

Znalecký posudek
O stavu a únosnosti stropních konstrukcí nad běli-
dlem v závodě
a o koncepci rekonstrukce

95 stran

10. 3. 1974

Ing. ČSc. Richard B a r e š, soudní znalec v oboru stavebnictví
o/o Ústav teoretické a aplikované mechaniky
Československá akademie věd

Vyšehradská 49 - P r a h a 2

Z n a l e c k ý p o s u d e k

o stavu a účelnosti stropních konstrukcí nad břídlidem
v [redacted] a o koncepci rekonstrukce

Cj. z 30 / 82 / 74
Praha 10.3.1974

Při návštěvě nástupce [redacted], podnikové ředitelství
[redacted] souduha Prause, vedoucího investiční
výstavby a souduha stavitele Petříka z téhož oddělení v ÚTAN-
ČSAV dne 11.9.1973 byl jsem požádán o provedení znaleckého
posudku o stavu a účelnosti stropních konstrukcí v prostoru
nad břídlidem v závodě TIBA ve Frýdlantě v Čechách a koncepční-
ho návrhu rekonstrukce, bude-li zapotřebí.

Byly mi předány tyto podklady:

1. stavební plány prvního a druhého podlaží předmětné části objektu
2. statický posudek provozu břídlidla vypracovaný stavoprojektem Liberec, arch. č. 1943 z června 1972/Ing. A. Šrut/

3. znalecký posudek stropu nad břídlom v [redacted]
[redacted] vypracovaný znalcem v oboru stavebnictví
Ing. O. Dobrým /Teplice/ v říjnu až listopadu 1972
4. znalecký posudek čis. 159 vyhořelé konstrukce železobetonového stropu nad břídlom [redacted]
Frýdlant vypracovaný znalcem v oboru stavebnictví
Ing. O. Dobrým /Teplice/ v červnu 1973
5. správa čj. 2009/58/a o výsledku prohlídky stavebních
konstrukcí v závodech 01, 10 a 17 n.p. [redacted],
Prostředním Lanově a Frýdlantě v Čechách, vypracovaná
Ústavem teoretické a aplikované mechaniky ČSAV /prof. B. Ha-
car/ v listopadu 1973.
6. záznam o prohlídce stropních konstrukcí v břídlu
v [redacted], provedený Ústavem
teoretické a aplikované mechaniky ČSAV /doc. 24. Sobotka/
v září 1973.

Prohlídku konstrukcí v prostoru břídlu v [redacted]
[redacted] a její zaměření jsem provedl postupně ve dnech
16. 9. 73, 24. 10. 73, 29. 11. 73 a 12. 2. 1974, vesměs za
účasti stav. Petřika z odd. výstavby podnikového Ředitelství
[redacted], [redacted], hlavního mechanika závodu a jeho
spolupracovníků.

První ná druhé návštěvě dne 24. 10. 73 byla mi předána

[redacted], závod Frýdlant písemná objednávka znaleckém posudku

pod čí. 136/17 ze dne 24. 10. 73/61.

Znaleckým posudkem mají být rovněž přezkoumány předchozí statické výpočty a posudky a zejména jejich závěry.

N á l e z

Stropní konstrukce nad břídlou byly v průběhu historie továrny několikrát obnovovány či rekonstruovány. V dnešním stavu jsou nad břídlou čtyři konstruktivní systémy stropní konstrukce/obr. 1/:

A/ vedle skladu váleč je železobetonová trémová konstrukce s deskou. Trémy jsou spojitě o dvou polích, na straně k břídlu s železobetonovou monoliticky spojené s pasem, betonovaným na původní cihelné klenbě, na druhé straně uložené prostě ve sdivu. Uprostřed jsou trémy podopřeny železobetonovým právkem, betonovaným současně s trémy a deskou. Sloupy jsou původní litinové, zesílené obetonováním, s přidávanou výstuží v ramích.

Na straně břídlu "Tecko" a skladu váleč je provedena výměna na délku dvou právkových polí ve vzdálenosti 165 cm od střední osy a je přidán jeden železobetonový sloup. Partie čtvrtého a pátého pole desky spolu se třetím až pátým trámem jsou silně pronáštěné oleji, dlouhodobě vytékajícími s tlakového stroje umístěného v prvním patře.

Nejvíce je v tomto směru postaven trám čtvrtý.

Kvalita betonu je jinak velmi dobrá, namátkovou špičkovou akouškou zjištěna minimálně značka 170. Ocel uvažována s převodním součinitelem 1,15. V trámu jsou 4 \varnothing 26, korosi zmenšen profil na 24 mm, 2 \varnothing 26 jsou ohuty poměrně daleko od podpory /2,50 m na spodním lici/ v úhlu 30°. Třminky /vlastně spony/ jsou čtyřtřířadé 2x10 \varnothing 7/m², obepínající pouze rovná železa. Ohybová železa jsou zcela volná, bez třmínek po celé délce. Horní výstuž je umístěna 11 cm pod horním povrchem desky, tj. statická výška je 59 cm /obr. 2/.

V průvlaku jsou zjištěny 4 \varnothing 22, z nichž 2 \varnothing 22 jsou ohuty cca 100 cm od sloupu /na spodním lici/ pod úhlem 45°. Namísto třmínek jsou použity opět spony, čtyřtřířadé, spínající pouze rovná železa, 2x10 \varnothing 7/m². Horní výstuž je umístěna 9 cm pod horním povrchem desky, tj. statická výška je 61 cm /obr. 2/.

V desce je 10 \varnothing 7/m², tloušťka desky je 10 cm; po korosi, která je pouze místního charakteru, zbývá průměrně výstuž 8 \varnothing 7/m² /obr. 2/.

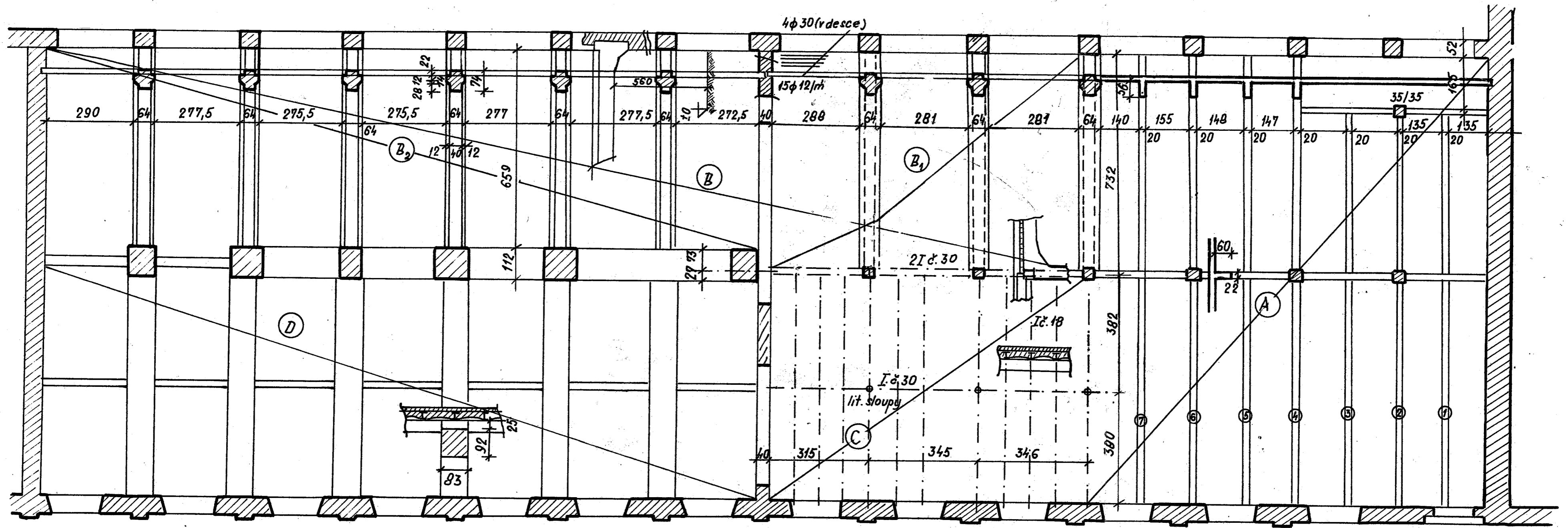
Sloupy mají rozměr 33 x 33 cm, výstuž nebyla zjištěvána, aby nedocházelo ke zbytečnému oslabení průřezu. Úvazky betonového sloupu je litinový sloup o průměru 176 mm a tloušťce stěny 28 mm. Vnitřek litinového sloupu je vyplněn vodou.

V této části je deska, díky silné krycí vrstvě /2,65 cm/ narušena korozí málo, pouze v několika lokalitách. Průvlaky a trávy mají téměř po celé délce odtrženou krycí vrstvu, podšlávná výstuž však je skorozedována poněkud slabě, stejně tak třmínky /spony/. Krajní pás s sloupy korozí napadeny nejsou. Ve druhé části směrem od břízky s Teskešťskou je stav všech částí konstrukce podstatně lepší.

Právě v místě promaštění /třetí až pátý trám/ bylo rovněž ohnisko požáru, který zde vznikl v přízemí v červnu 1973. V důsledku požáru nebyly zjištěny žádné větší poruchy; krycí vrstvy výstuže, které byly i jen slabými trhlinkami oddělené od trámu se přirozeně oddělily zcela. Jediná vážná porucha, která mohla vzniknout v důsledku požáru, je vedlejší trhlina probíhající téměř po celé délce čtvrtého trámu cca 100 cm od spodního lince desky spojená se šikmou smyčkovou trhlinou vzdálenou cca 80 cm od středního sloupu. Iniciací této poruchy důsledkem předchozího promaštění oleji nelze ovšem vyloučit. Tento úsek stropní konstrukce + osazený na chr. I vyřazování bude nutno také v důsledku promaštění oleji - rekonstruovat odlišným způsobem než smyček této části a s touto rekonstrukcí nelze uvažovat s dalším využitím.

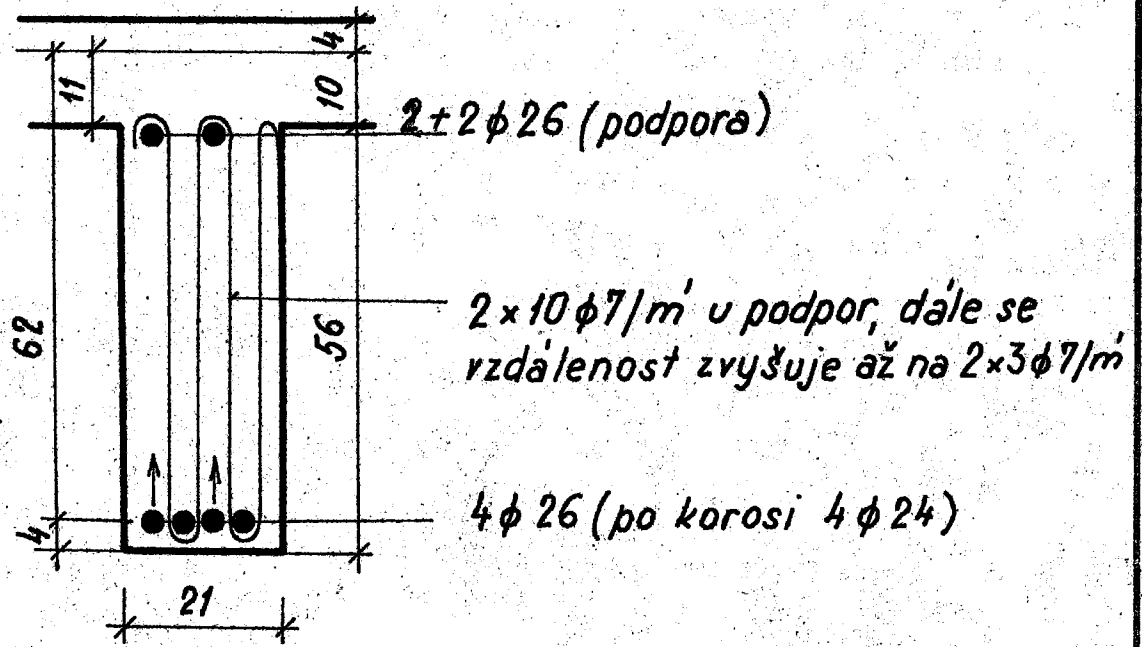
Shrneme ještě stručně zjištění o tomto stropu uváděné dřívějšími posudky:

posudek od 2 podkladů :

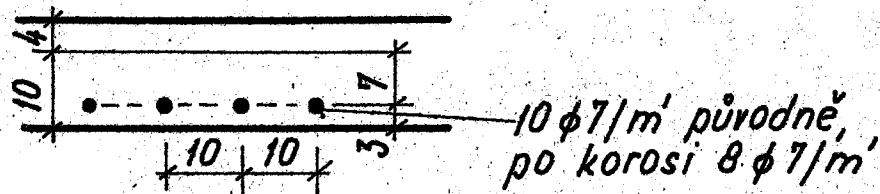


Obr. 1

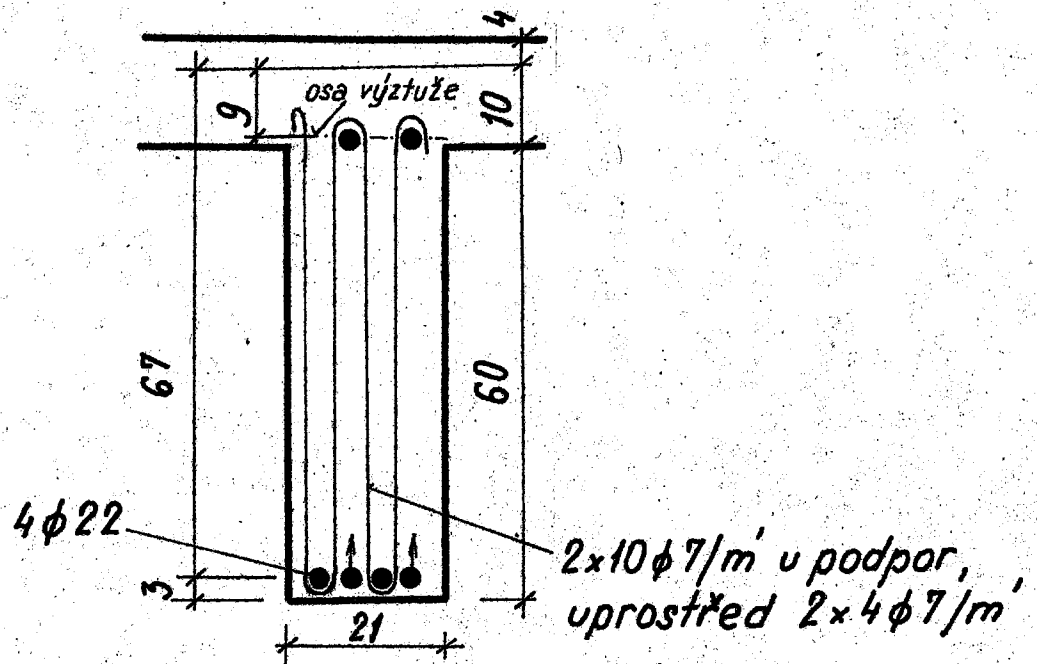
Trám části A :



Deska části A :



Průvlak části A :



Obr. 2

deska - tloušťka 10 cm, výstuž 3 \varnothing B 6/m², x = 6,1 cm
trám - 20/95 cm /bez desky/, výstuž 4 \varnothing B 26, s ohle-
dem na korosi uvažovaný pouze 3 \varnothing B 26, vzdále-
nost osy výstuže od spodního povrchu 2,5 resp.
3 cm, x = 60,2 cm

průvlak - nezjišťován

sloup - nezjišťován

posudek ad 3 podkladů: Žádný konstrukční prvek této části A
stropu nezjišťován

posudek ad 4 podkladů: Žádný konstrukční prvek této části A
stropu nezjišťován

Nesbývá než konstatovat, že veškeré dnes viditelné poruchy
jsou přímo sviněny nedokonalou nebo zcela zanedbanou údržbou
konstrukcí v době jejich využívání: spodní části železobeton-
ových konstrukcí nebyly opatřeny žádným ochranným nátěrem
proti působení agresivních výparů provozu bělidla, horní
části železobetonové konstrukce nebyly chráněny před vaření-
em odkapávajících olejů ani nátěrem, ani jiným zařízení /plecho-
vé vany/, ani začínající poruchy /korose výstuže, olupování
krycích vrstev výstuže, pronášení oleji na celou tloušťku
konstrukcí/ nebyly důvodem pro správu závozu učinit bezprostřední
opatření k opravě a nápravě současného stavu. Podle podkladu
ad 3 bylo upozorněno na špatný a neudržený stav konstrukcí
již v roce 1958 a doporučena oprava. Cituji se str. 26 správy:

"Železobetonové konstrukce jsou porušeny korozí výstuže tak, že odpadlá krycí vrstva železa. Je zapotřebí bezodkladně konstrukce opravit a posílit opatření vhodným nepropustným nátěrem. V případě, že bude výstuž značněji zkorodována, je zapotřebí zkontrolovat posudkem únosnost konstrukce pro výstuž příslušně redukovanou".

