

Znalecký posudek
o příčinách průsaků silážních věží [redacted]
[redacted] + 1 – 6. .dodatek + vyjádření projektantovi+
7. 5. 1976 + 7. 11. 1979 + 29. 12. 1977 + 23. 1. 1977 +
+ 22. 8. 1981 + 20. 9. 1982 + 11. 10. 1983 + 8. 2. 1985
97 stran + 12 stran + 3 strany + 5 +3 +8 + 2 + 4 strany

Ing. CSc. Richard A. B a r e š
o/e Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československé akademie věd

Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 2

Čj. 3 13/111/75
Praha, 27.5.1976

Z n a l e c k ý p o s u d e k

o příčinách prásaků

Dopisem

se dne 22.5.1975 byl jsem požádán o podání znaleckého posudku o příčinách poruch železobetonových siláckých věží, postavených národním podnikem Posední stavby, závod Ostrava, podle projektu Agroprojektu Opava v Lubině v letech 1972 - 1974.

Poruchy věží se projevují prásakem siláckých stěn vodorovnými a svislými trhlinami a dalšími místy po naplnění silácké hmoty se všemi průvodními jevy: koroze betonu i oceli, odtečením stěn mimo silácký objekt a znehodnocováním podzemních vod v širokém okolí.

Předmětem posudku má být zjištění, v čem je příčina prásaků těchto věží, zejména jde-li o vadu stavebních prací či zda příčina spočívá ve vadném projektu. Mále má být součástí posud-

ku vyjádření ke koncepci technické nápravy, zajišťující využití větší původně zamýšlenému účelu v co nejkratší době.

Dne 3.4. 1975 provedl jsem prohlídku objektu na místě při posuzování kvality provedeného vnitřního epoxidbetového nátěru a případného vlivu jeho vad na objevující se průsaky silákových štáv. O kvalitě vnitřní izolace vydal jsem pod čj. z 10/106/75 dne 23.4.1975 znalecký posudek, který jsem předal zástupcům JED Družba Lubina na jejich žádost dne 11. 6.1975. Jeho plné znění je uvedeno v příloze A tohoto posudku.

Po obdržení objednávky požádal jsem dopisem čj.K 106/75 se dne 23.5.1975 o poskytnutí potřebných podkladů /viz příloha B/. Některé z podkladů mi byly dodány obratem, ostatní podklady postupně v průběhu dalších měsíců. Nebylo dodáno vůbec schéma posuvného bednění a zařízení pro posuv /výkresová část/.

Po prostudování dodaných podkladů doporučil jsem jako nezbytný další krok k objektivnímu zjištění příčin poruch nedestruktivní určení polohy, profilu a celkového uspořádání výstuže v namátkou vybraných místech a nedestruktivní určení pevnosti betonu rovněž na namátkou vybraných místech /viz příloha C/.

Ke stanovení zkoušených míst a ke zjištění dalších skutečností navštívil jsem dne 3.11.1975 znovu objekt a provedl na přítomnosti zástupců prováděcího závodu, investora a uživatele, zástupce Výzkumného a vývojevého ústavu Stavebních závodů v Praze a Technického a zkušebního ústavu sta-

Ing. GSc. Richard A. B a r e š
c/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československé akademie věd

Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 2

Gj. z 13/111/79
Praha, 27.5.1976

Z n a l e c k ý p o s u d e k

o příčinách praskání silničních věží [REDAKCE]

Popisem [REDAKCE]

[REDAKCE] se dne 22.5.1975 byl jsem pořízen o podání znaleckého posudku o příčinách poruch železobetonových silničních věží, postavených národním podnikem Pověrná stavby, závod Ostrava, podle projektu Agroprojektu Opava v Labině v letech 1972 - 1974.

Poruchy věží se projevují praskáním silničních štěrů vodorovnými a svislými trhlinami a dalšími znaky po napínání silniční hmotou se všemi průvodními jevy: koroze betonu i oceli, odtečen štěr mimo silniční objekt a znehodnocování podzemních vod v širokém okolí.

Předávkou posudku má být zjištění, v čem je příčina praskání těchto věží, zejména jde-li o vadu stavebních prací či zda příčina spočívá ve vadách projektu. Málo má být součástí posud-

ku vyjádření ke koncepci technické nápravy, zajišťující využití větší původně zamýšlenému účelu v co nejkratší době.

Dne 3.4. 1975 provedl jsem prohlídku objektu na místě při posuzování kvality provedeného vnitřního epoxidcementového nátěru a případného vlivu jeho vad na objevující se problémy sildních stěn. O kvalitě vnitřní izolace vydal jsem pod čj. Z 10/106/75 dne 23.4.1975 znalecký posudek, který jsem předal zástupcem JSD Dražba Lubina na jejich žádost dne 11. 6.1975. Jeho plné znění je uvedeno v příloze A tohoto posudku.

Po obdržení objednávky požádal jsem dopisem čj. K 108/75 ze dne 23.9.1975 o poskytnutí potřebných podkladů /viz příloha B/. Které z podkladů mi byly dodány obratem, ostatní podklady postupně v průběhu dalších měsíců. Měly by dodat všeobecné schéma posuvného bednění a zařízení pro posuv /výzkumná část/.

Po prostudování dodaných podkladů doporučil jsem jako nezbytný další krok k objektivnímu zjištění příčin poruch nedestruktivní určení polohy, profilu a celkového uspořádání výstuže v namátkou vybraných místech a nedestruktivní určení pevnosti betonu rovněž na namátkou vybraných místech /viz příloha C/.

Ke stanovení zkoušených míst a ke zjištění dalších skutečností navštívil jsem dne 3.11.1975 znovu objekt a provedl za přítomnosti zástupců prováděcího závodu, investora a uživatele, zástupce Vědeckého a vývojeového ústavu Stavebních závodů v Praze a Technického a stavebního ústavu sta-

vešního v Ostravě podrobnou prohlídku objektu a poruch /viz příloha D/. Současně jsem provedl prohlídku další uchované dokumentace, zejména stavebních zásadní a detailů, konsultoval jsem problém s přítomnými nástupci a seznámil se s jejich názory. Místa, kde měly být provedeny neobstruktivní zkoušky, byla označena přímo na jednotlivých věžích.

O prohlídce tohoto dne byl sepsán zápis, s nímž vyslovily souhlas všechny strany /příloha E/.

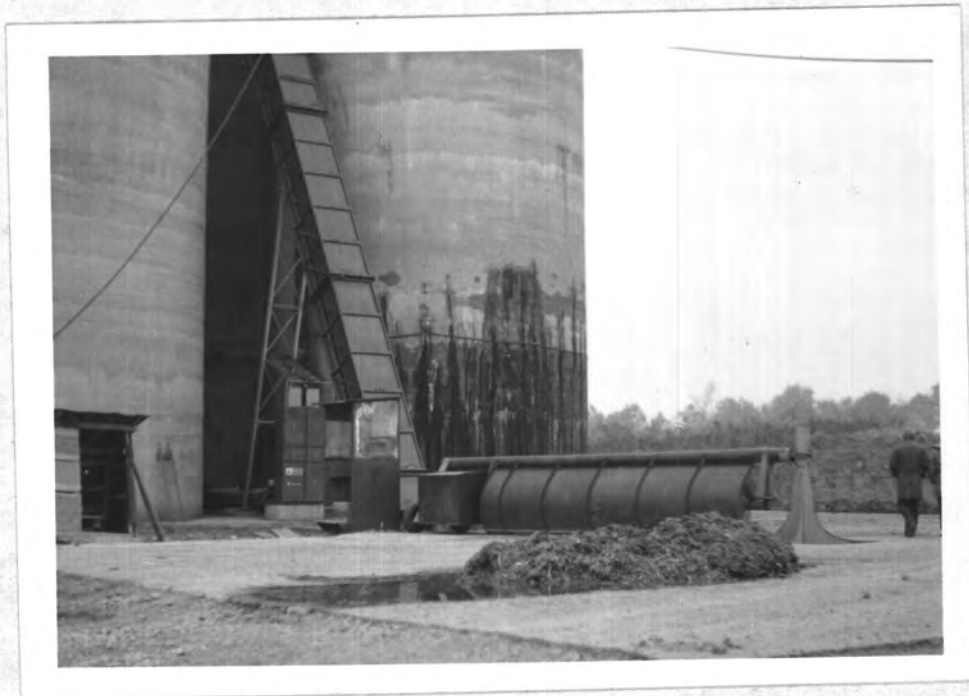
N á l o s

Kezby projektu projektčního ústavu Agroprojekt Opava byly v roce 1973 - 74 postaveny pro JZD - Lubina sídlní železobetonové věže o vnitřním průměru 9 m a výšce přes 20 m, sdružené do dvou baterií po 6 věžích /obr. 1/. Betonáž byla provedena metodou taženého betonu.

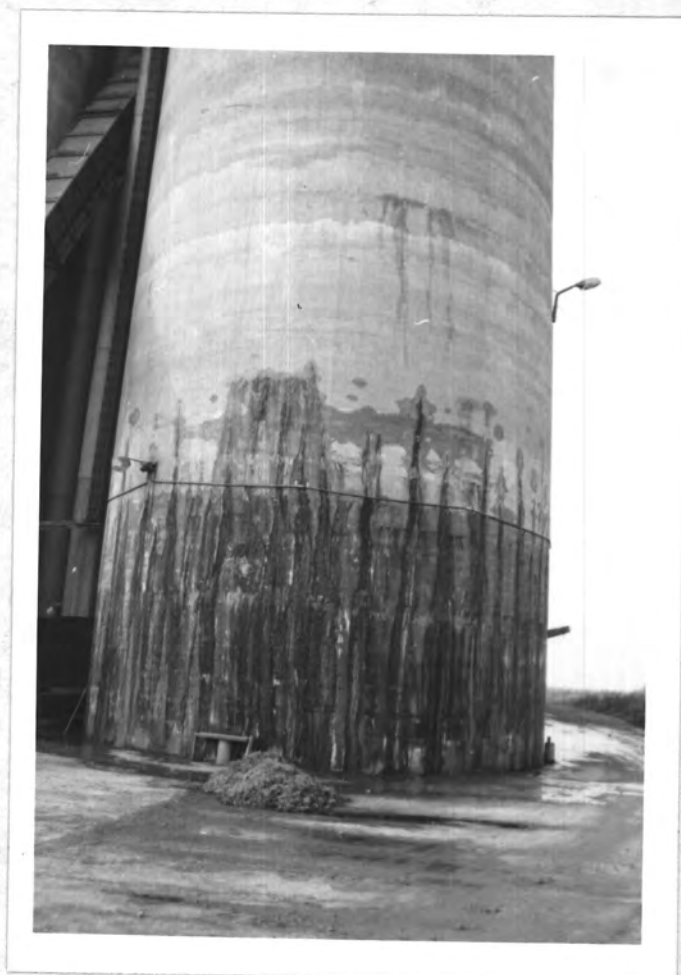
Po prohlídce objektu jsem konstatoval, že poruchy sídlních věží v Lubině vyplývají jednak z neodměrnosti namáhání průřezové tloušťky /trhliny, viditelné na obr. 2, 3, 4, 5, 6, 7/, jednak z místně nekvalitního provedení betonáže /huštění, pracovní spáry a vodové trhliny dokumentované na obr. 8, 9 a 10/. K vlastnému zjištění příčin poruch však bylo nezbytné podrobně analyzovat projekt a prověřit technologii a určit způsob skutečného provedení



Obr. 1 Celkový pohled na silážní věže



Obr. 2



Obr. 3

Porušení vŕše č. 12 soustavou svislých trhlin
po naplnění silážní hmotou



Obr. 4 Porušení věže č. 12 soustavou svislých trhlin, prásaky ve vodorovných trhlinách a nehomogenitách a podél svislých trhlin



Obr. 5 Porušení věže č. 1 soustavou svislých trhlin a prásaky téměř v celé ploše po naplnění sídlní hmotou



Obr. 6 Detail svislé trhliny na věži č. 2 (po vyprázdnění sítě a vysušení)



Obr. 7 Detail svislé trhliny na věži č. 12



Obr. 8 Průsaky vodorovnými trhlinami na věži 8. 12



Obr. 9 Průsaky v oblasti vodorovných trhlin a nakypření
betonu vzniklých při posunu bednění



Obr. 10 Prásky v oblasti rásných nehomogenit betonu

výstuže i betonu vzhledem k projektem danému předpisu; poslechně jmenované zjištění nelze prakticky provést jinak, než namátkovým nedestruktivním určením pevnosti betonu, nedestruktivním určením polohy a profilů výstuže radiografickou, případně magnetickou metodou a destruktivním určením nese přítlačnosti použitě oceli, vyjmuté a konstrukce. Objednání těchto prací provedlo JZD Druška Lubina na moje doporučení u Výzkumného a vývojového ústavu Stavebních závodů Praha /gamadefektoskopie/ a TŽÚS Ostrava /tvrdoměrné zkoušky betonu a destruktivní zkouška vyjmuté výstuže/.

Správa VVÚSZ Praha "Nedestruktivní určení výstuže soudních věží v JZD Druška - Lubina" obdržel jsem v kopii 16. 4. 1976. Jedno vyhotovení této správy tvoří přílohu tohoto posudku.

Správa TŽÚS Ostrava o nedestruktivních zkouškách betonu na určených místech vŠŽI č. 1, 2, 6, 9 a 12 obdržel jsem dne 19. 5. 1976. Destruktivní zkoušky výstuže TŽÚS Ostrava neprovedl. Originál této správy byl odeslán přímo objednateli, není proto přikládána kopie.

Od uživatele jsem si vyžádal údaje o sušině silážovaných hmot. Při vložení kukurličné siláže byla určena sušina ve vŠŽI č. 1 19,09 %, ve vŠŽI č. 3 /podle původního označení vŠŽI č. 8/ 23,04%; při skladování byly oznámeny dopisem ze 4. 1. 1976 tyto hodnoty sušiny: vŠŽI č. 1 - 17,60%, vŠŽI č. 3 - 21,24%. Zvýšení vlhkosti v silážní hmotě během skladování je neobvyklé a proto jsem si vyžádal další vysvětlení. V odpovědi ze dne 28. 4. 1976 od JZD

tabula mi bylo sděleno, že první hodnoty jsou pouze orientační, nepřesné. Tím ovšem nebylo možno zjistit, jaké množství štěrku je ve silážní hmotě ve skutečnosti vypuseno a jak se tím ovlivňuje skutečné zatížení věží. Nezávisle na tom jaký objem namírní do věží vložené silážní hmoty na počátku a při oděhování.

V době prohlídky 3.11.1975 byly některé z věží naplněny poprvé /1,3,6,10,12/, jedna podruhé /9/, některé ještě nebyly naplněny vůbec /4,5,7,11/. Šlo o plnění, druhu a množství náplně a obecně sušiny udává obr. 11, kde je též označeno původní a nyní používané číslování věží. Původní číslování souhlasí s pořadím výstavby jednotlivých věží.

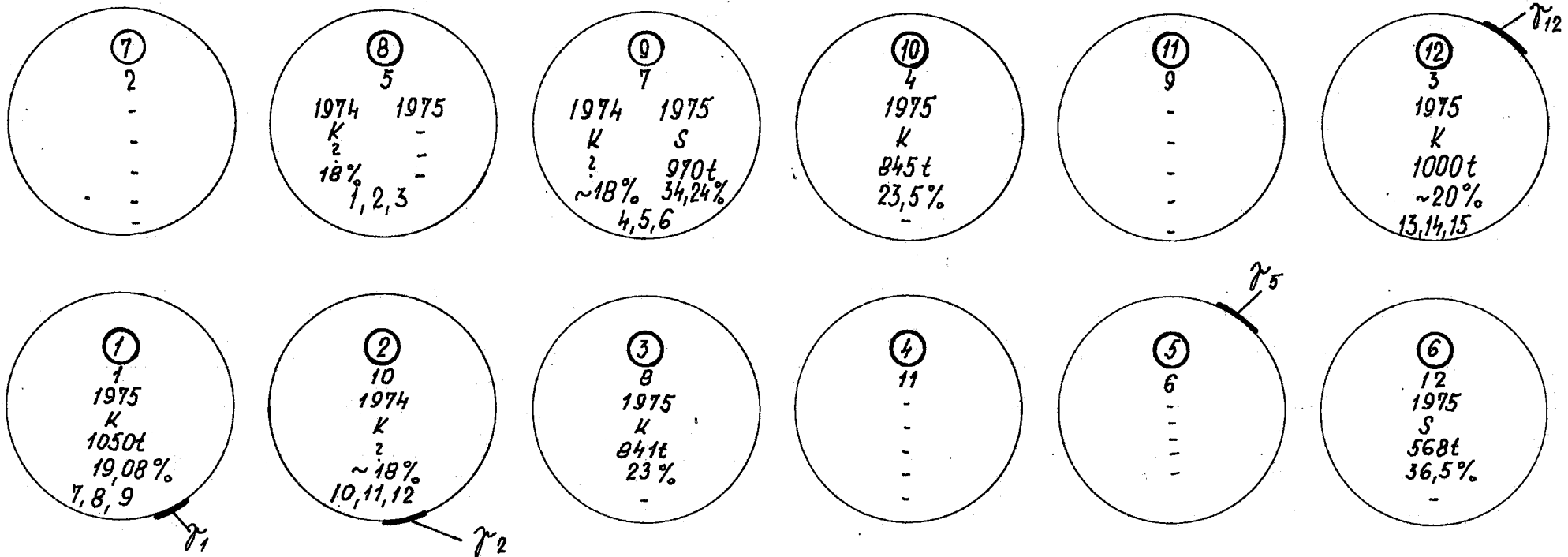
1. Výpočet silážních věží podle projektu

Výpočet silážních věží podle metody stupňů bezpečnosti /ČSN 732001/70/ provedl Ing. Truneček z AGP Opava, s datem ukončení 18.12.1972.

Výpočet vychází z předkladů, které byly k dispozici a z předpisů, které byly platné v době zahájení prací na projektu. Především byl použit jako vodorovný předklad statický výpočet obilninových věží od np. Fráňstava Pardubice, nak.č. VŘ-6-0213. Projektantem byly použity jako základní činitelé výpočtu silážních věží tyto hodnoty objemové tíhy siláže, jejího úhlu vnitřního tření, úhlu tření o stěnu a výšky, do které mohou dostoupit silážní štěry:

Nové č.
původní č.
rok plnění
druh náplně
množství - "
sušina
zkouška betonu

K = kukuřice
S = traviny



Pozn. : 1. γ - radiografické určení výztuže

2. - v r. 1974 bylo uloženo do věží 2, 8, 9 celkem 2100 t silážní hmoty

Obr. 11

objemová tíha siláže	= 830 kg/m ³
úhel vnitřního tření	= 40°
úhel tření o stěnu	= 25°
hrovná síla silážních stáv 1/3 síly silážního sloupce, tj.	6m.

Tyto hodnoty jsou obsaženy ve Sborníku Státního výzkumného ústavu zemědělského v Řepích u Prahy pro siláž z kukuřičné kozanky, jež se ukládala podle výkrmů tohoto ústavu být nejnepříznivější a uvažované siláže travní, jeteloviny, vojtěšky a kukuřice. Ve spodní třetině silážního sloupce je uvažována ve shodě se Sborníkem hydrostatický tlak 1000kg/m³ a oba úhly tření 0°. Ze stejných předpokladů vychází i statický výpočet typického podkladu SVJ.

Pro však nalézt řadu dalších odlišných hodnot tíhy silážní hmoty i úhly tření v různých jiných výpočtech a úvahami. Tak např. ve výpočtu vřelí JZD Mír ve Sněti a Marti-
nicích /také porušovaných obdobným způsobem jako v Lubině/
uvažoval jejich projektant průměrnou hodnotu a dlejší daných
normou ČSN 730033/1967 pro různé silážované hmoty, tj.

$$\gamma = 850 \text{ kg/m}^3, \varphi = 40^\circ, \delta = 20^\circ.$$

Ve výpočtu silážních vřelí žermy SVJ Bozno autor pro-
jektu uvažoval "nejnepříznivější případ siláže žermych řídká"
o měrné tíze $\gamma = 920 \text{ kg/m}^3$ a $\varphi = 25^\circ$ a pro silážní hmotu
se "navedlé, popř. čerstvé trávy, jeteloviny a sádky uvá-
dí $\gamma = 850 \text{ kg/m}^3$ a $\varphi = 40^\circ$.

Pro výpočet vnitřních tlaků bylo použito v projektu přibližného způsobu podle např. "Statika stavebních konstrukcí - Technický průvodce 4, Praha 1993, str. 446-448", platného pro sílu. Tlak v hloubce pod 12 m od povrchu sídlní hmoty byl získán součtem tlaku předpokládané sídlní náplně na úrovni 12 m od povrchu a hydrostatického tlaku kapaliny o průměrné tíže vody, s hladinou na téže úrovni, tj. 6 m nad dnem.

Pro výpočet vztahů bylo použito metody, vycházející z technické teorie válcových skočpin tak, jak je uvedeno např. v "Technickém průvodci sv. 4, Statika stavebních konstrukcí, Praha 1993, str. 549-559". Bylo přitom zavedeno, že nádrž je zatížena hydrostatickým tlakem vody s hladinou ve výšce, vycházející z vypočteného vodorovného tlaku sídlní a sídlní stěny a dna.

Účinek nerovnoměrného oteplení /ochlazení/ vnějšího líce nádrže byl posouzen podle ustanovení ČSN 732002/70.

Výpočet předpokládá výstuž s převodním součinitelem 1,65 /výstuž 10216, 10339, 10425, příp. 10490/ a beton B 250 /P/ pro základovou desku i vlastní nádrž.

Průřez stěny byly posouzeny ve čtyřech různých výškách nad povrchem dna buď ve vodorovném řezu na mimostředný tlak, nebo ve svislém řezu na mimostředný tah. Průkaz bezpečnosti proti vzniku trhlin byl proveden pouze ve dvou spodních průřezích.

Pozucení namáhání patní a základové opáky na účinek větru nebylo provedeno, rovněž účinek jednostranného osvětlení sluneem ani práce napětí účinkem curvature nebyly provedeny. Pozucení napětí v souhrnnosti ve stropích želez /pouhým přesahem/ nebylo prokazováno.

Ve statickém výpočtu je včleněno z 29 stran celkového rozsahu na výpočet vnitřních sil v nádrkách a jejich dimenzování 10 stran, sbytek je včleněn výpočtu podružných částí objektu.

Prokazována /navržena a pozucena/ je

- vnitřní výstuž ovislá v patním prážosu / ϕ 10 po 15cm/
- vnější výstuž ovislá v prážosu 1,20 m nad patním prážosem / ϕ 10 po 15 cm/
- vnější a vnitřní výstuž vodorovná ve výšce 2,0m nad patním aparou / ϕ 14 po 18 cm vně a ϕ 12 po 18 cm uvnitř/ pro kombinaci zatížení od náplně a účinky ochlazení vnějšího líce
- vnější a vnitřní výstuž vodorovná ve výšce 6,0 m nad patní aparou pro kombinaci zatížení od náplně s účinky ochlazení vnějšího líce /4 ϕ 12/m²při obou površích/.

2. Armovací plán

Veškerá výstuž vřže je uvedena na třech výkresech /základová deska a ovislá a vodorovná výstuž stěn/.

Do výšky 576 cm nad patní aparou je vodorovná výstuž stejná:

- vnější z δ 14 po 16 cm

- vnitřní z δ 12 po 16 cm /tedy méně, než by vyšlo z výpočtu při oteplení vnější strany, kdyby byla ve výpočtu tato alternativa uvažována/.

V celé obývací vřesce je vnější i vnitřní vodorovný výstuž stejná, z δ 12 po 25 cm /obr. 12/.

Svislá výstuž kotevaf $6,6 \text{ g } 10/\text{m}^2$ vychází se sdílnicové desky ve dvou dĺžkách /145 cm resp. 200 cm/ a je předopřně pravidelně vystřídána obou kotev při obou površích /obr. 13/. Svislá výstuž $3,3 \text{ g } 10/\text{m}^2$ při obou površích stěny je pak otykována na kótě 460 až 300 cm a dále po 400 cm nad patní sparou u vnějšího povrchu a na kótě 360 - 400 cm a dále po 400 cm nad patní sparou u vnitřního povrchu vřesce /obr. 13/.

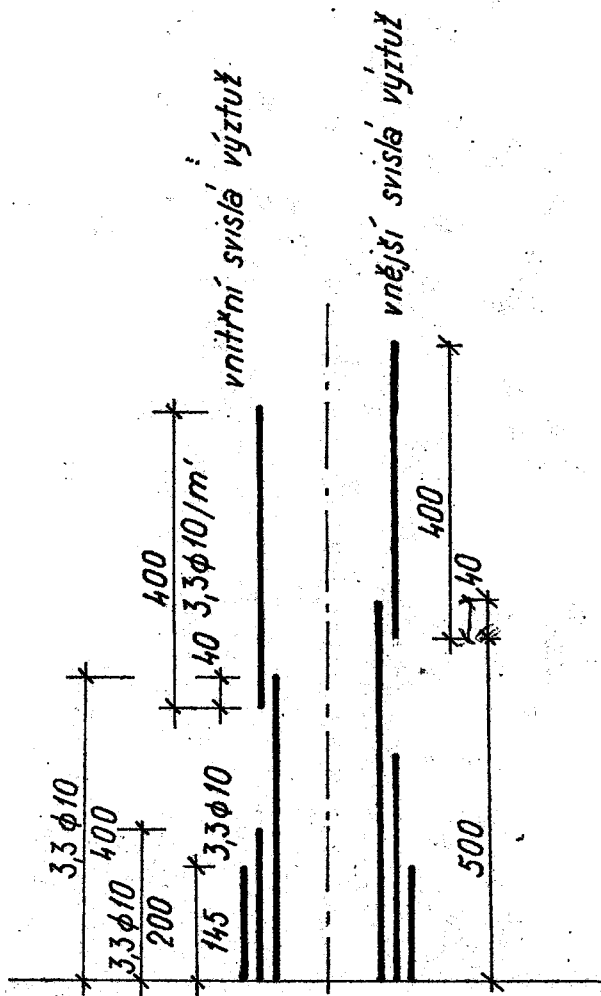
Výstuž kryje vypočtené hodnoty. V okolí otvorů je na veškerost celkem 300 cm svislá výstuž zhuštěna na dvojnásobek, tj. $2 \times 6,6 \text{ g } 10/\text{m}^2$.

Přesahy vodorovné výstuže jsou více než 80 g a mají být vystřídány o třetinou obvodu, takže nad sebou jsou otyky v každé čtvrté vřetvě. Přesahy svislé výstuže jsou 40 g.

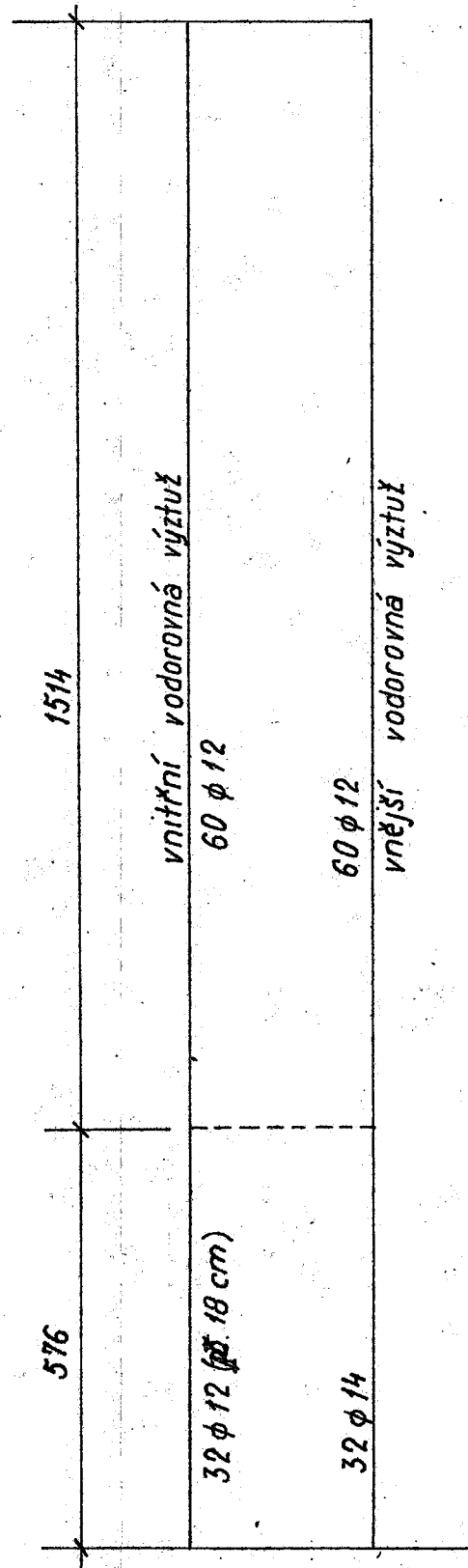
Celkové vypracování armovacího plánu předpokládá relativně vysokou technickou úroveň a erudici stavbyvedoucího a erovačů.

3. Provisionální stavby

Stavba všech dvanácti vřesí proběhla postupně, v období od března 1973 do počátku roku 1974. Podle záznamů stavebního deníku se pohybovala v siazích měsících v průběhu betonáže



Obr. 13



Obr. 12

Schema výztuže podle armovacího plánu

některých větší teplota vzduchu až pod bodem mrazu. Betonáž byla prováděna do posuvného bednění systémem převzatým národním podnikem Povězení stavby Ostrava /PSO/ od np. Právník Pardubice, podle technologických pravidel 3. 6/27 - 1973, vypracovaných odbohem technického rozvoje a investic PSO. Technologická pravidla /dříve "pravidla"/ byla vydána v březnu 1973 s platností od 1. března 1973, t.j. přesně v době, kdy vřetavba větší započala.

