrhovanie betónových konštrukcií", čl. 223.

Stípy konštrukcie sú prerušené prievlakmi. Vzájomné stykovanie prievlakov sa robí v osi vnútorných stíпов privarením krátkych príložiek rovnakého prierezu, ako sú vyčnievajúce trne príložiek hlavnej nosnej výstuže prievlakov. Priestor medzi čelami prievlakov sa zaleje koloidnou zálievkou v čele stykovej výstuže.

Prievlaky sa osadzujú na stípy, z ktorých vyčnieva hlavná výstuž. Trne stíпов sú také dlhé, aby prešli prievlakom a vyčnievali nad ním asi 15 cm . Na prievlaky sa osadia stípy ďalšieho podlažia, opatrené v spodnej časti oceľovou pátkou, ku ktorej sa výstuž vyčnievajúca nad prievlak privarí kútovými zvarmi. Zvislé otvory na prievlakoch sa zalejú koloidnou zálievkou. Prievlaky i stípy sa osadzujú do lôžka z cementovej malty zn. 250. Pri hrúbke špáry nad $1,5 \text{ cm}$ treba vložiť do malty uzavretý strmienok z A-O-06. Na bokoch prievlakov sú priebežné úložné konzoly pre osadenie stropných panelov.

b) Konštrukcia s pôdorysnými bunkami $9 \times 6 \text{ m}$ sa tak líši od konštrukcie $6 \times 6 \text{ m}$ výškou a prierezom vnútorných stíпов. Prievlak 9 m je riešený ako spriahnutý, pozostávajúci z prefabrikovanej časti a dodatočne dobetónovanej časti vysokej 30 cm . Betón prievlaku, dodatočne dobetónovaný, musí pred mon-

táhou ďalších podlaží dosiahnuť takú pevnosť, aby bezpečne preniesol toto zaťaženie.

Stípy sú tyčové prvky obdĺžnikového prierezu rozmerov 40/60, alebo 40/90 cm. Používajú sa ako zvislé podpory nosnej konštrukcie montovaného skeletu. Na spodnej časti majú ocelovú pätku, z hornej časti vystupujú výstužné prúty, ktoré v konštrukcii prechádzajú prievlakom a privarujú sa k ocelovej pätku stípa nasledujúceho podlažia.

Prievlaky sú tyčové dielce dvoch základných skladobných dĺžok 6 m a 9 m. Tieto základné dĺžky dopĺňa dĺžka prievlaku 3 m. Prievlaky všetkých uvedených dĺžok dopĺňa dĺžka prievlaku 3 m. Prievlaky všetkých uvedených dĺžok majú priečne rezy usporiadané tak, že bez ohľadu na dĺžku prievlaku umožňujú uloženie jednotných stropných panelov.

Prievlaky 6 m a 3 m majú obdĺžnikový prierez šírky 40 cm a buď majú z dvoch strán 10 cm vyložené konzoly (pri krajných a vnútorných prievlakoch), alebo z jednej strany konzolu tiež 10 cm vyloženú (pri prievlakoch obvodových krajných a obvodových vnútorných).

Prievlaky dĺžky 9 m sú z montážnych dôvodov - zníženia váhy - riešené ako spriahnutý prierez. Prefabrikovaná 60 cm vysoká časť priečneho prierezu spriahnutý prierez. Prefabrikovaná 60 cm vysoká časť priečneho prierezu T sa po osadení na definitívne miesto v konštrukcii nadbetónuje, takže celková konštrukčná výška prievlaku 9 m dosiahne 90 cm. Stropné panely sa ukladajú na príruby prefabrikovanej časti prievlaku a svojimi čelami tvoria debnenie monolitickéj časti prievlaku.

Stropné panely pre konštrukciu 6 x 6 m i 9 x 6 m sú tvarovo úplne jednotné a zámenné. Skladobné rozmery základných panelov SP 1 A sú 120 x 560 cm, doplnkových panelov SP 2 A sú 90 x 560 cm.

Staticky sú stropné panely riešené ako proste uložené nosníky. Pre strešnú konštrukciu sú so zreteľom na snahu o obmedzenie počtu prvkov použité rovnaké panely ako pri ostatných stropoch. Takto vzniknutú rezervu možno využiť pre zvýšené požiadavky na tepelné, či vodotesné izolácie a pod.

