

České dráhy, a.s. – Regionální správa majetku Ústí/Labem, K Můstku 1451/2, Ústí nad Labem (investor)

ŽST Dolní Žleb – výpravní budova č.p.115

D.1.2 – stavebně konstrukční řešení – sanace nosných zděných konstrukcí

4X 04/09/14/...DSP – dokumentace pro stavební povolení

D.1.2.c Statické posouzení

STATICKÝ VÝPOČET

sanace nosných zděných konstrukcí

Vypracoval: Ing.Voborský Libor

1	Úvod.....	3
2	Popis řešených konstrukcí.....	3
3	Geologická situace	4
3.1	Poloha a širší IG vztahy	4
3.2	Stavba podloží.....	4
3.3	Hydrogeologie.....	5
3.4	Zeminy zastižené v podloží.....	5
3.5	Závěr.....	5
4	Podklady.....	5
5	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky	5
5.1	Ocelové konstrukce	5
5.2	Zdivo	5
5.3	Beton	6
6	Zatížení.....	6
6.1	Přehled zatížení	6
6.1.1	Stálé zatížení	6
6.1.2	Proměnné zatížení	6
7	Zděné konstrukce	7
7.1	Návrhové hodnoty zdiva	7
7.2	Popis hlavních poruch nosných zdí.....	7
7.2.1	Trhliny v obvodovém zdivu	8
7.3	Návrh statického zajištění	12
7.3.1	Spínání zdiva.....	12
7.3.2	Injektáž trhlin	13
7.4	Závěr.....	14
8	Použitá literatura	14

1 Úvod

Nosná konstrukce je navržena jako masivní a odolná tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesla běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.

Statickým výpočtem je ověřena navržená koncepce nosných konstrukcí, prokázána dostatečná mechanická odolnost a stabilita nosných konstrukcí, zejména s ohledem na výskyt nepřípustných přetvoření a poškození jiných částí stavby a technických zařízení vlivem přetvoření. Jsou ověřeny všechny rozhodující prvky nosných konstrukcí a založení.

2 Popis řešených konstrukcí

Jednostupňový projekt pro stavební povolení (DSP) ve stavebně-konstrukční části (D.1.2) řeší sanaci poruch nosného zdiva objektu železniční stanice (ŽST) Dolní Žleb.

Obec Dolní Žleb leží na levém břehu řeky Labe, nedaleko státní hranice s SRN, v údolí hlubokého kaňonu. Průměrná nadmořská výška je 130 m n.m.

Budova ŽST byla postavena kolem roku 1850. Jedná se o 4-podlažní zděnou, částečně podsklepenou stavbu (1.PP, 1. až 2.NP, podkroví). Půdorysné rozměry jsou cca. 12.5 x 7.0m. Svislé nosné konstrukce jsou provedeny jako zděné, a to v rozsahu 1.PP z lomového zdiva na maltu vápennou (tl. 0.6 a 0.45m), v rozsahu nadzemních podlaží z pálených cihel plných CP na maltu vápennou (tl. 0.45 a 0.3m). Vodorovné nosné konstrukce (stropy) jsou nad 1.PP provedeny ze segmentových valených cihelných klenb (s klenbovými pasy), nad dalšími podlažími jsou dřevěné trámové stropy. Trámy jsou pravděpodobně uloženy a klenby valeny především příčně k podélné ose objektu. Krov sedlové střechy se sklonem cca. 24° je proveden jako vaznicová soustava se stojatou stolicí, tj. s vrcholovou vaznicí a sloupky, kleštinami a šikmými vzpěrami v plné vazbě.

Základové pasy jsou z kamene na maltu vápennou. Hloubka základové spáry je min. 0.8m pod UT.