Podle uvedených technologických pravidel důvodem použití technologie posuvného bednění byla šetření času, vyšší produktivita práce a lepší kvalita objektu /str. 1 pravidel/.

Betonáž se provádí ve vrstvách do 25 cm do bednění, jež má předepsanou konkrétní /měrnou dobu se vzdáleností vnitřního a vnějšího bednění svítáje/, tak, aby posun nastal až po zastavení spodní části, t.j. v normálních podmínkách /teplotě/ o cca 15 cm/hod při jednotlivém kroku do 3 cm /tj. po 12 min./ Je předepsáno kontrolovat po každém posunu tvrdost betonu a podle toho regulovat rychlost dalšího postupu.

Podle pravidel smí se betonáž provádět pouze do + 5°C. Při nižších teplotách je třeba provést "stání opatření", jež mají být uvedena v samostatných technologických pravidlech, zpracovávaných ČKE - PSO "v současnou dobu" /viz str. 26 pravidel/. Tato pravidla pro stání provoz nebyla však analýzou dodána; není to však podstatné, neboť betonáž v chlad-

nám období proběhla nejpozději před jejich vydáním. K dosažení rychlosti tuhnutí betonu při betonování všude v místě byla přidána horší námořní voda /přes 20°C/ a byla určena dávka cementu.

Všechny kontroly tvrdosti betonu po každém posunu pro stanovení rychlosti dalšího postupu nebyly ve stavebních záznamech nalezeny.

Na str. 14 pravidel se předepisuje ustatování železa v rámci železa po obvodu vlny, projekt však tento předpis neobsahuje.

Vedlejší /vápěná/ tyče jsou profila 20 mm ve vzdálenosti cca 2 m a jsou umístěny uprostřed tloušťky stěny.

Na str. 15 pravidel se doporučuje naplnění vrstevní plotu ovedním železem na vápěnou tyč, nebo rozbitím železa.

Na str. 20 pravidel je uvedeno, že všechny tyče se zrovnávají vychylováním hydraulických ovedních s max. vychylením 1 cm/m.

Záznamy o provedení kontrolních zkoušek betonu byly předloženy nedoplněná navíc bez označení, ze které části konstrukce byl beton odebrán /odklad, stěny, železo vlny/. Všechny zkoušky po 28 dnech je poskrovná, některé zkoušky byly prováděny po 56 dnech, některé po třech, některé i po 2 nebo 3 měsících od zhotovení.

Tím n e b y l a dostatečně prokázána předepsaná snážka betonu, pro kterou je odvozená doba tvrdnutí 28 dní, a ve smyslu ČSN 732003 měla být jakost betonu ověřena zkouškami pevnosti. Protože se tak sňajně nestalo je ke zjištění přibližné hodnoty pevnosti po 28 dnech pro porovnání s předepsanou snážkou betonu proveden přepčet pevnosti podle vztahu Urbanova, uvedeného v St. Bachynš - Technologie betonu, sv. 3, Pevnost betonu, SNTL 1959, str. 320,

$$R_d = R_{28} \left[0,15 + 0,85 \left(\frac{\log d}{\log 28} \right)^{0,5} \right]$$

v tabulce 1.

Tabulka 1

Vzorok	Prům. pevnost kp/cm ²	Stáří dní	$\frac{R_d}{R_{28}}$	Pravděpodobná pevnost ve 28 dnech kp/cm ²
986	244	90	1,076	226
987	304	70	1,021	297
984	283	113	1,161	243
989	335	92	1,139	294
988	283	96	1,083	271
937	224	28	1,000	224
1960	243	28	1,000	243
1412	252	28	1,000	252
797	279	196	1,357	204
798	292	164	1,296	223
799	233	101	1,265	181
800	276	168	1,163	236
801	369	264	1,250	292
802	263	254	1,246	211
803	264	250	1,244	212
804	294	240	1,240	247
805	252	216	1,230	203
806	241	212	1,227	197
807	246	200	1,222	201
			průměrně	237 kp/cm ²

Z 19 vyšetřicích zkoušek, jež byly hodnoceny, pouze 6 vyhovuje podle pevnosti po 28 dnech uložení požadované znašce betonu. Kromě toho není z protokolů zřejmé, zda byla skutečně tělesa uložena v prostředí stavby; byla-li tělesa uložena v normo-
vém prostředí nedosáhne pevnost betonu v konstrukci /a zejména při betonění za nižších teplot, tj. pod 5°C, a při nechráněném alespoň bednění/ ani těchto hodnot.

Pro armování byla podle správy VVÚSZ Praha použita hřebíková výstuž.

Podle vyjádření prováděcího závodu ze září 1975/tzv. Technologický postup pro provádění prací při betonění souběžných věží/ byla osazena výstuž podle armovalního plánu, betonáž byla provedena přesně podle technologických předpisů a betonové směsi byla speciálně navrhována podle dodané šterkopické směsi /předpis nebyl zcela dodán/. Byla použita na vodotěsnění přísada Betofix.

Nebyly vneseny náměvy/brady proti způsobu provádění stavby ani ze strany technického dozoru, prováděcího závodu, ani investora, ani autorského dozoru projektanta. Kvalitace proběhla bez významnějších připomínek.

4. Stávající stav - výsledky prohlídky

Dne 3. 11. 1975 provedl jsem se přítomností nástupců np. Pozemní stavby Ostrava, JED Brumbo, 2203 Ostrava a VVÚSZ Praha prohlídku celého objektu /obr. 1 - 11/ na místě /viz

příloha 3, B/.

Tchoto dne byly s 12 sídlařích věží naplněny věže 3, 1, 3, 6, 9, 10 /podle nového číslování/. Věže 2, 4, 5, 7 a 11 nebyly v té době naplněny ještě vůbec, věže 3, 2, 12 byly již vyprázdněny po předchozím naplnění na jaře 1972. Do věží byla ukládána většinou kukuličná síla, v menší míře traviny. Celkové množství vložené síly do jedné věže činilo při naplnění do 18 m výšky od 600 do 1050 t /bez ohledu na druh sílařní hmoty - viz obr. 12/. V průměru lze brát množství vložené síly 2000 t, což dává objemovou tíhu cca $\frac{2000 \cdot 4}{12,5 \cdot 14,31} = 0,874 \text{ t/m}^3$. Po složení síly /se kterou je nutno počítat i během plnění věže/ se činí objemová tíha vyšší, zvýšená čísel podle obsahu sušiny, druhu síly a rychlosti plnění cca 10-20 %, takže objemová tíha vyčíslení v menších cca 0,960 - 1030 t/m³.

Vnitřní stěny sídlařích věží byly opatřeny tenkovrstvou cementovou omítkou /provedenou současně s betonací věže/ ochrannou dřevěnou hladítkou a dvojitou - případně trojnásobnou nátěrkou epoxidochtu ChS 1/4 Křiv výrobce Spolek pro chemickou a hutní výrobu Jisti nad labem /viz posudek analýz čj. z 10/106/79/. Prohlídka věží prokázala, že vnitřní ochranná nátěra /nátěrka/ je vyhovující a stěva neporušená i po vyprázdnění a naplnění /jak bylo ověřeno na věži 2/.

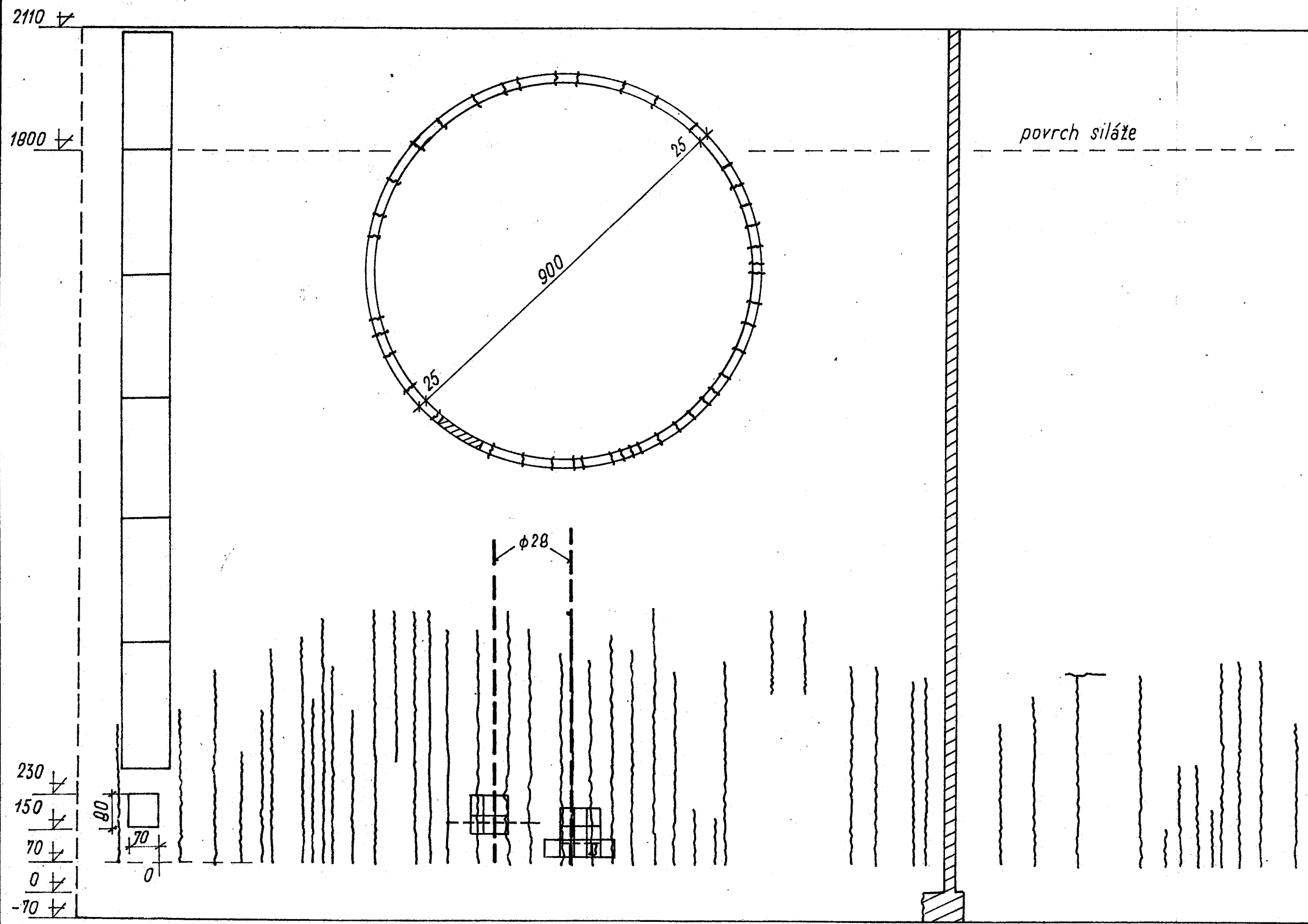
Na vnějších površích naplněných věží byly pozorovány praskliny sílařní hmoty svého druhu:

- jednak místně lokalizované v oblasti štěrbových hříd
či jinak neprávně zpracovaného betonu nebo v místech
porušení betonu /rostržení/ posunem bednění horizontál-
ní trhlinou, jak ve vidět např. a obrázků 7,8,9,10
- jednak v oblastech konstrukčního porušení, v trhlínách,
především svislých, více či méně rovnoměrně rozdělených
po obvodu věží ve spodní třetině až čtvrtině výšky, jak
ukazují obr. 2,3,4,5,6,7 .

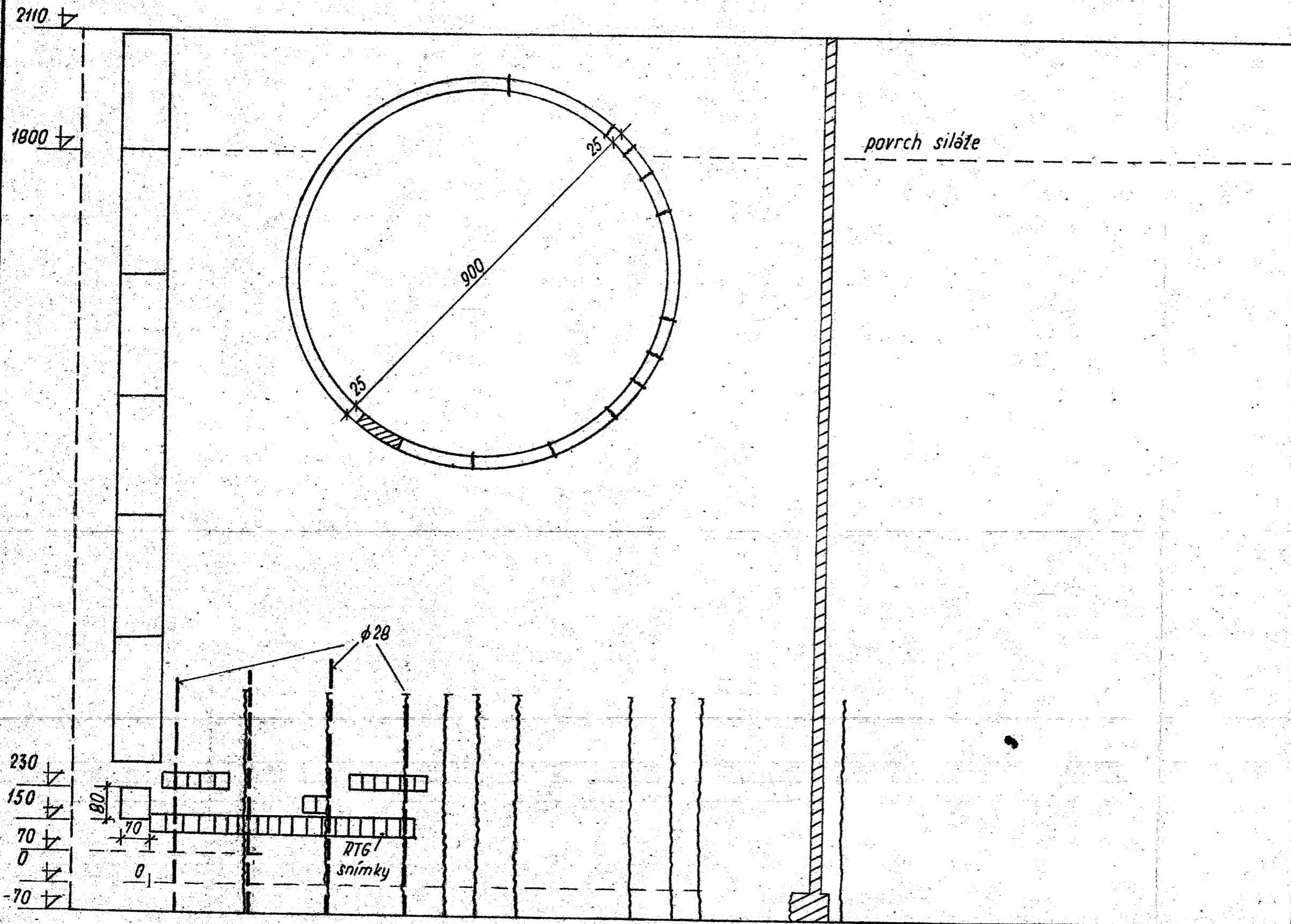
Schéma porušení trhlínami po celém obvodu je ukázáno
na příkladu věží 2, 1 a 2, 12 na obr. 14, 15, 16; u ostat-
ních věží /jež byly již zaplněny/ je porušení obdobného
charakteru. Největší rozsah svislých trhlín a proskanějších
míst /v svislých výškách/ byl konstatován u věží 1 a 12
/cca po 1 m obvodu/. U věže 2, v době prohlídky přírodně,
byly zanedbatelně pouze největší svislé trhliny opakující se po
170 - 200 cm po celém obvodu.

U věže 3 /s náplní pouze 841 t/ byla nalezena vodorovná
trhlina cca 170 cm nad torčnou, podobně u věže 9, zaplněná
již podruhé, je vodorovná trhlina cca 350 cm nad torčnou;
navíc u obou věží a dále u věží 6 a 10 byly pozorovány pře-
saky v místech nehomogenních betonu. Relativně nejlepší
stav vykazují věže 6 /366 t/ a 10 /343 t/, tedy věže nejméně
zatížené. Oblast kolem vstupních otvorů /s hustší vjetou/
je porušena nejméně u všech věží. Ukázalo se, že svislé
trhliny jsou téměř vždy v místech,
kde probíhá výpravná tyč # 28 pro pos-
ouň bednění; dále byly svislé trhliny

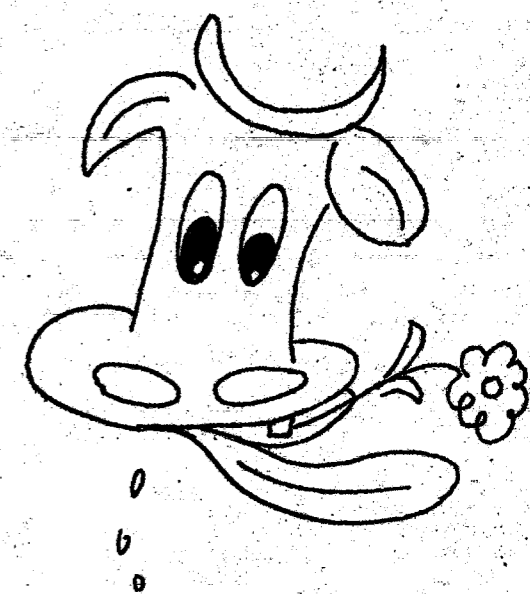
Dat.	č. 12	/
M.: 1 :		T.



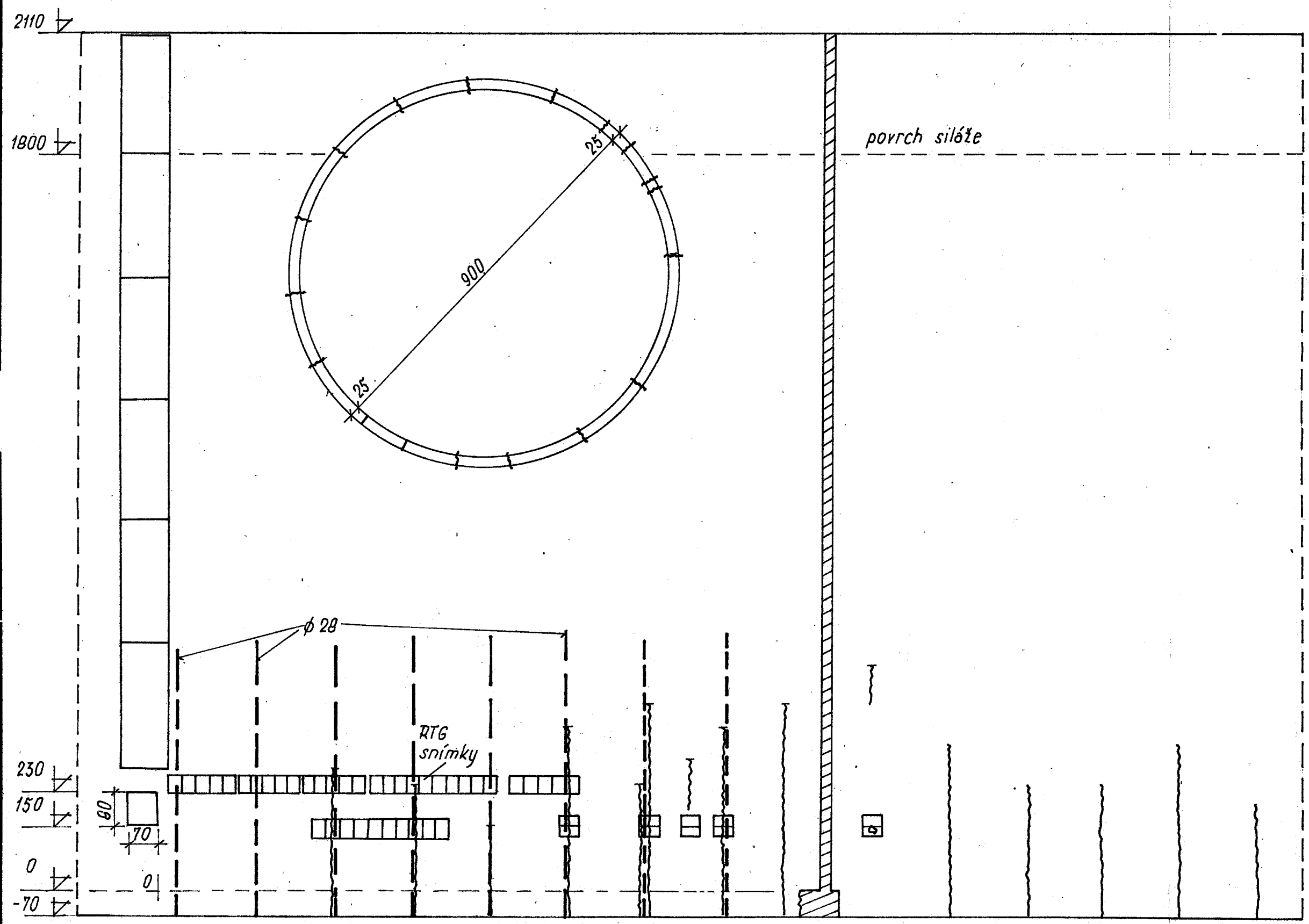
Obr. 14 Schema porušení a rtg. snímkování věže č. 12



Obr. 15 Schema porušení a rtg. snímkování věže č. 1



Dat.	č. 2	/
M: 1 :		T.



Obr. 16 Schema porušení a rtg. snímkování věže č. 2

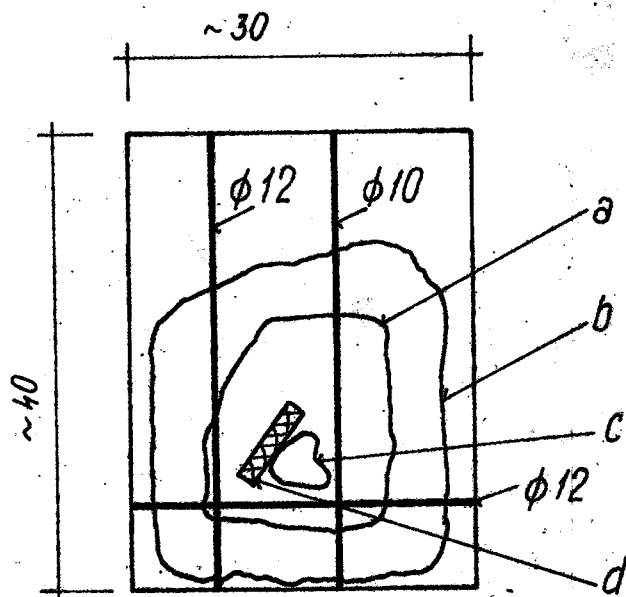
ujistěny v místech o koncentraci
ostatní svítlé vřstave /kotovních želez a želez
svítlé vřstave/ zejména u vnějšího povrchu.

6.1. VŠE II. 12

U vše II. 12 při defektoskopickém měření byly na žutigeno-
vých snímcích nalezeny na dvou místech vřstava o neho-
mogenitě betonu; v těchto indikovaných místech byla
provedena destruktivní zkouška do vnějšího pláště a bylo zjištěno,
že v obou případech jde skutečně o výrazné neodlivnosti:

- v případě sondy 1 /vodovodná kóta cca 600 cm, svítlá kóta
cca 250 cm/, v místě křížení svítlé a vodovodné trubky a tč
křížení vodovodné a svítlé vřstavy /dutina/, dále byla zjiš-
těna menší kyselá vrstva vodovodné vřstavy \varnothing 12 s březínkové
oceli a zastelná koroze této vřstavy působením sídliních
šťáv /anilínová prášena o 2 - 5%/
- v případě sondy 2 /vodovodná kóta cca 1050 cm, svítlá kóta
40 cm/ byla nalezena v sondě dřevěná rozpěrka \varnothing cca 9 cm a
pod ní dutina přes celou tloušťku stěny, jejíž byla na tomto
místě 26 cm. Po obou stranách dřevěné rozpěrky jsou svítlé
železo /1 x \varnothing 12 a 1 x \varnothing 10/, pod rozpěrkou ve větší vrstvě
vodovodné železo / \varnothing 12/. Podél svítlé a vodovodné vřstavy
byly nalezeny dutiny, umožňující volnou komunikaci proniklých
sídliních šťáv ve stěně vše /viz obr. 17/.

Beton obehnaný na těchto dvou místech je porézní a je
silně narušený korozi sídliními štávy.



Obr. 17 Detail podle snímku v místě sondy 2
na věži č. 12

v a n i s objemovou vahou cca 2020 kg/m³ a nasáklavostí cca 6,37%.

Na snímcích 6,7,9,10 správy VVŠS s nedestruktivním určením výstatku jsou vyborně tato místa dokumentována.

Z provedených radiografických měření bylo nalezeno, že v aperturách tyče nejsou uprostřed tloušťky stěny, ale jejich vzdálenost od vnějšího povrchu kolísá od 10,5 ± 0,5 cm do 9,5 ± 0,5 cm. Běle bylo zjištěno, že svíslá železná /kotva- na kotvení/ nebyla vždy v dotyku s rozevřením, ale v různé /od 4 do 14 cm/ vzdálenosti od vnějšího povrchu.

Ve vřetě 8, 11 pohybují se zjištěné vzdálenosti svíslých želez vnějších /§ 10 a § 12, průměr § 11,8/ od 3 do 34 cm /v průměru 10,2 cm/, vzdálenosti kotveních želez § 10 /jež jsou ve dvou délkách 195 cm a 140 cm n e p r a v i- á e l n ě v y s t ě í á á n y/ se pohybují od 6 do 34 cm /v průměru 10,3 cm/, u vnitřních svíslých želez /střídavě § 10 a § 12, průměrně § 11/ byly zjištěny vzdálenosti od 10 do 59 cm, v průměru 25,7 cm, kotvená železa § 10 při vnitřním povrchu bylo nalezeno na dvou kontrolovaných úsecích pouze jedno o délce 195 cm. Jestliže se v měřeném úseku sečtou všechna kotvená železa /pro oba povrchy/ vychází jejich průměrná vzdálenost 17,9 cm.

Byly zachyceny dvě vapěrná tyče § 20 ve vzdálenosti 103 cm.

Vodorovný výstuž ϕ 12 cm je u vnějšího povrchu vzdálena od sebe od 15 do 40 cm /v průměru 24,5 cm/, u vnitřního povrchu od 2 do 67 cm /v průměru 25 cm/. Bylo zaznamenáno několik přesahů. U vnější výstuže byly v jednom místě nalezeny přesahy dvou vodorovných želez nad sebou, v ostatních případech byly přesahy s malým posunutím /cca 140 cm/ od jednoho vystřídány /tedy nikoliv o 1/3 obvodu tak, aby přesahy byly nad sebou vždy v každé čtvrté vrstvě, jak předpokládá projekt/. Přesah byl zaznamenán větší než 40 cm a větší než 77 cm; všechny přesahy však jsou provedeny tak, že stykováná železa jsou v dotyku, stejně svázána. Na radiografických snímcích bylo rovněž nalezeno, že v místě takových styků vznikají necelistvosti betonu, zejména zůstává nevypláchnut betonem prostor mezi a pod železy. Jak již dříve uvedeno, v těchto místech dochází k praskám a často zde vznikly trhliny.

Je obvodě této věže bylo zaznamenáno 48 svislých tržlin, tj. cca po 62 cm /viz obr. 14/.

4.2 VĚŽ č. 1

U věže č. 1 bylo zjištěno:

- vzdálenost vepřevých tyčí ϕ 25 je cca 195 cm, jejich vzdálenost od vnějšího okraje 15 ± 2 cm
- svislá vnější výstuž včetně ϕ 10 /průměrně ϕ 10,3/ je ve vzdálenosti od 14 do 39 cm, v průměru 25,2 cm

- na dřevní 150 cm, tedy s kotovními kolečky obou délek, byly nalezeny u vnějšího povrchu převážně \varnothing 10 /průměr-
ně \varnothing 10,2/ ve vzdálenosti od 1 cm do 44 cm, v průměru
17,6 cm
- svislá vřetna vnitřní vosně \varnothing 10 /průměr \varnothing 10,3/ je
ve vzdálenosti od 15 cm do 34 cm, v průměru 23,3 cm
- na dřevní 150 cm, tedy s kotovními kolečky obou délek,
byly nalezeny u vnitřního povrchu převážně \varnothing 10 /průměr-
ně \varnothing 10,3/ ve vzdálenosti od 2 cm do 45 cm, v průměru 21,5 cm
- u vspěrač tyče na vedrovné kotě 440 cm jsou svislá vnitř-
ní i vnější kolečka šikmo, pod úhlem cca 60° od vedrovné
- vedrovná vnější vřetna \varnothing 12 mm je ve vzdálenosti cca
18 cm
- vedrovná vnitřní vřetna \varnothing 12 nebo \varnothing 10 /průměr \varnothing 11,8/
je rovněž ve vzdálenosti cca 18 cm
- vedrovné styky nejsou vystředány o $1/3$ kruhu, ale ve
vzdálenosti 40 - 200 cm
- délky přesahů byly nalezeny 20 cm, 45 cm /2x/ 90 cm, 110 cm,
více než 150 cm, více než 70 cm
- styková vřetna je vosně v kontaktu, pravidelně svá-
zaná;
- počet svislých trhlín po obvodech je 30, tj. cca po 100 cm
/viz obr. 19/.