Ponechání konstrukcí přes toto jednorázové upozornění znovu po 12 let bez nápravy lze považovat za trestuhodnou nedbalost, mající za následek vznik neobvyklých dalších škod a strát na národní majetek a vznik bezprostředního nebezpečí pro pracující. V neposlední řadě se nakonec silně prodražuje výroba zboží, když dojde k nezbytnosti rozsáhlých rekonstrukcí stavebních částí, přenesu výroby na jiné místo, několikrát demontáží a montáží strojního zařízení atd.

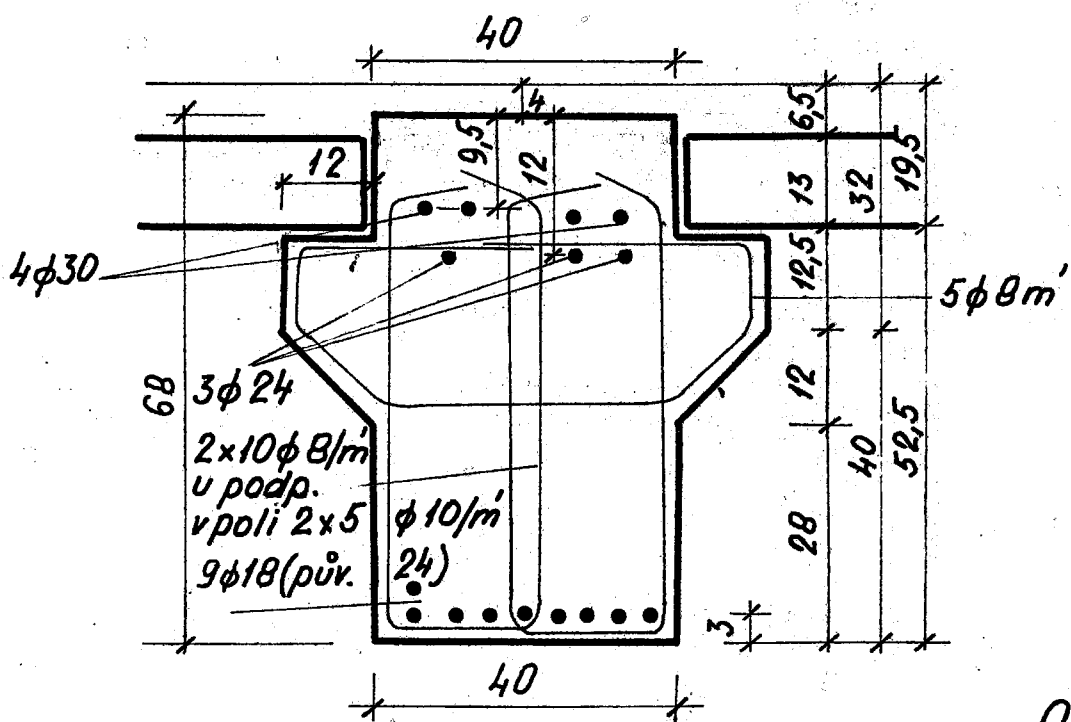
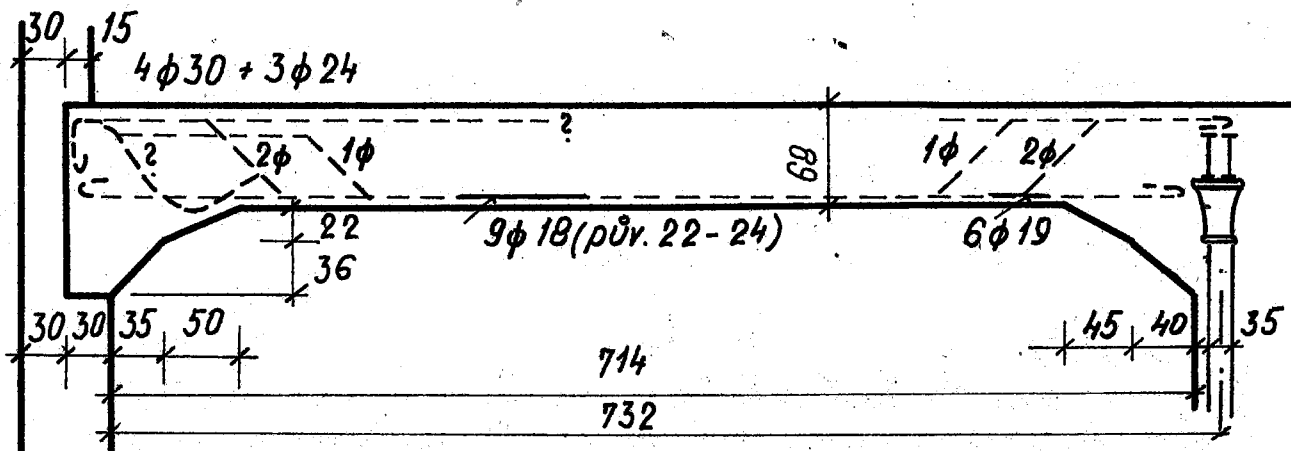
Především prevence nejsou ani s hlediska statického nebo dynamického, ani s hlediska chemického působení nijak evidovány národně: minimální údržba jednou řádně provedené ochrany konstrukcí znamená udržení setrvalého stavu konstrukcí po prakticky neomezenou dobu. Kromě toho řádně udržované konstrukce působí velmi příznivě na pracující a jejich výkon.

B/ V prvním traktu /na straně k břídlu s Teskeřskou/ je železobetonová konstrukce vytvořena z trámů podepřených na obetonovaných litinových sloupcích uprostřed a na zděných pilířích na okraji /u Teske břídlu/. Trámy jsou betonovány samostatně, bez desky a jsou opatřeny průběžnými konzolami k osazení prefabrikovaných železobetonových desek.

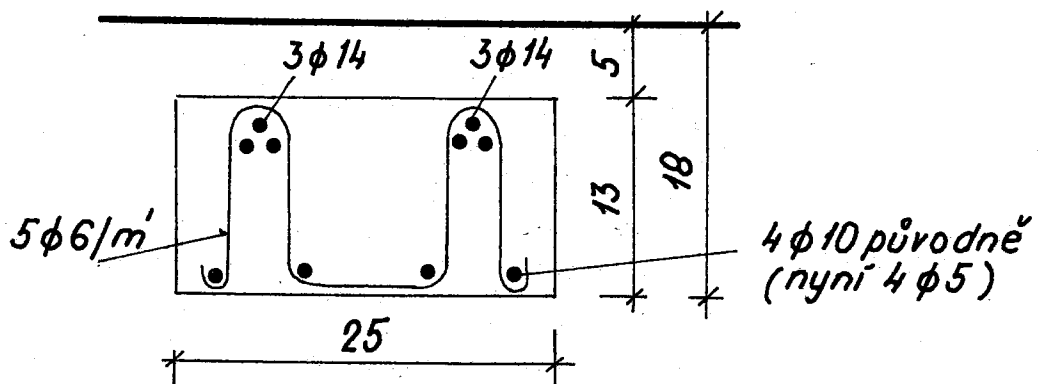
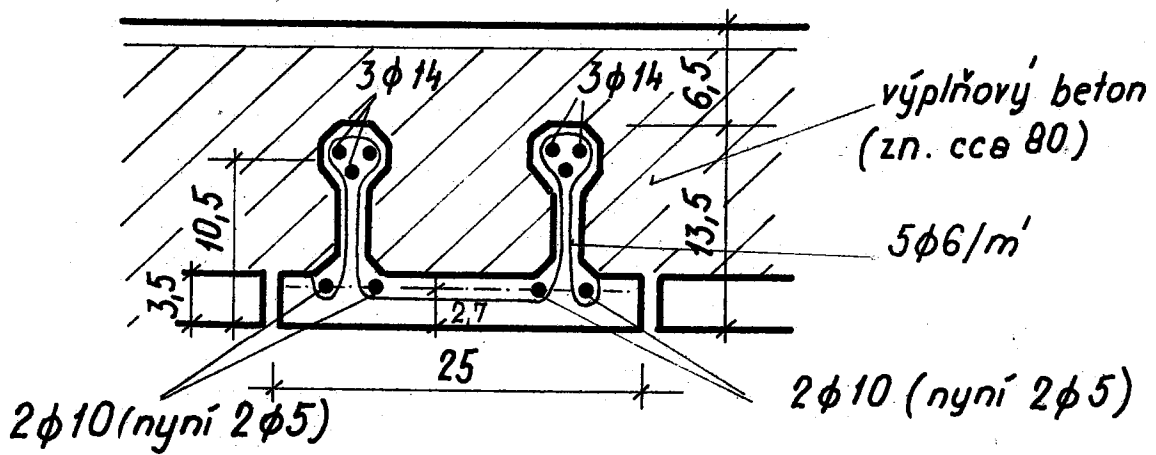
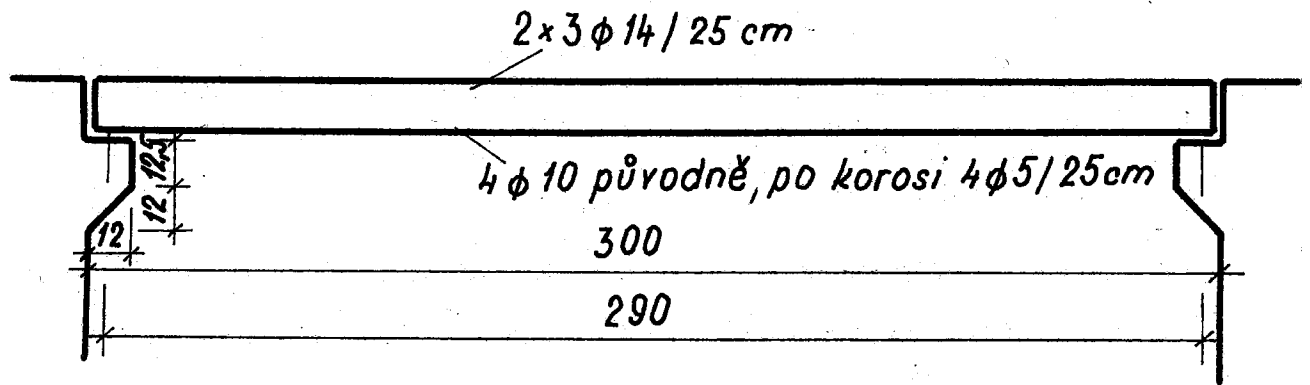
U podpor mají trámy zvětšenou výšku dvojitými náběhy. V trámech zůstává po odečtu na korosi v nejhorším případě 9 \varnothing 18 /původně profil 24/, horní výztuž zajištěna u podpory 4 \varnothing 30 + 3 \varnothing 24, spodní výztuž na počátku náběhu 6 \varnothing 18, třmínky \varnothing 8 /původně \varnothing 10 mm/ s proměřanou vaditelností od 10 cm na okrajích k 20 cm uprostřed rozpětí. Ohuty jsou stejně 3 \varnothing 24 /obr. 3/.

Na průběžných konsolách trámů jsou uloženy prefabrikované desky tvaru dvojitého T o délce 300 cm, a výšce 13 cm; tyto TT průřezy jsou uloženy svou tlačnou hlavici dolů, tedy obráceně/obr. 4/. V jednom krajním poli ^u střední zdi /na straně ke směru válců/ jsou uloženy obšlátkové prefabrikované desky výšky 13 cm, šířky 25 cm, jejichž tahová výztuž je rovněž soustředěna na tlačnou, tedy horní straně. Délka těchto desek je 320 cm. V tomto krajním poli jsou některé části buď doplňované nebo vyměřované monolitickým železobetonem; tyto části mají mohutnou výztuž /např. 110 cm od středních sloupů je 5 \varnothing 16 v části široké cca 25 cm, u zdiva na straně k Teskestráse jsou na 20 cm 4 \varnothing 30, dále pak 15 \varnothing 12/m² apod. V tlačné hlavici TT průřezů, tvořících nyní podhled, jsou 4 \varnothing 10 na 25 cm.

V této části jsou desky silně napadeny korosí, prakticky pod každým železem je trhlinka, železa někde jsou skorodována až k nule, v průměru na polovinu původního průřezu. Rovněž trámy mají v částech své délky oddělenou krycí vrstvu výztuže a třmínky jsou silně skorodované. Kvalita betonu trámů I70, výztuž kruhová se součinitelem C = 1,15. Uložení trámů je na



Obr. 3



Obr. 4

hlavicích litinových sloupů a jejich obetřování prostřed-
nictvím dvojitých náběhů. Toto místo lze mít na albínu
konstrukce vzhledem k malému uložení a nemožnosti průcho-
du hlavní výstuže /viz obr. 3/.

Podívejme se opět na sjištění předchozích posudků,
týkajících se uspořádání a rozměru konstrukčních elementů
této části stropu:

posudek ad 2 podkladů:

deska → monolitická s trámy, tloušťka 14 cm, výstuž

15 \varnothing 3/4", respětí 3,45 m, $r = 10,8$ cm

rámcová příčle → výstuž 3 \varnothing I 20, vzhledem ke korozi

uvažovány 6 \varnothing I 20, podporová výstuž neurčena,

redukce resp. podporového momentu v důsledku

spolupráce s železobetonovými sloupy /železobeto-

nový rám/ na $1/10 q l^2$. Respětí 7,4 m,

$r = 56$ cm

sloup → nesjištěvá

posudek ad 3 podkladů: monolitický rámcový strop tvořený

trámem kotveným do železobetonových sloupů, mezi trámy

železobetonová deska,

deska → tloušťka 15 cm, výstuž 10 \varnothing 3/4", původně

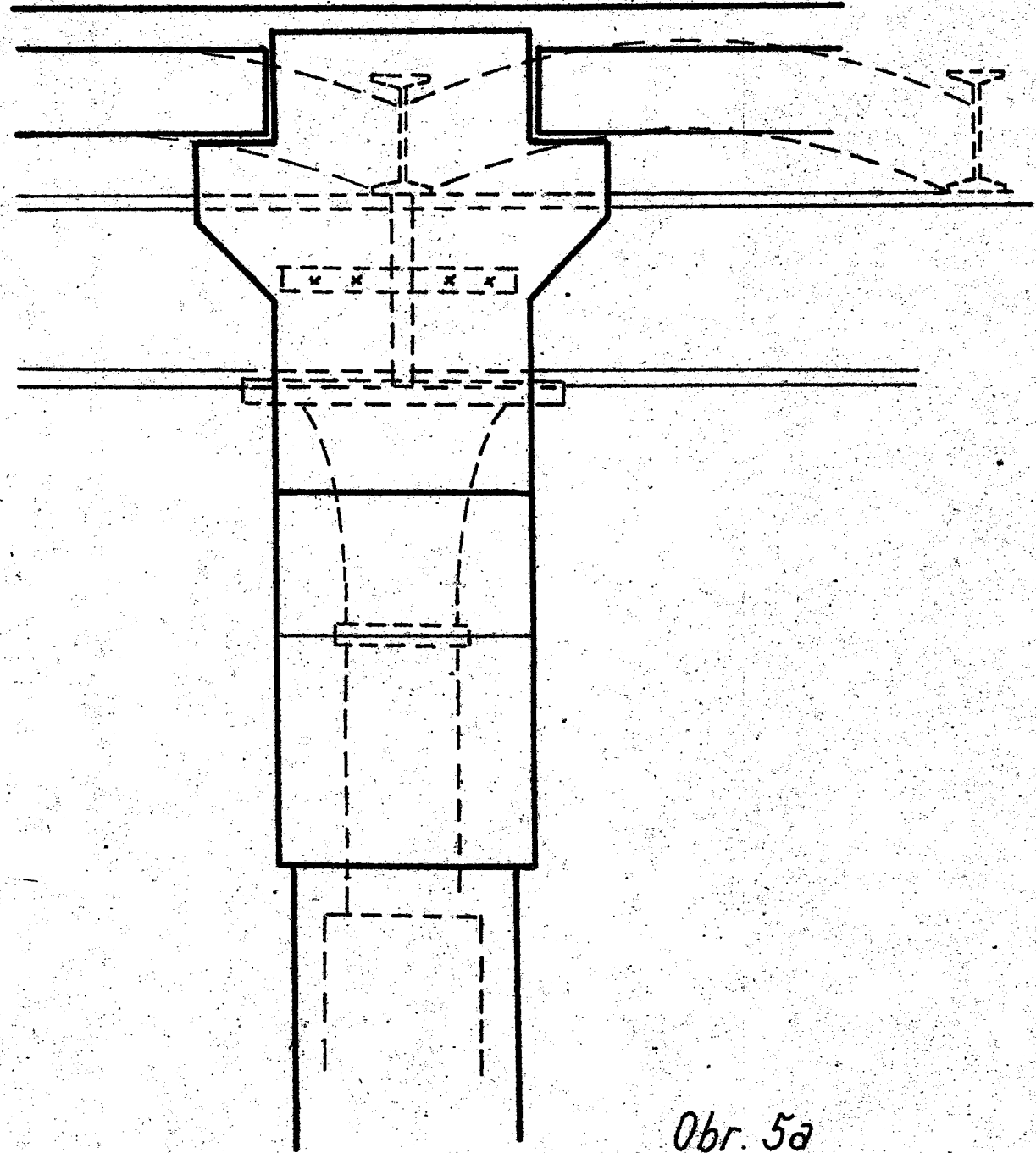
10 \varnothing 10/8", $r = 12,65$ cm, respětí 3,32 m,