Stužidlové trámy sú tyčové prvky obdĺžnikového prierezu bez konzol, alebo s jednostrannou konzolou. Pri zaťažení budovy pozdĺžnym vetrom tvoria stužidlá so stípmi rámovú konštrukciu.

Stužidlové steny sú plošné dielce, ktoré sú v konštrukcii uložené v zvislej rovine. Po zmontovaní a zmonolitnení tvoria zvislú stenu preberajúcu zaťaženie vetrom v pozdĺžnom smere (kolmo na hlavné rámy).

Príslušné výrobné tolerancie sú uvedené v podnikových normách.

Stuženie konštrukcie v smere kolmom na hlavný nosný rám sa uvažuje dvoma spôsobmi, ktoré však možno kombinovať.

- a) stuženie stenami,
- b) stuženie stužidlovými trámami
- c) Stuženie konštrukčnej sústavy v pozdĺžnom smere (kolmo na hlavné nosné rámy) možno zabezpečiť variantnými a rovnocennými spôsobmi, pomocou stužujúcich stien alebo stužidlových tráv, pričom sa nevylučuje súčasné použitie

oboch spôsobov v jednom objekte. Použitie niektorého zo stuzujúcich dielcov musí byť na konkrétnu stavbu overené statickým výpočtom.

Technologické pravidlá vypracovali pracovníci Průmyslových staveb Gottwaldov - pracoviško Brno (pózri zväzok 1 D typového podkladu STÚ).

Technické konzultácie poskytujú pracovníci výrobného podniku (oddelenie technického servisu),

Objednávky prijímajú:

Závody inžinierskej a priemyslovej prefabrikácie Bratislava, Stará Vajnorská cesta.

Číslo odborov. číselníka	Značka	Rozměry			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat m ³	Hmotn. kg	Výroba	Poznámka
		L cm	H cm	B cm	svetl. cm	q dov. kp/m	Pm Mp					

MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

STĚPY

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221

208 302	NZS 132 - 450	450	59	39			648	400	1,034	2688	Z	Stěpy NZS 132 - pre konstrukcie s prievlakmi 6m /3m/
208 302	NZS 132 - 510	510	59	39			648	400	1,174	3052	Z	
208 302	NZS 132 - 570	570	59	39			648	400	1,312	3411	Z	
208 302	NZS 136 - 450	450	59	39			648	400	1,034	2688	Z	Stěpy NZS 136 - pre konstrukcie s prievlakmi 9m
208 302	NZS 136 - 510	510	59	39			648	400	1,174	3052	Z	
208 302	NZS 136 - 570	570	59	39			648	400	1,312	3411	Z	



MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

STĚPY

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221

208 302	NZS 130 - 360	358	59	39			648	400	0,821	2135	Z	Stěpy NZS 130 - pre konstrukcie s prievlakmi 6m /3m/
208 302	NZS 130 - 420	418	59	39			648	400	0,959	2493	Z	
208 302	NZS 130 - 480	478	59	39			648	400	1,097	2852	Z	
208 302	NZS 134 - 330	328	59	39			648	400	0,752	1955	Z	Stěpy NZS 134 - pre konstrukcie s prievlakmi 9m
208 302	NZS 134 - 390	388	59	39			648	400	0,890	2314	Z	
208 302	NZS 134 - 450	448	59	39			648	400	1,082	2673	Z	



MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

STĚPY

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221

208 302	NZS 140 - 450	450	89	39			971	400	1,562	4061	Z	Stěpy NZS 140 - pre konstrukcie s prievlakom 9m
208 302	NZS 140 - 510	510	89	39			971	400	1,770	4602	Z	
208 302	NZS 140 - 570	570	89	39			971	400	1,978	5143	Z	



Číslo odborov. číselníka	Značka	Rozmery			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat. m ³	Hmotn. kg	Výrobca	Poznámka
		L cm	H cm	B cm	svetl. cm	q dov, kp/m	Pm Mp					