4.3 VŠE 5. 2

U vše 5. 2 bylo provedeno celkem 52 snímků /nejvíce z vyšetřovaných vše/ a bylo zjištěno:

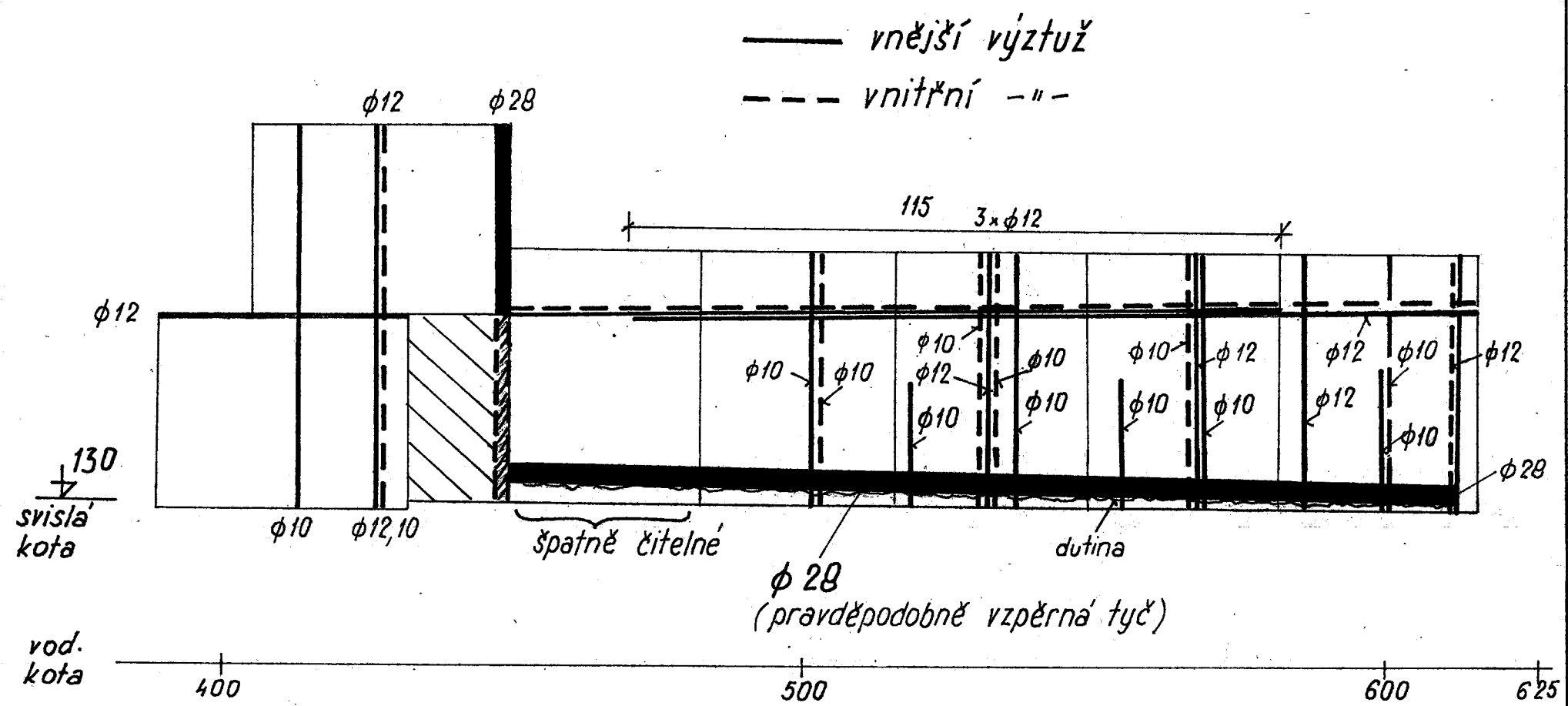
- vzdálenost vepřevých tyčí \varnothing 28 je 189, 189, 190, 199 /2x/ cm
- svítlá vnější vřetná střídavě \varnothing 10 a \varnothing 12 /průměrně \varnothing 11,3/ je ve vzdálenosti od 11 cm do 87 cm, v průměru 26,3 cm
- na dřevní 130 cm, tedy s kotvačními šelasy obou dílek, byly nalezeny u vnějšího povrchu střídavě \varnothing 10 a \varnothing 12 /průměrně \varnothing 10,7/ ve vzdálenosti od 2 cm do 92 cm, v průměru 17,3 cm
- svítlá vřetná vnitřní převážně \varnothing 12 cm /průměrně \varnothing 11,6/ je ve vzdálenosti od 11 cm do 91 cm, v průměru 30 cm
- na dřevní 130 cm, tedy s kotvačními šelasy obou dílek, byly nalezeny u vnitřního povrchu střídavě \varnothing 10 a \varnothing 12 /průměrně \varnothing 11,1/ ve vzdálenosti od 2 cm do 48 cm, v průměru 22 cm
- na vodorovné kotvě 700 - 800 cm jsou vnitřní svítlá šelasa šikmo, pod úhlem 60° až 45° od vodorovné
- vodorovná vnější vřetná \varnothing 12 je na různých místech ve vzdálenosti 10, 19, 18, 20, 29, více než 26 a více než 30 cm
- vodorovná vnitřní vřetná \varnothing 12 je na různých místech ve vzdálenosti 22, 26, více než 30, 32, více než 36 a 40 cm
- vodorovné stky nejsou vystřídány o 1/3 kruhu

- dílky přesahů byly nalezeny více než 30 cm, více než 100 cm, 75 cm, 135 cm, 140 cm, a 170 cm
- stykovaná výstup je vesměs v těsném kontaktu
- počet svislých trubek je po obvodu 12, tj. cca po 135 cm, což souhlasí se vzdáleností vapurních tyčí. Trubky se skutečně důsledně objevují v průseku se vapurnou tyčí, jak bylo prokázáno snímky provedenými přes 8 trubek /na vodovodních kotlích 430, 420, 610, 990, 1200, 1380, 1740/ /viz obr. 16/.

4.4 Vše 5. 2

U poslední vyšetřování, dosud nezatřebená vlna 5.2 byla zjištěna:

- u pety vlny, tedy s kotelními železy obou tříd, byly nalezeny u vnějšího povrchu stědivů ϕ 10 a ϕ 12 /průměrně ϕ 10,8/ ve vzdálenosti od 2 do 75 cm, v průměru 14,3 cm.
- u pety vlny, tedy s kotelními železy obou tříd, byly nalezeny u vnitřního povrchu stědivů ϕ 10 a ϕ 12 /průměrně ϕ 10,9/ ve vzdálenostech od 2 do 74 cm, v průměru 20,5 cm
- na úrovni cca 150 cm v rozsahu vodovodní kotelny 430 - 610 byla nalezena téměř vodovodně ležící vapurná tyč ϕ 25 /viz obr. 16/
- v rozsahu vodovodní kotelny 390 - 610 nebyla nalezena svislá vapurná tyč, ačkoliv by měla být /podle polohy tyče na kotli 55 cm/ v místě 445 cm



Obr. 18 Uspořádání výztuže podle rtg. snímku na věži č. 5

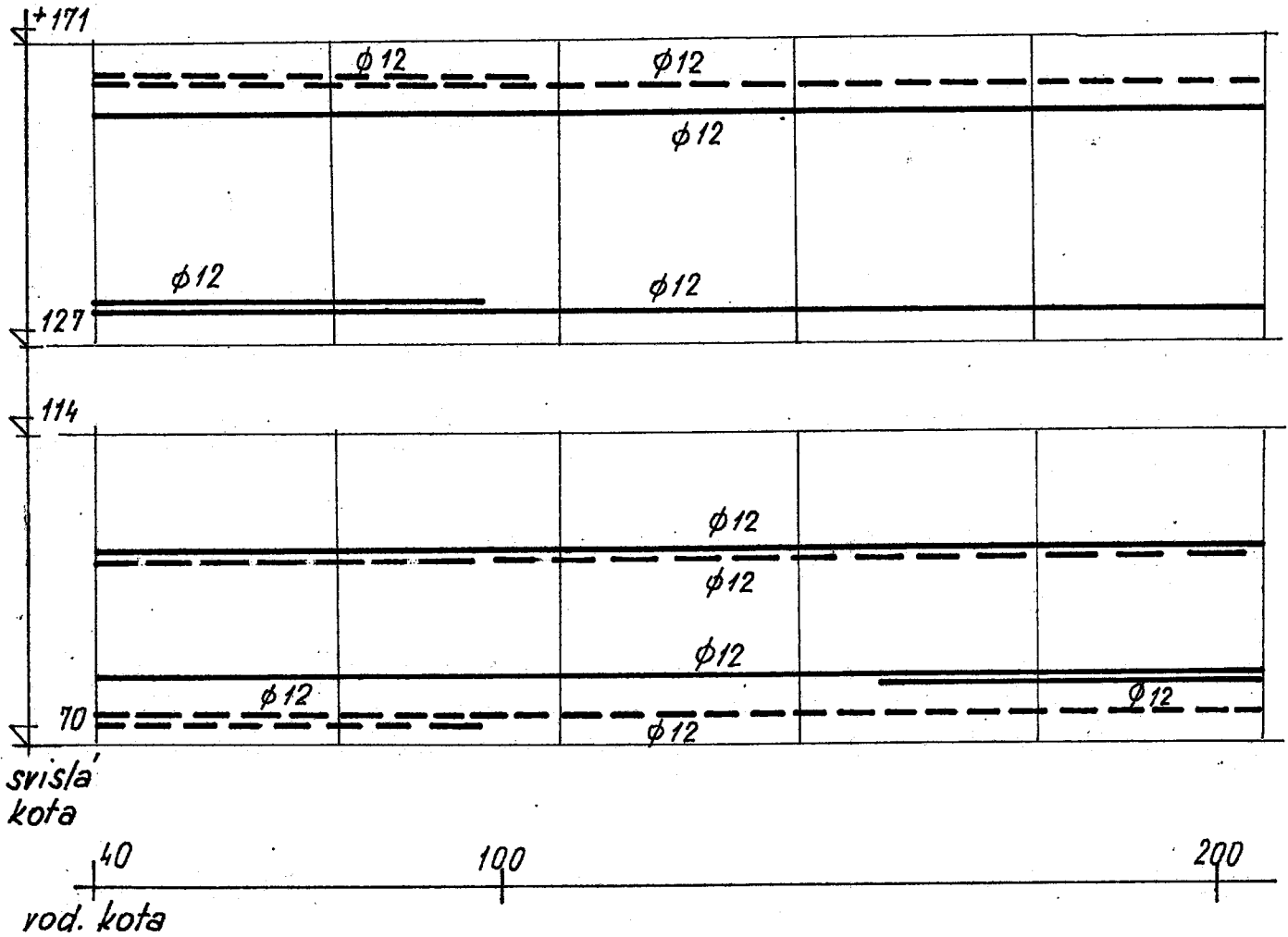
- vodorovná vnitřní vřetosa ϕ 12 cm je na různých místech ve vzdálenosti 14 cm, 30 cm /2x/, více než 30 cm
- vodorovná vnitřní vřetosa ϕ 12 je na různých místech ve vzdálenosti 22 cm, více než 26 cm, více než 35 cm
- vodorovné styky nejsou vystředěny o 1/3 kruhu, jak je dobře vidět n obr. 19
- délky přesahů byly nalezeny více než 41 cm, více než 49 cm, více než 55 cm /2x/, 110 cm
- stykovaná vřetosa je vesměs v těsném kontaktu
- pod vodorovně ležící vepřezkou tyčí jsou patrné dutiny v betonu.

U všech vřetí zjištěná kypa vřetosa kolísá v mezích 1,0 - 2,9 cm.

Zjištěná nehomogenita betonu, dutiny kolem vřetosa a její uspořádání jsou dokumentovány na čtyřech náhodně vybraných rentgenových snímcích na obr. 20 - 23 /spatná kvalita snímků je způsobena použitím negativního materiálu Iosa/.

3. Skutečná pevnost betonu

Pevnosti betonu určena nedestruktivní sbírkou pomocí Schmidtova kladivna typu H na místech vybraných na několika v různých směrech /viz odpis z jednání v JSD Lubina dne 3.11.1979 a obr. 11/ jsou podle zjištění T233 Göttrava uvedeny v tabulce 2. Celkem byla pevnost zjištěvána na 14ti místech: po 3 místech na vřetí 2,7,1,10 a na 2 místech na vřetí 3. Na každém skutečném místě



Obr. 19 Uspořádání styků vodorovných želez
 podle rtg. snímků na věži č. 5

Obr. 20 - VŠZ č. 5 - skupiny svislých a vodorovných želez, pod skupinou vodorovných želez dutiny

C03

C03

Obr. 20 - VŠZ č. 5 - skupiny svislých a vodorovných želez, pod skupinou vodorovných želez dutiny

Obr. 21 - VĚŽ č. 12 - pod vodorovným železem průběžná dutina, v téže
místě vodorovná trhлина (označená šipkou)

D16

Obr. 21 - VĚŽ č. 12 - pod vodorovným železem průběžná dutina, v téže
místě vodorovná trhлина (označená šipkou)

Obr. 22 - Věž č. 12 - velká nehomogenita v betonu v oblasti koncentrace výstuže (viz obr. 17), šipkou označena svislá trhлина

D003

D03

Obr. 22 - Věž č. 12 - velká nehomogenita v betonu v oblasti koncentrace výstuže (viz obr. 17), šipkou označena svislá trhлина

Obr. 23 - V&E 8. 2 - kolem svisté tyče a pod vodorovným železem dutiny,
šipkami označena svisté trhliny

Obr. 23 - V&E 8. 2 - kolem svisté tyče a pod vodorovným železem dutiny,
šipkami označena svisté trhliny

byly provedeny dvě samostatné zkoušky. V tabulce 3 jsou dány praviděpodobné povahosti ograené o vliv stáří /součinitelem 0,75 pro stáří betonu 1 rok a více podle čl. 35 a ČSN 731373 a součinitelem 1,09 dle čl. 60 b této normy pro beton se svý-
 Sencu vlhkosti. Vyhodnocení bylo provedeno podle této normy -
 - Tvarozměrné metody zkoušení betonu.

6. Skutečné charakteristiky výstuže

Skutečné charakteristiky použité výstuže podle náhodně odebraných vzorků nebyly ZS Ostrava provedeny. Uvažuje se proto s normovými vlastnostmi projektem předepsané a ve všech skutečně nalezené hřebíkové výstuže.

Tabulka 3

VNH číslo	Stavba	Místo	Výsledek při zkoušce kp/cm ²	
9	8	1	270	260
		2	255	245
		3	270	255
7	9	4	370	360
		5	365	365
		6	360	360
1	1	7	525	555
		8	500	460
		9	380	380
10	2	10	360	370
		11	355	340
		12	490	475
3	12	13	beton nokry - nezkoušeno	
		14	295	305
		15	300	290

Tabulka 3

Věk žele staré nové směsí		Křivka	Výsledek upravený na 28 denní povnost kg/cm ²	
5	6	1	210	205
		2	210	200
		3	210	200
7	9	4	250	245
		5	305	285
		6	300	300
1	1	7	415	420
		8	395	380
		9	500	500
10	2	10	285	290
		11	280	270
		12	385	375
3	12	13	neskouřeno	
		14	230	240
		15	235	230

7. Souhrn

V tabulce 4 jsou souhrnně uvedeny všechny sjištěné statistické hodnoty, souhrnně pro návrh /nebo porovnání/ železobetonových prvků věží, v průřezu u jednotlivých věží a v celkovém průřezu.

Z uvedeného rozboru lze mít na prokázané, že

- pro vodorovnou vnitřní i vnější vřata bylo použito hřebíkové oceli ϕ 12 mm
- vzdálenost vnější vodorovné vřata je větší než 32,0 cm, vzdálenost vnitřní vodorovné vřata větší než 26,2 cm
- pro svislou vřata bylo použito vřata ϕ 10mm a ϕ 12mm, v průřezu ϕ 11mm
- vzdálenost svislé vnější vřata na kotě + 2,2 m je 23,5 cm, vzdálenost svislé vnitřní vřata ve stejné výšce je 27 cm

- profil a vzdálenost svíslé výstuže pod výškovou kotev 130 cm, tj. včetně kotev obojí délky jsou u vnějšího povrchu ϕ 10,6 cm po 19,2 cm, u vnitřního povrchu ϕ 10,9 cm po 21,9 cm
- přesahy nejsou vyšetřeny po 1/3 kruhu
- průměrná pevnost betonu odpovídá vždy požadované značce 250; podlekušebních protokolů o krychelných zkouškách z 19 výsledků pouze 6 vyhovuje, průměrná pevnost je pak 235 kp/cm^2 , variabilita značná (min. 161 kp/cm^2 , max. 294 kp/cm^2); podle tvrdostních zkoušek provedených na namátnou vybraných místech na pěti vřících vyhovuje beton pouze ve dvou případech požadované značce 250, ve dvou případech vyhovuje značce 170, v jednom značce 330, průměrná pevnost je 226 kp/cm^2 , variabilita namátná (min. 195 kp/cm^2 , max 420 kp/cm^2).
- průměrná krycí vrstva výstuže je 1,75 cm
- v přesahu ve styčích jsou železa v kontaktu
- kolem řady vodorovných i svislých želez jsou dutiny
- kolem vepřrných tyčí jsou dutiny
- v betonu existuje řada nehomogenit, hrází a porušení
- vodorovná i svislá výstuž je osazována v silně nerovnoměrných vzdálenostech, pohybujících se od 2cm do 57 cm.

Tabulka 4

VSB č.	Pevnost betonu kp/cm ²	Krycí vrstva cm	Vodorovná vřata							
			vnější vzdálenost cm				vnitřní vzdálenost cm			
			Ø	prům.	max.	min.	Ø	prům.	max.	min.
1	367		12	18	18	17	11,8	18	19	17
2	314	1-2,5	12	21,7	36	10	12	31	40	22
5	-		12	27	35	14	12	31	36	22
12	234		12	24,5	40	15	12	25	62	2
Průměrně	-	1,75	12	22,8	40	10	12	26,2	67	2

VSB č.	Svislá vřata na kotě 250 cm								Svislá vřata na kotě 130 cm							
	vnější vzdálenost				vnitřní vzdálenost				vnější vzdálenost				vnitřní vzdálenost			
	Ø	prům.	max.	min.	Ø	prům.	max.	min.	Ø	prům.	max.	min.	Ø	prům.	max.	min.
1	10,2	25,2	35	14	10,3	25,3	34	15	10,2	17,6	44	1	10,3	21,3	45	2
2	11,3	26,5	62	11	11,6	30	51	11	10,7	17,3	52	2	11,1	22	48	2
5	-	-	-	-	-	-	-	-	10,8	14,2	25	2	10,9	20,5	24	2
12	11,8	18,2	34	5	11	25,7	25	10	10,6	11,9	35	2	11,1	24	36	15
Průměrně	11,1	23,3	67	5	11	27	55	10	10,6	15,2	75	1	10,9	21,9	74	2

P o s u d e k

Jako prakticky ve všech případech stavebních poruch i zde došlo k nepříznivému souběhu řady okolností z nichž některé nemohly být předvídný průměrně zkušeným projektantem, či stavbyvedoucím /a jsou proto kryty součiniteli bezpečnosti/, některé jsou způsobeny nedůsledností projektanta, ne zkušeností nebo nedbalostí prováděcího závodu a povrchní kontrolou technického, investorského a autorského dozoru. Nepříznivě se projeví i nedostatky literatury a nejednotnost publikovaných i nepublikovaných podkladů výzkumných a vývojových institucí, jež se též odrážejí ve stavebních předpisech.

Postupně budou analyzovány zjištěné nedostatky, z nichž každý sám o sobě by patrně nebyl příčinou poruchy konstrukce, ale z nichž každý k ní jistou měrou přispívá.

Rozbor bude veden snahou určit míru příspěvku toho kterého nedostatku k destrukci i když neoporné a definitivní určení této míry a zejména prvotní příčiny poruchy bude jen těžko možné.

1. Výpočet silázních věží

1.1 Velikost a rozdělení zatížení

Základním prvkem statického výpočtu jsou údaje o vnějším zatížení. V případě silázních věží je vnějším zatížením tlak silázní směsi na vnitřní stěny věže kombinovaný s možným hydrostatickým tlakem silázních štáv. Další vnějším zatížením jsou

účinky nerovnoměrného stěpení stěn, a to jak nadržé jako celku /jednostranné oslunění/, tak průřezu /vnitřní proti vnějšímu povrchu/.

Tlak silážní náplně je zřejmě dodnes nevyjasněnou veličinou. O tom svědčí přeměra různých, i zcela odlišných údajů používaných ve výpočtech různých autorů a rovněž vzájemná nejednotnost doporučení Státního výzkumného ústavu zemědělského a platné státní normy ČSN 73 00 35. Podle SVÚZ /a zřejmě rovněž podle typového podkladu SZÚ/ je z hlediska tlaků na stěny nejnepříznivější siláž kukuřičné řezanky s měrnou hmotností 320 kg/m^3 . Československá státní norma nyní platná, měrnou hmotnost kukuřičné řezanky výslovně neuvádí.

Všimněme si údajů jednotlivých československých norem "Zetížení konstrukcí pozemních staveb" o hmotnostech silážních hmot od roku 1950:

ČSN 1030/1950 v části II, stejně jako ČSN 73 13 11/1954 uvádí měrné hmotnosti

- | | |
|------------------------------------|---------------------|
| - bramborové siláže | 950 kg/m^3 |
| - píče zelené silážované | 1000 " |
| - řepné řízky vyloužené silážované | 950 " |

ČSN 73 13 10/1958 uvádí v příloze I měrné hmotnosti

- | | |
|------------------------------------|---------------------|
| - bramborové siláže | 900 kg/m^3 |
| - řepné řízky vyloužené silážované | 900 " |
| - píče zelená silážovaná | 1000 " |

ČSN 73 00 35 - 2. díl /1967 udává měrné hmotnosti

- | | |
|---------------------|---------------------|
| - bramborové siláže | 900 kg/m^3 |
|---------------------|---------------------|

- krmiv silážovaných

kukuřičné palice, luskovino-travné

směsi

1000 kg/m³

kukuřičná stébla, krmné zelí,

chrást okopanin, pšeni luskoviny,

slunečnice

900 kg/m³

- řepné řízky vyloužené silážované

900 "

Podle článku 8 této normy bylo nutno uvažovat skutečné váhy hmot a konstrukcí. Pokud nebyly tyto váhy zjištěny zkouškou, bylo možno řídit se průměrnými hodnotami v příloze I a II normy. Dřívější norma ČSN 73 13 11, stejně jako ČSN 1050/1950 naproti tomu přikazovaly zavést normou uvedené hodnoty objemových vah, pokud nebyly prokázány jinak zkouškami. ČSN 73 00 35 - 2 . díl /1967, podle které byl projekt proveden udává, že uvedené hodnoty hmotností materiálů jsou průměrné hodnoty, které se uvažují pro stanovení zatížení stavebních konstrukcí, pokud není třeba s ohledem na konstrukci určit je přesněji. (Údaje o zatížení měly by být proto obsahem technologického projektu). Projektantu se tedy dává podle této normy na vůli, je-li či není-li třeba určit hodnoty zatížení přesněji. Rozhodne-li se ale, že normové hodnoty jsou dostatečné, musí se jich přídržet.

Ve změně a - 4/1970 k ČSN 73 00 35, platné od 1. 7. 1971 mění se údaj normy u hecle "krmive silážované" takto:

siláž/podíl sušiny do 25% /

700-1000 kg/m³

siláž se zavedlé píce /podíl sušiny
25-40%/

500- 700 "

senáž /podíl sušiny 40-55%/	400 - 500 *
a hesle "řepné řízky vyloučené silážované" se upravuje takto:	
Řepné řízky vyloučené silážované	900 -1000 kg/m ³ .

Dále se uvádí:

Hodnoty závisí na vlhkosti a druhu silážovaného krmiva. Úhel příčného sesypu je u siláže 48° - 56°, avšak siláž dále skládovaná podléhá samovolnému alehávání a úhel γ nelze pro ni pak definovat.

Podle tohoto dodatku mělo být tedy použito podle názoru znalce pro zatížení - pokud nebylo technologické-výrobními opatřeními provozu zaručeno, že podíl sušiny nebude pod 25% - maximální udané hodnoty 1000/m³ (bez ohledu na druh siláže). Tato hodnota souhlasí též dobře se skutečnou hodnotou, získanou při plnění silážních věží.

Hodnota měrné hmotnosti není však obecně směrodatná pro výpočet vodorovných tlaků vyvozených silážní hmotou na stěny nádrže. Norma ČSN 73 00 33 - 2. díl/1967 však nic v tomto směru neobsahuje. To lze považovat za vážný nedostatek normy.

Podívejme se nyní jak se vyvíjela otázka silážních tlaků dále, po době zhotovení projektu, tj. po datu 21.12.1972.

Od roku 1973 probíhala příprava nové (opět!) normy 73 00 35 jež vstoupí v platnost v roce 1977, a která je opět jednodílná a udává v příloze I - hmotnosti staviv, stavebních výrobků, hornin,

zemín a skladovacích materiálů, část S - Zemědělské plodiny
a krmivo - tyto hodnoty měrných hmotností:

krmivo silážované

siláž /podíl sušiny do 25%/	900 kg/m ³
siláž se sevedlé píče /podíl sušiny 25-40%/	600 "
senáž /podíl sušiny 40-55%/	450 "

Přitom je v tomto návrhu již výslovně uvedeno :

"Uvedené hodnoty platí jen pro stavební
ní tíhy a nikoliv vodorovného tlaku na stěny
/nelze užit k návrhu silážních
věží". Ani tato budoucí norma ovšem neříká nikde,
co tedy pro návrh silážních věží užit.

Další otázkou je, do jaké výše mohou vystoupit silážní
stěvy. Jestliže obsah sušiny silážované hmoty je 25% dosáhl
by při obsahu věže 1150 m³ teoretický obsah kapaliny při ob-
jemové hmotnosti siláže 1000 kg/m³ výše 13,5 m. Protože však
silážní hmota se nikdy nezboví zcela své vlhkosti
(sušina při zkrmování činí kolem 15-20%) a protože je před-
pokládána možnost odtoku silážních šťáv do jímky a navíc
proces vytlačování kapaliny je dlouhodobý, zdá se pou-
žitý odhad pro projektanta /opět nejsou udány nikde
závažné hodnoty/ na 6m výšky /tj. 1/3 výšky zaplněné
silážní hmotou/ bezpečný a správný. Při dekon-
le navržené a fungující odtokové kanalizaci by však neměla být
dosažena ani tato výška.

Pro silážovanou zelenou píci s uvažovanou hodnotou $\gamma = 1000 \text{ kp/m}^3$ může být (vzhledem k vysokému obsahu vody) brán třecí úhel hmoty se stěnou \checkmark maximálně 14° ; úhel vnitřního tření přitom může dosáhnout až 40° , pro výpočet uvažována s rezervou hodnotou 35° . Silážovaná hmota o těchto parametry bude zatěžovat stěny vže až do hloubky 6m nade dnem. Od této hloubky bude se svěřovat vodorovný i svislý tlak prakticky lineárně, hydrostaticky. Pro kapelinu předpokládáme měrnou tíhu vody, tj. 1000 kp/m^3 , i když ve skutečnosti bude větší. Tato redukce bude vyrovnána tím, že důsledkem přítomnosti silážní hmoty v kapelině bude třecí úhel se stěnou větší než nula, která je pro hydrostatický tlak uvažována. Protože přesné hodnoty nebyly nikým zjištěny, pokládám se rozumnější vycházet z těchto jednoduchých, ale zato jasných předpokladů.

Použije-li se známého vztahu pro poměrný tlak na stěnu p_y ve funkci hloubky x od povrchu (např. podle Technického průvodce svazek 4, 6, vydání SNTL, str. 448, 7, vydání SNTL str. 446)

$$p_y(x) = \frac{e^{x/a} - 1}{e^{x/a}} p',$$

$$\text{kde } p' = \frac{\gamma u}{\sigma \operatorname{tg} \delta} \quad \text{a} = \frac{p'}{\gamma \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2})}$$

a pro poměrný tlak svislý výřezu

$$p_x(x) = \frac{p_y}{\operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2})},$$

obdržíme pro $\gamma = 1000 \text{ kp/m}^3$, $\alpha = 14^\circ$, $\varphi = 39^\circ$
a hloubky $x = 3, 6, 9, 12 \text{ m}$ postupně (pro počátek ve výšce
19m nade dnem)

$$p' = \frac{1,0 \cdot 63,5}{28,2 \cdot 0,249} = 9,05 \text{ Mp/m}^2$$

$$a = \frac{9,05}{1,0 \cdot 0,271} = 33,4 \text{ m}$$

a vodorovné a svislé tlaky podle tabulky 5.