nakonec uvažovány jako prostý nosník

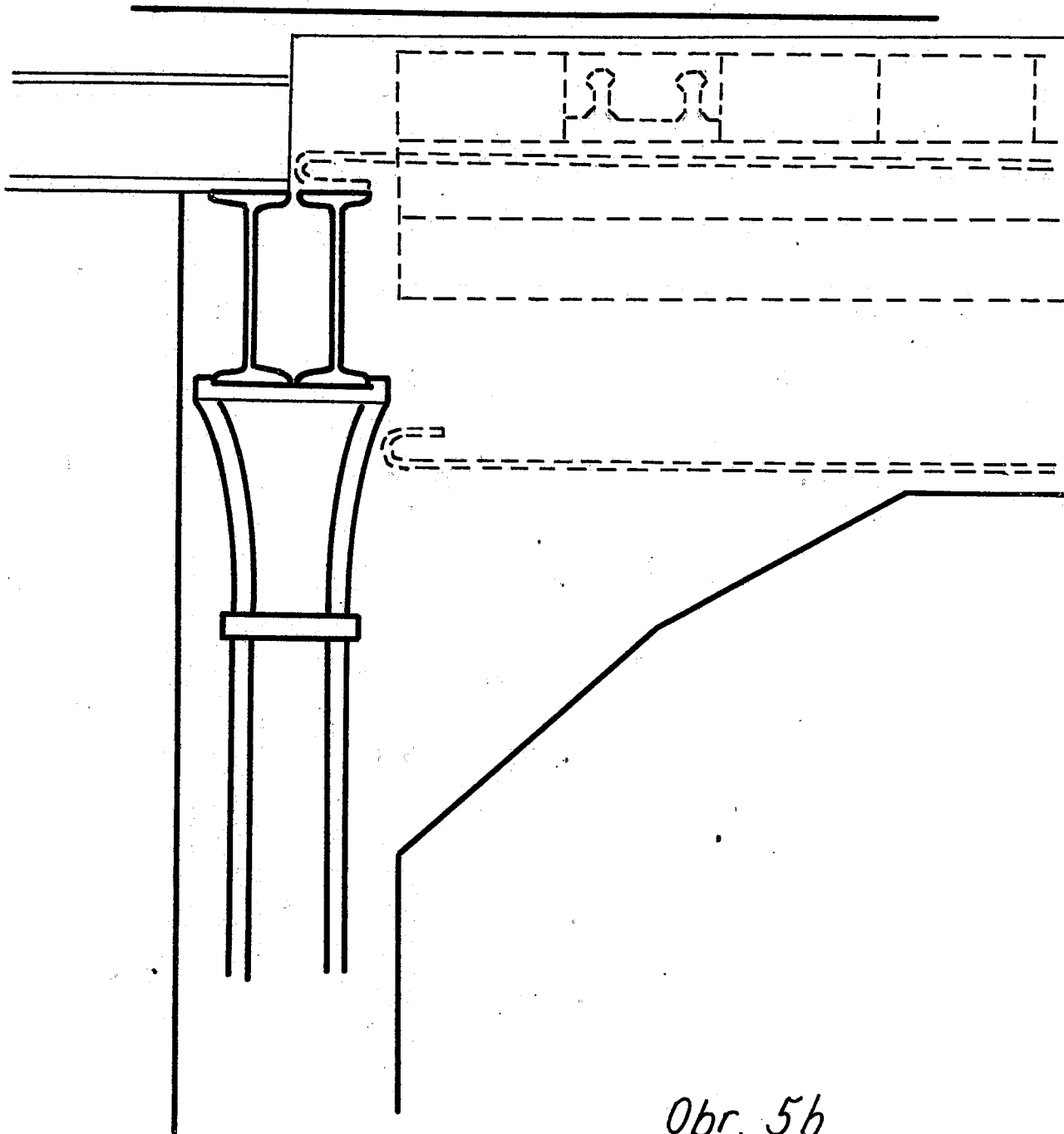
trám → výstuž 3 \varnothing 22 nebo 3 \varnothing 20, $C = 1,05$, $r = 59,5$ cm,

respětí 6,9 m, nakonec uvažovány jako prostý

nosník



Obr. 5a



Obr. 5b

sloup - nezajištěn

Ve zprávě ÚSTAV z roku 1958 /viz podklad 5/ se upozornilo na špatný a neudržený stav této konstrukce a byla doporučena bezprostřední oprava. Rovněž této části konstrukce se týká paragraf ze str. 26 cit. zprávy:

"Zelezobetonové konstrukce jsou porušeny korozí výstuže tak, že odpadává krycí vrstva železa. Je zapotřebí bezodkladně konstrukce opravit a posléze opatřit vhodným nepropustným nátětem. V případě, že bude výstuž značněji korozeována, je zapotřebí zkontrolovat posudkem únosnost konstrukce pro výstuž příslušně redukovanou.

Současně zjištěni, že stropní desky byly osazeny obráceně, taženou výstuží nahoru a zatíženy navíc balastním nekvalitním betonem mezi stojinami TT průřezů, veda ke konstatování, že skutečná únosnost stropu byla od samého počátku podstatně menší než předpokládaná projektem. Tato hrubá chyba prováděcího závodu /Zirny/ mohla vést i k místní destrukci /asní vyloučeno, že k takové destrukci došlo-
vis monoliticky doplňované části desky u střední sdi/.
Vyčerpání únosnosti je navíc podpořeno značnou korozí výstuže, která již od počátku byla slabá a byla myšlena jako montážní výstuž v tlačné hlavici. To že deska dodnes přetrvává zatížena jak stále /vlastní váhu/ tak nahodilě lze přičíst nejspíše tomu, že působí - vzhledem ke značné tloušťce celé desky - jako klenba, dále ke spolupůsobení prefabri-

části s výplněvým betonem, který má velmi špatné kvality vytvořil náhradnou vysokou tlačnou část průřezu a zajistil tak velké rameno vnitřních sil, resp. i spolupůsobení vstupu v tlačné hlavici v tabu. Všechny tyto okolnosti jsou však pouze rezervy, které mohou ale nemusí být k dispozici a nelze s nimi v žádném případě seriózně počítat. Spíše musí vést zjištěné skutečnosti k údivu, že dosud nedošlo k vážnější havarii některé části konstrukce. O rekonstrukci deskové části stropu nelze v žádném případě vůbec uvažovat.

Na str. k Teskověře jsou uloženy trámy na cihelných pilířích 60 x 60 cm s cihel 200 na nastavenou maltu. Jsou v dobrém stavu.

C/ Další část stropu je stejně nejstarší, patrně původní. Je sestavená z válcovaných I nosníků č. 18, podepřených I nosníkem č. 30 uprostřed rozpětí a 2 I nosníky č. 30 ve středu, na styku s částí B. Ocelové průvlaky podpořují litinové sloupy. Nosí nosníky jsou cihelné klenby /viz obr. 9/. Spodní příruba I nosníka je silně okorodovaná; u trámů, kde je korose spodní příruby největší, je tloušťka kraje spodní příruby 5 až 6 mm, u stojiny 12 mm, u středního a krajních průvlaků je tloušťka spodní příruby na kraji 9 až 10 mm, u stojiny 16 až 19 mm. Jinak nejeví stropní konstrukce žádné poruchy /což nemůže

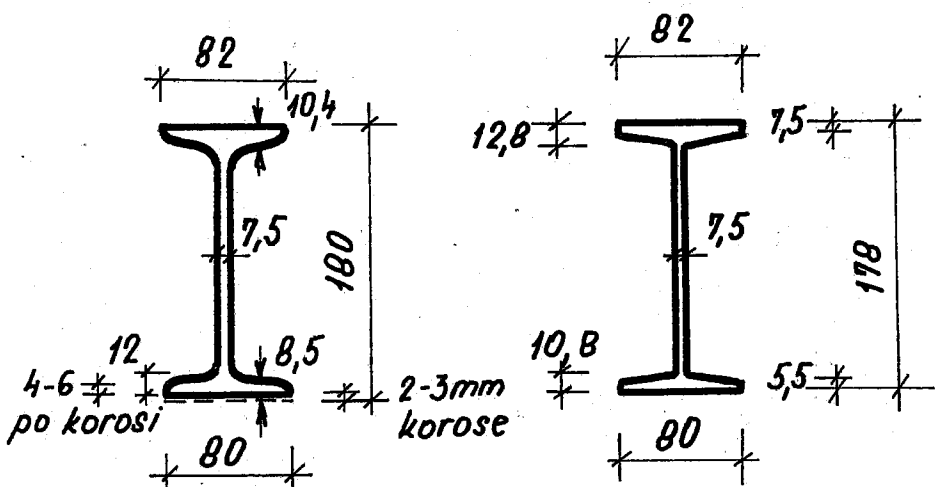
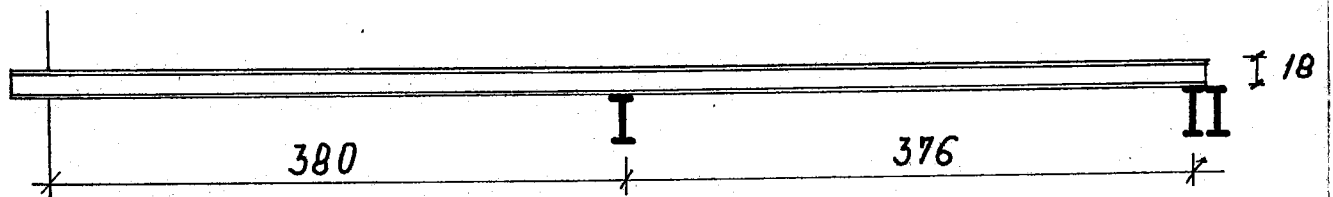
ovšem dát závod k uspokojení. Naopak. Při běžném ošetřování, které je u stropu tohoto druhu omezeno pouze na obnovu nátěru spodních přírub po třech či čtyřech letech může sloužit konstrukce takřka bez omezení. Tím spíše je úplně zanedbání údržby, jak bylo nyní zjištěno, udivující a velká po nápravě nejen v tomto, ale i v ostatních provozech závodu. Hodnoty, které svědčí národní hospodářství nesprávnou nebo špatnou stavěbních konstrukcí, jsou ohromné. Doporučuji, aby jak vedení závodu, tak podniky /včetně závodních organizací KSC a ROH/ v budoucnu správnou údržbu stavebních konstrukcí zabezpečily a důsledně kontrolovaly.

Opakují to, co bylo napsáno ve zprávě ÚTAM o tomto stropu na str. 27 v roce 1958 /příloha od 5/.

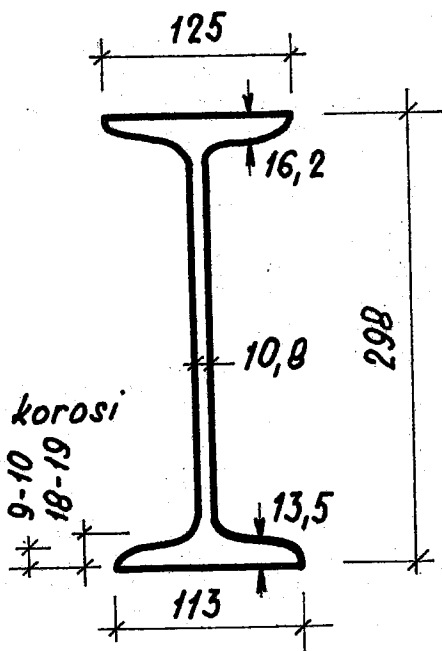
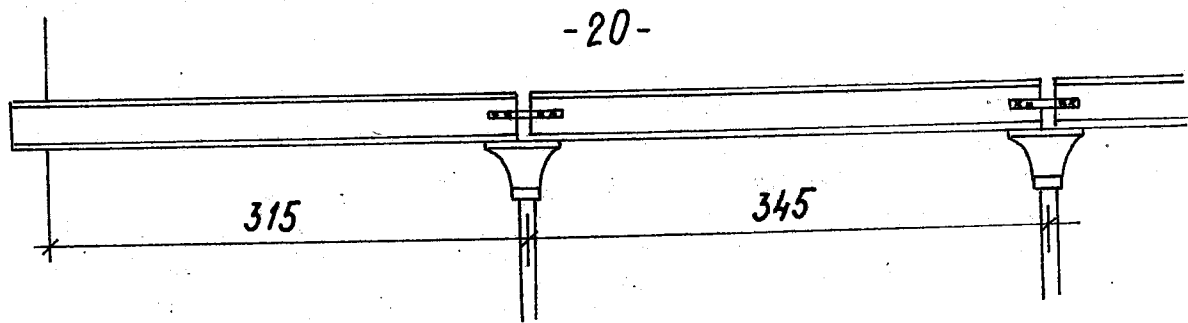
* Ocelové konstrukce je zapotřebí ošetřit ochrannými kordami dle, řídně natřít a nátěr často obnovovat. Nátěr, tak jak je proveden na silně sberodované prvky nemá smysl.

Podle mého zjištění jsou ocelové nosníky I 8. 18 se zesílenou spodní přírubou korozí podle obr. 6 vzdáleny osově 90 cm, jsou spojené přes střední ocelový prvek I 8. 30 a rozpětím každého pole 382 cm. Rovněž na sdívu 1 na středním prvlaku 2 I 8. 30 jsou nosníky prostě uloženy.

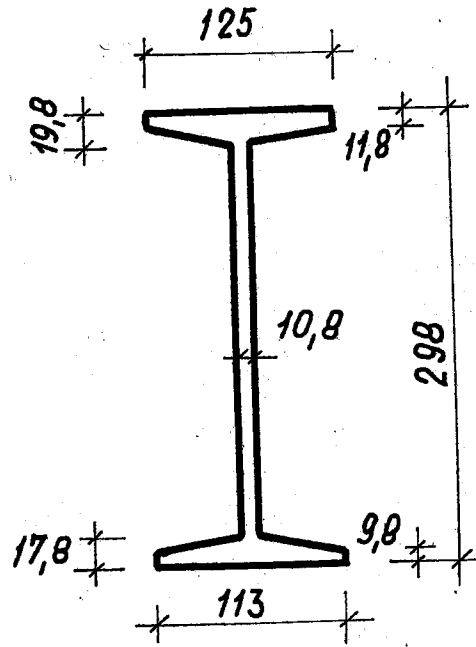
Právek I 8. 30 je prostý nosník na délku jednotlivého pole, podepřený na klavici litinového sloupu o rozměrech 30 x 30 cm a spojený s nosníkem dalšího pole spojovací páskou ve středu výšky stojiny se dvěma šrouby v každém nosníku /obr. 7/.