±0 = cca.127.3 m n.m. (podlaha 1.NP stávajícího objektu, odhad)



Obr.1 – Google maps

3 Geologická situace

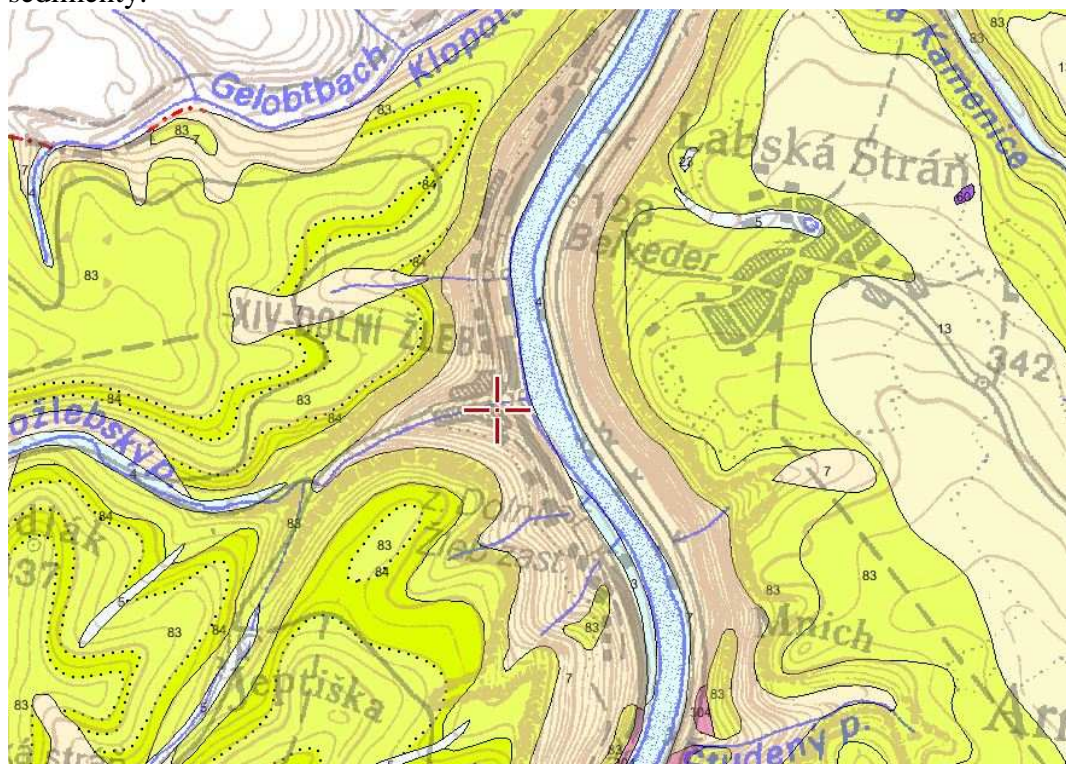
K dispozici není žádný IGP, ani řešerše. Dále uvedené údaje jsou tedy pouhými předpoklady, které musí být při provádění potvrzeny!

3.1 Poloha a širší IG vztahy

Zájmové území se nachází v kaňonu řeky Labe. Ten náleží k České křídové páňvi, jizerská křída, křída dolního Labe v Děčínské vrchovině. Kaňon byl vytvořen během spodního a středního pleistocénu etapovitým zahlabováním řeky do převážně písčitých sedimentů svrchní křídý a místy i jejich krýstalinického podloží. Křídové sedimenty mají stratigrafický rozsah perucko-korycanské až jizerské souvrství (cenoman až střední turon) a jsou zastoupeny hlavně kvádrovými pískovci. Jejich podloží pak tvoří lužický granit a metamorfované horniny jeho pláště. Etapovitá hloubková eroze řeky byla stimulována klimaticky a částečně i tektonicky (Kalvoda - Zvelebil 1983). Z hlediska historické a dynamické geologie představuje oblast širšího okolí dnešního kaňonu oslabenou zónu na okraji Českého masivu. Ve druhohorách právě tudy probíhaly opakované transgrese epikontinentálních moří dále do nitra Českého masivu. Pro neotektonickou etapu jejího vývoje jsou naopak charakteristické opakované kerné zdvihy. Přesto je tato oblast v současné době erozní bází převážné části Českého masivu. Morfostruktura území se formovala na křížení dvou, v rámci celého Českého masivu důležitých, dlouhodobě aktivních tektonických zón prvního řádu. První z nich, labský lieament o generelním směru SZ-JV, byla opakovaně aktivována už od proterozoika. Druhou je severovýchodní pokračování krušnohorského zlomového pásma. To zde má lokální označení děčínské a českokamenické zlomové pásmo. Zlomové pásmo zde má směr Z-V a opakovaně bylo do třetihor aktivováno (Malkovský 1979).