Tabulka 5

x	3	6	9	12 m
$\frac{x}{a} =$	0,090	0,180	0,270	0,360
$\frac{e^{-x/a} - 1}{e^{-x/a}}$	0,083	0,164	0,235	0,307
p_y^I	0,75	1,48	2,12	2,78 Mp/m ²
p_x^I	2,77	5,45	7,82	10,39 Mp/m ²

x/ interpolací podle tabulky uvedené na str. 448 7. vydání
Techn. průvodce sv. 4

Od této hloubky (12m) až ke dnu (18m) zůstává vliv silážní hmoty nad kotou 12m konstantní. K těmto tlakům přibývají složky hydrostatického tlaku $p_y^{II} = p_x^{II}$, tj. postupně v hloubkách 12, 15, 18m budou složky hydrostatického tlaku a celkový tlak podle tabulky 6

Tabulka 6

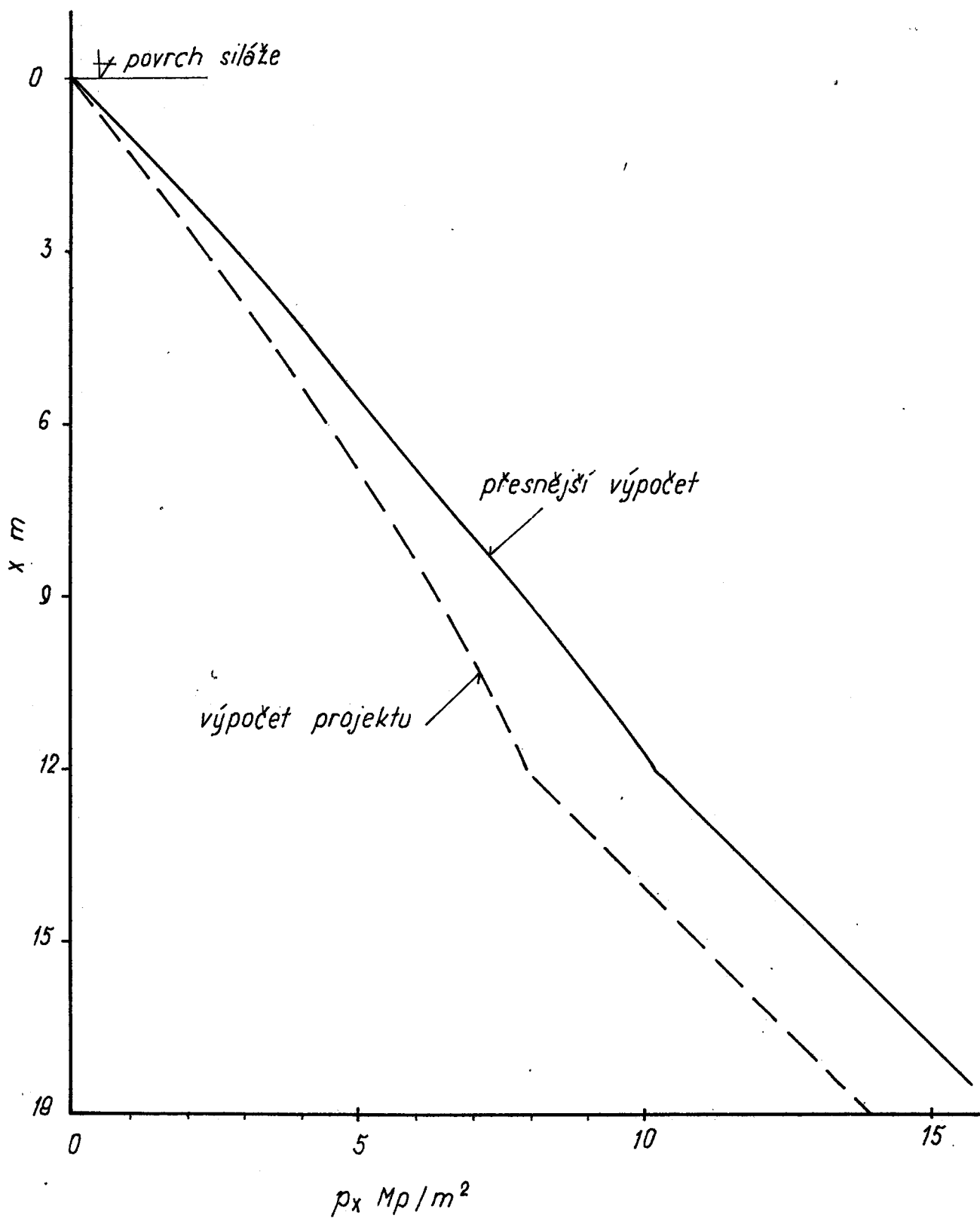
x	12	15	18	m
p_y^{II}	0	3,0	6,0	Mp/m^2
p_x^{II}	0	3,0	6,0	Mp/m^2
Celkové p_y	2,78	5,78	8,78	Mp/m^2
Celkové p_x	10,26	13,26	16,26	Mp/m^2

Průběh vodorovných a svislých tlaků je naznačen podle horních určení na obr. 24, 25, kde je vyznačen i průběh tlaků podle statického výpočtu projektu.

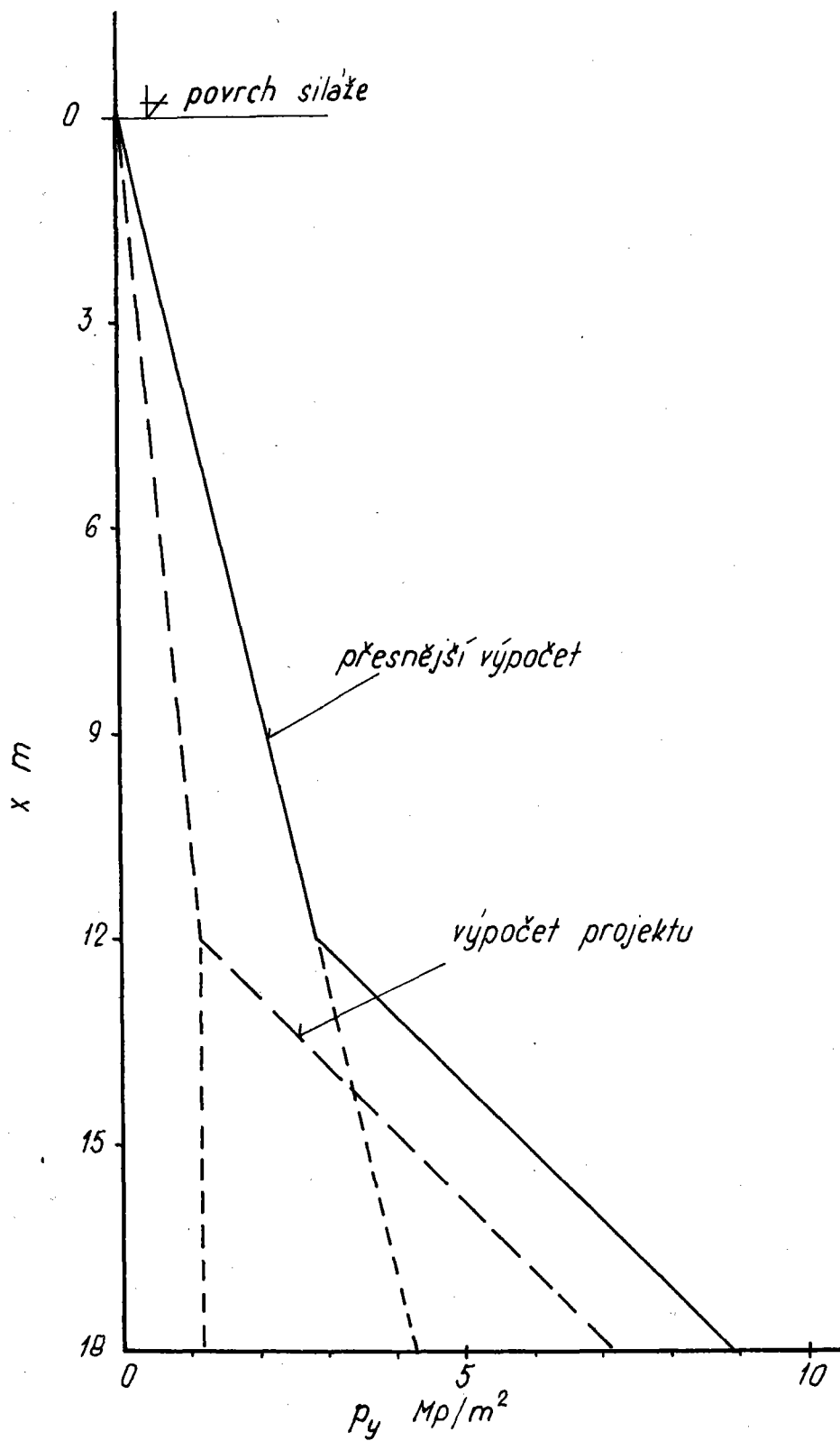
1.2 Určení vnitřních sil

Z hlediska mechaniky se v daném případě jedná o kruhovou válečkovou nádobu s poměrně tenkými stěnami, vetknutými ve dně do tubé základové desky a na horním povrchu valnými.

Poměr tloušťky stěny k poloměru nádoby je $25/462,5 = 1/18,5$. Podle různých autorů se hrenice, kdy lze považovat stěnu za dostatečně tenkou, aby mohlo být použito bez větších chyb výpočtu ten-



Obr. 24 Průběh svislých tlaků



Obr. 25 Průběh vodorovných tlaků

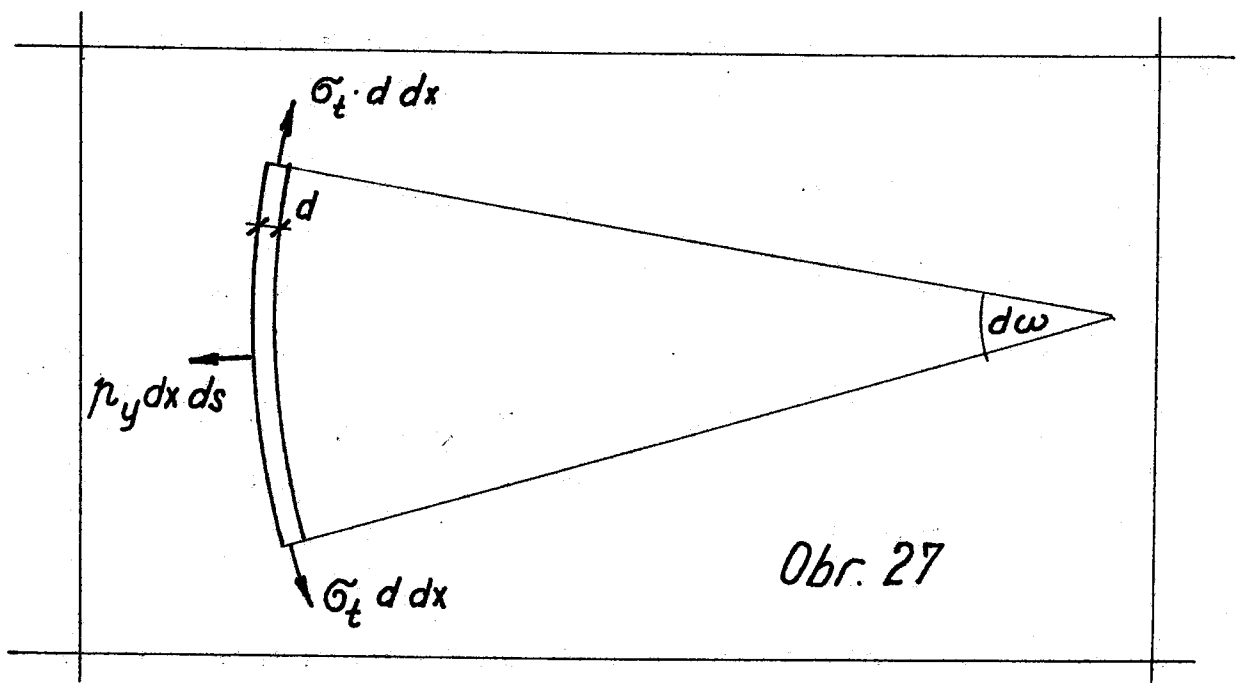
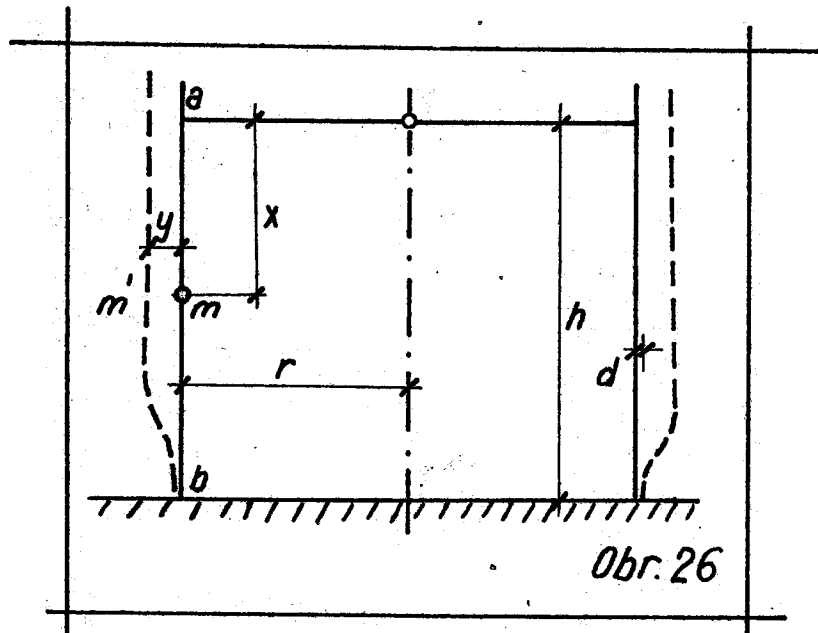
kostěnné nádoby, dosti různí. V. Z. Vlasov (Isbrannyje trudy, tom. I - Obsčaja teorija oboloček, Moskva 1962) uvádí tuto hranici 30, němečtí autoři (F. Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1955) považují za dostatečnou hodnotu 25, někteří další, zejména francouzští autoři připouštějí hodnoty ještě nižší. Je-li stěna poměrně tenká, je možno pokládat napětí σ_z v podélných řezech za stejnoměrně rozdělené a jeho velikost lze určit z rovnováhy vyjmutého proužku stěny, obsaženého mezi dvěma řezy.

Pro daný účel stačí přijmout zjednodušující výpočet platný pro tenkostěnnou nádobu (hlavně pro nejistotu při určení zatížení) a možné chyby eliminovat účelným rozmístěním vodorovné výstuže, jak bude dále uvedeno.

Řešení dané úlohy bylo popsáno mnohokrát v literatuře; nejúplněji je podáno v již výše citované práci Vlasova, dále v Technických průvodcích sv. 3 a sv. 4 a v řadě časopiseckých publikací Z. Bežants, K. Válka, K. Hrubana a dalších. Jeden z možných způsobů určení vnitřních sil při lineárně se měnícím zatížení je podán dále.

1.2.1. Teoretická řešení

Je uvažována kruhová válcová nádoba, jejíž tenká stěna je dokonale vetknuta do dna podle obr. 26. Na stěnu stále tloušťky δ působí vnitřní radiální tlak, který roztahuje nádobu; poloměr r se zvětšuje v závislosti na vzdálenosti od podkladu, který tomu brání. Stěny se ohybají a ohybová pořednice stěny y



v obecné hloubce x pod povrchem stěny snaží lineární zvětšení poloměru. Protože tloušťka stěny je proti poloměru poměrně malá, použije se výše zmíněného předpokladu o konstantním rozdělení normálního napětí σ_t , působícího na svislý řez stěny. Poněvadž po celém obvodu vodorovného kruhového řezu jsou podmínky stejné, je poměrné roztažení

$$\varepsilon = \frac{\Delta ds}{ds} = \frac{dw \Delta r}{r \cdot dw} = \frac{\Delta r}{r} = \frac{\gamma}{r},$$

neboť středový úhel dw , příslušný prvku $ds = r dw$, se přetvořením nezmení. V oboru pružnosti je ovšem

$$\sigma_t = E \cdot \varepsilon = E \frac{\gamma}{r}.$$

Na vyňatý svislý proužek o šířce $ds = r dw$ (obr. 27) působí z vnitřní strany radiální tlaky, rozdělené po výšce stejně; je-li p_y vodorovná složka poměrného tlaku v obecném bodě n , působí na výšku dx výsledná radiální síla $p_y \cdot dx \cdot ds$. Mimo to působí ve svislých řezech stěny napětí σ_t ; na výšku dx případně vnitřní síla $\sigma_t \cdot d \cdot dx$ a výslednice dvou tekoucích sil, působících na dva svislé řezy nekonečně blízké, oddělující uvažovaný proužek od ostatní stěny, je

$$\sigma_t \cdot d \cdot dx \cdot dw$$

směřující dovnitř. Na výšku dx vyňatého svislého proužku připadá zatížení

$$Q \cdot dx = p_y \cdot dx \cdot ds - \sigma_t \cdot d \cdot dx \cdot dw$$

a poměrné zatížení

$$Q = p_y ds - \sigma_t \cdot d \cdot dw = \left(p_y \cdot r - \frac{E \gamma}{r} \right) dw.$$

Svislý proužek vyňatý ze stěny nádoby se chová jako krakorec nahoře volný a vetknutý do základové desky. V důsledku jeho souvislosti se stěnou nejsou umožněna příčná roztahání. Pro chybovou čáru platí základní rovnice

$$-\frac{EJ}{1-\mu^2} \frac{d^2y}{dx^2} = M;$$

přitom je y kladné ve směru ven

M kladný, tečí-li po hodinových ručičkách na levém dílu stěny nádrže o horní straně bodu m

$$\text{Dále platí } \frac{dM}{dx} = T, \quad \frac{dT}{dx} = -q$$

/zatížení q je kladné, směřuje-li vlevo/.

Svislé složky poměrného tlaku náplně p_x , vnašené do stěny třením náplně o stěnu, působí na element $ds \cdot dx$ silou $p_x \cdot ds \cdot dx$ a vyvolá v elementu šířekém ds svislé napětí tlakové $\sigma_x \cdot d \cdot ds$. Tato napětí se k napětím od vodorovné složky poměrného tlaku budou prostě superponovat.

Spojením předchozích vztahů vychází

$$\left(-\frac{EJ}{1-\mu^2} \frac{d^2y}{dx^2} \right)'' = \frac{d^2M}{dx^2} = -q$$

Pro proužek šířky $ds = r \cdot d\omega$ je $I = 1/12 \cdot ds \cdot d^3$, po dosazení a spojení s výrazem pro q je po úpravě

$$\frac{E \cdot r \cdot d^3}{(1-\mu^2) 12} \frac{d^4y}{dx^4} + \frac{Ed}{r} y = p_y \cdot r,$$

což je rovnice formálně podobná známé rovnici nosníku na pružném podkladě a její řešení je podobné. Pro zjednodušení zápisu se zavede

$$c = \sqrt{\frac{4}{1-\mu^2} \frac{d^2 r^2}{3}}, \quad t = \frac{x}{c},$$

čímž se získá lineární diferenciální rovnice se stálými součiniteli ve tvaru

$$\frac{dy^4}{dt^4} - 4y = \frac{4 p_y(x) r^2}{Ed}$$

Obecný integrál této rovnice je

$$y = (A e^t + B e^{-t}) \cos t + (C e^t + D e^{-t}) \sin t - \frac{p_y r^2}{Ed},$$

integrační konstanty A, B, C, D se určí z podmínek horního a spodního okraje stěny. V místě $x = 0$ / a tedy i $t = 0$ / pro volný okraj je $T = 0$, $M = 0$; dole, v dokonalém vetknutí a zanedbá-li se přetvoření dna, je $y = 0$ a $\frac{dy}{dx} = 0$.

Zavedením $dx = c \cdot dt$ do rovnice pro ohybový moment lze psát

$$M = - \frac{EJ}{(1-\mu^2) c^2} \frac{d^2 y}{dt^2}$$

a dále

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{1}{c} \frac{dM}{dt} = - \frac{EJ}{(1-\mu^2) c^3} \frac{d^3 y}{dt^3}$$

Z výminek horního okraje vychází

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = 0$$

$$\frac{d^3 y}{dt^3} = 0.$$

Po provedení diferencování vychází pro $t = 0$ a jestliže p_y je lineární funkcí x , rovnice

$$/C - D/ = 0$$

$$/A - B - C - D/ = 0,$$

z nichž vychází

$$C = D$$

$$B = A - 2C.$$

Na spodním okraji stěny nechť $s = \frac{h}{c}$ a $p_y = p_{y0}$

podmínky $y = 0$ a $\frac{dy}{dt} = 0$ dají rovnice

$$A(e^s + e^{-s}) \cos s + C[(e^s + e^{-s}) \sin s - 2e^{-s} \cos s] + \frac{p_y \cdot h^2}{Ed} = 0$$

$$A[(e^s + e^{-s}) \cos s - (e^s + e^{-s}) \sin s] + C[(e^s + e^{-s})(\sin s + \cos s) + 2e^{-s} \cos s] + \frac{h^2}{Ed} \left[\frac{dp}{dt} \right]_{t=s} = 0$$

Je-li p_y dáno součinem $\sigma \cdot x$ je

$$\frac{dp}{dt} = c \frac{dp}{dx} = \sigma \cdot c$$

konstante, která se dosadí za $\left[\frac{dp}{dt} \right]_{t=s}$

Po zavedení hyperbolických funkcí do předchozích dvou rovnic získají se jejich řešením hodnoty integračních konstant

$$A = \frac{h^2}{2Ed (ch^2 s + \cos^2 s)} \left\{ \sigma \cdot c [chs (\sin s - \cos s) + chs \cos s] - p_{y0} [chs (\sin s + 2 \cos s) - chs \cos s] \right\}$$

$$C = - \frac{h^2}{2Ed (ch^2 s + \cos^2 s)} \left[\sigma \cdot c chs \cos s + p_{y0} (chs \sin s - chs \cos s) \right]$$

Pořadnice y je pak dána rovnicí pro y podle předchozí strany
přepsané do hyperbolického tvaru

$$y = \frac{r^2}{2Ed} \left[\text{cht} \cos t + \text{cht} (\text{shint} - \cos t) + \text{ht} \cos t \right] + \frac{p_y r^2}{Ed}$$

Pro $s \geq 4$ lze položit $\text{sh } s = \text{ch } s$ a zanedbat $\cos^2 s$
proti $\text{ch}^2 s$. Tím vychází

$$A = \frac{r^2}{2Ed \text{ch } s} \left[\text{sh } c \cos s + p_{y0} (\text{sh } s - \cos s) \right]$$

$$C = - \frac{r^2}{2Ed \text{ch } s} \left[\text{sh } c \cos s + p_{y0} (\text{sh } s - \cos s) \right]$$

a dále po úpravě

$$y = \frac{r^2}{Ed \text{ch } s} \left\{ \left[\text{sh } c \cos s + p_{y0} (\text{sh } s - \cos s) \right] \text{cht} + \left[\text{sh } c \cos s + p_{y0} (\text{sh } s - \cos s) \right] (\text{cht} - \text{cht}) \cos t \right\} + \frac{p_y r^2}{Ed}$$

Pro proužek o jednotkové šířce je $I = 1/12 \cdot d^3$ a $c = \sqrt{\frac{4}{1-\mu^2} \frac{I r^2}{d}}$

takže

$$M = \frac{r^2}{2 \text{ch } s} \left\{ \left[p_{y0} (\text{sh } s - \cos s) + \text{sh } c \cos s \right] \text{sh } t + \left[p_{y0} (\cos s - \text{sh } s) - \text{sh } c \cos s \right] (\text{cht} - \text{sh } t) \text{shint} \right\} \quad (1)$$

$$N = G_t d = \frac{c}{chs} \left\{ \left[\gamma c \sin(t-s) - p_{y0} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] ch t + \left[\gamma c \cos s + p_{y0} (\sin s - \cos s) \right] (ch t - sh t) \cos t \right\} + p_{y0} r \quad (a)$$

Pro $t \geq 4$ je podobně $ch t = sh t$ a vychází

$$y = \frac{r^2 ch t}{Ed ch s} \left[\gamma c \sin(t-s) - p_{y0} (\sin(t-s) + \cos(t-s)) \right] + \frac{p_{y0} r^2}{Ed}$$

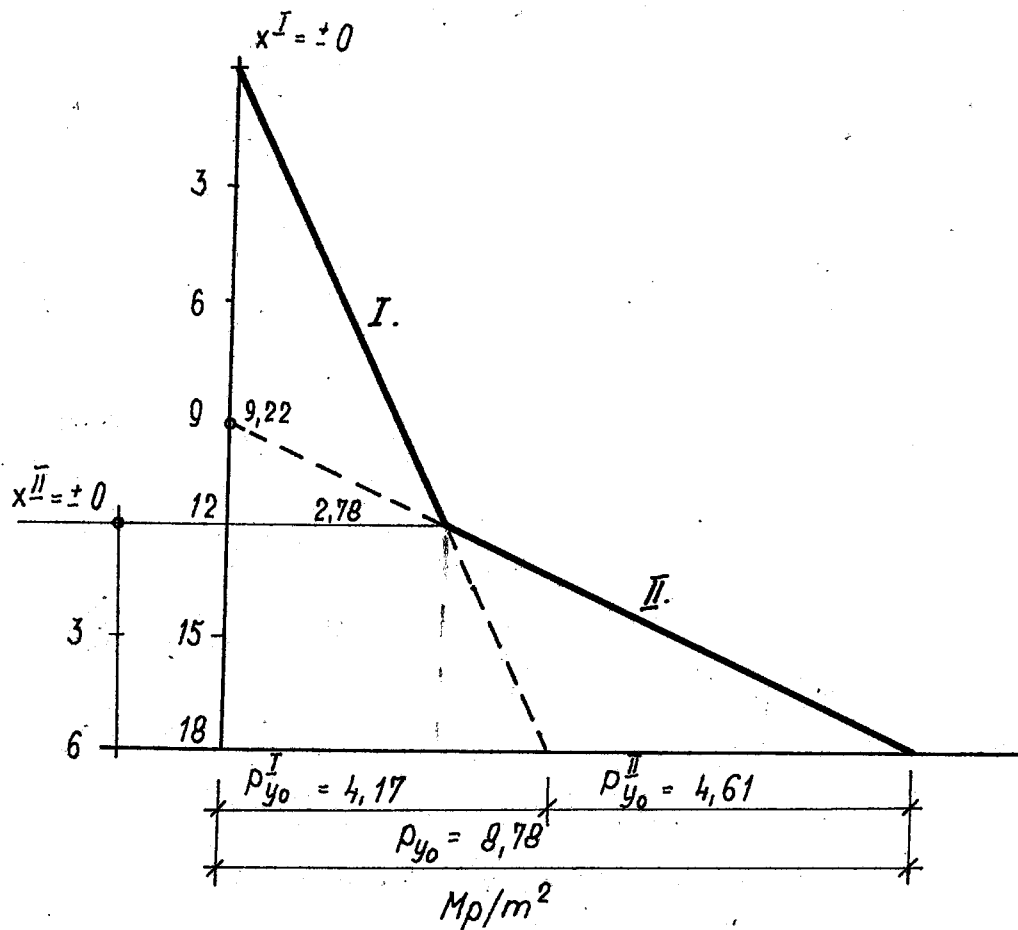
$$M = \frac{c^2 ch t}{2chs} \left[p_{y0} (\sin(\dots) - \cos(\dots)) + \gamma c \cos(\dots) \right] \quad (b)$$

$$N = \frac{c ch t}{chs} \left[\gamma c \sin(\dots) - p_{y0} (\sin(\dots) + \cos(\dots)) \right] + p_{y0} r$$

1.2.2 Praktické řešení

Výpočet podle předchozího postupu je možno aplikovat pouze pro lineárně rozdělené zatížení po výšce, což je v podstatě ve shodě s obdrženým průběhem vodorovného tlaku podle obr. 24. Pro výpočet bude zatěžovací obrazec podle obr. 24 rozdělen do dvou lineárních částí podle dalšího obr. 28.

V prvním případě bude uvažována výška nádrže 18 m, tj. do úrovně povrchu silážní hmoty, ve druhém případě bude uvažována



Obr.28 Schema vodorovných tlaků pro výpočet.

výška siláže 6 m, tj. do předpokládané úrovně povrchu silážních štáv. Tento postup způsobí, že dojde k nepřesnostem v průběhu s v hodnotách ohybového momentu v blízkosti předpokládaného horního konce nádrže /18 m nebo 6 m/, neboť prostence nad zatíženou částí mají účinek částečného vetknutí stěny.

Protože však absolutní hodnoty ohybového momentu jsou v těchto místech již malé, lze tuto nepřesnost připustit. U tenové síly dojde jen k nepatrné změně průběhu v horní části. Obě výsledky se budou superponovat.

Pro tlak p^I vychází měrná tíže myšlené kapaliny $\gamma^I = \frac{1,17}{10} = 0,232 \text{ Mp/m}^2$, pro druhou myšlenou kapalinu je $\gamma^{II} = \frac{4,61}{6} = 0,768 \text{ Mp/m}^2$. Prvý případ zde byl označen I, druhý II /viz obr. 28 /.

Pro železobeton podle ČSN 73 20 01 je $1/m = 0,15$, takže hodnota c je

$$c = \sqrt[4]{\frac{1}{1-0,0225} \cdot \frac{4,625^2 \cdot 0,25^2}{3}} = \sqrt[4]{0,455} = \sqrt{0,675} = 0,822 \text{ m}$$

Pak bude

$$s^I = \frac{h^I}{c} = \frac{18}{0,822} = 21,9 \text{ m}$$

$$s^{II} = \frac{h^{II}}{c} = \frac{6}{0,822} = 7,30 \text{ m}$$

Pro $s > 4$ lze klást přibližně $\text{sh } s \approx \text{ch } s$ a zanedbat $\cos^2 s$ proti $\text{ch}^2 s$. Pro větší hodnoty t , nejméně $t = 4$, lze dále klást $\text{ch } t \approx \text{sh } t$. Hodnotě $t = 4$ odpovídá $x = 3,3$, takže pro určení průběhu vnitřních sil po výšce nádrže je možno použít posledního zjednodušení pro první

případ; ve druhém případě je nutno použít hodnot přesnějších.