MONTOVANÝ SKELET

T - PMS/67

STĹPY

ŽELEZOBETÓNOVÉ, NEPREDPÄTÉ



593 221

208 302	NZS 138 - 328	328	89	39				971	400	1,134	2948	Z	Stĺpy NZS 138 pre konštrukcie s prievlakom 9m.
208 302	NZS 138 - 388	388	89	39				971	400	1,342	3489	Z	
208 302	NZS 138 - 448	448	89	39				971	400	1,550	4030	Z	

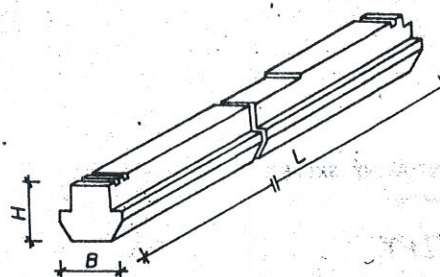
MONTOVANÝ SKELET

T - PMS/67

PRIEVLAKY

KRAJNÉ

ŽELEZOBETÓNOVÉ, NEPREDPÄTÉ



593 221

208 302	RZP 177 - 630	627,5	59	59			4380		250	1,672	4180	Z	
208 302	RZP 178 - 630	627,5	59	59			7830		250	1,672	4180	Z	
208 302	RZP 179 - 630	627,5	59	59			7830		330	1,672	4180	Z	
208 302	RZP 180 - 630	627,5	59	59			10455		250	1,672	4180	Z	
208 302	RZP 181 - 630	627,5	59	59			10455		330	1,672	4180	Z	

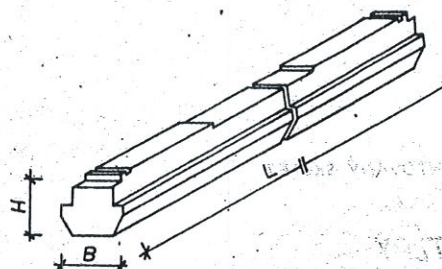
MONTOVANÝ SKELET

T - PMS/67

PRIEVLAKY

VNÚTORNÉ

ŽELEZOBETÓNOVÉ, NEPREDPÄTÉ



593 221

208 302	RZP 182	595	59	59			4380		250	1,569	3923	Z	RZP 182 - 184 pre osový modul 6m
208 302	RZP 183	595	59	59			7830		250	1,569	3923	Z	
208 302	RZP 184	595	59	59			10455		330	1,569	3923	Z	RZP 189 pre osový modul 3m
208 302	RZP 189	295	59	59			11580		330	0,778	1945	Z	

Číslo odborov. číselníka	Značka	Rozměry			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat. m ³	Hmot. kg	Výrobce	Poznámka
		L cm	H cm	B cm	svetl. cm	q dov, kp/m	Mn kpm					

MONTOVANÝ SKELET

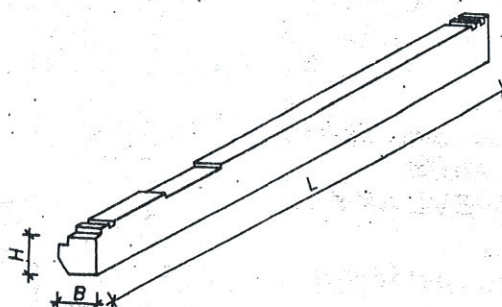
T-PMS/67

PRIEVLAKY

OBVODOVÉ KRAJNÉ

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221



208 302	RZP 185 - 630	627,5	59	49		4307		330	1,550	3875	Z	
208 302	RZP 180 - 630	627,5	59	49		5750		330	1,550	3875	Z	

MONTOVANÝ SKELET

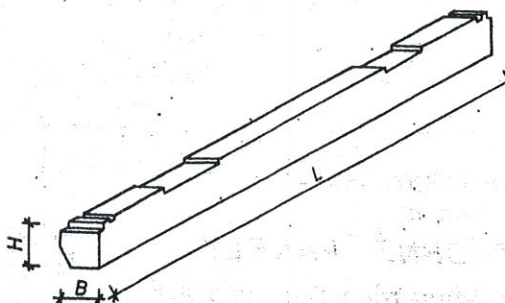
T-PMS/67

PRIEVLAKY

OBVODOVÉ VNÚTORNÉ

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221



208 302	RZP 187 - 600	596	59	49		4307		250	1,452	3630	Z	Pre os.modul 6m
208 302	RZP 188 - 600	596	59	49		5750		330	1,452	3630	Z	Pre os.modul 6m
208 302	RZP 190 - 300	296	59	49		6369		330	0,720	1800	Z	Pre os.modul 3m