3.2 Stavba podloží

Dle geologické mapy České geologické služby je skalní podloží budováno především křemennými pískovci. Ty jsou překryty svahovými (kamenité hlíny) a říčními (písky, štěrky) sedimenty.



Obr.2 – Geologická mapa

3.3 Hydrogeologie

Voda pravděpodobně vytváří prostředí s nízkou, max. střední agresivitou pro betonové konstrukce. Dle EN 206-1 předpokládám prostředí *slabě agresivní* **XA1**.

3.4 Zeminy zastižené v podloží

Geologické poměry předpokládám v rozsahu celého objektu víceméně stejné, ve smyslu ČSN 73 1001 jednoduché.

Zeminy a horniny podloží:

- humózní hlíny do hloubky cca. 0.3m → O,Y
- hlinitý písek, pevný, ulehlý → S4 SM
- pískovec zvětřalý → G5 GC/R5

3.4.1.1 Mechanicko-fyzikální vlastnosti

Hodnoty jsou převzaty z ČSN 73 1001 pro odhadnutou stavbu podloží!

ČSN 73 1001	S4 SM	S5 SC	G5 GC/R5
objemová tíha (kNm^{-3})	18	18.5	19.5
Poissonovo číslo ν	0,3	0,35	0,3
ef. úhel vn. tření (ϕ)	29	27	30
ef. soudržnost (kPa)	5	9	5
E_{def} (MPa)	10	8	45
tab. únosnost (kPa), $b=1.0\text{m}$	225	175	200

3.5 Závěr

Základové poměry lze pravděpodobně (dle ČSN 73 1001) hodnotit jako jednoduché. V dosahu současného plošného založení, tj. do hloubky max. 1.0m bude základová spára pravděpodobně tvořena svahovými/náplavovými hlínami nebo hlinitými písky. Nezámrzná hloubka je min. 0.9m (podle zastižené zeminy)!

4 Podklady

Ke dni zpracování dokumentace byly k dispozici podklady:

- Půdorysy 1.PP, 1.NP a 2.NP
- Statický posudek nosných konstrukcí objektu (Homola, 2013)

5 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN EN.

5.1 Ocelové konstrukce

Většina prvků OK z oceli S235, šrouby jakosti 8.8, táhlo s pevností 1770MPa.

Antikorozní nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.

Všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!!

5.2 Zdivo

Nosné zdi:

- Cihly CP – min. P10 (P15) na min. MV2.5
- Kamenné zdivo (pískovec) – min. P40 na min. MV2.5
-

5.3 Beton

- Výplň drážek s lany – min. C16/20 XC2-D2 až D4-S3

6 Zatížení

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (Kvengineering, p.Dindák) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

6.1 Přehled zatížení

Je uvedeno rozhodující stálé a proměnné zatížení.

6.1.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukcí a materiálů ve skladbách.

6.1.1.1 Vlastní tíha použitých materiálů

železobetonové konstrukce	24 kN/m ³ /25 kN/m ³
ocelové konstrukce	78.5 kN/m ³
dřevěné konstrukce C24+GL24-max.	4.2 – 5.0 kN / m ³
zděné konstrukce – CP, lomový kámen (bez omítek):	
nosné zdivo 0.45m, 0.3m	16-18 kN/m ³
kamenné zdivo suterénu 0.6m, 0.45m	23-25 kN/m ³

$$\gamma_F = 1.1 / 1.35 / 0.9$$

6.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení užitné (stropy, základy, zdivo). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem (neplatí pro krov).

6.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

Rodinný dům. Užitné zatížení.

užitné zatížení – kategorie A (obytné plochy, původní využití)	1.5 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
užitné zatížení – kategorie B (kancelářské plochy)	2.5 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$

$$\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$$

6.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

Vítr II. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	25 m / s, $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
Sníh min. II. oblast, charakteristická hodnota s_k	1.0 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
Teplotní rozdíl ($t = +25-30^\circ\text{C}$, $t_0 = 10^\circ\text{C}$)	15 ^{°C} , $\gamma_F = 1.5$

t = teplota konstrukce za provozu

t_0 = teplota při dokončení konstrukce

7 Zděné konstrukce

Jedná se zejména o návrh sanace nosného keramického zdiva z CP na MV, resp. z kamenného zdiva z lomového kamene a kleneb nad 1.PP.