Skut. průřez po korosi Náhradný průřez Obr. 6



po korosi



Skut. průřez po korosi

Náhradný průřez

Obr. 7

Stejně jsou uloženy 2 I 8, 30 tvořící střední prvek na roshvaní se železobetonovým stropem pouze s tím rozdílem, že litinové sloupy jsou i s částí hlavice obetonovány. Osová vzdálenost sloupů je 345 cm, rozpětí 320 cm.

Litinové sloupy mají vnější průměr 176 mm, tloušťka stěny 26 mm a světlou výškou 524 cm/obr. 5/.

Zjištění předchozích posudků, týkající se uspořádání a rozměrů konstrukčních elementů této části stropu jsou tyto:

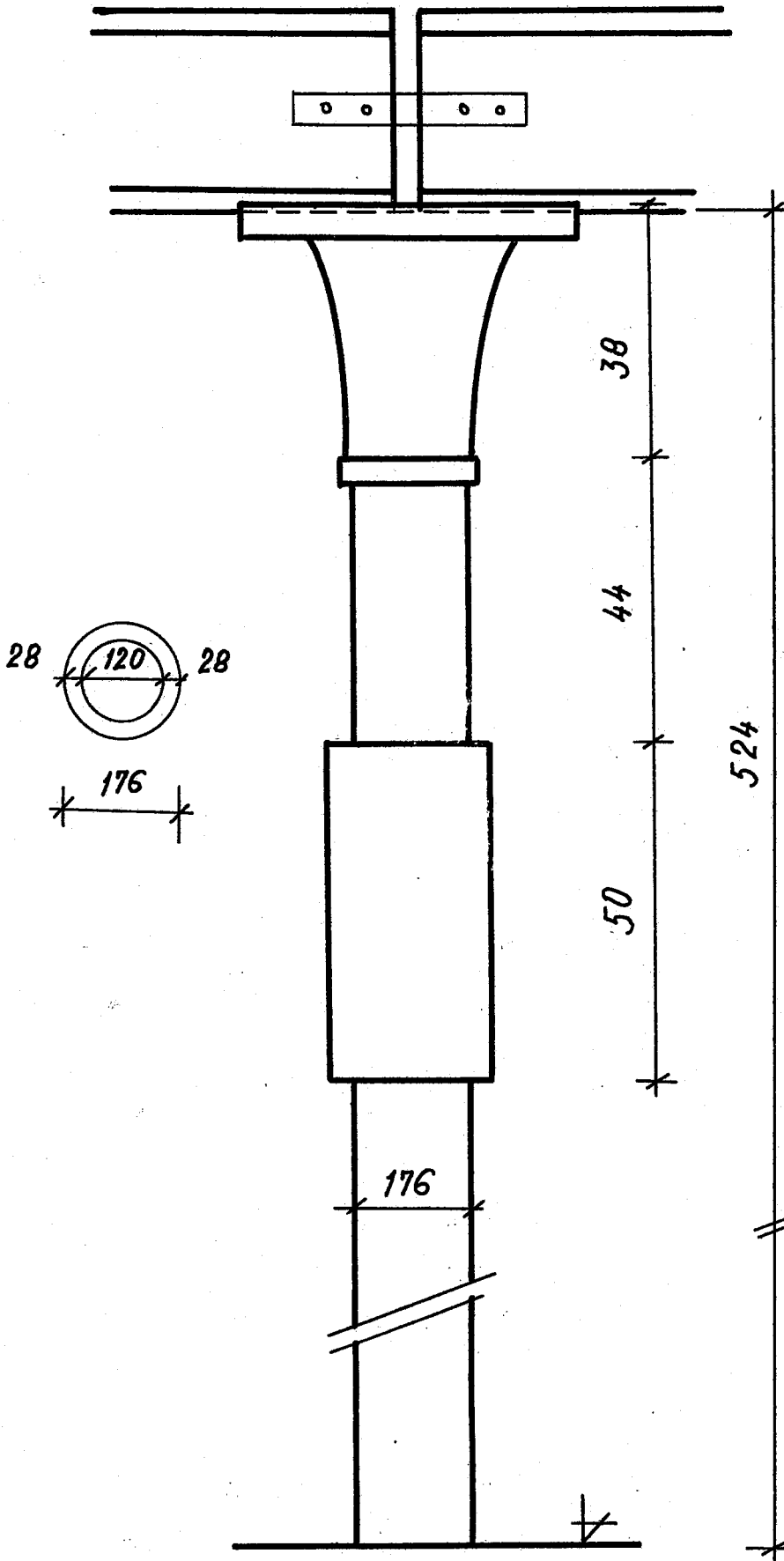
posudek ad 2 podkladů:

trám - I 8, 20 /W = 214 cm³, dovolené namáhání 1490 kp/cm²,
prostý nosník, rozpětí 3,92 m
prvek - I 8, 30 /W = 625 cm³, dovolené namáhání
1490 kp/cm², prostý nosník, rozpětí 3,5 m
sloupy - vnější průměr 170 mm, tloušťka stěny 24 mm,
konstrukční výška 530 cm, součinitel vupěrnosti
3,49, dovolené namáhání 900 kp/cm²

posudek ad 3 a ad 4 podkladů:

stropní konstrukce není popsána

B/ Poslední část stropní konstrukce je vytvořena stejně jako předchozí s ocelovými I nosníky 8, 15, podopřených ocelovým prvkem I 8, 30. Tento prvek je však uložen na neobutých, relativně nových železobetonových trámech o průřezu 63/92 cm, podvlečených pod prvky na místě původních



Obr. 8

litinových sloupů, které byly odstraněny. Trávy jsou uloženy na siva na jedné straně, na nebutném sloupu o rozměrech 110 x 110 cm, který vznikl odetenováním původního litinového, slabě odeterovaného sloupu, případně v některých polích na průvlaku nové tůnité sloupy.

Celý pohled tohoto stropu je zaplenteván, takže nebylo možné - vzhledem k běhícímu provozu v nákladě - provést detailní prohlídku stavu I nosníků a klenby. Lze se však oprávněně domnívat se srovnání s částí C, že stupeň koroze I nosníků bude obdobný a cihelná klenba bude neporušena. Železobetonové trávy a průvlaky nejsou sice zatím nikde porušeny působením agresivního prostředí. Tato část stropní konstrukce není třeba staticky posuzovat. Úvahy o způsobu rekonstrukce a další ochrany I nosníků a klenby, stejně jako betonových částí konstrukce budou pro tuto část D platit obdobně jako pro části A, B, C.

P o s u d e k

Pocouzení železobetonových konstrukčních částí bude provedeno podle stupně bezpečnosti a bude-li zapotřebí navrhnout některé nové prvky, použije se stejné metody. Aplikace metody mrazích stěrů je v daném případě zcela neadekvátní. Pocouzení ocelových a litinových konstrukčních částí se provede podle dovozených nariadení.

Pro budoucí provoz v podlaží nad bývalým se předpokládá užitná zatížení minimálně 500 kg/m²; jestliže nevyhoví jednotlivé prvky této požadavku, bude navržena bezprostředně rekonstrukce, která by tento požadavek splnila.

V celém rozsahu podlaží se předpokládá, že po odlehčení stropních konstrukcí budou odstraněny všechny vrstvy tvořící podlahu ať se konstrukční beton desky nebo ocelnou klenbu.

Nová podlaha bude vytvořena v celém rozsahu jednotně, bezspardé, z polyesterového plastbetonu o tloušťce 3 cm.

Část A

Deska :

Zatížení: plastbetonová podlaha 0,03	• 2000	• • • •	60 kg/m ²
vlastní váha 0,10	• 2400	• • • •	240 kg/m ²
omítka toxikot 0,02	• 2500	• •	50 kg/m ²
		Celkem	<u>350 kg/m²</u>

Ohybové momenty

rozpětí desky 1,70 m

rozpětí trámu 7,90 m

šířka trámu 21 cm

výška trámu 66 cm

$3 \cdot 1,70 = 5,1 \quad 7,9$

$21 \cdot 170/6 = 595$

$66 \cdot 28,3$

Podle tabulky VI ČSN 732001

krajní pole . . . $1/10 \cdot q \cdot 1,90^2 = 0,329 q$

vnitřní pole . . . $1/12 \cdot q \cdot 1,90^2 = 0,287 q$

první vnitřní podpora . . . $-1/6 \cdot q \cdot 1,90^2 = -0,291 q$

ostatní vnitřní podpory . . . $-1/12 \cdot q \cdot 1,90^2 = -0,287 q$

Předpokládá se, že polovina výstuže z pole je ohnuta nad podporu, takže výstuž v poli i v podpoře je stejná, $10 \text{ } \varnothing \text{ } 7/\text{m}^2$.

V poli v důsledku korese došlo k oslabení některých prvků, takže zůstává pouze 80% původní plochy, tedy $8 \text{ } \varnothing \text{ } 7/\text{m}^2$.

Redukce únosnosti v důsledku možného snížení soudržnosti promísením oleji, různých lokálních porušení a případně místního snížení tloušťky desky, ke kterému může dojít při odstraňování podlahových vrstev /včetně vyrovnávacího betonu/ je odáno snížením sjistěného průřezu výstužných profilů se 7 mm na 6 mm.

Moment únosnosti:

Pole: $M_a = 8 \text{ } \varnothing \text{ } 6/\text{m}^2 = 2,80 \text{ cm}^2$

$M_a = 5,98 \text{ Mp}$

$\varphi = 2,60/6,7 = 0,388$

$\rho = 0,970 \quad z = 6,5 \text{ cm}$

$$M_0 = 5,98 \cdot 0,055 = 0,330 \text{ kNm}$$

$$R = 0,388/1,65 = 0,235 \text{ kPa}$$

Použito ustanovení ČSN 73 0035, podle níž dýtek plochy průřezu vlivem koroze se pokládá za větší zatížení; součinitel bezpečnosti pro celkové zatížení je pak 1,65.

Podpora:

Redukce snížením průřezu o 1 mm se provede i zde; redukce v důsledku koroze vystačí u horního povrchu desky odpadá, součinitel bezpečnosti tuže tedy 1,9.

$$F_a = 10 \delta 6/m^2 = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$N_a = 7,48 \text{ kN}$$

$$\varphi = 3,25/0,7 = 0,465$$

$$\psi = 0,962 \quad r = 6,45$$

$$M_1 = 7,48 \cdot 0,0645 = 0,482 \text{ kNm}$$

$$R = 0,482/1,9 = 0,254 \text{ kPa/m}^2$$

Využitelné zatížení:

$$\text{pale} \quad q = 0,235/0,225 = 1,045 \text{ kPa/m}^2$$

po odečtu vlastní váhy na užitné zatížení zbývá

$$p = 1045 - 350 = \underline{700 \text{ kg/m}^2}$$

podpora:

$$q = 0,254/0,261 = 0,904 \text{ t/m}^2$$

po odečtu vlastní váhy na užitné zatížení zbývá

$$p = 904 - 350 = 550 \text{ kg/m}^2$$

Deska vyhoví pro požadované užitné zatížení 500 kg/m² s dynamickým součinitelem 1,1, což pro daný případ je dostačující.

Trámy :

Všechny trámy kromě tráma č. 4 jsou shruba stejně zatížena. Rozpětí $l = 1,025 \cdot 7,32 = 7,50 \text{ m}$

zatěžovací šířka $1,70 \text{ m}$

redukce na líc sloupa $k = (1 - \frac{11}{750})^2 = 0,914$

redukce na líc průvlaku $k = (1 - \frac{21}{750})^2 = 0,944$

Zatížení:

od desky stěle	$350 \cdot 1,7$	595 kg/m^2
vlastní váha	$0,56 \cdot 21$	282 "
torkrét	$(1,12 + 0,21) \cdot 0,03$	$\cdot 2500$	100 "
			977 kg/m^2

Ohybové momenty (viz Vávra - Stavební mechanika, 1933)

pole - stálé zatížení $0,0703 \cdot 0,977 \cdot 7,5^2 = 3,87 \text{ Mpa}$

užitné zatížení $0,0987 \cdot q \cdot 7,5^2 = 5,40 \text{ p}$

podpora - stálé i užitné zatížení

po redukci na líc sloupu $-0,125 \cdot 7,5^2 \cdot q \cdot 0,914 =$
 $= 6,43 \text{ q}$

po redukci na líc průvlaku $-0,125 \cdot 7,5^2 \cdot q \cdot 0,944 =$
 $= 6,64 \text{ q}$

Reakce uprostřed $R = 0,625 \cdot q \cdot 7,5 = 4,7 \text{ q}$

Pescovající síly (čl. 71 ČSN 73 2001)

$$Q = q \cdot \frac{1,12}{2} \cdot 1,70 = 6,22 \text{ q}$$

Moment únosnosti

Pole

$$F_a = 20,81 \text{ cm}^2$$

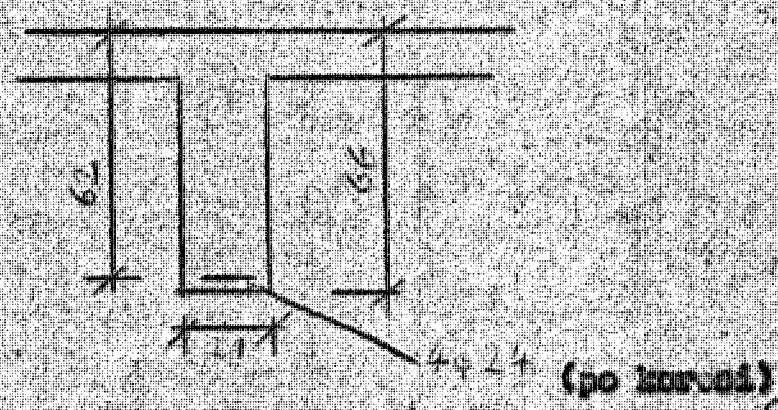
$$N_a = 47,86 \text{ Mp}$$

spolupůsobící šířka desky

$$b \leq 1,70$$

$$12,0,1 + 0,21 = 1,41$$

$$\frac{7,50}{3} = 2,50$$



$$\varphi = \frac{20,61 \cdot 100}{52 \cdot 141} = 0,238$$

$$\delta = 0,902$$

$$r = 61,0 \text{ cm}$$

$$M_n = 0,61 \cdot 47,85 = 29,2 \text{ Mpm}$$

Využitelný moment (opět s použitím ustanovení ČSN 73 0035 o možnosti snížení stupně bezpečnosti při redukci výstuže korecí)

$$M = 29,2 / 1,65 = 17,8 \text{ Mpm}$$

Pro původní výstuž 4 s 26 vychází využitelný moment (se součinitelem bezpečnosti 1,9)

$$F_a = 24,42 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 56,17 \text{ Mpm}$$

$$\varphi = \frac{24,42 \cdot 100}{141 \cdot 62} = 0,277$$

$$\delta = 0,976$$

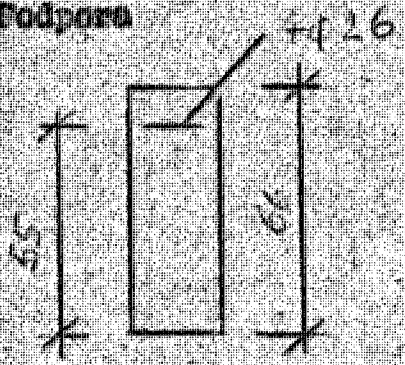
$$r = 60,6 \text{ cm}$$

$$M_n = 56,17 \cdot 0,606 = 34,2 \text{ Mpm}$$

$$M = \frac{34,2}{1,9} = 17,9 \text{ Mpm}$$

Obě hodnoty jsou prakticky stejné.