MONTOVANÝ SKELET

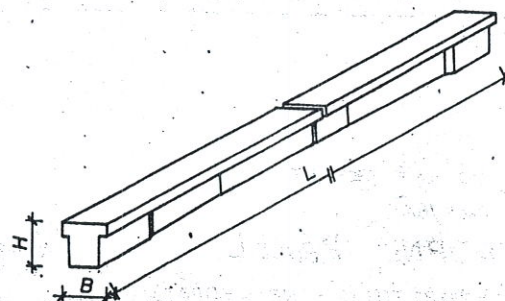
T-PMS/67

PRIEVLAKY

VNÚTORNÉ

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ

593 221



208 302	RZP 194 - 900	894	59	59		4380		400	1,782	4633	Z	
208 302	RZP 195 - 900	894	59	59		7680		400	1,782	4633	Z	
208 302	RZP 196 - 900	894	59	59		10080		400	1,782	4633	Z	

Číslo odborov. číselníka	Značka	Rozměry			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat. m ³	Hmotn. kg	Výrobce	Poznámka
		L cm	H cm	B cm	svetl. cm	q doy. kp/m ²	Mb kpm					

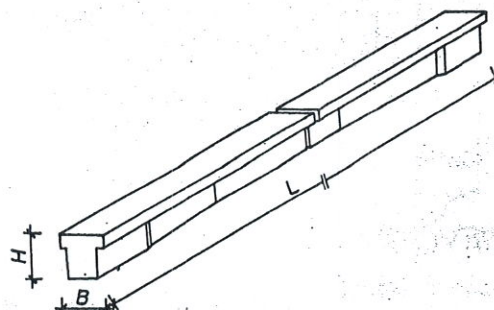
MONTOVANÝ SKELET

T - PMS/67

PRIEVLAKY

KRAJNÉ

ŽELEZOBETONOVÉ



593 221

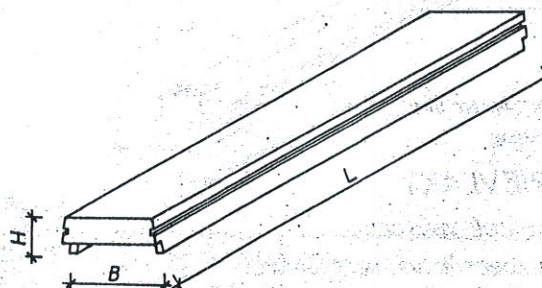
208 302	RZP 191 - 930	926,5	59	59		4380		400	1,852	4815	Z	
208 302	RZP 192 - 930	926,5	59	59		7680		400	1,852	4815	Z	
208 302	RZP 193 - 930	926,5	59	59		10080		400	1,852	4815	Z	

MONTOVANÝ SKELET

T - PMS /67

STROPNÉ PANELE

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ



593 441

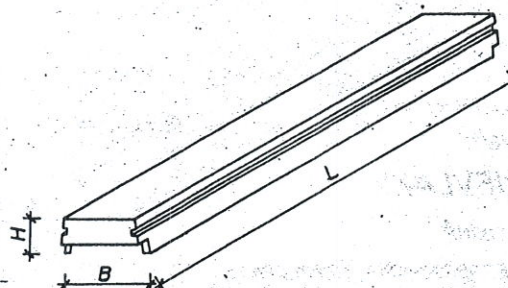
208 302	SP 3 - 120/560	556,5	40	119	540	1332	6450	250	0,890	2225	Z	
208 302	SP 3/1 - 120/560	556,5	40	119	540	1932	8680	250	0,890	2225	Z	
208 302	SP 3/2 - 120/560	556,5	40	119	540	2532	10900	250	0,890	2225	Z	