7.1 Návrhové hodnoty zdiva

Zdivo keramické → CP (minimální předpokládané hodnoty):

$$P10/MV2.5 \rightarrow f_k = 0.55 \times 10^{0.7} \times 2.5^{0.3} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Dle ČSN ISO 13822} \rightarrow f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta, \quad K = 0.55, \quad f_b \geq 10 \text{ MPa}, \quad f_m = 2.5 \text{ MPa}, \quad \alpha = 0.7, \quad \beta = 0.3$$

Pro kategorii provádění 3, zdící prvky třídy I, skupinu zdících prvků 2 a návrhovou maltu ve smyslu ČSN EN 1996-1-1 je $\gamma_M = 2.0 \times 1.1 \times 1.05 \times 1.2 \doteq 2.8$.

$$P10/MVC2.5 \rightarrow f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3.6}{2.8} = 1.28 \text{ MPa}$$

Zdivo kamenné – z lomového kamene:

$$P10/MV2.5 \rightarrow f_k = 0.45 \times 40^{0.7} \times 2.5^{0.3} = 7.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Dle ČSN ISO 13822} \rightarrow f_k = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3}, \quad K = 0.45, \quad f_b \geq 40 \text{ MPa}, \quad f_m = 2.5 \text{ MPa}, \quad \alpha = 0.7, \quad \beta = 0.3$$

Pro kategorii provádění 3, zdící prvky třídy I, skupinu zdících prvků 2 a návrhovou maltu ve smyslu ČSN EN 1996-1-1 je $\gamma_M = 2.0 \times 1.1 \times 1.25 \times 1.4 \doteq 3.85$.

$$P40/MV2.5 \rightarrow f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{7.8}{3.85} = 2.0 \text{ MPa}$$

Jedná se o pouze o předpokládané (odhadnuté) hodnoty, které budou během provádění ověřeny. Projekt bez stavebně technického průzkumu a nezbytné diagnostiky zdiva zděných konstrukcí tedy vychází pouze z předpokladů!! Případné změny plynoucí z odlišností mezi předpoklady skutečností nejdou na vrub projektanta!!

7.2 Popis hlavních poruch nosných zdí

Objekt ŽST je z roku pravděpodobně 1850. Podle vizuální prohlídky dne 24.9.2014 je převažujícím zdícím materiálem nadzemních částí cihla plná (CP). Od roku 1839 s formátem (předepsanými rozměry) $11\frac{1}{2} \times 5\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2}$ palce („zdice“ obyčejné, palec = 26.34mm), tj. cca. 303 x 145 x 66mm. Unifikovaný formát 290 x 140 x 65mm byl zaveden až v roce 1883, tj. až po předpokládané kolaudaci. Pevnost cihel běžně dosahovala dnešní třídy P15. Podle zkušeností s kvalitou historických cihel uvažují minimální návrhovou pevnost zdiva z CP $\rightarrow f_d = 1.28 \text{ MPa}$.

V části pod úrovní terénu (částečně zapuštěný 1.PP) je převažujícím zdícím materiálem svislých nosných konstrukcí kamenné zdivo (nejspíše z lomového kamene, předpoklad pískovec). Minimální návrhová pevnost kamenného zdiva je $\rightarrow f_d = 2.0 \text{ MPa}$.

Na svislých nosných konstrukcích obvodových a částečně i vnitřních zdí (a kleneb nad 1.PP) jsou patrné trhliny. Trhliny jsou poměrně široce rozevřené (v řádu prvních mm). Podle Homoly byly trhliny zjištěny před cca. 11 lety, tj. někdy kolem roku 2003, poslední trhliny se objevily v roce 2011. V současné době jsou na S fasádě osazeny (2013) terče se skly (provedení terčů, tj. zejména řádné přilnutí sádky k podkladu a sklu a tl. skla nebylo kontrolováno). V době prohlídky (2014) nebyly terče poškozeny trhlinou.