Podpora



$$\varphi = \frac{24,42 \cdot 100}{21 \cdot 99} = 2,12$$

$$\sqrt{\quad} = 0,833$$

$$r = 45,9 \text{ cm}$$

$$M_m = 0,459 \cdot 96,17 = 25,6 \text{ Mpa}$$

$$M = \frac{25,6}{1,9} = 13,6 \text{ Mpa}$$

V podpoře u sloupu je nejvyšší přípustné zatížení

$$q = 13,6/6,43 = 2,11 \text{ Mp/m}^2$$

Po odečtu stálého zatížení na užitné zbyvá

$$2,11 - 0,977 = 1,133 \text{ Mp/m}^2, \text{ tj.}$$

$$p = 1,133/1,7 = \underline{667 \text{ kp/m}^2}$$

V podpoře u průvlaku je nejvyšší přípustné zatížení

$$q = 13,6/6,64 = 2,06 \text{ Mp/m}^2, \text{ tj. po odečtu stálého zatížení}$$

zbyvá na užitné

$$2,06 - 0,977 = 1,083 \text{ Mp/m}^2, \text{ takže}$$

$$p = 1,083/1,7 = \underline{638 \text{ kp/m}^2}$$

V poli je přípustné zatížení vyšší :

$$M_p = 17,8 - 3,67 = 13,93 \text{ Mpa}$$

$$p' = 13,93/5,40 = 2,58 \text{ Mp/m}^2, \text{ tj.}$$

$$p = 2,58/1,7 = \underline{1520 \text{ kp/m}^2}$$

Posouzení mezipodporového průřezu v místě $x = 0,3 \text{ l}$,

kde stěpové žláby vystužení pouze 2 s 24 po ohnutí 2 sbyvajících profilů k hornímu povrchu.

$$\varphi \cong \frac{10,40 \cdot 100}{62 \cdot 101} = 0,119$$

$$\sqrt{\quad} = 0,991$$

$$r \cong 61,9 \text{ cm}$$

$$M_m = 23,93 \cdot 0,619 = 14,7 \text{ Mpa}$$

$$M = 14,7/1,65 = 9,05 \text{ Mpa}$$

Moment od vnějšího zatížení v místě 0,3 l (pro užité zatížení 600 kp/m^2)

$$M = 0,0675 \cdot g \cdot l^2 + 0,06625 \cdot p \cdot l^2 = 3,73 + 4,95 = 8,68 < 9,95 \text{ Kpa}$$

I v tomto průřezu trámy vyhovují.

Neudržnost účinnosti mezipodporového a podporového průřezu vzniká tím, že výztuž je v podpoře umístěna velmi nízko a nevyužívá se tak celé výšky průřezu. Je ovšem možné, že projektant stropu uvažoval v ohybu uprostřed poli pouze rovné 2 δ 26, které jsou ve sponách a ohybové železo, které jsou vně spon ponechal pouze pro převzetí smykových namáhání (a ohybových momentů v podporách, kde jsou tato železa uzavřena sponami).

Účinnost v takovém případě se sníží zhruba na polovinu, takže ohybový moment, odpovídající přenesení užitého zatížení, je

$$M_p = 9,95 - 3,67 = 6,08 \text{ Kpa}$$

a přípustné užité zatížení

$$p' = 6,08 / 5,40 = 1,120 \text{ Kp/m}^2 \text{ tj.}$$

$$p = 1,120 / 1,7 = \underline{661 \text{ kp/m}^2}$$

Smyk:

Trámy jsou původně 2x 10 δ 7/m² a podpor, 2x 3 δ 7/m² ve středu rozpětí, v průměru 2x 6 δ 7/m². Po korosi je uvažováno se trámy 2x 6 δ 6/m².

Pro užité zatížení 600 kp/m^2 je největší namáhání ve smyku

$$\tau = \frac{6,32 \cdot (0,6 + 0,57)}{21 \cdot 45,9} = 7,56 \text{ kp/cm}^2$$

Tříninky (opony) převezbou vodorovnou smykovou sílu

$$9,44 \cdot 7,32/2 = 34,5 \text{ kP}$$

chyby 2 š 26 ($\nabla 30^\circ$)

$$20,90 \cdot 1,15/1,41 = \frac{17,0 \text{ kP}}{41,5 \text{ kP}}$$

Smyková síla

$$S = 0,01 \cdot \Delta M/r = 0,01 \frac{3,57 + 5,40a + 6,64(p + 0,977)}{45,9}$$

Z toho vychází nejvyšší přípustné užité zátížení

$$p' = \frac{(41,5}{0,01} \cdot 0,459) - 10,37/\frac{1}{12,04} = 2,5 - 10,37/\frac{1}{12,04} =$$

$$= 1090 \text{ kP/m}^2, \text{ tj.}$$

$$p = 1090/1,7 = \underline{643 \text{ kP/m}^2}$$

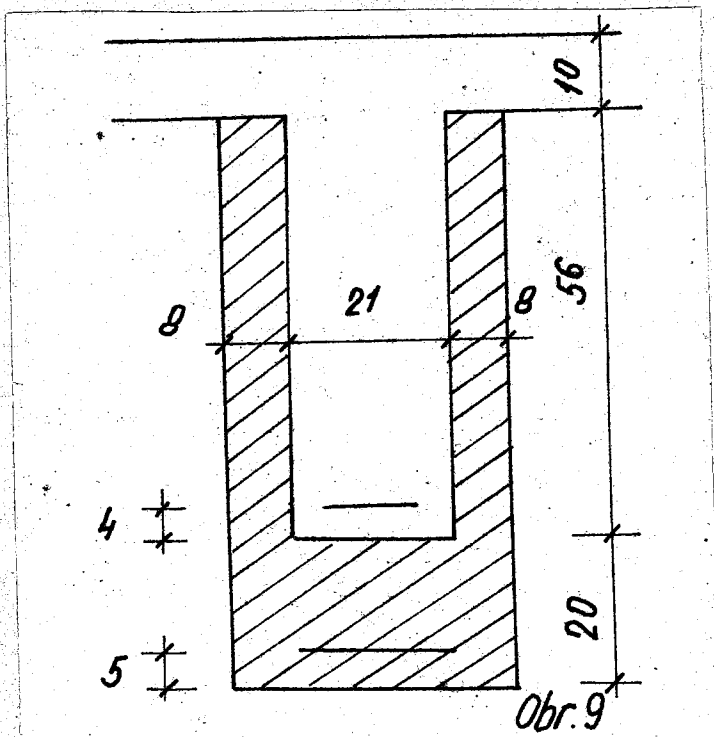
Protože stropní konstrukce zřejmě byla navrhována podle metody dovolených namáhání, které dává výsledky o něco bezpečnější (s hodnotami dovolených napětí uvažovanými v době projekce stropu), lze se oprávněně domnívat z horního rozboru, že konstrukce byla navržena na 500 kg/m^2 užitého zátížení při 4 cm tlusté podlaze z dnešních poměrech o železovém betonu, včetně použité výpočtové metody podle stupně bezpečnosti, jež lépe výtahuji skutečné chování železobetonového průřezu, vychází (i po částečném porušení korosí), že konstrukce desky a trámů bezpečně přenesou užité zátížení 600 kP/m^2 (včetně dynamického součinitele 1,1) při zátížení vlastní vahou ve výši celkem 570 kP/m^2

Trám zatížený výměnou

Tento trám, který je přímo nad hlavní lokalitou požáru, je porušen jak již dříve uvedeno podélnou smykovou trhlinou téměř v celé délce a šikmými trhlinami u střední podpory. Proto nelze dále tento trám využívat v daném stavu a je nezbytné ho rekonstruovat.

Rekonstrukci je nutno realizovat tak, aby byly přeneseny novou konstrukční částí nejen chybové momenty, ale i smykové síly v plné míře, tj. jako kdyby starý trám nepřenesl žádné zatížení (ani vlastní váhu). Vzhledem k uspořádání okolních částí (opojitý nosník, monolitická deska, napojení na sloup) bude voleno zesílení obetonováním starého trámu s přídavnou výstuží, korýtkovitého tvaru (obr.9). Přídavný nosník tvaru U bude pořízen jako částečně vetknutý vzhledem k tomu, že bude část výstuže převedena na horní povrch a zabetonována. Přátížení druhého pole bude náprospěch bezpečnosti - zmenší kladné (mezipolporové) momenty.

Návrh nosníka U.



Se spaluplácením desky se nepočítá. Statická výška ovažována $h = 56 + 20 = 76$ cm.

Zatížení:

Od vlastní váhy starou stropní konstrukcí

od desky	595 kp/m ²
vlastní váha trámu	262 "
vlastní váha nového trámu	
0,16 · 0,76 · 2400	292 "
0,20 · 0,21 · 2400	<u>160 "</u>
	1269 kp/m ²

Analogicky k účinnosti okolních částí je uvažováno užitné zatížení hodnotou $p = 600 \text{ kp/m}^2$, tj. na nosník připadá

$$p' = 1,7 \cdot 0,6 \dots\dots\dots 1020 \text{ kp/m}^2$$

$$\text{celkem } q = 2300 \text{ kp/m}^2$$

Nosník je dále zatížen výměnou po jedné straně, vzdálenou od zdiře osově 180 cm.

Zatížení výměnou:

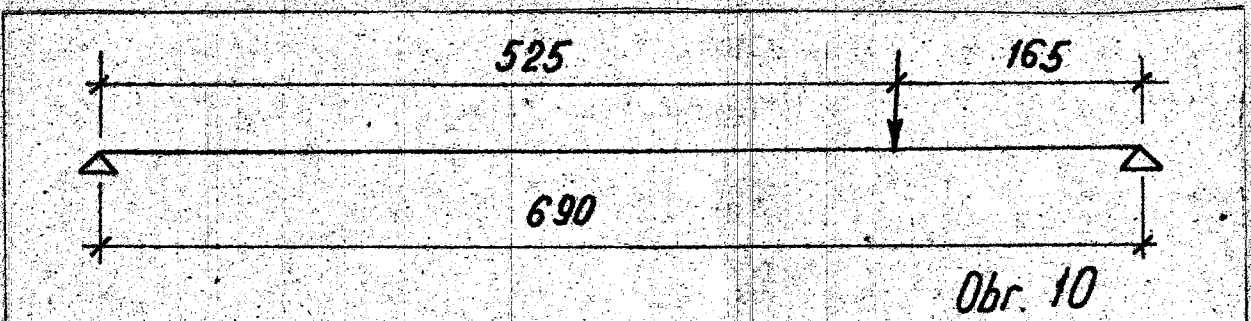
Od sousedního nosníku

$$/0,977 + 1,7 \cdot 0,6/ \cdot \frac{(7,32 - 0,9)}{2} \cdot \frac{1}{2} = 1,21 \text{ kp}$$

Rozpětí:

Na straně u zdiře je provedena konzola o vylučení 30cm. Střední sloup bude zesílen pláštěm o tloušťce 10 cm s náběhem rozšiřujícím úložnou šířku pro nový nosník na 40 cm.

Bude tedy rozpětí: $7,32 - 17,5 - 20 - 15 = 660 \text{ cm}$. S ohledem na možné deformace konsol a stlačení jejich krajů bude uvažováno rozpětí 650 cm.



$$M = 1/9 \cdot 6,90^2 \cdot 2,10 + \frac{1,21 \cdot 5,25 \cdot 1,65 \cdot 8}{6,9 \cdot 9} =$$

$$= 12,1 + 3,58 = 15,7 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \frac{76}{\frac{15,7 \cdot 1,9}{16}} = 0,176 \quad \varphi = 1,63 \quad \delta = 0,878$$

$$\beta = 0,265$$

$$F_{ex} = 10,2 \text{ cm}^2$$

Výstuž 10 373, C = 1,15 : 4 4 Bz 20 + 2 4 Bz 16 obout.

Podperový průřez u sloupi vyhovuje pro původní zatížení. Přesto budou vyvedeny nahoru a zabetonovány 2 δ 16 v přepravených dřevěcích u horního povrchu desky, čímž bude kryto zvýšení negativního ohybového momentu přetížením vlastní vahou nového elementu a přidavným zatížením od výměny, v předchozím posouzení pro estetní trasy neuvažovaným.

Snyk:

Podélná snyková síla je přibližně

$S = 15,2 \cdot 9/8 = 17,1 \text{ kN}$

2 ohyby δ Bz 16 7,92 kN

tržinky 4 δ Bz 7/m' = $\frac{4,29 \cdot 3,4 \cdot 14,6}{22,5} = 10,62 \text{ kN}$

$22,5 \text{ kN} > 17,1 \text{ kN}$

Koncování ve snyku

$$T = 2,1 \cdot 3,45 + 3,58 \cdot 5,25/6,90 = 7,9 + 2,72 = 10,62 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{10620}{15,65,7} = 9,98 \text{ kN/cm}^2$$

Koncování na odivu:

Vyložení $d = 0,30/2 = 0,15 \text{ m}$

Zatížení 10,62 kN

$$M = 10,32 \cdot 0,15 = 1,65 \text{ kNm}$$

$r = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$

Navršeno 6 Δ Es 12

$s_m = 17,98 \cdot 0,18 = 3,23$

$\sigma = 3,23/1,65 = 1,95 > 1,9$

Soyk:

$T = 10,62 \text{ Mp}$

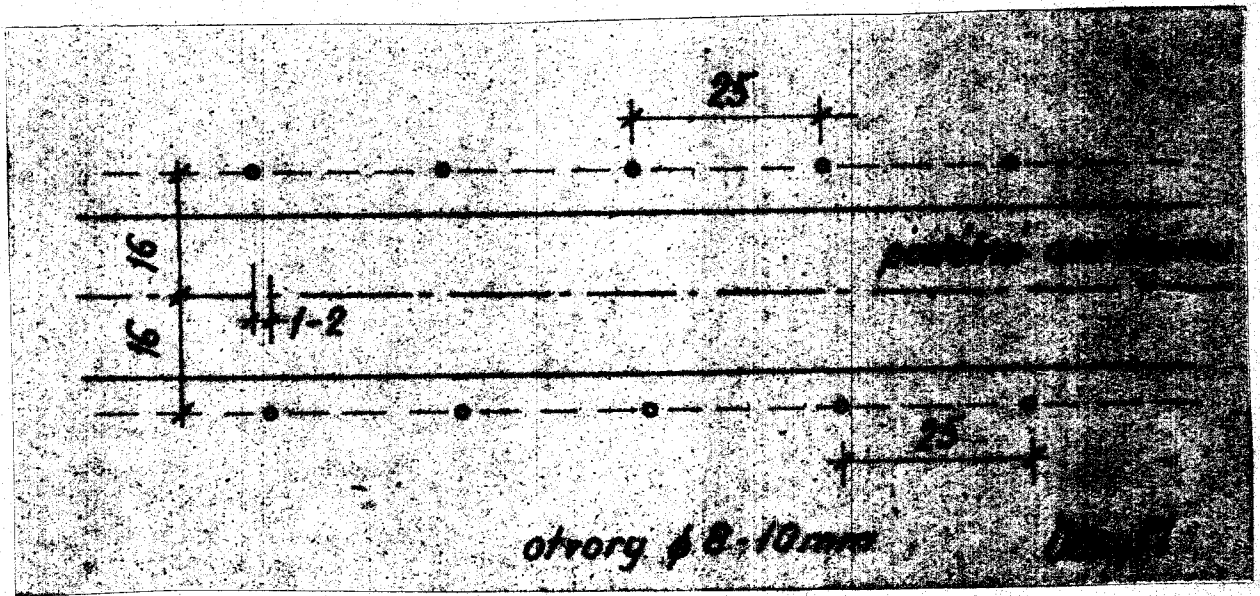
$F_a = 7,60 \text{ cm}^2$

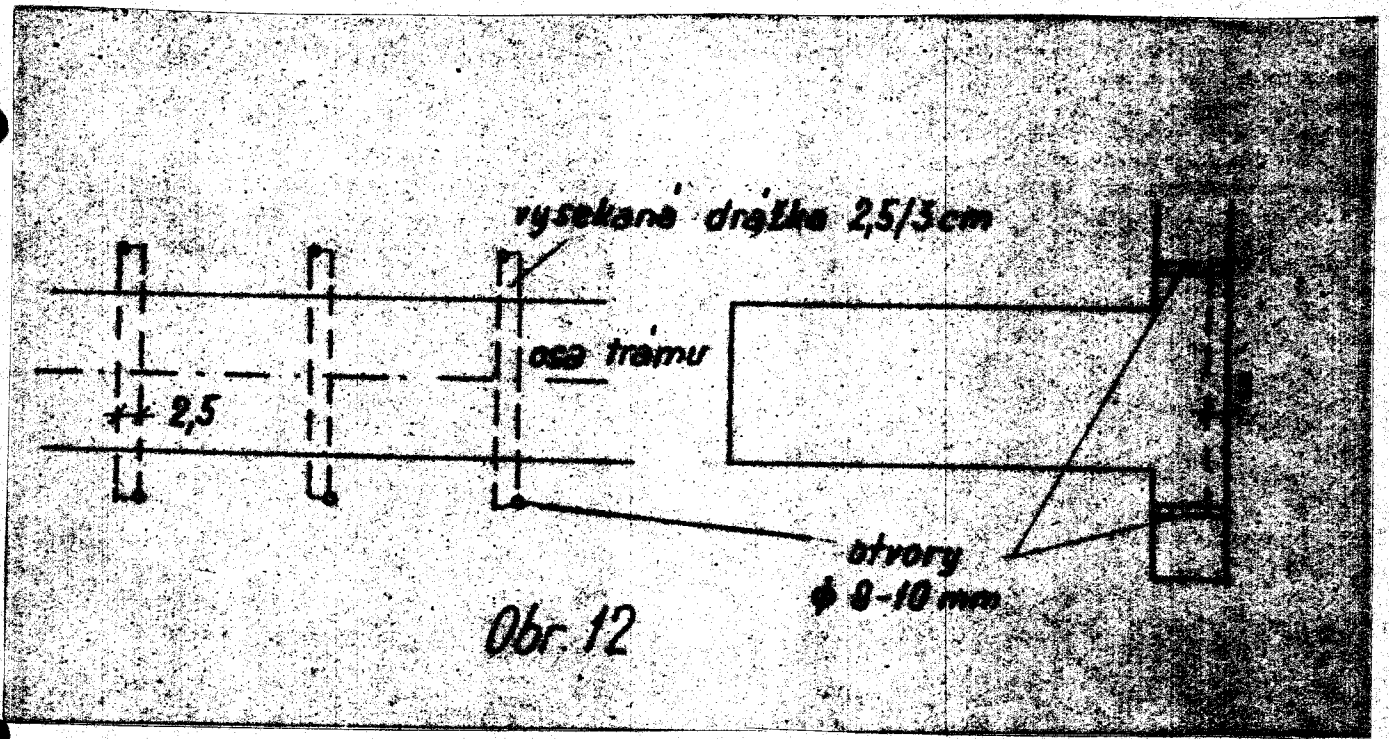
$\sigma = \frac{10620}{20 \cdot 37} = 14 \text{ kp/cm}^2$