I. Výpočet pro první případ

Vnitřní síly se stanoví v bodech $x = 3,0; 6,0; 9,0; 12,0; 13,0; 14,0; 15,0; 16,0; 17,0; 18,0$ m ze vztahů /b/, je-li $x = \pm 0$ na povrchu silážní hmoty. Řešení je provedeno v dalších tabulkách 7,8 a výsledný průběh momentů M^I a tahových sil N^I je uveden na obr. 29 .

$$\operatorname{ch} s = \operatorname{ch} 21,9 = 1\,655\,500\,000 = \operatorname{ch} 21,9$$

$$\cos s = -0,9959 \quad \sin s = 0,0907$$

$$\frac{e^2}{2 \operatorname{ch} 21,9} = \frac{0,822^2}{3\,311\,000\,000} = 2,04 \cdot 10^{-10}$$

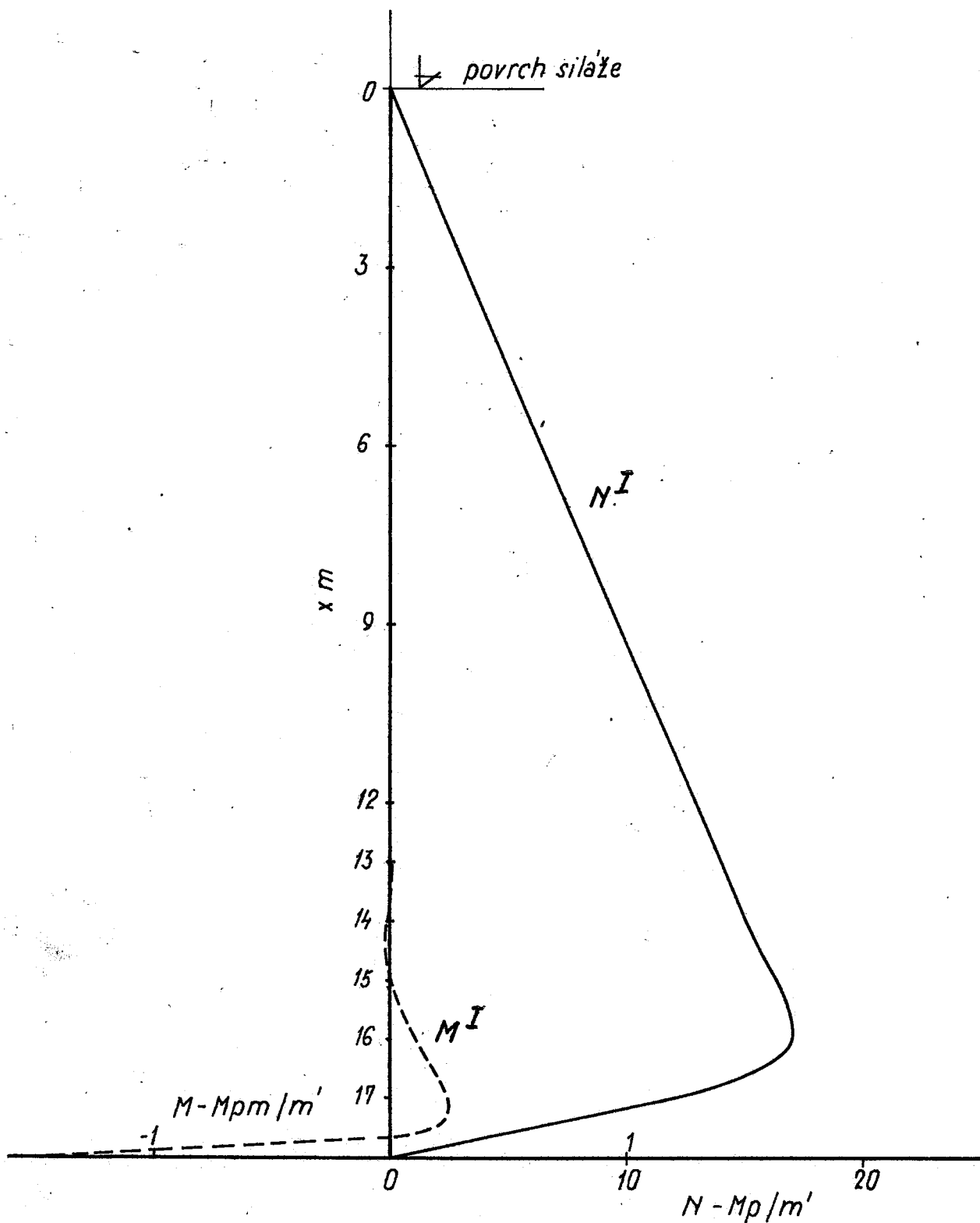
$$p_{y0} = 4,17 \text{ Mp/m}^2$$

$$y^I \cdot c = 0,822 \cdot 0,232 = 0,1908$$

$$\frac{F}{\operatorname{ch} 21,9} = \frac{4,625}{1\,655\,500\,000} = 2,79 \cdot 10^{-9}$$

II. Výpočet pro druhý případ

Vnitřní síly se stanoví v bodech $x = 1; 2; 3; 4; 5; 6$ m podle vzorců la), je-li $x = \pm 0$ ve výši 6m nade dnem nádrže. Řešení je provedeno v dalších tabulkách 9 a 10.



Obr. 29 Průběh momentů a tahových sil
od zatížení I.

$$\varepsilon = 7,300$$

$$\varepsilon = 0,822$$

$$\operatorname{ch} \varepsilon = 740$$

$$\frac{c^2}{2 \operatorname{ch} \varepsilon} = 4,565 \cdot 10^{-4}$$

$$P_{y0} = 4,61 \text{ Mp/m}^2$$

$$\sin \varepsilon \approx 0,8521$$

$$J^{II} = 0,768 \text{ Mp/m}^3$$

$$\cos \varepsilon = 0,5234$$

$$J^{II} \cdot c = 0,631 \text{ Mp/m}^2$$

$$(\cos \varepsilon - \sin \varepsilon) = -0,3287$$

$$\frac{F}{\operatorname{ch} \frac{\varepsilon}{s}} = 0,6245 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$(\sin \varepsilon - \cos \varepsilon) = 0,3287$$

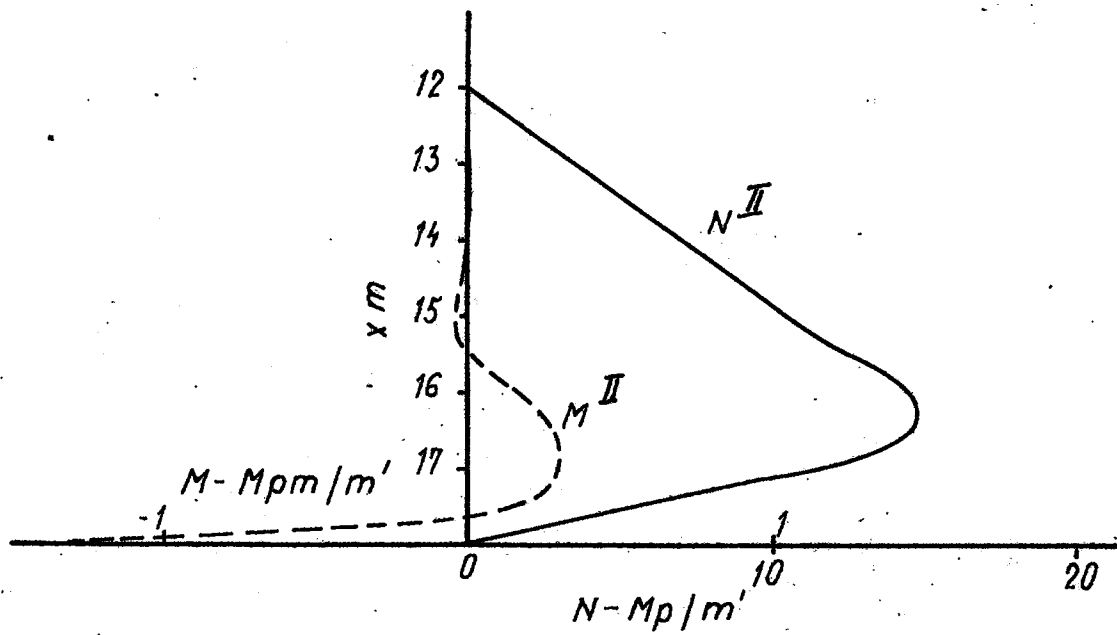
$$P_{y0} (\cos \varepsilon - \sin \varepsilon) = 1,51$$

$$P_{y0} (\sin \varepsilon - \cos \varepsilon) = 1,51$$

$$\left[P_{y0} (\cos \varepsilon - \sin \varepsilon) - J^{II} \cdot c \cdot \cos \varepsilon \right] = 1,831$$

$$\left[P_{y0} (\sin \varepsilon - \cos \varepsilon) + J^{II} \cdot c \cdot \cos \varepsilon \right] = 1,831$$

Všechny průběhy momentů a tahových sil pro tento druhý případ jsou uvedeny na obr. 50.



Obr. 30 Průběh momentů a tahových sil od zatížení II .

Tabulka 7

χ	3	6	9	12	13	14	15	16	17	18
ϵ	3,65	6,3	10,95	14,6	19,6	17,0	10,24	19,45	20,62	21,90
$s-t$	18,25	15,60	10,95	7,30	6,10	4,90	3,66	2,45	1,31	0
$\sin(s-t)$	-0,5637	0,1076	-0,9999	0,6503	-0,1626	-0,9843	-0,4944	+0,6379	0,9662	0
$\cos(s-t)$	+0,8259	-0,9942	-0,0458	0,5259	+0,9832	+0,1762	-0,8688	-0,7761	0,2579	1,0000
A: $\sin(s-t) - \cos(s-t)$	-1,3896	+1,0018	-0,9541	+0,3244	-1,1678	-1,1603	+0,3744	+1,4060	+0,7083	-1,0000
B: $\sin(s-t) + \cos(s-t)$	+0,2622	-0,8876	-1,0457	+1,3762	+0,8056	-0,8081	-1,3632	-0,1322	+1,2241	+1,0000
$ch t$	1,925.10	2,7229.10 ²	2,655.10 ⁴	1,69.10 ⁶	3,64.10 ⁸	1,205.10 ⁷	4,19.10 ⁷	1,377.10 ⁸	5.10 ⁸	1,655.10 ⁹
H: $\frac{\epsilon^2 ch t}{2 ch s}$	3,93.10 ⁻⁹	9,559.10 ⁻⁸	5,825.10 ⁻⁶	2,288.10 ⁻⁴	7,42.10 ⁻⁴	2,457.10 ⁻³	8,59.10 ⁻³	2,81.10 ⁻²	1,02.10 ⁻¹	3,375.10 ⁻¹
C: $p_{y_0} \cdot B$	1,095	-3,700	-4,360	5,740	3,335	-3,371	-5,680	-0,951	3,100	4,170
D: $p_{y_0} \cdot A$	-5,790	4,180	-3,980	1,354	-4,070	-4,840	1,961	5,870	2,952	-4,170
E: $\gamma \cdot c \cdot \cos(t-s)$	0,1576	-0,1897	-0,0087	0,1003	0,1876	0,0336	-0,1658	-0,1469	0,0492	-0,1968
F: $\gamma \cdot c \cdot \sin(t-s)$	-0,1075	0,0805	-0,1907	0,1622	-0,0348	-0,1870	-0,0943	0,1217	0,1843	0
D+E	-5,6324	3,9903	-3,9887	1,4543	-4,6824	-4,8064	1,3992	5,7231	2,9028	-4,3608
M=(D+E) · H	-2213.10 ⁻⁸	2,217.10 ⁻⁷	-2,323.10 ⁻⁵	3,231.10 ⁻⁴	-3,474.10 ⁻³	-1,181.10 ⁻²	1,193.10 ⁻²	1,608.10 ⁻¹	2,961.10 ⁻¹	-14,718.10 ⁻¹

Tabulka 8

<i>py</i>	0,695	1,390	2,085	2,780	3,012	3,243	3,475	3,707	3,938	4,170
<i>py, r</i>	3,214	6,429	9,642	13,325	13,930	14,999	16,072	17,145	18, 43	19,286
<i>G: rcht</i>	$5,371 \cdot 10^{-8}$	$7,997 \cdot 10^{-7}$	$7,969 \cdot 10^{-5}$	$3,04 \cdot 10^{-3}$	$1,016 \cdot 10^{-2}$	$3,362 \cdot 10^{-2}$	$1,169 \cdot 10^{-1}$	$3,842 \cdot 10^1$	1,395	4,017
<i>chs</i>	-1,2025	3,7205	4,1693	-5,5778	-3,3698	3,1832	5,9857	0,6727	-4,9157	- 4,170
<i>1 = F - C</i>										
<i>G. 1</i>	$-6,459 \cdot 10^{-8}$	$2,826 \cdot 10^{-6}$	$3,321 \cdot 10^{-4}$	$-16,956 \cdot 10^2$	$-3,424 \cdot 10^{-2}$	$1,070 \cdot 10^{-1}$	$6,530 \cdot 10^{-1}$	$12,584 \cdot 10^{-1}$	-6,857	-19,253
H	3,214	6,429	9,642	13,494	13,896	14,892	16,419	16,887	11,356	0

Tabelka 9

x	1	2	3	4	5	6
t	1,817	2,435	3,650	4,870	6,080	7,300
$s-t$	6,083	4,865	3,650	2,430	1,220	0
$\sin(s-t)$	-0,1994	-0,9888	-0,4882	0,6324	0,9391	0
$\cos(s-t)$	0,9799	0,1494	0,8727	-0,7578	0,3436	1,0
$\sin(s-t) - \cos(s-t)$	-1,1793	-1,1382	-1,3609	1,4102	0,5955	-1,0
$\gamma. e. \cos(s-t)$	0,618	0,094	0,551	-0,478	0,217	0,631
$P_{90}[\sin(s-t) - \cos(s-t)]$	-5,44	-5,25	-6,27	6,50	2,74	-4,61
$sh t$	1,54	9,635	19,225	69,3	218,7	740
$ch t$	1,84	9,723	19,250	69,3	218,7	740
$\sin(s-t) + \cos(s-t)$	0,7885	-0,8394	0,3845	-0,1054	1,2827	1,0
A: $P_{90}[\sin(s-t) - \cos(s-t)] + \gamma e \cos(s-t)$	-0,822	-5,136	-5,719	6,022	2,557	-3,979
B: $A \cdot sh t$	-7,42	-29,05	-109,9	393,2	646,7	-2,944
$(ch t - sh t)$	0,30	0,088	0,025	0	0	0
$sh t$	0,9391	0,6324	-0,4882	-0,9888	-0,1994	0,8521
$cos t$	0,3436	-0,7578	0,8727	0,1494	0,9799	0,5234
C: $(ch t - sh t) \cdot sh t$	0,282	0,057	-0,0122	0	0	0
D: $-1,8266 \cdot C$	-0,516	-0,104	0,022	0	0	0
E: $B + D$	-7,936	-29,154	-109,678	393,2	646,7	-2944
$E \frac{c/2}{2ch 9}$	$-36,23 \cdot 10^{-4}$	$-133,1 \cdot 10^{-4}$	$-501,6 \cdot 10^{-4}$	$1793 \cdot 10^{-4}$	$2392 \cdot 10^{-4}$	$-13439 \cdot 10^{-4}$
M	-0,0036	-0,0133	-0,0502	0,179	0,239	-1,344

Tabulka 10

x	1	2	3	4	5	6
$J.C. \sin(s-t)$	-0,126	-0,624	-0,308	0,417	0,993	0
$F: p_{40} [\sin(s-t) + \cos(s-t)]$	3,39	-3,67	1,77	-0,466	9,91	4,61
$G: [F + J.C. \sin(s-t)]$	-3,464	+3,246	-2,078	+0,903	-9,317	-4,61
$H: G \cdot \text{cht}$	-6,374	+18,6	-40,0	99,0	-1153	-3411
$I: (\text{cht} - \text{sh} t) \cos t$	0,103	-0,957	0,822	0	0	0
$J: 1,8266 \cdot I$	0,189	-0,123	0,040	0	0	0
p_4	0,77	1,53	2,30	3,07	3,84	4,61
$p_{4,2}$	3,561	7,076	10,64	14,20	17,76	21,32
$H \cdot J$	-6,185	18,477	-39,96	99,0	-1153	-3411
$(H+J) \cdot \frac{e}{ch s}$	-0,0386	0,1154	-0,2496	0,3884	-7,20	-21,4
N	3,522	7,191	10,391	14,558	19,96	0

III. Celkové výsledky

Součet obou výsledků podle zákona superposice dává vnitřní síly podle tab. 11; spolu s účinky od nerovnoměrného tepelního roztažení stěn věže /s rozdílem teplot 10°C/ získají se celkové maximální vnitřní síly, jak je uvedeno v této tabulce.

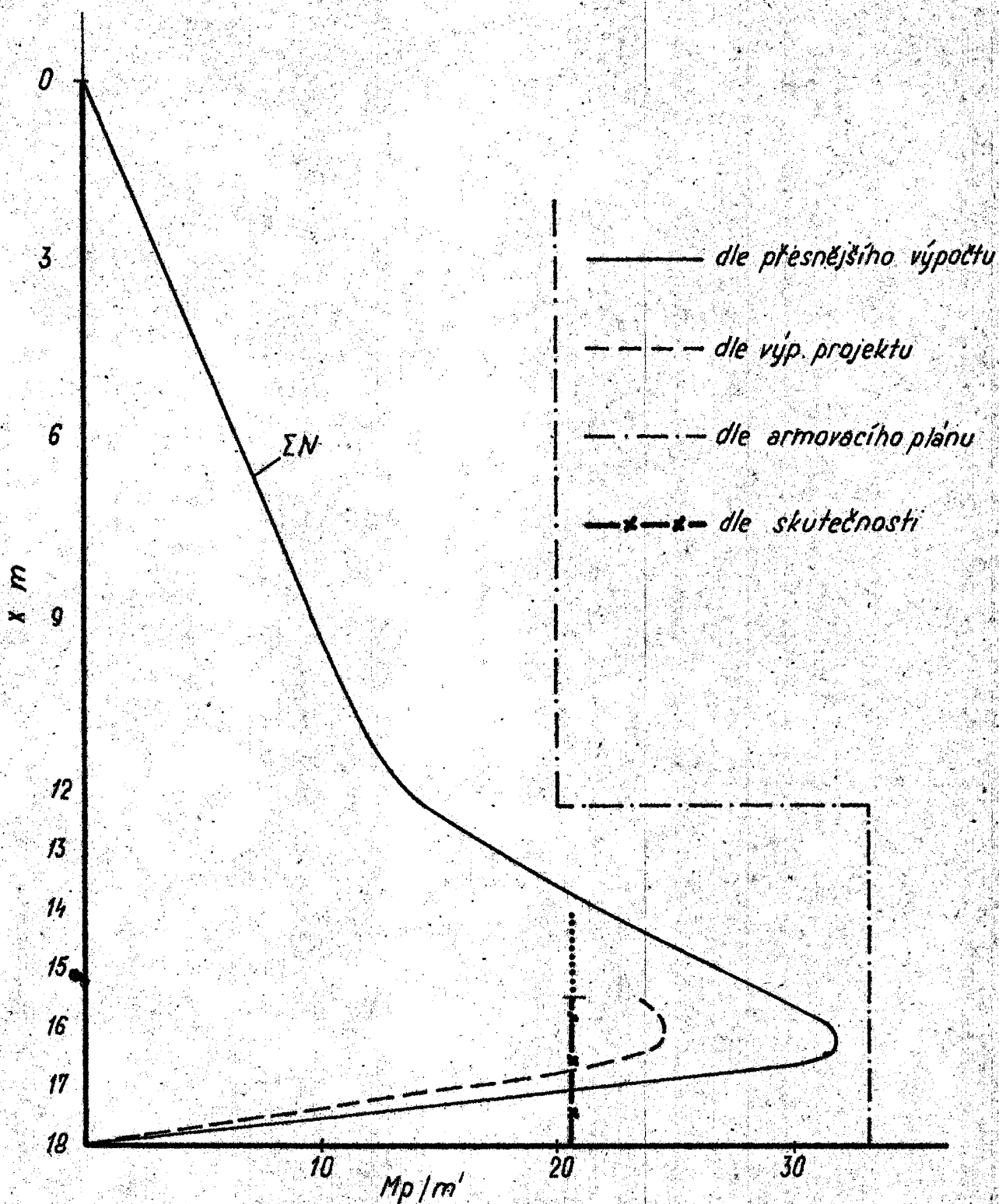
Tabulka 11

	3	6	9	12	13	14	15	16	17	18
N_p	$-2,21 \cdot 10^{-6}$	$2,22 \cdot 10^{-7}$	$-2,32 \cdot 10^{-5}$	$3,23 \cdot 10^{-4}$	-0,0037	-0,0291	-0,0309	0,340	0,691	-2,816
N_p	3,214	6,429	9,642	13,494	17,418	22,083	26,811	31,476	21,920	0
M_x	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25
M	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,25	±1,22	±1,22	±1,59	±1,84	-1,57
						-1,27	-1,28	-0,91	-0,66	-4,07

Jsou vyneseny na obr. 31, 32 a srovnány s výsledky podle statického výpočtu projektu. Dále jsou uvedeny v tomto obrázku hodnoty vnitřních sil, které odpovídají projektem navrženému vyztužení (podle armovacího plánu) a konečně jsou v tomto obrázku vyneseny i hodnoty vnitřních sil, jak odpovídají skutečně provedenému vyztužení podle namátkového zjištění u 4 věží.

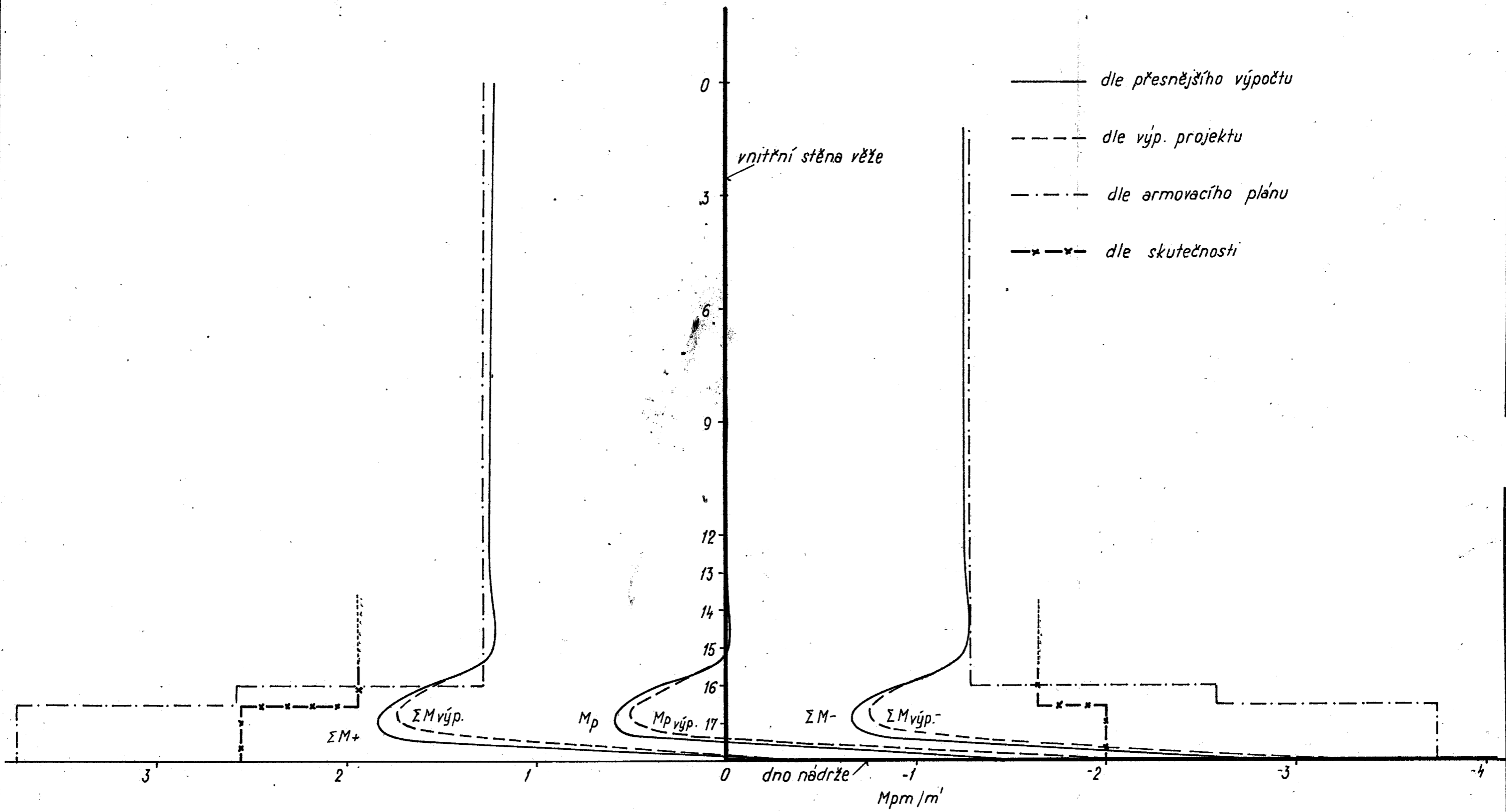
1.2.3 Vnitřní síly podle statického výpočtu projektu

Vnitřní síly podle statického výpočtu projektu obsahuje tab. 12.



Obr. 31 Průběh celkových tahových sil

Dat.		/
M.: 1 :		T.



Obr. 32 Průběh celkových momentů

Tabelka 12

x	M	N
15,54	-0,12	23,40
15,70	-0,18	24,00
15,87	-0,23	24,50
16,03	-0,29	24,80
16,20	-0,36	24,50
16,36	-0,42	24,00
16,52	-0,48	22,90
16,77	-0,51	20,90
17,18	-0,33	13,70
17,59	0,44	5,09
18,00	2,16	0

1.2.4 Vnitřní síly podle armovacího plánu

Vnitřní síly podle armovacího plánu jsou vypočteny jednek z napětí na mezi trhlin podle předpokládaného betonu s výztuže, se součinitelem bezpečnosti 1,5, jednek z úmostnosti, se součinitelem bezpečnosti 1,9. Výpočet je proveden v tabulce 13 a 14.

/obr. 31,32/.

Tabulka 13

Vodorovná vřetna - svielý řez

x	12,24 - 18	0 - 12,24
h-x	0 - 5,76	5,76 - 18
beton		250
b.d. $\% \epsilon$ (kp/m výšky)		50000
F_e (cm ²)	27,4	16,55
$\frac{F_e \cdot 210}{1,85}$	3110	1880
P_e (Mp)	53,110	51,880
$N_1 = \frac{P_e}{1,5}$	35,4	34,6
N_a	63,0	38,1
$N_2 = \frac{N_a}{1,5}$	33,12	20,04
F_b		2500
10 F_v	14,82	8,95
I	131 624	131 060
($F_b + 10 F_v$)	2515	2909
d - y	12,5	12,5
j	4,19	4,19
3/2 ($F_b + 10 F_v$)	75 450	75 270
$\frac{3 (F_b + 10 F_v)}{2(e/j + 1)}$	74,2-71,7	66,1-70,4

Tabulka 14

Vodorovný Fen - svielá výstuž

x	16,55-18,00	16,00-16,55	0-16,00
h-x	0 - 1,45	1,45 - 2,0	2,0 - 18,0
F _v vnitřní	7,77	5,18	2,59
vnější	7,77	5,18	2,59
F _e vnitřní	14,35	9,58	4,79
vnější	14,35	9,58	4,79
N _e vnitřní	33,07	22,05	11,02
vnější	33,07	22,05	11,02
<i>g</i>	0,574	0,383	0,191
	0,0955	0,970	0,985
F	21,5	21,8	22,2
M _m vnitřní	7,11	4,91	2,44
vnější			
M vnitřní			
vnější	3,74	2,58	1,28

1.2.3 Vnitřní síly podle skutečnosti

Pravidelné rozložení vřstů bylo objektivně gano-
defektoskopickou metodou. Její upořádání v prověřovaných
místech náhodně volených na čtyřech různých vřstích /v mís-
tech s poruchami i bez nich/ je podobné a nasvědčuje tomu,
že přibližně nastává stejně i v ostatních vřstích a místech.

Na obr. 33 je uvedeno schématicky předpokládané rozložení
vřstů, jak bylo objektivně ve skutečnosti.

Pro stanovení vnitřních sil, jež mohou být bez poruchy
ve skutečnosti přeneseny /jak je dále uvedeno /, se předpo-
kládá všude beton zn. 250; ve skutečnosti v některých pří-
padech a některých vřstích budou tyto vnitřní síly ještě sní-
ženy. Porušení betonu a jeho koroze, stejně jako koroze
vřstů a snížení nebo strata součinnosti /provlhčením
a koroze/ dojde přirozeně k dalšímu snížení hodnoty takto
stanovených vnitřních sil. Toto snížení nelze objektivně
vyčíslit, může však sloužit v nejnejasnějších případech
až 100 % dle vypočtené hodnoty.