MONTOVANÝ SKELET

T - PMS/67

STROPNÉ PANELE

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPREDPĚTÉ



593 441

208 302	SP 4 90/560	556,5	40	89	540	999	5030	250	0,734	1835	Z	
208 302	SP 4/1 90/560	556,5	40	89	540	1449	6700	250	0,734	1835	Z	
208 302	SP 4/2 90/560	556,5	40	89	540	1899	8400	250	0,734	1835	Z	

Číslo odborov. číselníka	Značka	Rozměr			Techn. vlastnosti			Druh bet.	Kubat. m ³	Hmotn. kg	Výrobce	Poznámka
		L cm	H cm	B cm	svetl. cm	q do kp/m ²	W kpm					

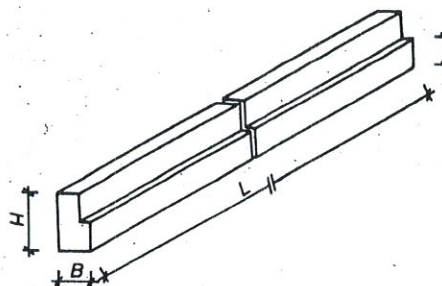
MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

SCHODIŠŤOVÉ NOSNÍKY

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPŘEDPÁTÉ

593 221



208 302	SN 1	537	65	29,5				330	0,868	2170	Z	
---------	------	-----	----	------	--	--	--	-----	-------	------	---	--

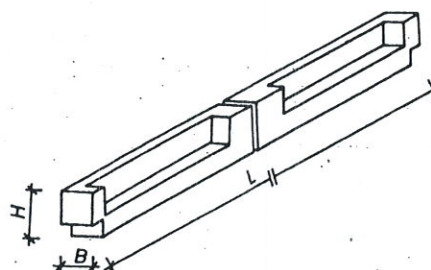
MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

PODESTOVÉ NOSNÍKY

ŽELEZOBETONOVÉ, NEPŘEDPÁTÉ

593 731



208 302	PN 1	558	50	30				330	0,702	1735	Z	
---------	------	-----	----	----	--	--	--	-----	-------	------	---	--

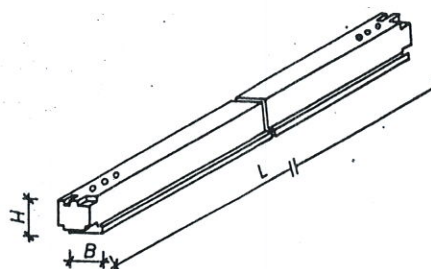
MONTOVANÝ SKELET

T-PMS/67

STUŽIDLOVÝ TRÁM

ŽELEZOBETONOVÝ, NEPŘEDPÁTÝ

593 221



208 302	PZT 69 - 560	557	39	29	540			330	0,595	1490	Z	
---------	--------------	-----	----	----	-----	--	--	-----	-------	------	---	--

MONTOVANÝ SKELET

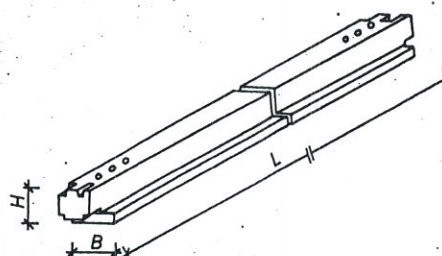
T-PMS/67

STUŽIDLOVÝ TRÁM

S KONZOLOU

ŽELEZOBETONOVÝ, NEPŘEDPÁTÝ

593 221



208 302	PZT 68 - 560	557	39	39	540			330	0,644	1610	Z	
---------	--------------	-----	----	----	-----	--	--	-----	-------	------	---	--