7.2.1 Trhliny v obvodovém zdivu

Nejzávažnějším projevem poruch ve stavbách je výskyt trhlin. *Trhlina* je nápadným znamením nějaké poruchy v konstrukci. Podle závažnosti se trhliny dělí na:

- *Statically zanedbatelné* → neohrožují stavbu, ale působí nepříznivě esteticky a psychicky. Jsou to především povrchové trhliny v omítce, v nátěrech, trhliny v podružných konstrukcích apod.
- *Statically závažné* → vhodnou opravou lze zajistit bezpečnost stavby. Jsou to především trhliny v nosných konstrukcích, které avizují nevhodné přetvoření nosných konstrukcí.
- *Havarijní* → staticky velmi závažné. Bezpečnost stavby lze zajistit jen celkovou rekonstrukcí. Trhliny procházejí celou tloušťkou nosných konstrukcí. Trhliny jsou v pohybu – jejich rozměry se časem podstatně zvětšují.



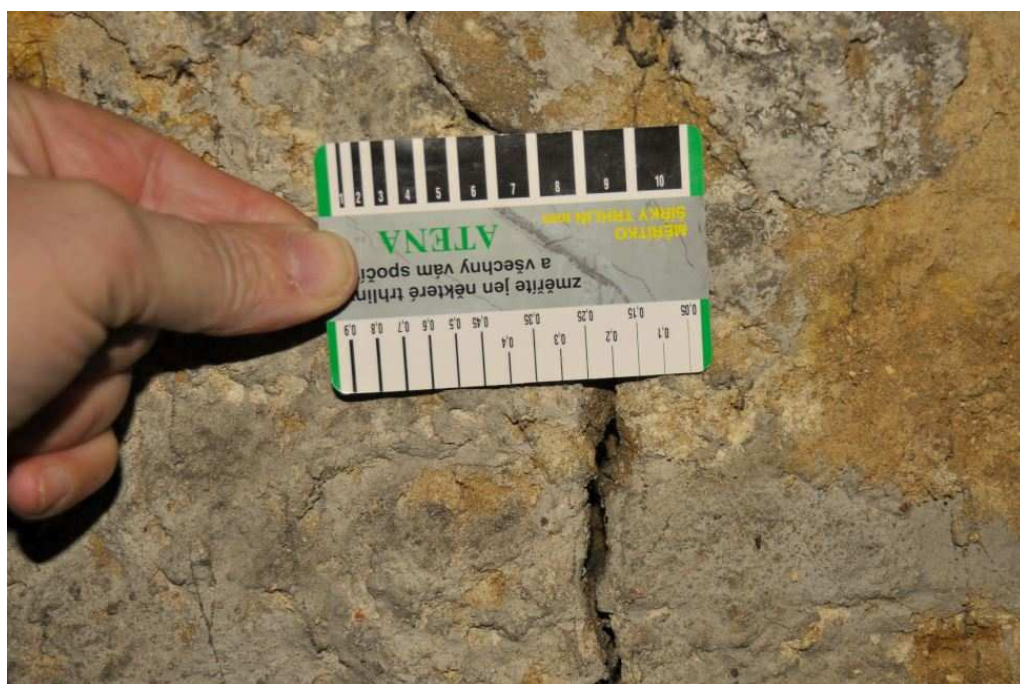
Obr.3– trhlina v J štítu

Tato dokumentace neřeší první skupinu trhlin. Jejich sanace je součástí stavební části dokumentace. Třetí skupina trhlin se na objektu nevyskytuje. Především na S a J fasádě (= na štítech) byly v roce cca. 2003 zjištěny staticky závažné svislé trhliny rozevřené směrem dolů. Jedná se s velkou pravděpodobností o smykové trhliny způsobené poklesem V části objektu, ke kterému pravděpodobně došlo především vlivem náhlé změny hladiny podzemní vody (HPV) po povodních roku 2002.

Dynamické otřesy vyvolané vlakovou dopravou na blízkých kolejích (Homola) se jeví jako méně pravděpodobná příčina vzniku těchto trhlin, a to zejména z důvodu náhlého vzniku trhlin po desítkách let bezproblémového a dozajista intenzivnějšího provozu.

Trhlina prochází až do kamenného zdiva v 1.PP a do klenby.