Vodorovné vřstů

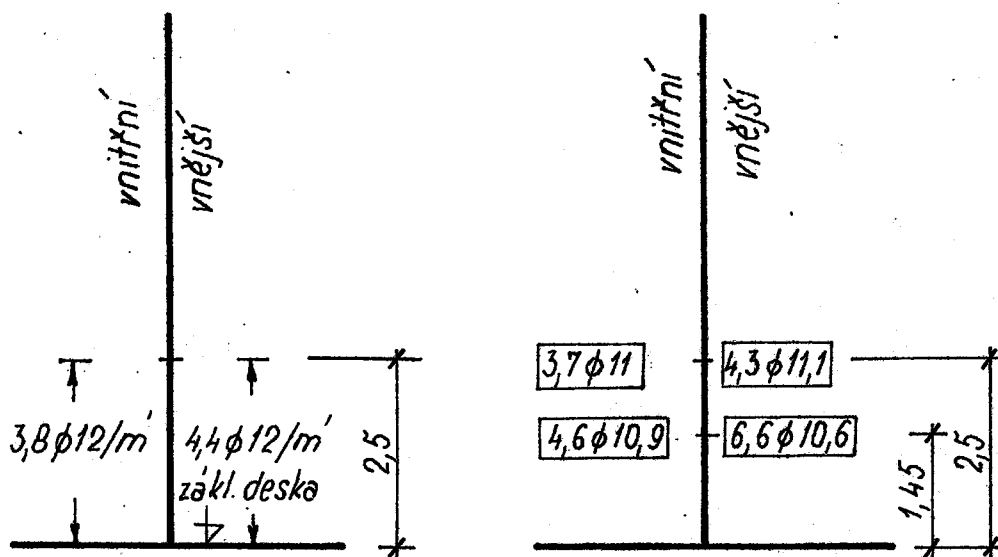
Beton 250 a 6,2 d 12/a³00 vřstů oca 2,5 nad sml. deskou.

$$R_1 = \frac{1}{1,9} \cdot \frac{25 \cdot 150 \cdot 20 \cdot 1,131 \cdot 0,2 \cdot 210}{1,9} = \frac{1}{1,9} \cdot \frac{30 \cdot 660 \cdot 1940}{1,9} = 34 \cdot 632 \text{ kp}$$

$$R_2 = \frac{1,131 \cdot 0,2 \cdot 1,65 \cdot 2300}{1,9} = \frac{4770 \cdot 0,2}{1,9} = 10 \cdot 366 \text{ kp}$$

vodorovná výztuž

svislá výztuž



Obr.33 Schema ve skutečnosti zjištěné výztuže (průměr)

Svislá výztuž

do 145 cm nadzáklad, dookrou

vnější výztuž 6,6 φ 10,6 . . . $F_{s2} = 0,785 \cdot 1,06^2 \cdot 1,05 \cdot 6,6 = 10,48 \text{ cm}^2$

$\varphi = \frac{10,48}{21,9} = 0,487$ $\delta = 0,962$ $\kappa = 20,6 \text{ cm}$

$R_{s2} = 10,48 \cdot 2300 \cdot 20,6 = 4,967 \text{ kNm/m}^2$

$R = \frac{4,967}{1,9} = 2,61 \text{ kNm/m}^2$

vnitřní výztuž 4,6 φ 10,9 . . . $F_{s1} = 0,785 \cdot 10,9^2 \cdot 1,05 \cdot 4,6 = 7,95 \text{ cm}^2$

$\varphi = \frac{7,95}{21,9} = 0,37$ $\delta = 0,970$ $\kappa = 20,8 \text{ cm}$

$R_{s1} = 7,95 \cdot 2300 \cdot 20,8 = 3,80 \text{ kNm/m}^2$

$R = \frac{3,80}{1,90} = 2,0 \text{ kNm/m}^2$

nad 149 cm od skládové desky

$$\text{vnější výstuž } 4,3/11,1 \dots Pa = 0,785 \cdot 11,1^2 \cdot 1,85 \cdot 4,3 = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{7,70}{21,5} = 0,36 \quad \delta = 0,972 \quad r = 20,9 \text{ cm}$$

$$M_n = 7,70 \cdot 2300 \cdot 20,9 = 3,70 \text{ kNm/m}^2$$

$$M = \frac{3,70}{1,9} = 1,94 \text{ kNm/m}^2$$

$$\text{vnitřní výstuž } 3,7/21 \dots Pa = 0,785 \cdot 21^2 \cdot 1,85 \cdot 3,7 = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{6,91}{21,5} = 0,321 \quad \delta = 0,976 \quad r = 21,0 \text{ cm}$$

$$M_n = 6,91 \cdot 2300 \cdot 21,0 = 3,14 \text{ kNm/m}^2$$

$$M = \frac{3,14}{1,9} = 1,64 \text{ kNm/m}^2$$

1.3. Shrnutí

Provedený rozbor ukazuje, jak se liší vnitřní síly odpovídající navrženým průřezům podle

- a/ statického výpočtu projektu /kapitola 1.2.3/
- b/ zrovnačného plánu /1.2.4/
- c/ skutečnosti /kapitola 1.2.3/

od správných hodnot vnitřních sil, určených přesnějšími výpočty.

O h y b o v é m o m e n t y v důsledku větvení stěn do dna jsou křivky v případě

a/ dostatečně v oblasti negativních i pozitivních ohybových momentů až na malý rozdíl ve větvení do skládové desky

- a) dostatečně v oblasti negativních i pozitivních momentů, včetně místa vrtnutí
- b) nedostatečně ve vrtnutí do základové desky, v ostatních místech odporuho i kladaého momentu dostatečně s velkou rezervou.

Tahové síly v úhlovém vnitřním přetlaku jsou kryty v případě

- a) nedostatečně v rozsahu od 1 m od základové desky výše
- b) dostatečně v celém rozsahu výšky
- c) nedostatečně v rozsahu cca 0,8 - 4,2 m od základové desky

V horních závěrech se přirozeně vychází z přijatých předpokladů výpočtu, zejména velikosti a rozložení zatížení, jak bylo uvedeno v předchozí kapitole.

Nepřesné stanovení vodorovné tahové síly ve stěně výpočtem nemá na výsledek vliv, neboť výstup podle arrovacího plánu je správná hodnota tahové síly kryta plně v celém rozsahu.

Nepřesné stanovení momentu vrtnutí výpočtem rovněž nemá na vznik poruch vliv, neboť výstup podle arrovacího plánu kryje správnou hodnotu momentu bezpečně.

V důsledku nedostatečného vy-
stužení vedrovnou výstuží podle
skutečného provedení došlo k pod-
statnému snížení požadovaného
stupně bezpečnosti ve svislých ře-
zech nádrže v rozsahu cca 0,8 - 4,2m nade
dnem. V celé výšce je minote stupně
bezpečnosti ovlivňována silně ne-
rovnoměrným rozdělením výstuže
/v maximální vzdálenosti až 67 cm namísto armovací plánem
předpokládané vzdálenosti 18 cm do výše 2,76 a 27 cm ve zbytk-
ku výšky věže/.

Vznik trhlinek je závislý nejen na množství a umístění
výstuže, ale ve značné míře i na napětí v tahu, které vzniká-
jí ve vystuženém průřezu smršťovacími betonem. Velikost tohoto
napětí závisí na stupni vystužení, množství a druhu cementu
a šterkopískové směsi, vodním součiniteli, vlhkosti prostředí
/ošetřování/ a statickém působení konstrukce. Úplné zabránění
vzniku smršťovacích trhlinek nelze dosáhnout žádnou výstuží
hustší vystužení působí ke vzniku více jemnějších trhlinek a na-
opak; větší vystužení než 1,7% je příčinou, že napětí od
smršťování vyčerpávají až více než polovinu pevnosti betonu
v tahu. Velikost těchto podružných napětí a neumožnost jejich
přesného stanovení na druhé straně opravňuje užití přibližné-
ho řešení účinku vnějšího zatížení samého; nelze totiž očeká-
vat, že i nejzložitějším a nejpresnějším výpočtem se získá spo-

lehký obnos a napětí betonu v tahu, které má být upřesněno a větší částí vlivy vedlejšími. Největší je proto nezbytné šakostlivě dořizovat konstrukční zásady pro návrhování a provádění vodotěsného betonu jako potenciální síroje svřšené napjatosti.

Menší množství svřšené výstulce, ve skutečnosti průměrně ve stěně uložené /proti množství předpokládanému armovací plánem / má se sice při nabrozdění ještě dalších nepřesností v této místě vyvolat poruchu /vanik vodorovné trhliny/, avšak s ohledem na rozsah /cca 30% správné hodnoty na cca 90 cm výšky/ menšího množství výstulce lze mít nato, že snížení účinnosti slouženo v oblasti kryté stupněm bezpečnosti.

Vnitřní napjatost zhoršuje daleko více sílná nerovnoměrnost v umístění výstulce /v maximální vzdálenosti až 75 cm namísto armovací plánem předpokládané vzdálenosti 10 cm/.

Vodorovné trhliny na vnitřním i vnějším líci, mohly být v důsledku nepřesné napjatosti (vyvolané řadou různých vlivů) způsobeny teprve druhotně, po vzniku trhlin svřšených jejich středkem jsou nejvíce místa, ve kterých došlo k roztržení čerstvého betonu posunem bednění /evidentně při betonování v obledném období/, dále místa, kde byla vytvořena stěr-

nové haizta nebo beton nebyl dostatečně zpracován např.
pod lokální smrtěnou výstuží v místě styků.

2. Konstruktivní nebezpečí projektu

2.1.

Bylo již uvedeno, že vznik lomů napětí v betonu
od smršťování je silně podporován rostoucími stupni výstuže-
ní. Projekt předpokládá vystažení svizlou výstuží ve spodní
partii věže $2 \cdot 9,9 \text{ } \S \text{ } 10$, tj. $\varphi = \frac{12,74 \cdot 29,100}{29,100} = \frac{36,94}{29} =$
 $1,16 \text{ } \S \text{ } a$ současně vodorovnou výstuží $\text{ } \S \text{ } 14 + \text{ } \S \text{ } 12$ po 18 cm, tj.

$\varphi = \frac{11,4}{29} = 1,16$ celkem tedy 2,26, což samo o sobě je a hle-
díka vnitřní napjatosti nepřiměřeně. Navíc v místech, kde
dochází ke stykům (nejména kolem vodorovných) se stupni
vystažení dle výš. Z á s a á a, a b y v y s t u ž e á á
p r u t y n e b y l y v i c e n e ž 20 cm o d s e b e,
n e b y l a d o d r ž e n a u s v i z l é v ý s t u ž e v š i r k i v ě ž e
n a d k o t e v a í v ý s t u ž í, t j. n a d d r o v n í o s a 200 cm n a d o s á d o v o u
d e s k o u / k d e v o d ě l e n o s t s v i z l é v ý s t u ž e j e 33 cm/, a n i u v o d o r o v n é
v ý s t u ž e v h o r n í š i r k i v ě ž e n a d 9,76 a n a d o s á d o v o u
d e s k o u / o s a 23 cm/.

2.2

Ve výpočtu je uvažován vliv nerovnoměrného otepření stěny
věže v důsledku různé vnitřní a vnější teploty o $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

Rozdíl teplot vnitřního a vnějšího povrchu /a vyplněná vlna/ může však dosáhnout i vyšší hodnoty, než uvažovaných 10°C , /např. podle St. Bouhyň - Stavitelství betonové, I. díl, Praha 1954 jsou možné rozdíly teplot $+70^{\circ}$ / $+20^{\circ}\text{C}$ nebo -15° / $+20^{\circ}\text{C}$, při nichž lze očekávat vznik napětí vlniček až 30 kg/cm^2 /. Soudí uvažována vliv nerovnoměrného otopení při jednostranném oclunění, které vyvolá v konstrukci jako celku značné ohybové momenty v oblasti přechodu oclunění a stínění štítu ve svíselých řezech, zejména u snížení nádrží naplněných.

2.3

Krycí vrstva vřstuzky byla uvažována ve výpočtu správně, světléna na 2 cm podle ČSN 732001 jak je též uvedeno v technické zprávě projektu; v oznávacích plánech však vřstuzná uvezení krycí vrstvy chybi.

2.4

Norma ČSN 732001 v tabulce I-3 neustanoví pro ocel 10339 a beton 250 přesahovou délku. Podle čl. 156 této normy má být vnitřní vzdálenost styků rovna alespoň délce přesahu, která je analogií k vřstuzě 10338 a s použitím čl. 157c,

$$2 / 40 + 40 / 1,4 + 2 \cdot 1,1 = 140 + 10,5 = 150,5 \text{ cm}$$

a u ϕ 12

$$2 / 40 + 10 / 1,2 + 2 \cdot 1,8 = 120 + 9 = 129 \text{ cm}$$

Při vzdálenosti koles 18 cm to znamená, že v této příloze je možno stykovat teprve každé druhé kolo, nikoliv jak plyne z arrovacího plánu každé čtvrté.

Styk pouhým přechodem musí být podle čl. 1364 navržen tak, aby bylo zajištěno nálezitě obetonování stykových prutů a zajištěna určitá vrstva betonu. Podle čl. 139 ČSN 732001 mají být stykované kolesa vzdálena minimálně 1,5 D, tj. u ϕ 14 = 21 cm, u ϕ 12 = 18 cm. Správné nastavení dvou koles se provede tak, aby jejich vzdálenost v přechodu byla cca 3 ϕ , jinak nebude dobře obalena betonem kolesa a nemají být v dotyku s uzavřenými výsokými dráty. V místech nastavení je stupeň vystužení dvojnásobný a vedlejší napětí od surfování se má silně snížit.

Ani výpočet ani arrovací plán neobsahuje žádný údaj nebo návrh opatření pro dopravu styků.

2.3

Srovnání přesahových délek je v tab. 13 podle ar. plánu ČSN 732001

	ve výši otvora řízy ardu					
	ϕ 14	ϕ 14	ϕ 12	ϕ 12	ϕ 14	ϕ 12
vážený	100	100	105	105	100	100
vnitřní	-	120	-	120	-	150

Prosahevé délky vnějších želez byly tedy navrženy až o 90% menší, než odpovídá ČSN 732001.

2.6

Protože nejde ve skutečnosti o nádobu tenkostěnnou ve smyslu předpokladů použitého výpočtu /viz kap. o výpočtu/, je třeba při rozdělení výstuže na tuto okolnost pamatovat. Napětí po tloušťce průřezu od vnějšího vnitřního přetlakem nebude konstantní, ale uvnitř budou větší, mění se hyperbolicky od vnějšího k vnitřnímu povrchu /viz např. Technický průvodce, sv. 2, Pružnost a pevnost, 1944, Praha/.

Podle toho by mělo být více výstuže u vnitřního povrchu nádoby. Armovací plán však naproti tomu do výšky 2,86 cm nad dnem saváči zesílenou vodorovnou výstuží na vnějším okraji.

2.7

Povrchová omítka zajišťuje zvýšení vodotěsnosti. Na provedení jsou různé názory, v jednom se ale shodují /viz např. Bechyně: Beton II, 1951, Praha, Hruban: Beton II, 1951 Brno/ má být vždy dvouvrstvá. Projekt však předepisuje vnitřní omítku jednoduchou.

2.3

Předpokladem výpočtu je správná funkce zařízení pro odvod štávy. Jeden otvor \varnothing 100 mm /ústí trubky/ u okraje nádrže na plochu cca 65m^2 se zdá nedostatečný. Rovněž jímka na štávu dimenzovaná pouze na jednu voznicí je nedostatečná. Její objem odpovídá objemu štávy v nádrži na výšku 2 cm. Kdyby jímka byla vodotěsná, téměř s jistotou by zarůstala, ke štávě nebudou s nádrže ihači potvaziku odváděny.

Příčinu některých s uvedených nedostatků projektu lze hledat i v nepřesných nebo do jisté míry odporujících si ustanoveních čel. norem /o zatížení, o stykování želez, o vzdálenosti styků atd. - např. rozper tab. I - 3 a čl. I, 26 ČSN 732001, rozper článku 156 g a čl. 156 d, 159 téže normy atd./.

3. Provádění siláňních věží

3.1

Při provádění siláňních věží byla již výše konstatována vážná závada v množství a rozdělení vedrovné i svislé výstuže. Pro armování stěn svislou výstuží bylo použito někde \varnothing 12, někde \varnothing 10 namísto následného použití \varnothing 12 podle projektu. Pro armování stěn vedrovnou výstuží ne-

bylo vůbec použito posadova-
ných štítů, ale všude pouze štítů.

3.2 Nále bylo geometroskopickým zkoumáním zjiště-
no, že přesahy výstuže ve střeších jsou kratší
než udává armovalní plán a jsou
umístěny jinde. Styky železa byly zjištěny
v některých místech nad sebou ob jedné vrstvě.

Byl zjištěn přesah i pouze 30 cm nebo 40 cm /2x/
atd., někde naproti tomu např. 170 cm. Stykování žele-
za jsou vždy v dotyku /nebo téměř v dotyku/
a mezi nimi a pod nimi chybí vždy prostor ne-
vyplněný betonem.

3.3 V sadě míst nádrží jsou štěr-
kové hrubě a jiné nehomogenity
betonu, kterými prochází kapalina s vnitřním a do-
chází tak k silnému provlhlému betonu. V provlhlém be-
tonu součinnost kladí, v mokřině /a řídkém/ betonu téměř
ne má. Spolu s kratšími přesahy vaniček ve styku silně
oslabené místo, což může být potenciálním zdrojem poruchy.
Navíc beton se v těchto místech dále porušuje jednak cho-
vostí a fyzikálním působením silných štěrů, jednak fyzik-
álním působením uzavřené kapaliny v zimním období.

3.4 Silní svídlá železa št 20 nejsou
osazená uprostřed stěny, ale jejich

umístění kolíků od 9 do 16 cm od vnějšího líce. Kolem
kolíků je vesměs indikována prázdná
prostory, takže uvnitř stěny je po obvodu se
opakující podélný průběhový otvor o šířce 4 cm. Tyto otvo-
ry silně snižují vnitřní napjatost od všech druhů namá-
hání a jsou potenciální příčinou případné poruchy.

Skutečně většina sialých tabul, které byly v kon-
strukci sjištěny /viz obr. 14, 15, 16/ probíhají přesně
v místech uložení těchto sialých kolíků. Zvláště je ne-
přísné, jsou-li tato kolíka /potřebná k použitelnému systé-
mu betonáže pro posuv bednění/ umístěna blíže vnějšího po-
vrchu. Navíc tyto otvory jsou komunikační cesty pro páry,
vody nebo škodlivý prach do nich různými netěsnostmi a spá-
sobují zhoršení kvality betonu ve svém okolí po celou věš-
ost věku. Vliv mrazu je v případě otvoru naplněného vodou
evidentní.

3.3

Pevnost betonu měla být 230. Jak ukázaly kontrolní
zkoušky provedené na vzorcích betonu odebraného při beto-
nání, nedosáhla pevnost betonu po
28 dnech v průměru požadované
množky. Rozptyl pevnosti byl při-
tom velký. Nedestruktivní zkoušky
pevnosti betonu provedené nyní
na nádržích ukázaly pevnosti od
245 kp/cm^2 do 532 kp/cm^2 , což přepočteno na 28 dní pevnost
dává 192 - 420 kp/cm^2 . Rozptyl pevností je nadměrný /více než
100 %/.

1.6

Při betonáři v chladném období byla zvýšená dávka cementu a přidávána horká mísená voda. Důsledkem obojího je větší smrštění betonu a vznik větších podružných lomů a trhlin v konstrukci. Přes tato opatření při teplotách kolem nuly docházelo ke spuštění tuhnutí a při pomalu bednění běžnou rychlostí k poruchám tuhnutí betonu vodorovnými trhlinami /nebo místními nakyplování/. Možnost nedosažení oválnosti, zejména nedostatečně zatvrdlého betonu vznikala přitom i při vibraci železobetonu, zvláště v okolí svislých želez.

1.7 Technologická pravidla pro betonáž větší a pomalé posuvného bednění obsahují rovněž některé nepřesnosti, zejména pokud jde o rychlost pomalu bednění s ohledem na teplotu a docházenou pevnost betonu. Použití podmínky platí pro betonáž při teplotě nad $+ 5^{\circ}\text{C}$; podmínky pro betonování při chladnějších prostředích se v době betonáže teprve opracovávaly /viz str. 26 podmínky/. Chybou je, když se doporučuje /na str. 12/ napomoci vznikání prázdnin důrem na vepřánu tyč nebo rozmítáním tyče. Tím se pravděpodobnost výskytu dutin kolem vepřávků tyčí podstatně zvýšila.

4. Provozní a obaluba nádrží

Provozní řád /který netýká ani poskytnutí/ vyplnění a obsluhy nádrže by měl předepisovat, že na dno se uloží

před naplněním silážní hmotou vrstva lisované slámy, aby se zajistila možnost odchodu silážních šťáv. Spomenutí v uložení této vrstvy může mít za následek uspení výpusti (která není podle projektu před plným tlakem silážní hmoty nijak chráněna) a stoupnutí šťáv nad výpočtem předpokládanou výšku 6,0 m nade dnem. Stopy po výteku šťáv na vnějším povrchu nádrží ve větších výškách než 6 m nade dnem nasvědčují, že k tomu v některém případě došlo. Ke stejnému jevu může dojít i v případě, že jínka pro šťávy je vodotěsná a nedochází k jejímu pravidelnému a včasnému (tj. ihned po naplnění) vyprazdňování. Nepatrný obsah jínky vzhledem k celkovému obsahu šťáv v nádrži vede k opožděné domněnce, že v praxi k přeplňování jínky (a tím varivatu hladiny šťáv v nádrži) dochází (obsah vytlačovaných šťáv může dosáhnout přes 100 náplní jínky).

Investorem však byl projekt schválen v tomto smyslu bez připomínek.

Z á v ě r

K poruše silážních věží došlo v důsledku náhodného nakupení nepříznivých okolností a některých nedostatků v předpokládaných výpočtu, projektu, při provádění a do jisté míry i při provozu nádrží.

Nelze určit primární příčinu; každá z výše uvedených příčin mohla za přítomnosti ostatních přispět k dosažení a překročení kritického namáhání betonu a výstuže, vedoucí ke vzniku poruchy (trhliny).

Z výše uvedených příčin lze uvést konkrétně zejména :

- nedodržení ustanovení normy o rozmístění výstuže projektem, což vede k lokálním zvýšení napětí b
- nedodržení množství horizontální výstuže předepsané armovací plánem, což vede ke snížení stupně bezpečnosti s
- nedodržení množství vertikální výstuže předepsané armovací plánem, což vede ke snížení stupně bezpečnosti s
- značné nepředvídelnosti v rozmístění horizontální i vertikální výstuže, což způsobuje lokální zvýšení napjatosti a snížení stupně bezpečnosti s
- nedodržení ustanovení normy o počtu styků tahové výstuže v jednom průřezu, v některých případech o délce přesahů a o způsobu stykování projektem, vedoucí k nadměrnému oslabení jednoho průřezu a snížení stupně bezpečnosti | P
- nedodržení projektovaných umístění styků a délek přesahů horizontální výstuže prováděcím závodem, což vede k lokálním zvýšení napětí betonu a snížení stupně bezpečnosti s
- použití a nepřesné umístění ocelových vertikálních montážních želez a vytvoření prázdného prostoru kolem nich, jež vedou k lokální koncentraci napětí s
- velká variabilita a často nižší kvalita betonu a vytvoření štěrkových hrází, umožňující další destrukci betonu, vedoucí především ke snížení pevnosti v součrannosti s vý-

stufi

- vytvoření komunikačních prostorů ve stěnách - otvorech okolo tyčí Ø 28 a dalších otvorech, zejména pod vodorovnými styky S
- nedodržení řady konstruktivních zásad v projektu i při provádění (z nichž některé by měly být notoricky známy oběma: projektantovi i stavbyvedoucímu), vedoucí ke zvýšení lokální napjatosti 1 P S
- nesprávné předpisy technologických pravidel pro betonáž do posuvného bednění P
- absence hodnot vodorovného tlaku náplně sildžních vůří nebo směrnice pro jeho určení ve stávajících předpisech
- nesprávný provozní řád plnění a obaluby nádrží, vedoucí ke zvýšení hladiny železa v nádrži nad předpokládanou výš u ve výpočtu, což prudce snižuje stupeň bezpečnosti
- nedostatečná kontrola stavebního dozoru investora a autor-
ského dozoru projektanta (převzetí výstuže, kvalita betonu,
technologie výstavby atd.) během stavby. P u S

Hodnocení stupně zavinění jednotlivých partnerů je jen obtížně možné a je shrube informativní. Podle všech provedených rozeběrů a jejich uvážení pokládám stupeň zavinění prováděcího závodu za nejvyšší (voda stavebních prací), na dalších místech stojí

na ďalším mieste stoji stupeň
navrhnutí projektanta (celý projekt)
a najmä vlna prvého inventora
- prevencového (najmä celkový, najmä
prvého);

v absolútni mieste ochrany stupeň
navrhnutí prevencového návrhu-
projektanta - prevencového
vznesenia príkladu č. 11.

Rekonstrukce síťních vůží

Vzhledem k tomu, že poruchy síťních vůží vznikají jak bylo ukázáno z neúměrnosti namáhání (vnějšího zatížení) k průřezové únosnosti (ať již je tato neúměrnost způsobena odlišným zatížením, chybným výpočtem nebo projektem nebo nekvalitním provedením) je třeba buď se jistit menším zatížením (především tím, kde ještě poruchy nevznikly), nebo vyšší průřezovou únosnost (především tam, kde již došlo k porušení), případně podle potřeby (míry porušení) kombinovat obě.

Protože hlavní složkou vnějšího zatížení je hydrostatický tlak síťních stěn, jejichž odvod je dosud zcela nedostatečný, je správné se v první řadě ^{postarat} o jeho snížení resp. zamezení účinným odvodným systémem; vytvoření kondiků ve dně podle stěn, stejně jako otvorů ve stěnách v různých výškách může tento účel splnit.

Nejnepříznivějším důsledkem vnějšího namáhání jsou v daném případě vodorovná tahová napětí ve stěnách vůže. Redukci těchto napětí nebo i jejich likvidaci lze dosáhnout dodatečným vnesením tlakového napětí do stěn v n ě j š í m předpětím.

Mě-li být konstrukce vodotěsná, je neobytné stávející poruchy sanovat. I při použití silně adhezních materiálů (např. epoxidové pryskyřice) pro zaplnění trhlin a nehomogenit betonu je nutno se obávat v některých místech o nedostatečné spojení epoxidové výplně s betonem v důsledku znečištění povrchu trhlin zasklými zbytky organických látek biologického původu a tím i další procukování v takových místech (i po čase, po proběhnutí hnilobných procesů). Mělo by být proto zajištěno před injektáží spojezním prostředkem, aby trhliny byly pokud možno čisté, zbavené organických látek, nebo aby tyto látky byly trvale vytvrzené (okolagulované).

Protože silážní náplň působí do značné míry agresivně na beton, je nezbytné k trvalé ochraně betonu po úplné rekonstrukci provést obnovení vnitřní ochrany betonu. Rovněž je třeba chránit předpinací výztuž na vnějším povrchu před atmosférickými vlivy.

Rekonstrukce silážních věží je možná ve shodě s předchozím výkladem zajištěním:

a/ Omezení zatížení, tj. aby výška silážních štáv nepřesáhla vyšší hodnoty, než cca 3,0 m nade dnem. To lze zajistit např. tím, že budou navrtány do pláště věží ve výšce 3 m nade dnem otvory, do kterých bude osazeno potrubí (chráněné před mrazem), svádějící štávy do jímky. Vpust ve dně věží by měla být rekonstruována tak, aby otvor byl překryt dostatečně velkou mříží (např. 60 x

z 60 cm) a kolem stěny by měly být vybudovány sítěrné kladky.

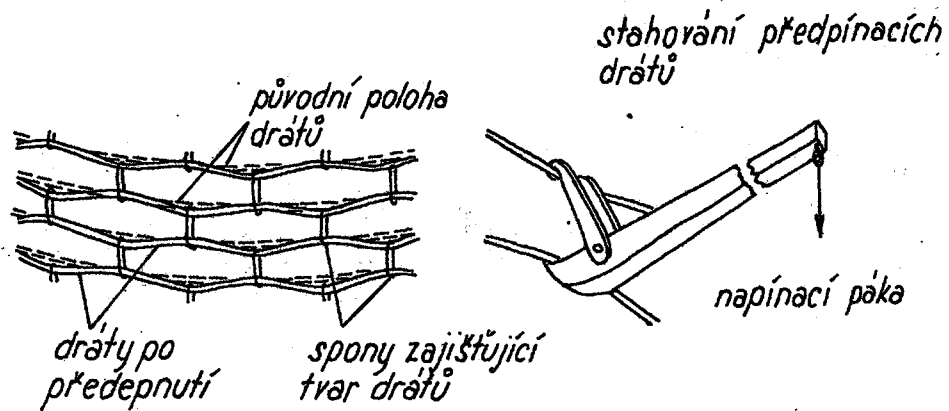
b/ nepropustnosti a trvanlivosti dokonalejším zainjektováním všech trhlin, štěrkových házd a otvorů kolem výstupu nebo po výstupu, po přechodném očištění a neutralizaci. Pro očištění, neutralizaci a rekonstrukci trhlin a nehomogenit se doporučuje použít tento postup:

- 1/ provést důkladné vymytí trhlin, nehomogenit a jejich okolí horkou tlakovou vodou (včetně injektáže)
- 2/ provést promytí trhlin a nehomogenit (injektáží) 30 % vodným roztokem formaldehydu k likvidaci zbylých organických látek, jejich zartvení a ztvrdnutí (nutno zachovat všechna bezpečnostní opatření, platná pro práci s formaldehydem)
- 3/ vysušení povrchů i injektovaných trhlin a nehomogenit
- 4/ zainjektování trhlin a nehomogenit epoxidovou pryskyřicí ChS Epoxi 15 s tužidlem Resanil PV konc.

c/ podstatné redukcce tahových napětí betonu vnějšími horizontálními předpětími pláště silosní věže, přičemž stupněm předpětí lze regulovat přípustnou výšku silosních štáv (nad hodnotu podle bodu a/).