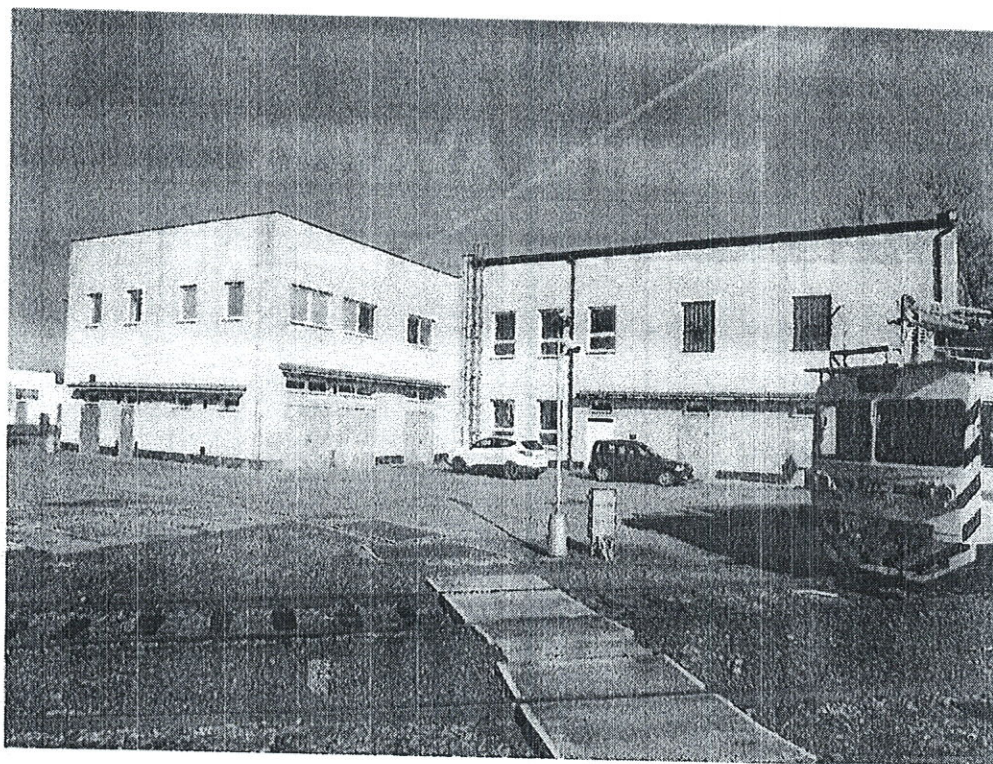


Ústav stavebního zkušebnictví, s.r.o.
J. Potůčka 115, 530 09 Pardubice - Trnová, tel. 602437103

Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.
K Vápence 2677
530 02 Pardubice

ZPRÁVA 2018/001

STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM



Identifikační údaje:

Objednavatel zkoušky: Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Pokyn pro provedení zkoušky: objednávka 184700315 ze dne 9.3.2017

Akce: Pardubice, areál SŽDC

Objekt: trafostanice TS7

Ohledávané části objektu: trhliny na stavebních konstrukcích – sledování stavu

1. Zadání:

1.1 Úvod:

Dne 15.12. 2017 bylo na objektu trafostanice TS7 v areálu SŽDC v Pardubicích provedeno sledování stavu sádrových terčů, umístěných na trhlinách na stavebních konstrukcích (viz. zpráva 2017/061).

1.2 Použité podklady:

[1] Zpráva 2017/061 Ústavu stavebního zkušebnictví s.r.o.

1.3 Použité zkušební metody:

Vizuální ohledání

Sledování aktivity trhlin pomocí sádrových terčů

1.4 Použitá měřicí a zkušební zařízení:

Sádrové terče

1.5 Podmínky zkoušení:

Pro sledování vývoje trhlin bylo umístěno dvanáct sádrových terčů na trhlinách, charakteristických pro celkový stav konstrukce.

2. Stav sádrových terčů:

číslo terče	zjištěný stav
1	vlasová trhlina šířky do 0,2 mm
2	znehodnocený mechanickým porušením
3	vlasová trhlina šířky do 0,2 mm
4	vlasová trhlina šířky do 0,2 mm
5	bez poruchy
6	bez poruchy
7	vlasová trhlina šířky do 0,2 mm
8	bez poruchy
9	vlasová trhlina šířky do 0,2 mm
10	vlasová trhlina šířky 0,3 mm (původní šířka trhliny 2,6 mm)
11	vlasová trhlina šířky 0,2 mm (původní šířka trhliny 5,3 mm)
12	vlasová trhlina šířky 0,3 mm

3. Závěr:

Z výsledků sledování sádrových terčů vyplývá následující:

- Potěrový beton podlahy v suterénu v minimálním rozsahu dilatuje, jeho stav není ustálený.
- Trhliny na vnitřních stěnách budovy lze považovat za ustálené.
- Trhliny na obvodovém plášti jsou nadále aktivní. S ohledem na šířku trhlín na sádrových terčích za sledované období (9 měsíců) lze za příčinu aktivity označit dilatování obvodových konstrukcí, pravděpodobně spolu s otřesy, vyvolanými nedalekou silniční a železniční dopravou.