$\sigma_2 = \frac{10620}{7,60} = 1397 \text{ kp/cm}^2 < 1400 \text{ kp/cm}^2$

Postup rekonstrukce

- 1/ Celá stropní konstrukce se zbaví krycích vrstev výstuže oddělených tržilinou nebo spojících na poklep dříve a všech omítek.
- 2/ Celá stropní konstrukce se důkladně opískuje.
- 3/ Pořizba stropní konstrukce se zcela odstraní (t.j. až na konstrukční beton desky).
- 4/ Ve vzdálenosti 16 cm od podélné osy trámu na obě strany se vyvrtejí otvory $\phi 8-10$ mm ve vzájemné vzdálenosti 25 cm po celé délce trámu tak, že budou otvory po obou stranách o 1-2 cm přesazeny (obr. 16).
- 5/ V horní ploše desky se vysekají ručně (nikoli pneumaticky kladivem) drážky široké 2,5 cm, hluboké 3 cm ve vzdálenosti po 25 cm, vždy na osách vyvrtaných otvorů (obr. 17).





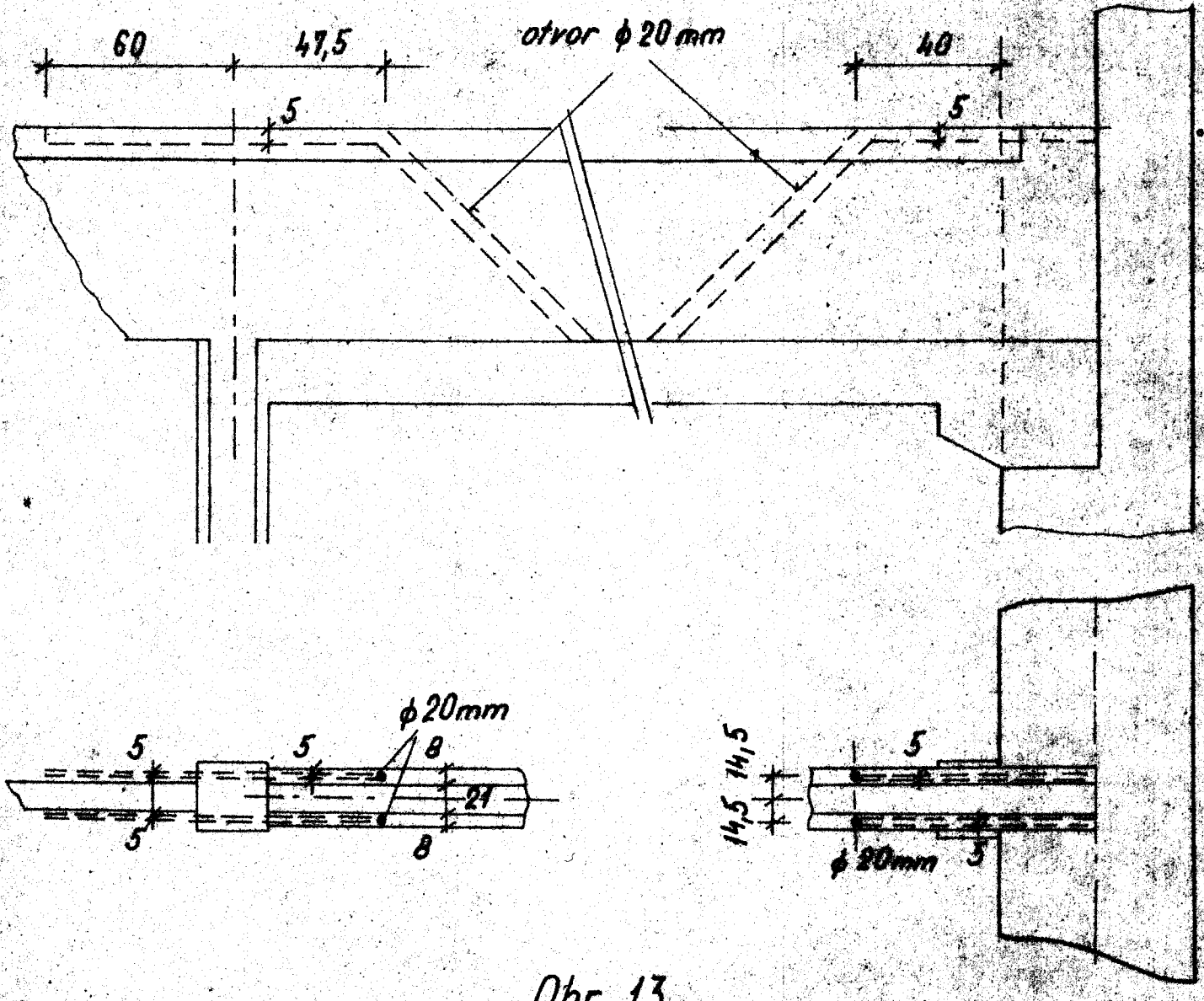
6/ Ve vzdálenosti 40 cm od líce spodního náiva vyvrtejí se v desce, ve vzdálenosti 14,5 cm od podélné osy trámu, na obou stranách otvory \varnothing 30 mm šikmo pod 45° směrem ke středu. Stejně otvory se provedou i na str. sloupu tak, že otvory budou vzdáleny na horní ploše desky 47,5 cm od osy sloupu /obr. 13/.

V pokračování těchto otvorů se vyseká /ručně/ drážka 2 cm široká a 5 cm hluboká až do konce trámu v případě strany u náiva, a 60 cm na osu sloupu v případě druhé podpory /obr. 13/.

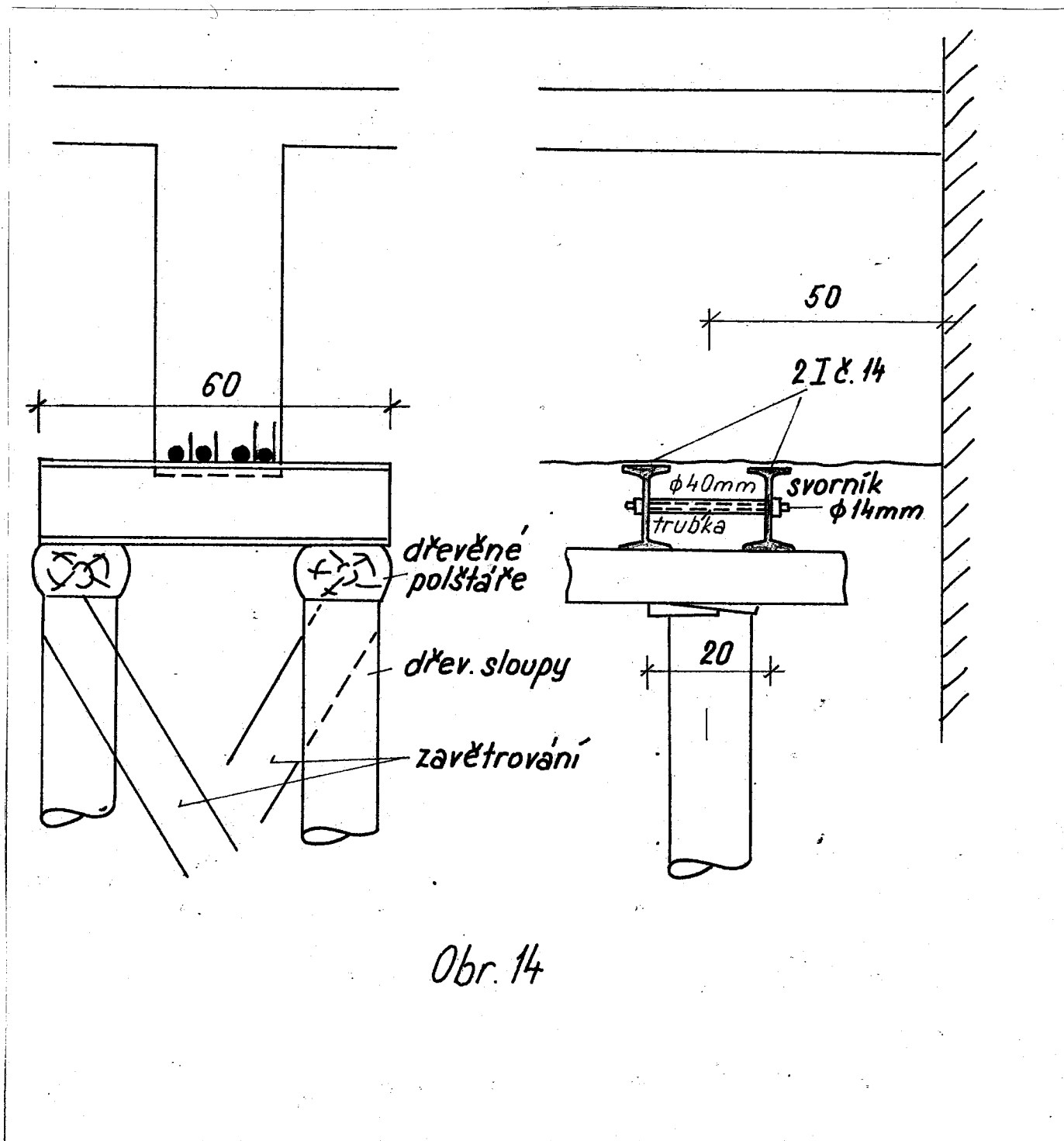
7/ Do horní desky se vysekají těsně vedle trámů otvory 8 x 15 cm ve vzdálenosti po 100 cm, vystřídáně po obou stranách. Neporušit přitom výstuž desky!

8/ Ve vzdálenosti 40 cm od líce náiva provede se podchyzení stávajícího trámu 2 I 6, 14 vzdálených vzájemně 20 cm, stálených dřeva Šreuby, provlečených trubkovými rozpěrkami. Tyto 2 I 6, 14 se podepřou po obou stranách trámů dřevem dřevěnými kuláči o průměru minimálně 15 cm a provede se dokonalé spojení dřevěných podpěr o I profily a důkladné zavětrování obou podpěr a zajištění stability podpěr vspěním do stran /obr. 14/.

Podmínkou úspěšného podepření je kromě stability podpěrné konstrukce dokonalé dotáčení podpěr ke stávající konstrukci klíny nebo hydraulickým zařízením.