Předpětí lze přitom výhodně dosáhnout bez demontáže stávající konstrukce postupem použitým Malleghem /T.J.S. Malleghe, Prestressed Concrete Grain Silo at Dublin, 1953, XI., Engineering, č. 4580 a T.J.S. Malleghe - R.W. Macdock An Unusual Grain Storage Project, 1954, V., Civil Engineering and Public Works Review, č. 575/, spočívající v tom,

Ke pretence drátu přiložené na povrch věže se dobře zakotví a malými silami vypneou do protáhlého pilovitého tvaru, čímž se v drátu vyvolá značné napětí (viz obr. 34). Dráty se vychylují do žádoucího tvaru dvojitou napínací pákou a jejich poloha (tvar) se zajistí zvláštními sponami. Po předpětí se chrání výztuž před povětrnostními vlivy nejlépe terkretovanou omítkou (cementovou). Předpětí je možno provést až po dokončení a úplném zatvrdnutí inžektáže podle bodu b/;



Obr. 34. Schema předpínání výztuže na vnějším plášti věže.

d/ nové ochrany vnitřního betonového povrchu vhodným a trvanlivým izolačním prostředkem, např. opět nátěrem nebo nátěrem epoxidohmotou poskytnutí na dobře předem očištěný povrch.



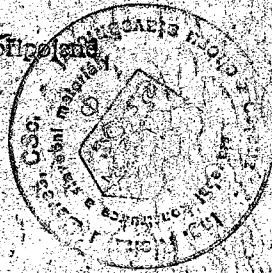
E. A. Doreš

Znalecká doložka:

Znalecký posudek jsem podal jako znalec jmenovaný rozhodnutím ministerstva správy a domovního hospodářství ze dne 11. 10. 1967 č. j. ZT 108/67 pro základní obor stavebnictví, pro odvětví staveb obytných, průmyslových a zemědělských, a stavebního materiálu.

Znalecký úkon je zapsán pod poř. čís. 1377 znaleckého číselníku.

Znalečné a náhradu nákladů (náhradu mzdy) účtuji podle přílohy likvidace na základě doložky čís. 5-8/77



I. Seyloch

Ing. CSc. Richard A. B a r e š
o/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československá akademie věd

Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 2

Krajská státní arbitráž v Ostravě

Gottwaldova 150

709 17 O s t r a v a

Praha, 7. 11. 1979

Čj. 13/196/79 / 276

Věc: Čj. 1199/79/4

Podle požadavku státního arbitra dr. Huškové z arbitrážního jednání konaného dne 30. 10. 1979 ve shora uvedené věci podávám doplnění svého znaleckého posudku o příčinách poruch silázních vřet JZD Lubina ve smyslu rozhodnutí Státní arbitráže ČSR k Čj. 1122/1339/76/4, 1172/3537/77/4 KSC, ze dne 26. 2. 1979, bod I, a dále podávám vyjádření k sanažnímu projektu vypracovaného Agroprojektem závod Opava pod zak. čís. 0712790 v listopadu 1978.

Z 13/79

Příčiny poruch silážních věží Lubina

Jednotlivé příčiny poruch silážních věží byly podrobně specifikovány v původním znaleckém posudku, zejména na str. 79 až 90 a pak znovu stručně rekapitulovány na str. 91 až 92.

Hlavní poruchou konstrukce jsou svislé trhliny, do jisté míry samostatnou poruchou jsou vodorovné trhliny a zcela samostatnou poruchou jsou lokálně omezené propustné plochy.

Posledně jmenovaná porucha připadá jednoznačně pouze na vrub prováděcího závodu /nedostatečná kvalita a stejnorodost betonu, chybné zpracování betonu atd./.

Druhá porucha je rovněž způsobena převážně špatným způsobem provádění, ať již ve smyslu vlastních technologických podmínek pro betonáž do taženého bednění, nebo proti jejich ustanovením /posun bednění neúměrný stupni vytvrnutí spodních vrstev betonu a důsledkem roztržení čerstvého betonu při posunu bednění, pracovní spáry, způsob zpracování, betonování v zimě bez patřičných úprav technologie, neexistence technologických podmínek pro betonáž v zimním období, lokální zhuštění vodorovných želez ^{zejména} /ve stycích, silná nerovnoměrnost v umístění svislé výstuže - namísto předepsané vzdálenosti svislých želez 10 cm zjištěna vzdálenost až 75 cm - a jiné příčiny zvýšení lokální vnitřní napjatosti/.

Podrobným studiem vlivu jednotlivých činitelů na vznik svislých trhlín došel jsem k závěru, že vznik svislých trhlín byl pod-

míněn náhodným nakupením nepříznivých okolností a nedostatků předpokladů výpočtu, předpisů pro navrhování těchto konstrukcí, projektu, provádění a do jisté míry i při provozu nádrží a dále, že nelze jednoznačně a objektivně určit přiměrnou příčinu: každá z existujících činitelů mohl za přítomnosti ostatních přispět k dosažení a překročení kritického namáhání betonu a vyztuže, vedoucí ke vzniku poruchy /trhliny/. U konstrukce s tak složitými stavy namáhání nelze ani spolehlivě předpovědět, při absenci kterých závad by k poruchám v tom širším rozsahu nedošlo. Protože řadu problémů nelze zpětně spočítat vůbec nebo jen zhruba přibližně a na základě nejistých předpokladů lze míru přispění jednotlivých činitelů hodnotit převážně na základě vlastních i cizích zkušeností a výzkumných i praktických poznatků z obdobných konstrukcí v minulosti.

Samé napětí od zatížení náplní, případně uvažovaného rozdílu teplot vně a uvnitř nádrže při provedení podle projektu by vznik trhlín nespůsobilo. Vliv smrštění nebyl sice uvažován ve výpočtu, avšak s ohledem na dobu provádění /zimní období a tedy pomalé tvrdnutí/ předepsané množství cementu, vodní součinitel a srnitost směsi a poměrně husté vyztužení v obou směrech by od smrštění mohly vzniknout jen nepatrné /vlasové/ trhliny v nepravidelné struktuře a poměrně malé vzdálenosti, které by samy nemohly ohrozit požadované vlastnosti díla. Nedodržení předepsaných zásad projektování a provádění vede však ke vzniku značných koncentrací napětí a buď již v důsledku smrštění, nebo spolu s účinky změny teploty a zatížení, ke vzniku širokých trhlín.

Bylo jednosnačně prokázáno, že svislé trhliny vznikají převážně v místech, kde je v průřezu umístěno silné železo používané při betonování jako vodič a nosný element posuvného bednění. Bylo rovněž prokázáno, že kolem těchto želez je volný prostor o průměru až 4 cm /tj. 16% tloušťky průřezu/, způsobený nevhodným postupem při posuvu bednění a zpracování ukládaného betonu a oprávněně lze očekávat, že v těsném okolí těchto otvorů je beton horší kvality v důsledku porušování /pohybu/ během tvrdnutí a případně následnou přítomností páry, vody /kondenzátu/ nebo agresivních kapalin z náplně, pro něž vytváří účinný komunikační kanál. Působení mrazu je v případě otvoru naplněného kapalinou evidentní. Navíc nebyla tato železa umístěna vždy uprostřed průřezu, ale jejich vzdálenost kolísá od 9 do 16 cm od vnějšího líce. Odpovědnost padá na prováděcí závod. Bylo objektivně zjištěno, že pevnost betonu v tlaku nedosáhla v průměru požadované hodnoty 250 kg/cm^2 /zjištěné hodnoty 195 až 420 kg/cm^2 / a její rozptyl je nadměrný /více než 100%. Odpovědnost - prováděcí závod.

Protože betonáž byla prováděna v chladném období, byla zvýšena předepsaná dávka cementu, což vede ke zvýšenému smrštění betonu a vzniku větších koncentrací napětí v jinak nevhodných místech. Odpovědnost - prováděcí závod.

Technologická pravidla obsahují nepředstavitelné nebo ustanovení, jež mají za následek příčný vliv na výskyt nebo zvětšení poruch /rychlost posuvu bednění při teplotách pod 5°C chybí, usnadňování posuvu bednění pomocí úderů na vepřnou tyč osazenou

v betonu/. Odpovědnost - prováděcí závod.

Množství a rozdělení vodorovné výztuže neodpovídá projektu /bylo použito profilů 12 namísto požadovaných profilů 14, zjištěna vzdálenost želez až 67 cm namísto požadovaných 18 cm/, což vedlo k podstatnému lokálnímu snížení stupně bezpečnosti. Odpovědnost - prováděcí závod.

Napětí v tahu od smršťování se zvyšuje podstatně při větším vyztužení než 1,5% /napětí od smršťování vyčerpávají místně i více než polovinu pevnosti betonu v tahu /. Protože železa byla místně zhuštěna a styky byly prováděny zásadně železy svázanými v kontaktu, zvyšoval se o stupeň vyztužení až na více než 3% /nedodržení ČSN 732001/. Odpovědnost za chybné provedení - prováděcí závod; v projektu není úprava styku zvlášť zdůrazněna, odpovědnost společně prováděcí závod a projektant.

Nesprávné stanovení přesahových délek /nesprávným výkladem nejasných nebo rozporných ustanovení ČSN 732001/ v projektu /odpovědnost projektant/ a nedodržení předepsaných přesahových délek ve skutečnosti /byl zjištěn přesah i pouze 20 cm, jinde 170 cm, předepsáno 80 cm/ /odpovědnost prováděcí závod/.

Nesprávné stanovení vzájemného umístění přesahů v projektu, plynoucí z předchozího nedostatku /odpovědnost projektant/ a nedodržení předepsaného vzájemného umístění přesahů /zjištěny přesahy v každé druhé vrstvě, předepsány ve čtvrté vrstvě

v určitém svislém řezu /odpovědnost prováděcí závod/.

S ohledem na to, že nejde ve skutečnosti o nádobu tenkostěnnou a dále i ke skutečnosti, že teplotní rozdíl uvnitř a vně může být negativní i pozitivní, mělo by být více výstuže na vnitřní straně nebo nejvýše stejně při obou površích. V projektu je předepsáno větší množství na vnější straně. To může vést k méně příznivému rozdělení napětí v průřezu /těs s ohledem na smrštění/ a tak strátě jisté části tahové pevnosti pro přenos vznikajících napětí. Odpovědný projektant.

Ve výpočtu byl uvažován rozdíl teplot $+ 10^{\circ}\text{C}$. Hodnota teplotního rozdílu není žádným předpisem stanovena; podle literárních údajů by však patrně měla být uvažována vyšší. Odpovědný projektant, prováděcí závod, uživatel.

Předpokladem výpočtu je správná funkce zařízení na odvod a skladování štáv. Návrh odvodňovacího zařízení a obsah jímek je nedostatečný a odporuje oborové normě 734214. Tento nedostatek při spojení s nedostatečně účinným odvozem silážních štáv a zanedbání vhodné úpravy penetrační vrstvy pod náplní provozovatelem může vést ke zvýšení hladiny tekutiny ve věži až na předpokládanou nebo i vyšší hodnotu a tím ke zvýšení tahových namáhání od zatížení nad únosnou mez /zejména při vyčerpání rezerv daných stupněm bezpečnosti jinými nedostatky/. Odpovědný projektant, prováděcí závod, uživatel.

Provozovatelem i prováděcím závodem byl projekt schválen bez výhrad, dozor investora i autorský dozor projektanta byl nedostatečný.

Přistou summarizací uvedených ohyb lze získat:

- 10 x odpovědnost prováděcího závodu
 - 3 x odpovědnost projektanta
 - 1 x odpovědnost projektanta + prováděcího závodu
 - 2 x odpovědnost projektanta + prováděcího závodu + uživatele.
- Při uvážení závažnosti jednotlivých vlivů vychází po malé úpravě poměr 6 : 2 : 1 pro odpovědnost prováděcího závodu, projektanta a uživatele za vzniklé poruchy.

Různá vprůdu uvedená tvrzení jsou podrobně prokázána jednak ve znaleckém posudku /27. 3. 1976/ jednak v jeho I. / 29.9. 76/ a II. doplňku /23. 1. 1977/, v odpovědi ze dne 29. 12. 1977 na vyjádření Agroprojektu, v odpovědi z 24. 3. 1978 na návrh JZD Lubina, v zápisu ze 3. 11. 1975 za přítomnosti všech stran na stavbě, v zápisu z 9. 10. 1976 na AGP Opava a v doplňku tohoto zápisu z 22. 10. 1976 a řadou ústních konzultací ; podrobnosti lze nalézt v těchto materiálech.

Stojí ještě za zmínku, že v průběhu jednání /tj. od r. 1975/ doporučoval jsem bezodkladnou opravu věží bez ohledu na rozhodnutí arbitráže o svinění a náhradě škod. Pokud bych soudit, projektant své závasky plnil /vypracoval postupně několik sánašních projektů/, prováděcí závod do dnešního dne s opravami nezapočal přesto, že některé úpravy jsou od začátku jednoznačné a výsnamně by ovlivnily další rozvoj poruch. Tyto postoje ovšem výsnamně ovlivňují i rozsah škod k dnešnímu dni, jež značně pře- vyšují škody konstatované na začátku sporu.

Stále se opakující polemiku o účelu věží /"silážní" -
"senážní"/ jsem ve smyslu ON 734514 vysvětlil ve II. do-
plňku posudku/ 23. 1. 1977/

Závěrem znovu konstatuji, že dále nemám, co bych k proble-
matice ještě dořal a pokud nebudou předloženy nové skutečnosti
nemám důvodu na svých původních závěrech cokoli měnit.

Nikoliv ojedinělý vznik poruch na konstrukcích tohoto typu
sme vedl k řadě návrhů na spřesnění různých předpisů /norm/,
z nichž některé již byly akceptovány a zavedeny, jiné jsou v pro-
jednávání. Lze očekávat, že tyto nové předpisy příznivě ovlivní
kvalitu těchto staveb v budoucnu.

Vyjádření k sanačnímu projektu

Sanační projekt, má-li zajistit plnohodnotnou rekonstrukci, musí řešit v podstatě tři okruhy otázek:

- zajištění bezpečnosti a odclnosti vzniku dalších nebo otvírá-
ní starých trhlin
- sanaci stávajících poruch
- obnovení vnitřní ochrany betonu.

Vzhledem k tomu, že poruchy silážních věží vznikají jak bylo prokázáno z neúměrnosti namáhání (vnějšího zatížení) ke skutečné průřezové únosnosti (ať již je tato neúměrnost způsobena odliš-
ným zatížením, chybným výpočtem nebo projektem nebo nekvalitním provedením) je třeba buď zajistit menší zatížení (především tam, kde ještě poruchy nevznikly), nebo vyšší průřezovou únosnost (především tam, kde již došlo k porušení), případně podle potřeby (míry porušení) kombinovat obojí.

Protože hlavní složkou vnějšího zatížení je hydrostatický tlak silážních šťáv, jejichž odvod je dosud zcela nedostatečný, je správné se v první řadě postarat o jeho snížení, resp. zame-
zení účinným odvodným systémem; vytvoření kanálek ve dně podle stěn, větší a více odtokových otvorů ve dně, stejně jako otvorů ve stěnách v různých výškách může tento účel splnit.

Nejnepříznivějším důsledkem vnějšího namáhání jsou v daném případě vodorovná tahová napětí ve stěnách věže. Redukci těchto napětí nebo i jejich likvidaci lze dosáhnout dodatečným vnesením tlakového napětí do stěn vnějším předpětím.

Má-li být konstrukce vodotěsná, je nezbytné stávající poruchy sanovat. I při použití silně adhesních materiálů (např. epoxidové pryskyřice) pro zaplnění trhlin a nehomogenit betonu je nutno se obávat v některých místech o nedostatečné spojení epoxidové výplně s betonem v důsledku znečištění povrchu trhlin zaschlými zbytky organických látek biologického původu a tím i další prosakování v takových místech (i po čase, po proběhnutí hnilobných procesů). Mělo by být proto zajištěno před injektáží spojovacím prostředkem, aby trhliny byly pokud možno čisté, zbavené organických látek, nebo aby tyto látky byly trvale skolagulevané. Další potíž, spojená s tímto postupem (a tím jistá nejistota v jeho účinnosti) spočívá v tom, že trhliny v době, kdy mohou být čištěny a injektovány jsou uzavřeny, neboť konstrukce je odlehčena; bylo by zapotřebí proto zřejmě použít vyšších injektážních tlaků.

Protože silážní náplň působí do značné míry agresivně na beton, je nezbytné k trvalé ochraně betonu po úpě rekonstrukci provést obnovení vnitřní ochrany betonu. Rovněž je třeba chránit předpínací výztuž na vnějším povrchu před atmosférickými vlivy.

Koncepce předloženého sanačního projektu spočívá v podstatě ze zajištění sníženého zatížení náplní (odvodem štáv dnem i otvory ve stěnách), zmírnění negativního vlivu silážních štáv na korozi výztuže a betonu (vypláchnutím a likvidací zbylých organických látek formaldehydem) a ochraně vnitřního líce pryžovou izolací folií. Spokojuje se do jisté míry se současným stavem porušení, tento neupravuje a proti případnému porušení v důsledku pokračující koroze výztuže se zabezpečuje přidáním nové výztuže na vnější plášť (analogií obručí na systému složenému z oddělených svislých elementů). Tím se do jisté míry smiřuje i s menší životností věží a tedy jejich menší hodnotou i po provedení rekonstrukce.

Přijetí této koncepce je ovšem věcí především ekonomické úvahy, též s ohledem na předpokládanou životnost věží podle potřeb provozovatele (investore).

Podle mého názoru, pokud se provede řádné zatmelení porušených míst vhodným adhesivním tmelem s dostatečnou pevností (např. na bázi epoxidových pryskyřic, jako Retenolem 2 s tvrdidlem Resenil PV konc. po předchozím odstranění porušeného betonu a řádném očištění), pokud bude zajištěno vnitřní izolací trvalá a úplná ochrana betonu a pokud bude fungovat dokonale odvodnění, není obepnutí novou výztuží zapotřebí; tím by se ušetřilo cca 2/5 rozpočtovaných nákladů. Jak již bylo zmíněno zůstane přes vynaložené náklady na rekonstrukci hodnota objektu proti původnímu záměru snížena.

Problémem zůstává vytvoření vnitřního trvanlivého isolačního pláště z pryžových folií Optifol, pro nějž projekt není předložen (kromě rozpočtu, jež představuje cca 1/3 sanačního nákladu), včetně vyřešení různých (o úspěšnosti ochrany rozhodujících) detailů atd. Zdůrazňuji, že celá rekonstrukce je na dokonalé funkci této izolace plně závislá.

Rozhodně nelze souhlasit s úpravou porušeného betonu v místě trhlin "vyspravením" cementovou omítkou; taková úprava je neúčinná a krátkodobá. Lze použít jen tmele epoxidového jak výše uvedeno.

Nelze souhlasit s tím, že obepnutí betonářskou výztuží jakkoli zesílí únosnost věží; přítomnost této nové výztuže může poze zabránit zhroucení věží při případném přetržení korozí narušené výztuže ve stěnách. Jak výše uvedeno tato eventualita při zachování ostatních navržených úprav je zcela nepravděpodobná.


R. A. Bareš

Znalecká doložka:

Znalecký posudek jsem podal jako znalec jmenovaný rozhodnutím
místního správního úřadu ze dne 11. 10. 1967 č. j. ZT 108/67 pro
základní úkol stavebnictví, pro účel staveb obytných,
pro posouzení a zaměření a stavěbního materiálu.

Znalecký úkol je zapsán pod poř. čís. 13/196/78 znaleckého
úřadu.

Znalečné a náhradu nákladů (nákladů soudy) účtuji podle přílohy
Invidace na základě dokladů č. 13



Ing.CSc. Richard A. Bareš,
c/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky ČSAV,
12849 Praha 2, Vyšehradská 49

Čj. Z 13/186/77
Praha, 29.prosince 1977

AGROPROJEKT

projektový a inženýrský podnik v Praze
k rukám JUDr. Karla Brodského,
11121 P r a h a 1

Ve smečkách 33

Věc : Arbitrážní spor čj. 1339/76/7 KSO Ostrava -
silážní věže JZD Lubina

Děkuji za zasloupanou kopii Vašeho vyjádření k mému znaleckému posudku čj. Z 13/111/75 o příčinách průsaků silážních věží JZD Družba v Lubině.

Konstatuji, že Vaše argumentace není podložena žádnými novými skutečnostmi, které bych při zpracování svého podání neznal a neuvážil; na svých vývodech obsažených v posudku a jeho I. a II. doplňku trvám a v plné šíři je potvrzuji.

Kromě jistých nedostatků projektu, zmíněných např. na str. 15, 16 posudku /nedostatečný rozsah výpočtu (včetně nezdůvodněných zatěžovacích předpokladů) i armovacích plánů, nedostatečná technická zpráva, jež neobsahuje téměř žádný konstruktivní pokyn, např. příkaz o rozdělení želez kotevních a běžných, o úpravě styků želez, o zabránění koncentrace želez ke snížení napětí od smršťování atd./ vyskytuje se v projektu ještě řada konstruktivních závad, které přispívají ke vzniku poruch.

Doporučuji především pozornosti str. 83-86 mého posudku, kde je osm těchto konstruktivních nedostatků projektu vyjmenováno.

Z 13/77

Nemusí přitom jít vždy o nedostatky z přímého nedodržení norem, ale z obecně platných a známých zásad, jež jsou většinou posluchačům vysokých škol stavebních směrů.

Tak např. pokud jde o bod 2.1 (str.83 posudku), je vysvětleno ve druhém odstavci str. 81 a v prvním odstavci str. 82, proč je třeba úzkostlivě dodržovat konstrukční zásady pro navrhování a provádění vodotěsného betonu. Zásada, aby výztužné pruty ve vodotěsných konstrukcích nebyly od sebe dále než 20 cm je odborníkům běžně známa; tato potřeba vyplývá ostatně i z ustanovení čl. 124-128 ČSN 73 2001.

Pokud jde o přesahové délky a vzdálenosti styků vodorovné výztuže, lze skutečně - jak uvedeno správně ve Vašem vyjádření - považovat za "spodní omezení současně betonované části" teprve horní úroveň z a t v r d l é spodní části. Zatvrdlou částí je však až beton, který je možno ponechat bez bednění, tedy na spodní části bednění, jež je 100-125 cm vysoké. Smyslem tohoto článku je postihnout okolnost, že při vibraci dochází k nevhodné segregaci částí směsi na výztužných prutech a tím, po zatvrdnutí, k snížení soudržnosti výztuže s betonem. "Současně betonovanou částí" ve smyslu tohoto článku je část stěny ještě nezatuhlá, vibrovaná společně s nově uloženou vrstvou. Vibrací nezbytně musí docházet k jistému uvolnění výztuže ve spodní vrstvě a je tedy zvýšení délky přesahu zcela na místě. Kromě toho podle tab. I.3 ČSN 73 2001 výztuž 10335 má být opatřena polokruhovými háky v případě, že délka přesahu nedosáhne předepsaných hodnot a dále musí být zajištěno náležité obetonování stykovaných prutů (min. 1,5 D od sebe) a styky zabezpečeny příčnou výztuží, jejíž vzdálenost podle čl. 160 nesmí přesáhnout 20 cm ve střední třetině přesahu a 10 cm v krajních třetinách přesahu. Žádné ze zmíněných opatření není uvedeno v projektu.

Z dalších nedostatků uvádím např. nedodržení článku 27, 38, 41 ON 73 4514, nedodržení č. 88, 108, 101-104, 208c ČSN 73 2400, nedokonalá aplikace čl. 17-21 ČSN 73 2001 a čl. 23-25 ČSN 73 2001 atd. Rovněž vážným nedostatkem je nedokonalý (nebo žádný) autorský dozor projektanta.

V posudku jsem neuváděl podrobně každý ze zmíněných bodů, neboť většina z nich není přímou technickou příčinou poruch; nicméně důsledným dbáním všech předepsaných ustanovení projektantem mohlo se předejít řadě nedostatků při provádění. Teprve celkové zvážení všech okolností vedlo k vytvoření mého názoru na rozsah vlivu projektu, provádění a užívání ke vzniku poruch. Je postaven čistě na technickém podkladě a ani na něm nemám, co bych měl.

K bodu II. Vašeho vyjádření mohu jen poznamenat, že se neshoduje s mým míněním; naopak k Vašemu vyjádření jsem na str. 71-76 a str. 80 prokázal, že ani nepřesné stanovení momentu vetknutí, ani tahové síly ve stěně nemá na výsledek vliv, neboť výztuží podle armovacího plánu jsou vnitřní síly kryty plně v celém rozsahu. Daleko nepříznivěji ovlivňují napjatost konstrukce a vznik trhlin právě vpředu zmíněné stavební a konstruktivní nedostatky projektu.

K bodu III a IV : příčiny vzniku svislých trhlin (jako hlavních zjištěných poruch) byly vyjmenovány na str. 81-83 a na str. 91-92 a přispívají k nim i konstruktivní a stavební nedostatky projektu. Nelze však říci, že příčinou svislých trhlin je (pouze) projektové řešení ani nejasnost v hodnotě vodorovných tlaků náplně.

Tuto informaci podávám jako reakci na Vaše podání, aniž bych byl vyzván KSA Ostrava. Rád bych zdůraznil, že veškerá má vyjádření jsou konstatováním objektivních skutečností na základě pouze odborných analýs, bez ohledu na následky pro některou ze sporných stran.

S pozdravem



R.A. Bareš

Co: Krajská státní arbitráž Ostrava
Pozemní stavby n.p. Ostrava
JZD Družba, Lubina

LUBINA

II. dílna rzd. jzd. v
a přenosel přístrojů silážních
na jzd. - kline

Ing. Doc. Richard A. H a r e š
c/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československé akademie věd

Vyšehradská č.
P r a h a 2

Krajská státní arbitráž v Ostravě
Gottwaldova 150, 709 17 O s t r a v a

Veše čj. 7/1339/76

Čj. Z 38/146 /77
Praha, 23. 1. 1977

K Vaší žádosti ze dne 6. 1. 1977 ve věci sporu JZD Lubina
ca Pozemní stavby Ostrava podávám další /druhý/ doplněk svého
znaleckého posudku čj. Z 13/111/75 s prvního doplnění vypracova-
ného na Vaší žádost dne 29. 9. 1976 pod čj. Z 35/142/76.

1. Nemožu přirozeně bez podrobnějšího zkoumání objektivně zod-
povědět, proč došlo k poruchám některých jiných věží pro
skladování silážního krmiva na území ČSSR. Z porušených vě-
ží, které jsem v minulosti podrobně posuzoval vyplynulo,
že poruchy byly způsobeny vždy nepříznivou kombinací nedostate-
ků projekčních, prováděcích příp. provozních, přičemž
v některých případech měly větší váhu chyby projekční, v ji-
ných prováděcí. Z toho s jistým oprávněním lze usuzovat,
že i v dalších případech, kdy došlo k porušení věží, byly pří-
činy obdobné. V tomto směru odkazuji též na první doplněk,
bod 3.
2. Ostatní věže pro skladování krmiv nebyly a nemohly být pro-
vedeny podle stejné dokumentace. Existuje sice tzv. vzorový
podklad, vypracovaný np. Frámatav Pardubice, i typisovaná pod-

Z 38/77

klad STÚ, avšak výpočet i projekt na každou investici musel být proveden samostatně s existencí zmíněných podkladů se nesmí odpovídnost ani s projektanta konkrétní akce, ani s prováděcího podniku.

Jak bylo již zmíněno v mém posudku na str. 11-13 a dále na str. 44-49 zůstává jistá nejistota v hodnotě maximální hmotnosti silážované hmoty a velikosti vodotěsného tlaku /viz bod 3 tohoto podání/, zaváděný do výpočtu.

Některé výpočty nebraly v úvahu podružné vlivy /teplota, smrštění atd./, nebo nerespektovaly důležitá všechna ustanovení československých norem a zejména neuvěřovaly zamýšlený způsob provádění. Sběrné jízky i odpadní výpustě z věží byly zejména silně poddimenzovány.

Zvolený výrobní postup taženého bednění je velmi náročný na formulaci a dodržení všech podmínek, zejména kvality všech složek i výsledné betonové směsi, podmínek okolního prostředí při provádění a neprosto přesného postupu provádění podle technologicko-výrobního předpisu přímo provádějícími pracovníky.

3. Pokládám za nezbytné s ohledem na opakující se polemiku o zamýšleném určení věží a jejich skutečném využití /včetně jejich rozdělování podle názvu silážní - senážní/ podat znovu vysvětlení.

Podle ON 734514 "Projektování staveb pro uskladnění siláže" rozlišují se silážní objekty (kromě jiných) na silážní věže a senážní věže.

Silážní věže nejsou vzduchotěsně uzavřeny a jsou vhodné pro silážování bílkovinné a polobílkovinné zelené píse. Nejsou vhodné pro silážování cukrovarckých řísků, strojků cukrovky, brember a směže, jsou v odně zastřešené a s horním vybíráním.

Senážní věže jsou plynotěsně uzavřeny, jsou vhodné pro senážování zavadlé bílkovinné píce, se spodním vybíráním.

Jak z horního plyne, nerozhoduje o pojmenování objektu pro uskladnění siláže, zda silážní hmota je travní píce či nikoliv. Rozhodující je zamýšlený druh kvasného procesu a s tím související volba mezi čerstvou a zavadlou píci, čímž je významně ovlivněn obsah sušiny ve skladované krmivu a tím i zatížení věží.

V daném případě jde o věže neplynotěsné, jsou zamýšleny pro silážování (což je podle čl. 2 ON 734514 "Uchování objemových krmiv v čerstvém, zavadlém nebo pořádně stavu pomocí kvasných procesů v silážních /senážních/ prostorách) travních směsí a kukuřičných stébel a palic a projektovány pro vybírání shora, jde tedy o věže silážní.