Obr.4– trhlina v J štítu-zdivo v 1.PP



*Obr.5– šířka
trhlin-zdivo
v 1.PP*



Obr.6– trhlina v S štítu

Obr.7– trhliny v S štítu



Pozorovaná
trhlina prostupuje
(mírně šikmo =
diagonálně)
napříč celým
objektem, což je
dokladováno
vývojem trhliny i
v klenbách stropu
nad 1.PP. Trhlina
je zaprášená, což
nasvědčuje
uváděnému stáří.
Trhlina nemá
typický
schodovitý
průběh, tj.
neprobíhá jen ve
spárách, což
nasvědčuje náhlé
změně napjatosti
(zde
pravděpodobně
poklesu části
základu).



Obr.8– trhlina v S štítu-vnitřní strana

Hlavní smyková trhlina je lokálně doprovázena šikmými tahovými trhlínami.



Obr.9– trhlina v S štítu

7.3 Návrh statického zajištění

Kamenné zdivo v 1.PP je ve stavu odpovídajícím stáří, tj. je silně provlhlé a salinizované, malta je postižena karbonatací a rozpadá se, celkově je však zdivo v dobrém stavu. Keramické zdivo nadzemní části je v relativně dobrém stavu, lokálně je ale porušeno vlhkostí (dlouhodobé zatékání). Lze předpokládat, že zcela chybí vodorovné ztužení zdiva (věnce).

Trhliny ve zdivu a klenbách lze hodnotit jako staticky závažné, nikoli však havarijní. Trhliny jsou stabilizované, dále se nerozestupují (viz osazené terče na S fasádě). Převážně svislé trhliny neprobíhají v oblasti snížené deskové tuhosti (otvory) a byly pravděpodobně způsobeny významnou změnou úrovně HPV při povodních v roce 2002 a možná i pozdějších. Základem statického zajištění nosného zdiva bude doplnění pravděpodobně chybějících vodorovných ztužujících prvků (věnců), a to pomocí sepnutí lany s vneseným předpětím. Mimo jiné hlavní důvod, proč není využita možnost stehování trhlin. V současné době pasivní trhliny (tedy všechny) budou po sepnutí objektu vyplněny, tj. injektovány.

7.3.1 Spínání zdiva

Sepnutí zdiva je navrženo ve 3 úrovních → v úrovni stropů nad 1.PP, 1.NP a 2.NP, vždy po jednom lanu (celkem dvojice lan/zeď a úroveň) v drážce na vnějším a vnitřním líci nosné stěny. Volím obalované ocelové lano jednopramenné 1+6 typ Monostrand Lp 15.7, resp. min. ocelové lano šestiramenné 6x7 – bez soudržnosti s protikorozií a kluznou úpravou a opláštěním PVC – podrobně viz. dodavatelská dokumentace (DD).

Dle Solaře je min. síla v lanech:

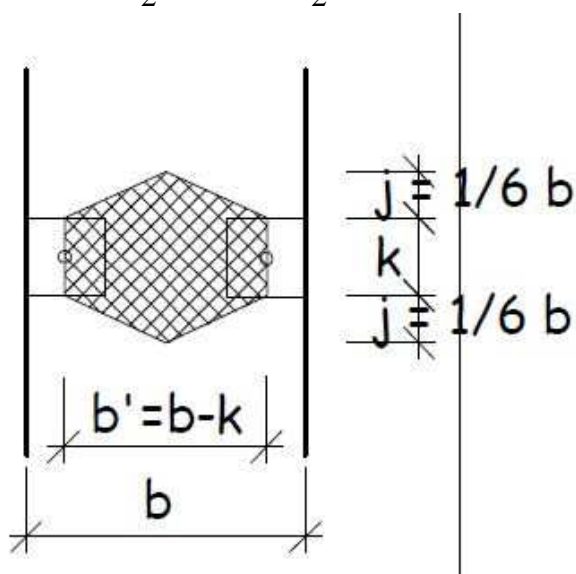
- $\sum F_a = 25 \times B [kN]$, kde $B [m]$ je šířka objektu kolmá na směr lan, tj. pro příčný směr lan je $B \doteq 12.55m$, pro 6 dvojic lan je síla v lanech

$$F_1 \geq \frac{\sum F_a}{n} = \frac{25 \times 12.55}{12} = 26.2 kN$$

- aktivace náhradního věncového pásu zdiva spínané zdi je pro celkové vnesené napětí $\bar{\sigma} = 0.3 - 0.5 MPa$, (kotva 250/250mm → k , šířka zdi 600mm → b),

$$A = (b - k) \times \left(k + \frac{b}{6} \right) = (600 - 250) \times \left(250 + \frac{600}{6} \right) = 122.5 \times 10^3 mm^2$$

$$F_1 \geq \frac{A \times \bar{\sigma}}{2} = \frac{122.5 \times 10^3 \times 0.3}{2} = 18.4 kN$$