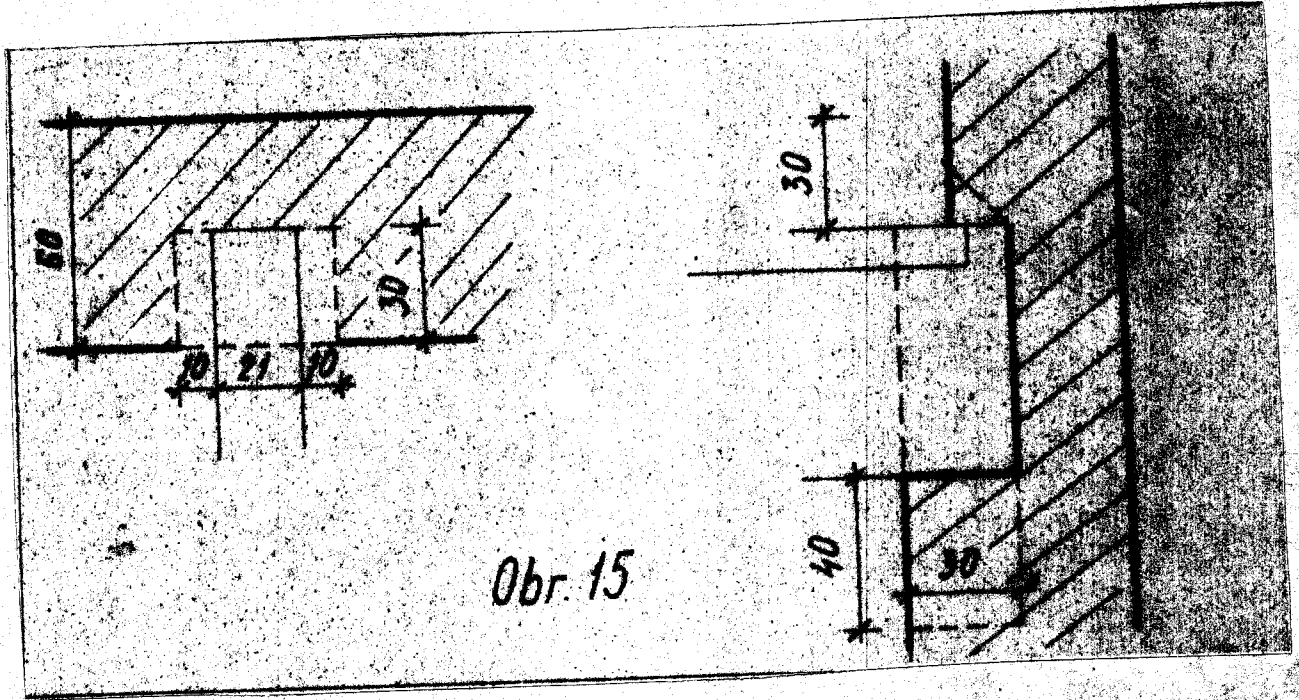


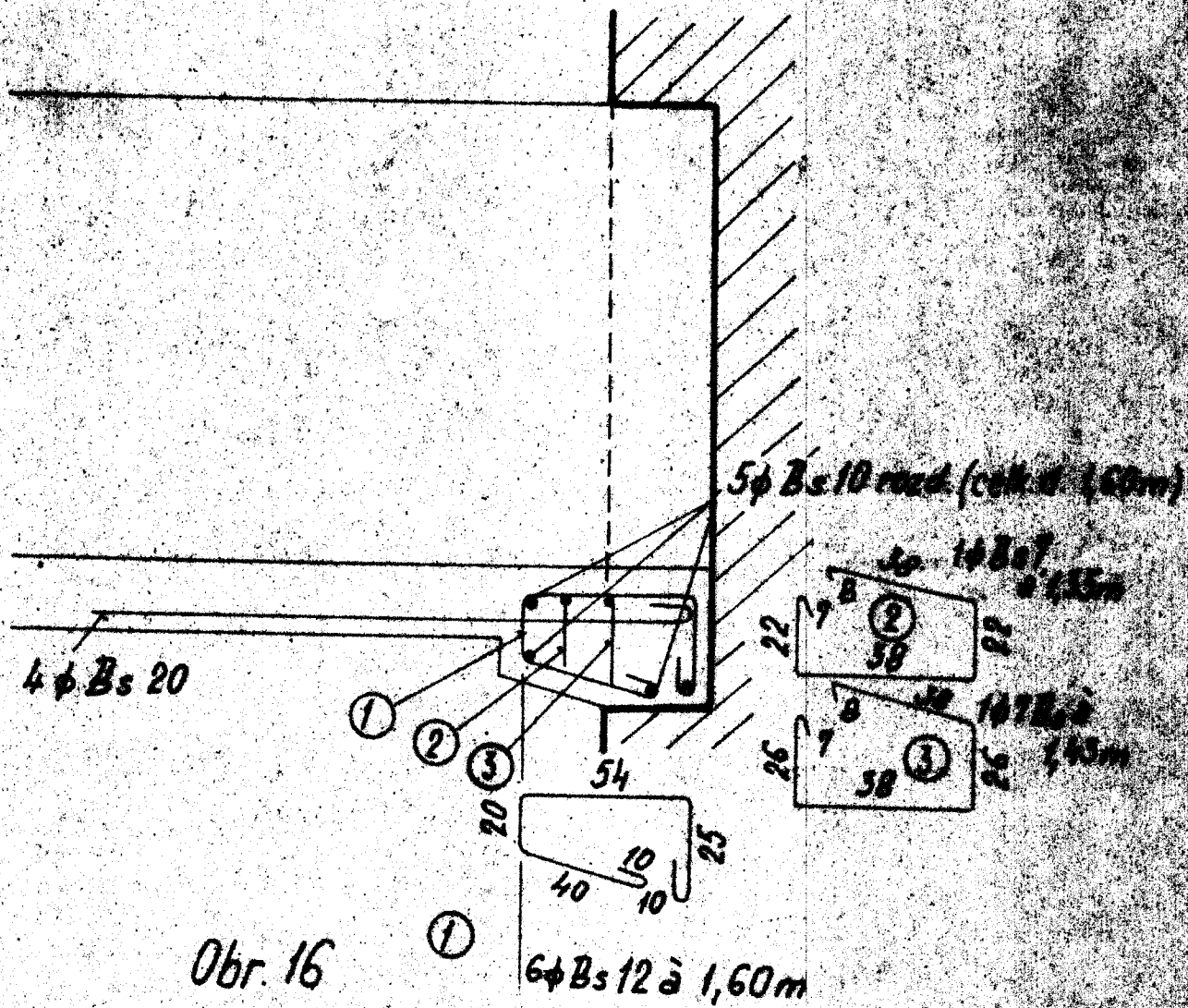
Obr. 13.



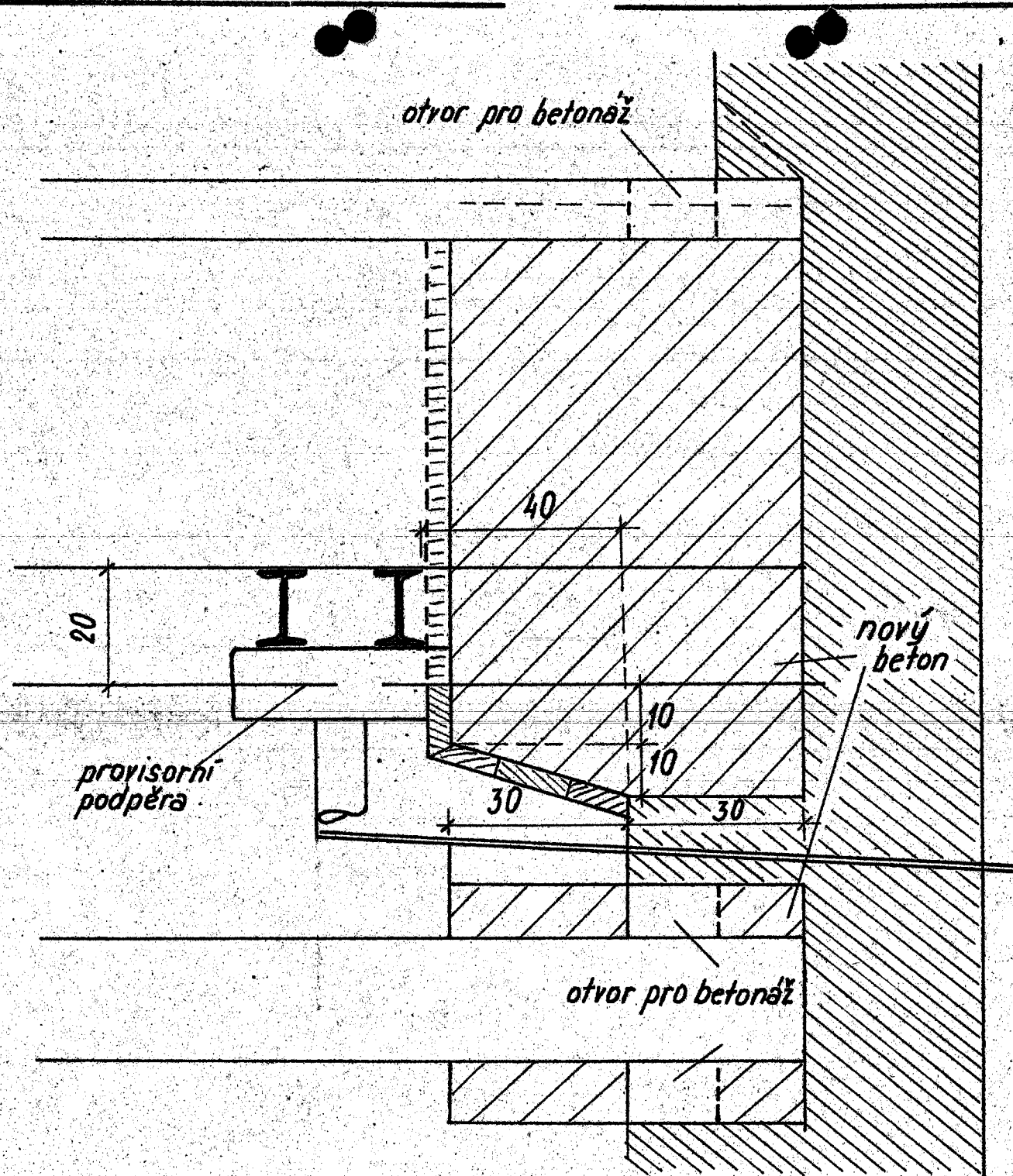
Obr. 14

- 9/ Po pokopření vyrube se ohebné sáivo pod trámem do hloubky 30 cm, na výšku 40 cm a rovněž po stranách trámu na šířku 10 cm, celou výšku trámu a hloubku rovněž 30 cm /obr. 15/; nad trámem se ukončí vřub sáiva šikmo pod 45° .
- 10/ Do vyrubaného otvory pod trám se vloží armovací koš předem připravený, složený z 6 \varnothing Bz 12 a příslušného počtu rovněžových prutů a tříníků /obr. 16/.
- 11/ Osadí se vodorovná vřata 4 \varnothing Bz 20 pod starý trám tak, aby osa vřata byla 71 cm pod spodním povrchem desky, 12 cm pod původním spodním lícem celého trámu, dále se osadí 2 \varnothing Bz 16 po stranách starého trámu tak, že se prostrčí připravenými otvory profil 30 mm v desce obě strany těchto želez, nafilují se ve stejně výšce jako rovná železa a na horním povrchu desky se ohnou tato železa tak, aby ležela v připravených /vysekaných/ drážkách /viz obr. 15/. Konečně se osadí tříníky tak, že se prostrčí nespodní připravenými otvory \varnothing 8 mm /viz bod 4/ nafilují se těsně pod vodorovnými železy /tj. osa tříníku 72,5 cm pod spodním povrchem desky, 16,5 cm pod původním spodním lícem starého trámu/ a horní konce tříníků se ohnou tak, aby ležely v připravených /vysekaných/ drážkách /viz bod 5 a obr. 18, 19/.
- 12/ Provede se osálování vyrubaného otvory a kossely /10 + + 10/ . 30 cm včetně příslušné části nového trámu do vzdá-



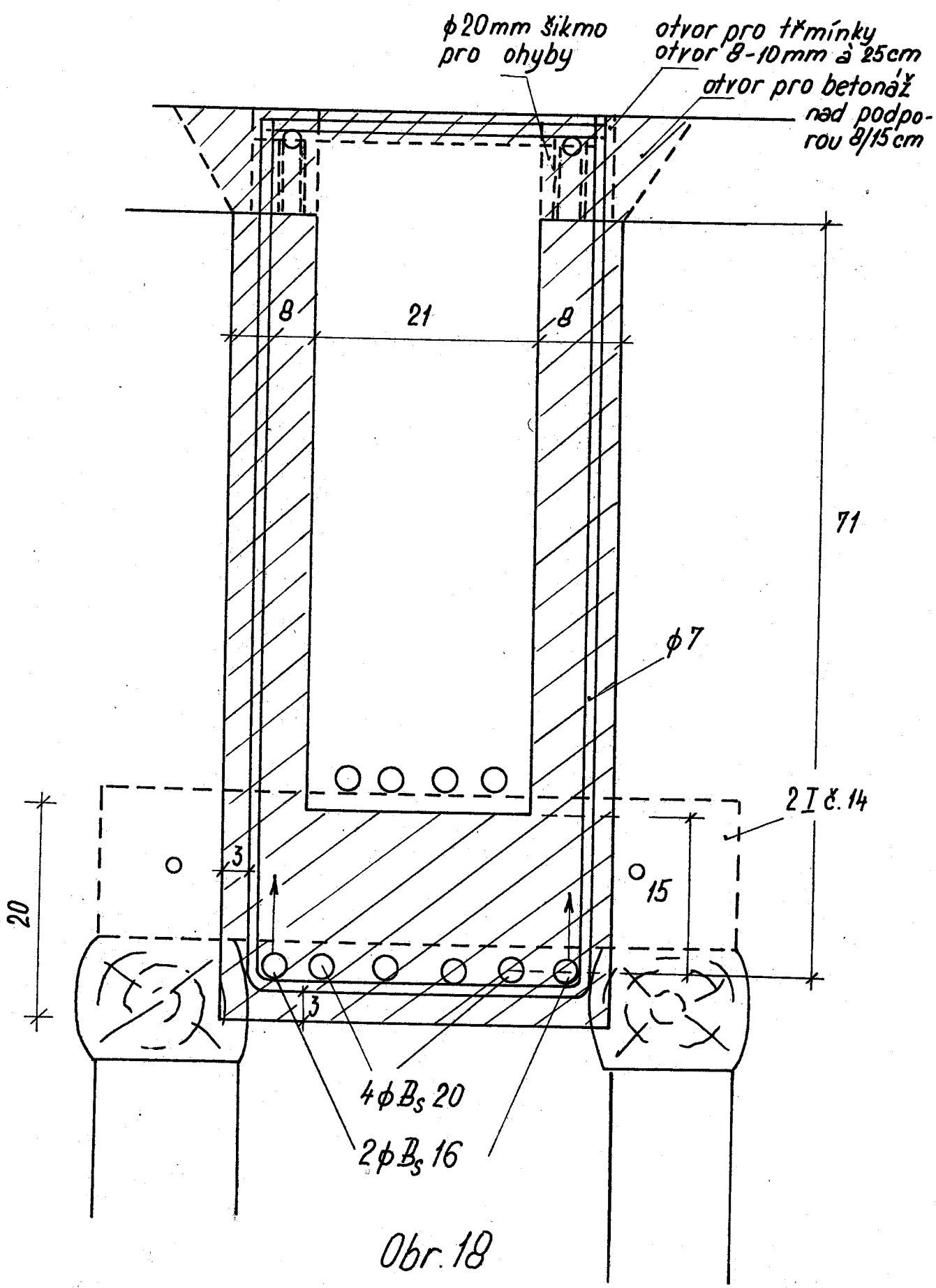


Obr. 16



Obr. 17

- 44 -



Obr. 18

lelosti 30 cm od líce odiva /vždy uvaleován líc
odiva v přímání, tedy pod stropem/ /obr. 17/.

- 15/ Provede se obetsování podpory starého i nového
trámu a obetsování zhlaví trámu dle plánů zaplání-
nía vyrubáního otvoru ve odivu a provede se beto-
nání kónsoly u podpory /obr. 17/.

Použije se beton 170 zhotovený ze beloseportland-
ského cementu zn. 350, odiva i starý beton se před
betonání řídně provlhčí.

- 14/ Provede se obetsování starších sloupů /viz 041c/
až do výšky 90 cm pod původní spodní líc starých
trámů do předem připraveného bednění s omezenou
výškou /obr. 19/.

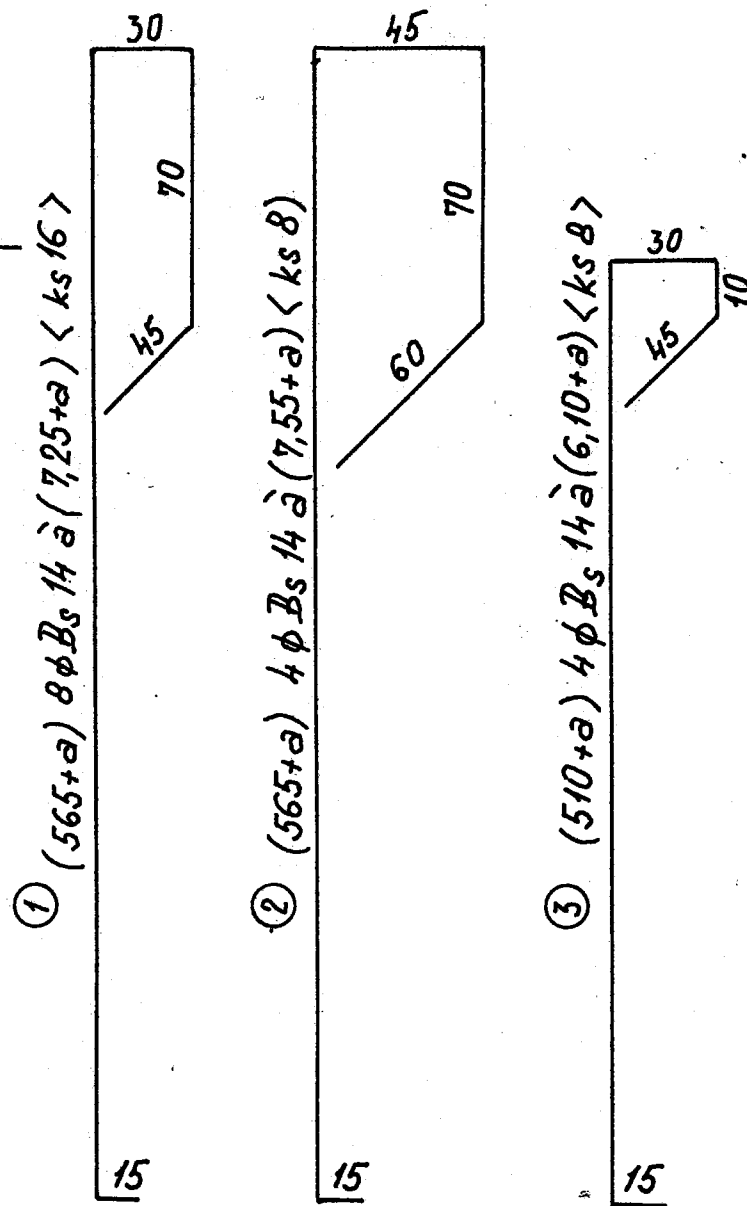
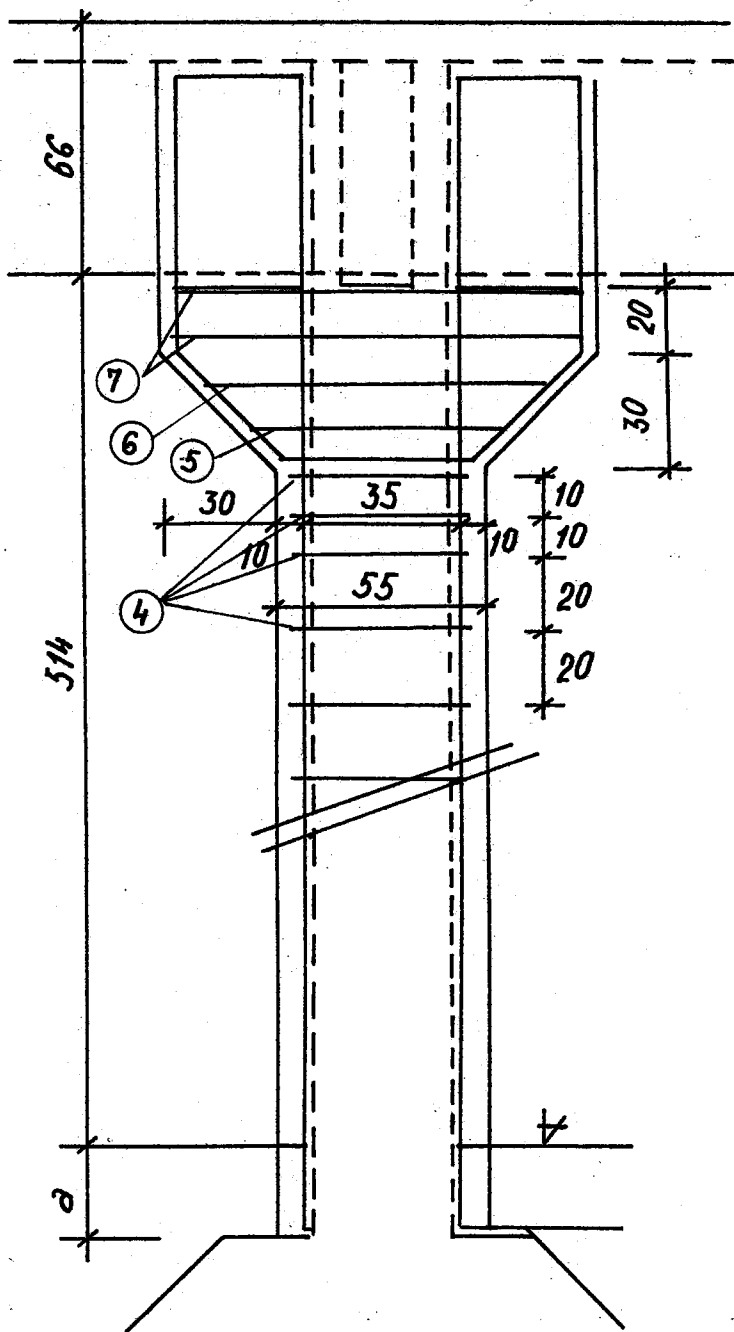
- 15/ Po 14 dnech trvání se normálních podmínek /teploty,
vlhkosti/ dosáhne dobře zhotovený beton takové pevnosti,
že lze odstranit provizorní podpory starého trámu.