Ohledání provedl: Janoš, Sláma

Zprávu zpracoval: Sláma


Ing. Miroslav Novotný
vedoucí ÚSZ

V Pardubicích 3.1.2018

Počet výtisků: 2x Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.
1x ÚSZ



Přílohy: poloha sádrových terčů
fotodokumentace stavu sádrových terčů



Ústav stavebního zkušebnictví, s.r.o.
J. Potůčka 115, 530 09 Pardubice - Trnová, tel. 466416304

Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.
K Vápence 2677
530 02 Pardubice

ZPRÁVA 2017/061

STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM



Identifikační údaje:

Objednavatel zkoušky: Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Pokyn pro provedení zkoušky: objednávka 184700315 ze dne 9.3.2017

Akce: Pardubice, areál SŽDC

Objekt: trafostanice TS7

Ohledávané části objektu: trhliny na stavebních konstrukcích

1. Zadání:

1.1 Úvod:

Dne 17.3. 2017 bylo na objektu trafostanice TS7 v areálu SŽDC v Pardubicích zahájeno sledování stavu trhlin na stavebních konstrukcích.

Účelem sledování bylo zjištění aktivity trhlin ve svislých i vodorovných konstrukcích.

1.2 Použité podklady:

- [1] ČSN 73 2031 - Zkoušení stavebních objektů
- [2] ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí
- [3] ČSN 73 2400 - Provádění a kontrola bet.konstrukcí
- [4] Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí (Pume a kolektiv - 1993)

1.3 Použité zkušební metody:

Vizuální ohledání

Sledování aktivity trhlin pomocí sádrových terčů

1.4 Použitá měřicí a zkušební zařízení:

Sádrové terče

Jádrová vrtačka Cedima

1.5 Podmínky zkoušení:

Pro sledování vývoje trhlin bylo umístěno dvanáct sádrových terčů na trhlínách, charakteristických pro celkový stav konstrukce.

Do betonu podlahy v suterénu byl pro účely zjištění hloubky trhliny ve vybraném místě proveden jádrový vývrt o průměru 70 mm.

2. Ohledání:

Z ohledání provedeného jádrového vývrtu je zřejmé, že výrazné trhliny, šířky až cca 8 mm, probíhají pouze ve vrstvě potěru tloušťky cca 100 mm. V konstrukčním betonu nebyly nalezeny žádné trhliny. Pro sledování aktivity trhlin na podlaze suterénu byly umístěny čtyři sádrové terče s označením 1 – 4.

V úrovni přízemí byly umístěny terče s označením 5 a 6 v interiéru mimo oblast trhlin, vzniklých na styku sousedících budov. Další terče v úrovni přízemí, s označením 9 – 12 byly umístěny v exteriéru budovy. Terč 12 byl umístěn na trhlínu ve styku panelů obvodového pláště.

V úrovni 1. poschodí byly umístěny terče 7 a 8 v interiéru budovy.

3. Závěr:

Sádrové terče budou v časovém horizontu cca 6 měsíců sledovány a poté bude vyhodnocena aktivita trhlin, na nichž byly terče umístěny.

Sonda do betonu podlahy suterénu prokázala, že trhliny, viditelné na nášlapné vrstvě, mají původ ve smršťování betonového potěru. Konstrukční beton byl v místě sondy, situované do křížení dvou trhlin, nenarušený.

Ohledání provedl: Darius, Janoš, Sláma

Zprávu zpracoval: Sláma

V Pardubicích 12.4.2017

Počet výtisků: 2x Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

1x ÚSZ

Přílohy: poloha jádrového vývrtu a sádrových terčů

fotodokumentace jádrového vývrtu a výchozího stavu sádrových terčů


Ing. Miroslav Novotný
vedoucí ÚSZ



Suterén - poloha terčů a sondy



poloha terčů



poloha sondy