Obr.10– náhradní věncový pás

Ocelové lano šestipramenné STANDARD - 6 × 7 = 42 drátů s drátěnou duší (7 drátů)

Lana vinutá klasickým způsobem s malým počtem drátů poměrně větších průměrů. Dobrá odolnost proti otěru. Malá ohebnost lana vyžaduje kladky a bubny větších průměrů.

ČSN 02 4321 DIN 3055	Průměr lana mm	Hmotnost kg/m	Jmenovitá únosnost lana v kN při jmenovité pevnosti drátů v MPa	
			1570	1770
	2,00	0,016		3,42
	2,50	0,028	4,74	5,34
	3,15	0,040	7,61	8,58
	4,00	0,072	12,24	13,79
	5,00	0,098	16,40	18,90
	6,00	0,142	22,10	27,30
	8,00	0,252	43,00	48,50
	10,00	0,393	67,20	75,80
	12,00	0,567	96,80	109,00
	14,00	0,771	132,00	149,00
	16,00	1,010	172,00	194,00

Obr.11– lano

Volím sílu v lanech min. 30kN. Lano Ø8mm, drátěná duše, 6-ti pramenné 6x7=42 drátů (ČSN 024321), opláštěné PVC – do drážky cca. 30x30mm, po napnutí vyplněno betonem C16/20 XC2-D2-S3. Kotevní deska min. 250/250/14 – zapustit do zdiva a podmaltovat cementovou maltou tl. min. 20mm.

Přepínací síly cca. 30kN bude dosaženo pomocí přepínacího zařízení (přepínací pistole) nebo mechanicky pomocí utažení matice M16+šroub M16 s okem pro provlečení lana (8.8) – třecí spoj s vysokopevnostními šrouby:

Ocel S235 → $f_u = 360 \text{ MPa}$, $f_y = 235 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$), $\gamma_{M0} = 1.0$

M16-8.8 → $A_s = 157 \text{ mm}^2$, $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$, $\gamma_{M2} = 1.25$, $d_2 = 14.7 \text{ mm}$

Lano → $f_{pk} = 1770 \text{ MPa}$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.63 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1.25} = 63.3 \text{ kN} \geq F_1 = 30 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje!}$$

Celkový utahovací moment:

$$M_u = F_1 \times \left[f_p \times \frac{D}{2} + \tan(\vartheta + \beta) \times \frac{d_2}{2} \right] = 30 \times \left[0.075 \times \frac{20}{2} + \left(0.15 + \frac{2}{\pi \times 14.7} \right) \times \frac{14.7}{2} \right] = 65.1 \text{ Nm}$$

$M_u \doteq 70 \text{ Nm}$.

7.3.2 Injektáž trhlin

Po sepnutí zdiva bude provedena nízkotlaká injektáž pasivních trhlin dvousložkovým epoxidovou pryskyřicí podle technologického postupu dodavatele zvoleného systému – např. Stado Resilinjekt E2.

7.4 Závěr

Stávající zděné konstrukce z cihel CP min. P10 nebo z lomového kamene P40 na maltu min. MV1.0 jsou sanovány/sepnuty pomocí předepnutých táhel. Podrobný návrh sepnutí s přihlédnutím k technologickým možnostem dodavatele – viz DD dodavatele. Po sepnutí zdiva bude provedena nízkotlaká injektáž trhlín epoxidovou pryskyřicí.

8 Použitá literatura

EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

EN 1991-1-1-1 – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

EN 1991-1-1-3 – Zatížení sněhem

EN 1991-1-1-4 – Zatížení větrem

EN 1996-1-1 – Navrhování zděných konstrukcí

EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí

Homola – Statický posudek nosných konstrukcí objektu (08/2013)

Bakešová – Metodika diagnostiky historického zdiva (2013)

Solař – Sanace objektů po povodni (VŠB-TU Ostrava)

V Praze 27.9.2014 Ing. Voborský Libor