Výpočet byl v daném případě proveden na zatížení tlakem silážní náplně a objemové hmotnosti 820 kg/m^3 podle údaje Sborníku Státního výzkumného ústavu senážnického v Hořovicích u Prahy pro siláž a kukuřičné řezanky, jež se ukázala podle výzkumů tohoto ústavu být nejnepřianivější z uvažované siláže travní, jetelovin, vojtěšky a kukuřice, přičemž ve spodní třetině silážního sloupce je uvažována ve shodě se Sborníkem hydrostatický tlak 1000 kg/m^3 a oba úhly tření 0° . Ze stejných předpokladů vychází i statický výpočet typového podkladu STÚ.

V době projektování platná norma o zatížení ČSN 730035, změna s-4/1970 uvádí v údajích o silážovaných krmivech hmotnost siláže (podíl sušiny do 25%) $700-1000 \text{ kg/m}^3$; tyto hodnoty jsou podle normy průměrné a uvažují se, pokud není třeba určit je s ohledem na konstrukci přesněji. Použitých 820 kg/m^3 spadá sice do tohoto rozmezí (a lze dokonce s odvoláním na výzkum AVÚZ pokládat tuto hodnotu za "určenou přesněji"), podle názoru znalce mělo by však být užití hodnot

nejvyšší (1000 kg/m^3) a ohledem na zřejmou nejistotu v druhu silážovaného krmiva i obsahu sířiny v něm.

4. Otázka výpočtu silážních věží - a to až do konce - je probrána na str. 48-71 znaleckého posudku. Stanovení skutečné velikosti zatížení od silážní hmoty není předmětem posudku a vyžaduje jistě dalšího podrobného zkoumání odborných institucí /viz str. 44 a str. 86 znaleckého posudku/. To však nemění nic na skutečnosti, že jak projekt, tak provedení musí odpovídat v době projektování a výstavby platným předpisům.
5. Pracovníci JZD Lubina oprávněně plnili věže čerstvou /ne-sevedlou/ směsí, neboť podle investičního úkolu, projektu i podle provedení ve smyslu ON 734514 (viz bod 3) šlo o věže silážní. To že nevznikly na některé věži poruchy, kdy byly naplněny sevedlou travní směsí /s vysokým obsahem sířiny/ je logické: nebylo dosaženo ani projektem předpokládaného zatížení a množství vyloučených šlův se podstatně snížilo. Tento fakt není ovšem důkazem, že věže byly navrženy nebo prováděny pouze pro takové zatížení.

Závěr

Na str. 79 - 90 znaleckého posudku byly podrobně uvedeny zjištěné nedostatky a jejich vliv na vzniklé poruchy a hlavní příčiny poruchy byly v závěru posudku na str. 91-92 znovu přehledně uvedeny.

Doplňující stanovisko np. Pozemní stavby Ostrava neobsahuje žádné nové skutečnosti, které by nebyly již zvaženy a zahrnuty do znaleckého posudku nebo jeho prvního doplňku, a ani žádné jiné nové skutečnosti, související s kterýmkoli ze závěrů posudku, nejsou znalci známy. Proto se ani závěry, obsažené v původním znění posudku nemění.

Pokud jde o v posudku uvedené stupně závislosti jednotlivých sporných stran, jde o subjektivní odhad znalce, postavený na

čistě technické věci a jako takový je přirozeně pouze jedním z podkladů pro rozhodnutí arbitráže.

Doporučuji však, ať již rozhodne arbitráž a náhradě škody a jejím zavinění jakýmkoli způsobem a kdykoli, zajistit co nejrychlejší opravu porušených silátních věží, např. způsobem navrženým na str. 93a - 97 znaleckého posudku nebo jiným vhodným způsobem podle návrhu projektanta, neboť odkládáním rekonstrukce se stav zhoršuje a rozsah škod se neustále zvětšuje.

Při rekonstrukci je třeba

- a) opravit poruchy /trhliny, hrísáde/
- b) zajistit, aby nedocházelo k dalšímu otvírání nebo vzniku nových trhlin /snížením zatížení s dokonalým odvedením štáv, vnějším předpětím/.

3. dodatek

Ing. CSc. Richard B a r e š
o/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československá akademie věd
Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 2

Z n a l e c k ý p o s u d e k

o současném stavu silážních věží JZD Lubina

Čj. 2 93 / 216 / 81
Praha, 22.8.1981

Na žádost JZD Lubina provedl jsem dne 19.8.1981 za přítomnosti státního arbitra JUDr. Marčanové, předsedy a právníka JZD Lubina prohlídku silážních věží v JZD Lubina ke zjištění jejich současného stavu v porovnání se stavem konstatovaným naposled v mém původním posudku Čj. 2 13/11-75 z 27.5.76.

Přestože bylo od počátku jednoznačné, že užíváním věží bez jejich rekonstrukce dojde k rychlému zhoršování jejich stavu /na což jsem upozornil jak v původním posudku, tak v jeho dodatcích a při různých arbitrážních a jiných jednáních/, do dne prohlídky nebyla ani jedna věž rekonstruována. Rekonstrukce byla napočítána PS Ostrava na věži č. 11, údajně - podle vyjádření JZD - podle vlastního projektu, který je odlišný od posledního schváleného projektu, vypracovaného Agro-^{věže} projektem. Do pláště/byly navrtány otvory a osazeno odpadní potrubí k odvodu silážních šťáv. Instalace není dokončena a žádné další úpravy /kromě rozestaveného lešení uvnitř věže/ nebyly provedeny. Všechny věže až na věž č. 11 /v rekonstrukci/ a věž č. 3 /nejvíce poškozená/ jsou dále užívány.

Prohlídka vnitřních stěn věže č. 3 ukázala, že skutečně došlo několikaletým používáním k vážnému zhoršení stavu. V roce 1976 byly

2 93 / 81

věže porušeny trhlinami především v důsledku vadného provedení vnitřní povrch byl však až na místa trhlin a ojedinělá štěrková hnízda v betonu bez větších poruch, opatřený epoxidovým nátěm. K dnešnímu dni je beton na celé vnitřní ploše věže do cca 1/3 v úplné rozrušen až k oceli nebo i pod ní, výstuž je obnažena a silně skorodována. Epoxidový nátěr, který měl být periodicky po několika letech obnovován, obnoven sice nebyl, avšak jeho obnova by stejně nebyla účinná, pokud by nebyly odstraněny statické poruchy věže. Další použití této věže je nemožné: při menší sušinně náplně již nelze vyloučit destrukci věže; při naplnění věže hmotou s vysokou sušinou, kdy by toto nebezpečí nehrozilo, došlo by však stejně při pojiždění vyskladňovacího vozíku po stěnách k dalšímu značnému porušení povrchu, příp. včetně výstuže, nebo i k poruše technologického zařízení vyčnívající výstuží.

Lze oprávněně očekávat, že podobně se bude zhoršovat stav i v ostatních věžích, nebude-li provedena okamžitá rekonstrukce.

Proto znovu doporučuji k zabránění dalším škodám a národohospedářským ztrátám bezodkladně provedení rekonstrukce, jež musí zajistit:

- opravu porušených míst a vytvoření souvislého hladkého povrchu, dostatečně odolného agresivnímu působení náplně i mechanickému namáhání vyskladňovacím vozíkem
- úpravu, která zajistí, aby nedocházelo k přemáhání konstrukce, spojeného s pohybem v trhlinách
- dostatečně dimenzované ořpační jímky pro odvod silničních štěrky
- opatření vyskladňovacích vozíků pryžovými kolečkami, pokud možno s pneumatickými.

Upozorňuji také, že náklady na opravu škod v dnešním stavu budou podstatně vyšší, než náklady na opravy plánované podle stavu v roce 1976 /např. vnitřní povrch věží nelze opravit dnes jinak, než dokonalým torikretem do spojovací epoxidové vrstvy, příp. epoxidovým t.alem po úplném očištění a odstranění všech částí porušeného betonu až na zdravé jádro/. Znovu bych rád upozornil na to, že oprava pouhým zatřením cementovou maltou /jak předpokládá původní projekt sanace i návrh PS Ostrava/ je neúčinná a krátkodobá a nemůže v daných podmínkách zajistit požadovanou životnost věží.

Připomínám ještě, že na zmíněné okolnosti jsem upozornil také v roce 1979 ve svém dopise na KSA Ostrava /Z 76/13/196/79 z 7.11.79/. Tehdy vyslovené obavy o rychlém zhoršování stavu věží, ponechají-li se bez úpravy, se v plné míře dnes potvrdily.



Znalecká doložka:

Znalecký posudek jsem podal jako znalec jmenovaný rozhodnutím ministra spravedlnosti ze dne 11. 10. 1967 č. j. ZT 108/67 pro základní obor stavebnictví, pro odvětví staveb obytných, průmyslových a zemědělských a stavebního materiálu.

Znalecký úkon je zapsán pod poř. čís. 93/87 znaleckého deníku.

Znalečné a náhradu nákladů (náhradu mzdy) účtuji podle připojené likvidace na základě dokladů čís.



411 dodatky

Ing. Dr. Richard A. B a r e š, DrSc.,
c/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československá akademie věd
Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 2

Z n a l e c k ý p o s u d e k
o sanačním projektu silážních věží JZD Lubina

čj. 109/228/82
Praha, 20.9.1982

Při jednání KA Ostrave dne 27. 7. 1982 byl jsem požádán o posouzení, zda sanační projekt silážních věží JZD Lubina (který vypracoval Agroprojekt, závod Opeva) zajišťuje rekonstrukci věží tak, aby byl splněn původní projektový záměr: uskladňování libovolné siláže. Dopisem KA Ostrave byl pak změněn na základě podání JZD Lubina požadavek posouzení: jde o to, zda sanační projekt zajišťuje rekonstrukci věží tak, aby v nich bylo možno skladovat siláž s obsahem sušiny 25% a vyšší.

N á l e z

Projektový a inženýrský podnik Agroprojekt Opeva předložil pod č. zak. 0712790, arch. č. 7-2994 v září 1978 sanač-

ní projekt, přičemž podle technické zprávy uvažoval pro statickou rekonstrukci v podstatě tři alternativní řešení:

- předepnutí věží předpínací výztuží
- předepnutí věží účinkem smrštění obetonováním
- obepnutí stavební výztuží.

Prvou alternativu považoval projektant s ohledem na technické možnosti dodavatele za neuskutečnitelnou a proto ji z dalších úvah vyloučil.

Druhou alternativu vyloučil pro značné pretížení základové půdy; podle mého názoru tato alternativa nadto nemůže přinést očekávaný účinek sevřením stávající nádrže novou obetonovanou nádrží, neboť dříve než by mohlo dojít k významnějšímu sevření jádra vzniknou v novém plášti jako důsledek malé pevnosti tvrdnoucího betonu smršťovací trhliny.

Třetí alternativa spočívá v přichycení přídavné výztuže (z běžné stavební oceli) k vnějšímu povrchu stěn nádrží; předpokládá se, že tato výztuž bude spolupracovat se stávajícím průřezem při namáhání vnitřním pretletem a tím bude zvyšovat únosnost nádrží.

Jednoduchým výpočtem založeným na přetvořeních jednotlivých částí průřezu (též s uvažováním skutečného rozdělení tahových namáhání od vnitřního povrchu k vnějšímu) lze prokázat, že k významnější aktivaci vnější výztuže může dojít teprve

jako důsledek porušení původní nádrže trhlinami (nebo rozvírání ~~ne~~prevených starých trhlin) a to ještě za předpokladu, že jednotlivé výztužné dráty budou spolehlivě aktivovány ještě před počátkem působení vnitřního tlaku. Při této úpravě vzniká tedy neřešitelné dilema: statický přínos vzniká až po vzniku a otevření trhlin v původní stěně, což nelze připustit s ohledem na agresivní působení siláže na beton a výztuž. Na druhé straně, pokud se podaří sanací trhlin (např. epoxidovou injektáží) zmonolitnit průřez, k významnému statickému přínosu nové obalové vrstvy nemůže dojít. Podotýkám, že předložený projekt výpočet neobsahuje.

Projektant se pokusil překlencout tento rozpor tím, že pro vnitřní izolaci stěn nádrže použil materiálu s vysokým mezním protažením (Optifol), schopným přenést deformace vznikající při rozvírání stávajících trhlin. Tato izolační vrstva však nemůže na druhé straně přenést bez porušení mechanické namáhání od tření siláže a zejména pojiždění vyprazdňovacího vozíku.

Z uvedeného plyne, že zvolený způsob rekonstrukce neřeší problém komplexně; ke statickému zesílení sice může dojít (trhliny nezmonolitněny), avšak v krátké době po opravě musí dojít k porušení izolační vrstvy uvnitř nádrže a tím k pokračování koroze betonu i výztuže původní nádrže a posléze i nového torkretového pláště. Kromě toho ochrana silážní vlny foliemi z Optifolu bez ochrany přímo odporuje ustanovení platné oborové normy ON 730550.

Během tohoto sporu vstoupila v platnost nová čsl. norma ČSN 735570 "Navrhování konstrukcí zásobníků" (s účinností od 1. 5. 1980), v níž jsou předepsány nové hodnoty vodorovných tlaků siláže na stěny, přičemž se nedovoluje pro obsah sušiny nad 22% přesnější stanovení zatěžovacích účinků.

Siláž je rozdělena do třech skupin:

- s obsahem sušiny 40-55%
- s obsahem sušiny 22-40%
- s obsahem sušiny pod 22%.

Pro druhou skupinu vychází podle této normy vodorovný tlak nade dnem (při výšce slehle siláže 17m) $68,2\text{kN/m}^2$.

Původní projekt předpokládal vodorovný tlak 72kN/m^2 , ze správného výpočtu vycházelo 82kN/m^2 (obojí pro sušinu pod 22%) a skutečné provedení vyhovuje pro 57kN/m^2 ze předpokladu nulového porušení betonu a výztuže korozí.

Srovnání maximální vodorovné síly ve stěně nádrže je uvedeno v tabulce:

ČSN 735570 pro sušinu nad 22% (ve shodě s hrubě přibližným výpočtem podle přílohy II.té- to normy)	335kN/m'
projekt (sušina pod 22%)	245kN/m'
správný výpočet (sušina pod 22%)	315kN/m'
skutečnost (bez koroze)	206kN/m'

Jestliže předpokládáme zatím, že korose je nulová, odpovídá skutečné provedení (vezmeme-li za charakteristické hodnoty zjištěné nedestruktivními zkouškami - viz původní posudek) ve vztahu k výpočtu podle ustanovení nové ČSN maximální výšce plnění $h = 11\text{m}$, ve vztahu k přesnějšímu výpočtu $h = 13\text{m}$.

Uváží-li se rozsah korose snížením průřezové plochy výztuže jen o hodnotu 20%, je maximální možná výška plnění věže, má-li se vyhovět ustanovení nové normy ČSN 735570 pouze cca 9m, podle přesnějšiho výpočtu 10,5m.

S ohledem na to, že dalším sanačním opatřením (odvodněním) je zajištěno, že nedojde ke zvýšení hladiny štáv nad 3m nede dnem, lze povolit zvýšení výšky plnění věží cca o 30%, tj. na 12m má-li se vyhovět ČSN 735570, příp. 13,5m podle přesnějšiho výpočtu.

Všechny tyto úvahy se týkají konstrukce dosud neporušené trhlinami, se skutečně provedenou výztuží. Aby alespoň částečně se přiblížil tento předpoklad ke skutečnosti, je zapotřebí zajistit pokud možno dokonalé spojení jednotlivých částí (segmentů) nádrže ve vytvořených trhlínách, jinými slovy obnovit monolitčnost konstrukce.

Projekt uvažuje též s očištěním, neutralisací a opravou vnitřního i vnějšího povrchu cementovou maltou. Opravu cementovou omítkou (sť s přísadami nebo bez nich) nepovažují za dosta-

tečně trvanlivou. Kombinace působících namáhání s největší pravděpodobností způsobí, že brzo dojde k praskání, odlupování a odtrhávání vysprávkové omítky od podkladu a tím i znehodnocení jakékoli protichemické ochrany.

Vytvoření protichemické ochrany přilepenými foliemi Optifol (nezávisle na druhu) jak již bylo uvedeno odporuje oborové normě, a takováto ochrana nemůže pro daný provoz dlouho vydržet. Přijatelné řešení pro aplikaci poddajné antikorošní vrstvy by bylo pouze nastříkáním kaučukového materiálu na vhodně upravený povrch. Tato technologie je však v ČSSR nedostupná.

P o s u d e k

Navržené řešení sanace silážních věží s ohledem na současný stav porušení (znečně horší než v době zpracovávání projektu) splňuje požadovaný záměr jen částečně.

Hlavním nedostatkem je, že navržené statické zesílení, které nepočítá se znovuzmonolitněním nádrží, vyžaduje vnitřní isolační vrstvu vysoce poddajnou, aby mohlo plnit trvale požadovanou funkci; vytvoření takové vrstvy, která by odolávala i ostatním působícím vlivům, je v čs. podmínkách nedostupné.

Na druhé straně při zmonolitnění konstrukce neposkytne navržená statická úprava podstatný přínos. Protože v ČSSR dostupné ochranné vrstvy, které odolají všem působícím namáháním, mají

malé mezní přetvoření, může navržená statická úprava začít fungovat až po vzniku trhlin v ochranném vnitřním plášti, což však nelze připustit z důvodu pokračování koroze výztuže i betonu.

Nezbývá tedy v podstatě jiná cesta, než snížit maximální výšku plnění siláží se sušinou větší, než 22%, na 13,5m, pokud se nepoužije právě alternativy sanačního projektu, tj. obvodového předpjetí. Nepokládám na rozdíl od prováděcího závodu a projektanta tuto cestu v našich podmínkách za neschůdnou. Přitom to je jediný způsob, jak věže úspěšně rekonstruovat a zajistit jejich požadovanou životnost (včetně vnitřní izolace).

Pro opravu poruch vnitřního povrchu a sanaci trhlin lze použít postupu podle projektu s tím, že je třeba odstranit před jakoukoli opravou všechny nezdravý (neznělý, narušený) beton a opravu povrchu samu provést vhodným tmelem, který má dostatečnou tahovou pevnost, dostatečnou soudržnost k betonu (větší než tahová pevnost betonu) a dostatečnou mechanickou i chemickou odolnost. Ze tmelů dostupných přímo na trhu je to RETENOL 2; v případě, že bude nanášen na nedostatečně vyschlý podklad (např. po předchozích čistících úpravách) je třeba užít vhodného tvrdidla (např. Resasil IV konc., příp. amineamid D 500). Samozřejmostí je provést před touto úpravou dokonalé očištění povrchu opískováním. Tmel lze také připravit smíšením vhodné epoxidové pryskyřice (např. ChS E 15), vhodného plniva a thixotropní přísady (např. serosil). Trhliny mohou být následně zainjekto-

Ing. Dr. Richard A. B a r e š, DrSc.
c/o Ústav teoretické mechaniky ČSAV
Vyšehradská 49, 128 49 P r a h a 8

S. Erdtzel

J Z D D r u ž b a
L L u b i n a

Praha, 11.10.1983

Věc: Vyjádření ke Žznaleckému posudku statického stavu silážních věží JZD Družba v Lubině

Na Vaši žádost sděluji své stanovisko k novému znaleckému posudku statického stavu silážních věží JZD Družba v Lubině, vypracovanému na žádost Pozemních staveb np. Ostrava Ing. Jiřím Bradáčem CSc.

1. Ve smyslu platných ČSN jde o věže silážní nikoli senážní /výklad viz můj původní posudek/
2. Z hlediska statické únosnosti jsou závěry nového posudku v plné shodě se závěry mého posudku o sanačním projektu /č.j.101/229/82/.
3. Současný stav věží nelze považovat za lepší, než byl v minulosti; naneštěstí k "samouzdravení" železobetonových konstrukcí napadených agresivním prostředím nedochází. Jediný pozitivní aspekt proti původnímu stavu lze vidět v tom, že nedochází v důsledku odvodnění, nižšího plnění a plnění hmotou s vyšší sušinou k tak značným průsakům.
4. Nemohu souhlasit s názorem, že nemá smysl posuzovat konstrukci na šířku trhlin. Šířka trhlin /jejich rozevírání a svírání během naplňování a vyprazdňování/ totiž přímo určuje úspěšnost úprav vnitřního povrchu, kterými má být podle posudku zajištěna vodotěsnost věží - a tím trvalá ochrana před další korozi výztuže a betonu. Jak je uvedeno podrobně v mém posudku o sanačním projektu je nezbytné - s ohledem na dostupné československé tmely a nátěrové hmoty, vyhovující chemickému a mechanickému namáhání za provozu věží - zajistit, aby nedocházelo k rozvírání trhlin /ať již jejich zainjektováním epoxidovou pryskyřicí po předchozím důkladném vyčištění, nebo vnějším předpětím/. Je nezbytné proto posuzovat problém komplexně, jak z hlediska statického, tak z hlediska antikoroční ochrany. Ani Retenol 2, který je pro opravu jinak vhodným tmelem, ani epoxidehtové pryskyřice navrho-

vané pro ochranný nátěr, nemají mezní přetvoření /průtažnost/ tak velké, aby bez porušení mohly přenést deformaci odpovídající rozevření trhlin /a to i při sníženém plnění/.

5. Pokud nebude provedeno opatření k zabránění rozvírání existujících trhlin, dojde po každém naplněním věže k poruše vnitřního ochranného pláště a dolšímu průniku korosivních medií k betonu a výztuži. Tím se bude stav věží stále zhoršovat a životnost věží snižovat. I když v současné době nehrozí při sníženém plnění a provedení ostaních opatření /odvodnění, vyšší sušina/ náhlá ztráta únosnosti, nelze takový mezní stav z důvodů výše uvedených v budoucnu vyloučit.
6. Doporučuji trvat na opatření k zabránění rozvírání trhlin /které vznikly z důvodů uvedených v mém původním posudku, převážně měrou v důsledku chybného provedení/ buď dokonalou injektáží trhlin epoxidovou pryskyřicí po jejich vyčištění /viz můj původní posudek/, případně předepnutím. Jen za takových podmínek lze předpokládat, že životnost věží nebude omezena.

Richard A. B a r e š

6. dílo

8. února 1985

Čj. z 116/24/85

Focuzení znaleckého posudku č. 26 Ing. Jiřího
Broděče CSc. z 9.11.1984 o další použitelnosti
silárenních věží JZD "Družba" v Lubině

Dopisem JZD Lubina ze dne 14.1.1985 byl jsem požádán o
stanovisko k výše uvedenému posudku.

V tomto posudku je znova uveden výpočet věží, který sám se
nikak podstatně nemůže lišit od předchozích. Zároveň však na vstup-
ních hodnotách do výpočtu závadám.

Autor posudku vychází z údajů ČSN 730030 z r. 1967 a změny
a-4/1970 platné od 1.7.1971, tedy před odevzdáním projektu /18.12.
1972/. Přepočítává silárenní věže na zatížení účinky věže se za-
vadlé píse /s podílem sušiny 20-40%/ namísto původně investorem
požadovaného zatížení účinky věže se sušinou do 25% na základě
bodu 5 nápisu o jednání ve věci sanace silárenních věží ze 4.9.1984.

Autor posudku zdůvodňuje svůj postup tím, že posuzuje stavbu,
aniž by byly provedeny zásahy do nosného systému. Ve skutečnosti
jde o snahu užívání stavby, která vyžaduje stanovisko stavebního
úřadu /zněnu kolaudačního řízení/ ve smyslu § 85 zák. 50/76Sb.

Z 116/85

Nové stavební řízení se řídit předpisy platnými v době jeho konání. Kromě toho autor posudku nemohl vědět v okamžiku, kdy stanovil předpoklady výpočtu, zda budou nebo nebudou nutné zásahy do nosného systému vŠK. Konečně nová ČSN 730038, která je již schválena a je v současné době v redakčním zpracování na Úřadu pro normalizaci a měření, podle níž se řídit vypracování posudků nosné spolehlivosti stávajících konstrukcí při různých účelu využití objektu, při různých statického uspořádání konstrukce následkem poruch atd., hned v prvním článku stanoví, že při posudku stávající konstrukce se vychází z dnešních norem.

Považuji za vhodné ještě sopskovat, že postupným vývojem závislým na shromažďování nových poznatků byly ustanovení o zatížení silázních vŠK v ČSN 730038 překonány. Již v další revizí této normy z r. 1978 je výslovně stanoveno, že hodnoty limitnosti silázních kruhů v normě uvedené lze použít pouze pro stanovení třídy, nikoliv k návrhu silázních vŠK. Norma ČSN 730070 z r. 1980 konečně řeší problém vodoravných tlaků v sádkách a přímo předepisuje jejich hodnotu pro pícniny s obsahem sušiny 22-40% s výjimky, s obsahem sušiny pod 22% pak s možností použít přesnějšího stanovení.

Podle mého názoru je proto jednoznačné, že v dnešním prováděním posudku stavby za účelem změny užívání je nevhodné použít dnes platné normy. Navíc byla vývojem prokázána nepravdivost hodnot zatížení uváděných v normách dřívějších a jakékoli jejich užití je neologické /s výjimkou posuzování projektů vypracovaných v době jejich platnosti/.

Tím celý posudek, postavený na uvedeném předpokladu ztrácí smysl. Přesto uvedu několik poznámek k jeho dalšímu obsahu. Autor sice užívá "malé" vstupní zatížení, ale v průběhu výpočtu jej zcela libovolně a proti jakýmkoli čs. předpisům /starým i novým/ zvětšuje o 100% podle sovětské normy SN 302-69. Takový postup je náhodně nepravdivý: s norem nelze vytrhovat jednotlivá ustanovení a libovolně je splňovat.

Výpočet únosnosti průřezu se opírá o výsledky měření PŠS v Ostravě /opráva č. 7-1016/83 z 28.7.83/ o korozním stavu výstuže. Zjištěné hodnoty koroze /max. 1,985 plechy průřezu/ neodpovídají zcela jistě největšímu /a možná ani průměrnému/ koroznímu napadení výstuže těch věží, které byly v trvalém provozu. To lze doložit fotodokumentací, pořízenou v jedné z věží po její vyprázdňení.

Celý posudek se soustřeďuje pouze na posouzení kritických průřezů na předpokladu průměrného vyztužení a průměrných vlastností materiálů. Existuje však řada okolností, které významně ovlivňují napjatost konstrukce, jako nedostatky v přesahových částech výstuže, koncentrace přesahů do stejných míst, porušení nádrží trhlínami vzhledem i vodorovnými, karbonatací betonu, koroze výstuže a podmínky pro její pokračování atd. Jak byly podrobně uvedeny v mém původním posudku z 13/111/79 a jeho dodatcích.

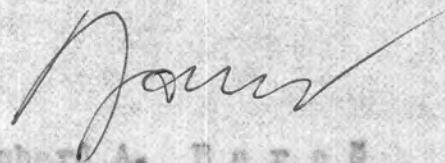
Jestliže se posuzují silňení věže na zatížení podle ČSN 735570, čl. 37 /pro sušinu 22-40%/ , nevyhoví /aniž by se uvažovaly vedlejší účinky/. Lze se snadno přesvědčit, že maximální vodorovná síla vychází kolem 250 kN/m, zatížení výstuží /bez uvažování koroze/ je kryto přibližně 200kN/m. V tomto směru je plán platný pro všechny posudky Ing. Bradáče z 31.3.1983 stejně jako můj posudek k sanáčnímu projektu č. 101/229/82 z 20.9.82 a výsledky se snadno porovnají i budou-li uvažovány skutečné charakteristiky výstuže.

Pokud funguje provedené odvedení silňení věží až do výše 6 m nadé územ, zlepšit se podstatně napjatost obálky, zejména se sníží /ale neodstraní/ pohyb v trhlínách. Je proto v zájmu uživatele zajistit trvalou funkci tohoto zařízení. Stejně tak je nezbytné, aby provozovatel /bez ohledu na způsob rekonstrukce/ zajistil opatření k zabránění poškození vnitřních plech vybíracím zařízení. Hranice obsahu sušiny ve věži 22% není žádným stávajícím předpisem dána. Hranice je podle ČSN 735570 22%. Pokud investor souhlasí s využitím věží s tímto omezením, je třeba počítat s rekolaudací

a statické opatření k takovému provozu doložit výpočtem podle stávajících předpisů.

Opakují znovu, že nelze odhlížet při rekonstrukci statiku věží od ochrany stěn a jejich opravu. Jedno ovlivňuje druhé a všechny rekonstrukční zásahy jsou na sobě závislé. Na hlavní rekonstrukční zásahy považují o straně dle vad vzniklých poruch /sočení trhlin, výměnu porušeného a rozvaleného betonu, příp. výměnu výstuže, opravu vnitřního i vnějšího povrchu a ochranu zejména vnitřního, ale i vnějšího povrchu betonu/. Pokud bude investor plnit vše podle původního záměru, tj. do 16 m výšky /a to při plnění předpisů se součinnou jak pod tak nad 2.5/, je třeba provést alespoň na části výšky vnější předpětí, aby se splnily národná ustanovení současných předpisů /CSN 735-70/.

Pokud by, např. s ohledem na spolehlivé odvedení síťových štáv, zpracovatel CSN 735-70 /stavební ústav ČVUT Praha/ povolil výjimku z této normy pokud jde o hodnotu vodorovného tlaku píccia s obsahem sušiny 22 až 40%, bylo by třeba znovu staticky výpočtem ověřit, zda konstrukce pro tento druh síťové výhody bez vnější statické rekonstrukce/předpětí/. I v takovém případě je však provedení ostatních sanačních prací podmínkou spolehlivé funkce. Pokud např. nebudou zmonolitizovány trhliny, bude docházet při každém naplnění k porušení vnitřního ochranného pláště provedeného např. s plastnaly na bázi epoxidové pryskyřice, bude docházet k trvalému pokračování koroze výstuže /jak štávkami, tak vnější vlhčostí/ a s tímto k trvalému zhoršování celkového stavu věží.



Michal A. Tars