- 16/ Provede se osálování celého nového trámu tvaru U a do-
sálování sloupové hlavičky rozponku 115 x 115 cm s odtě-
hen 30/30 cm /obr. 19/ a případně osálování rozšířená-
ho odtěhu.

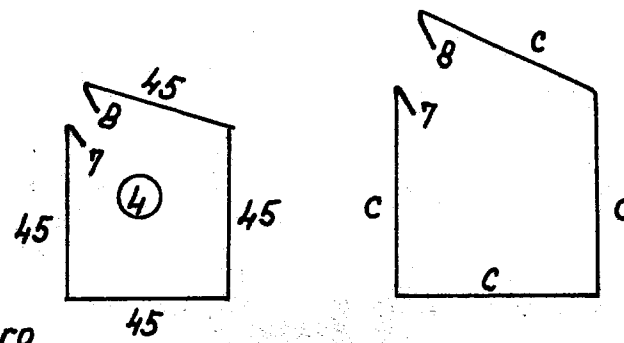
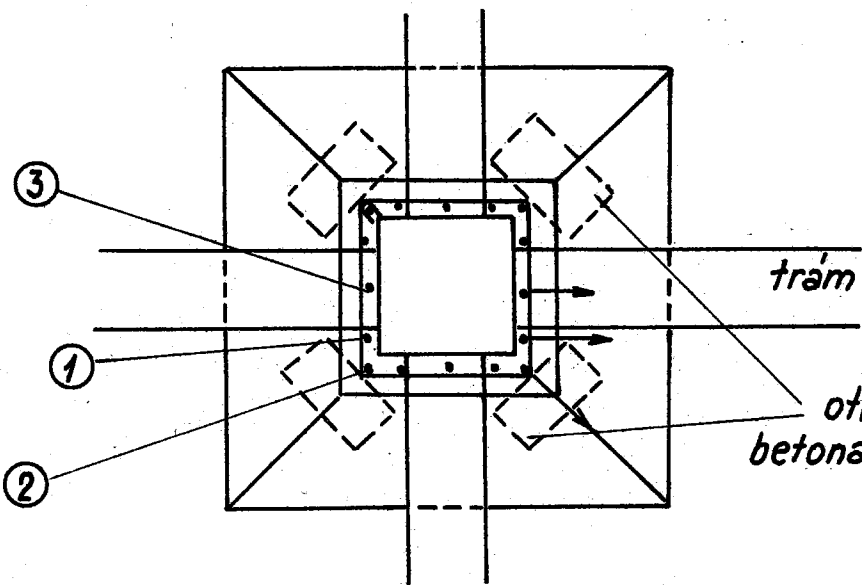
- 17/ Provede se postupně betonání nového trámu a hlavičky
sloupů použitím vysekaných otvorů 8 x 15 cm v šescce.

Podíje se opět beton 170 připravený se Selesoportlandského cementu 350 a štěrpkové směsí s maximálním zrnem 2 cm. Beton se bude vliovat připravenými trychtýři a vysekávanými dírky do bednění a hlubě zpracovávat dlaněmi, propichováním a vibrací. S betoněním se bude postupovat od okraje ke střednímu sloupu a pláň betonu a zpracování se ukončí teprve tehdy, až všemi otvory vytvořenými do desky bude vytékat cementová směs nebo se vytáhne betonová směs. Pak se zabetonují stejnoměrně i drážky, vyplněné tříslečkami a obutými se-
lezy ϕ 16. Před uzavětením betonáže je nutné všechny plochy, které přijdou do styku s novým betonem řádně provlhčit. Betonáž je třeba provést velmi pečlivě a vy-
stříhat se případných nebo nechtěných vrtů. Po 28 dnech tvrdnutí za normálních podmínek se může provést od-
halování, vyhoví-li v této době beton ustavením příslušné normy o provádění betonářských prací.

18. Provede se obetonování všech ostatních sloupů s uložení příslušné výtaže /obr. 20 - viz dále/.
19. Provede se vyspravení všech otvorů v deskách betonem s přísadou FVAc disperze v množství 15 až 20% FVAc na váhu cementu.
20. Provede se terkrátová omítka na celý povrch stropní konstrukce, když před nanášením první vrstvy terkrátové omítky se provede důkladné provlhčení všech povrchů a na-
pákování /nástřikání/ směsí připravenou z FVAc dis-
perze vhodně oředěné. Po první nástřikové vrstvě je



Pozn.:
Hlavní délku překontrolovat na místě před řezáním a ohýbáním želez!



otvory pro betonáž v desce $5\phi B_s 8/m' \dot{a} 1,95m$
 $\langle ks 29 \times 2 = 58 \rangle$

⑤ $c = 70$ $1\phi B_s 8 \dot{a} 2,95 \langle ks 2 \rangle$
 ⑥ 95 $1\phi B_s 8 \dot{a} 3,95 \langle ks 2 \rangle$
 ⑦ 110 $2\phi B_s 8 \dot{a} 4,55 \langle ks 2 \rangle$

Obr. 20

řekně přidat rovněž 10% disperze PVAc na váhu cementu k zajištění lepší přilnavosti ke starému betonu. Torkrát se provede zejména ve třech vrstvách, na desce v tloušťce 2 cm, na trámích a právlacích v tloušťce 3 cm. Nový trám se opatří rovněž jednou až dvěma vrstvami torkrátové omítky v tloušťce 1 cm.

- 21/ Celý podhled se po provedení a vyznění torkrátové omítky opatří vhodným ochranným nátěrem nebo nátěrkem. Doporučení o jeho složení bude uvedeno dále.
- 22/ Teprve po ukončení všech prací na rekonstrukci stropních konstrukcí včetně torkrátů se provede podlahy v celém podlaží nejprve z polyesterového pláštbanu o tloušťce 3 cm s povrchovou úpravou. Dilatační spáry se provedou v místech dilatace konstrukcí, tj. v daném případě tam, kde se stýkají jednotlivé systémy stropních konstrukcí A, B, C, D.
- 23/ Základové pruty pod tiskací stroje by měly být provedeny až na hotovou podlahu. Pod žiští, kde uniká trvale olej, je třeba vložit plichrvé vany s možností odšerpání naschromělého oleje.

Průvlak :

Spojitý nosník o 4 polích, na vnitřních podporách spojen s železobetonovými sloupy /resp. s železobetonovou žiští sloupů/ o rozpětí polí 342 cm.

Zatížení osamělým břemenem od trámů uprostřed rozpětí.

Zatížení vlastní vahou od trámů

$$q = 0,977 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2 = 8,95 \text{ kP}$$

$$\text{Vlastní váha průvlaku } 0,60 \text{ g } 0,21 \cdot 2400 \dots\dots 302 \text{ kP/m}^2$$

$$\text{Korýze } /1,30 + 0,21/ \cdot 0,63 \cdot 2300 \dots\dots \underline{106 \text{ kP/m}^2}$$

408 kP/m²

Redukce na líc sloupů

$$k = /1 - \frac{12}{312} /^2 = 0,807$$

Ohybové momenty /viz Vávra, Statikální mechanika, 1933/

Stálé rovnoměrné zatížení/pod břemenem /

$$1. \text{ pole } 0,0714 \cdot \text{g} \cdot 3,42^2 = 0,839 \text{ g}$$

1. podpora /po redukci na líc/

$$-0,1071 \cdot \text{g} \cdot 3,42^2 \cdot 0,807 = 1,016 \text{ g}$$

$$2. \text{ pole } 0,0357 \cdot \text{g} \cdot 3,42^2 = 0,418 \text{ g}$$

$$2. \text{ podpora } -0,0714 \cdot \text{g} \cdot 3,42^2 \cdot 0,807 = 0,675 \text{ g}$$

Stálé zatížení břemenem

$$1. \text{ pole } 0,1696 \cdot \text{G} \cdot 3,42 = 0,58 \text{ G}$$

$$1. \text{ podpora } 0,1607 \cdot \text{G} \cdot 3,42 \cdot 0,807 = 0,444 \text{ G}$$

$$2. \text{ pole } 0,1161 \cdot \text{G} \cdot 3,42 = 0,397 \text{ G}$$

$$2. \text{ podpora } 0,1071 \cdot \text{G} \cdot 3,42 \cdot 0,807 = 0,297 \text{ G}$$

Pocuvajici sily na 1. podpole

vlevo $0,06071 \cdot g \cdot 3,42 + 0,6607 \cdot G = 2,07 \text{ g} + 0,6607 \text{ G}$

vpravo $0,9357 \cdot g \cdot 3,42 + 0,9356 \cdot G = 1,83 \text{ g} + 0,9356 \text{ G}$

Nahradilá natilenci bliznosce

1. pole $0,3098 \cdot P \cdot 3,42 = 0,716 \text{ P}$

1. podpora $0,1806 \cdot P \cdot 3,42 + 0,607 = 0,510 \text{ P}$

2. pole $0,1850 \cdot P \cdot 3,42 = 0,627 \text{ P}$

2. podpora $0,1607 \cdot P \cdot 3,42 + 0,607 = 0,445 \text{ P}$

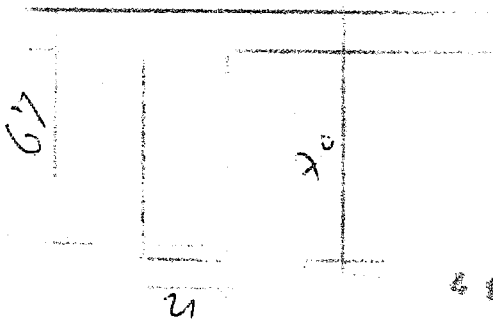
Pocuvajici sily v 1. podpole

vlevo $0,6808 \text{ P}$

vpravo $0,6740 \text{ P}$

Moment tlacnosti

Sole:



4 # 22, tyčinky 3 * 10 # 7/m³

$F_n = 17,40 \text{ cm}^2$

$M_n = 40,22 \text{ Np}$

Protokoly byly sjitiny vzhledy v domce rovnoběžné s průvleky, ověřitel o nedostatku nebo bližně vyznačené desky také k průvleku, není možné se spolupodívat desky.

$\gamma = \frac{17,40 \cdot 100}{21,67} = 1,245$

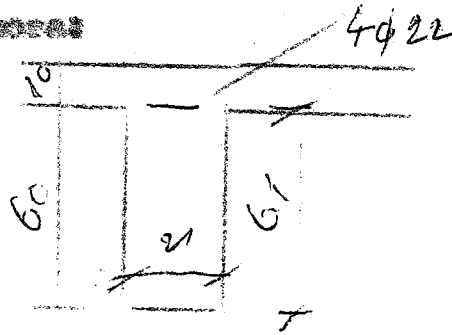
$= 0,904$

$r = 50,5 \text{ cm}$

$M_n = 40,22 \cdot 0,605 = 24,4 \text{ Npm}$

$$H = 21,4/1,9 = 11,2 \text{ N/m}$$

Podpora:



$$= \frac{17,48 \cdot 100}{21 \cdot 61} = 1,36 \text{ \#}$$

$$= 0,294$$

$$r = 54,3 \text{ cm}$$

$$M_n = 40,22 \cdot 0,345 = 13,8 \text{ N/m}$$

$$H = 21,9/1,9 = 11,5 \text{ N/m}$$

Stálé zatížení odboře s tohoto vynálezce ho momentu:

$$1. \text{ pole} = 0,035 \cdot 0,400 + 0,95 \cdot 0,50 = 0,34 + 0,475 = 0,815 \text{ N/m}$$

$$1. \text{ podpora} = 1,020 \cdot 0,400 + 0,444 \cdot 0,95 = 0,408 + 0,422 = 0,83 \text{ N/m}$$
$$= 4,372 \text{ N/m}$$

$$2. \text{ pole} = 0,416 \cdot 0,400 + 0,397 \cdot 0,95 = 0,166 + 0,377 = 0,543 \text{ N/m}$$
$$= 3,73 \text{ N/m}$$

$$2. \text{ podpora} = 0,675 \cdot 0,400 + 0,297 \cdot 0,95 = 0,270 + 0,282 = 0,552 \text{ N/m}$$
$$= 2,935 \text{ N/m}$$

Na vlastní zatížení stěží s

$$1. \text{ pole} = 11,8 - 3,94 = 7,8 \text{ N/m}$$

$$2. \text{ pole} = 11,8 - 3,73 = 8,1 \text{ N/m}$$

$$1. \text{ podpora} = 11,6 - 4,37 = 7,2 \text{ N/m}$$

$$2. \text{ podpora} = 11,6 - 2,93 = 8,7 \text{ N/m}$$

což odpovídá součinnému tloušťce

1. pole $P = 7,2/0,716 = 10,0 \text{ kg}$

2. pole $P = 5,1/0,357 = 14,3 \text{ kg}$

1. podpora $P = 7,2/0,500 = 14,4 \text{ kg}$

2. podpora $P = 2,7/0,143 = 19,5 \text{ kg}$

2. tobo vychází maximální účinná zatížení připustná na konstrukci:

1. pole $p = \frac{10,0}{1,70 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2} = 649 \text{ kg/m}^2$

2. pole $p = \frac{14,3}{1,70 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2} = 932 \text{ kg/m}^2$

1. podpora $p = \frac{14,4}{1,70 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2} = 926 \text{ kg/m}^2$

2. podpora $p = \frac{19,5}{1,70 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2} = 1290 \text{ kg/m}^2$

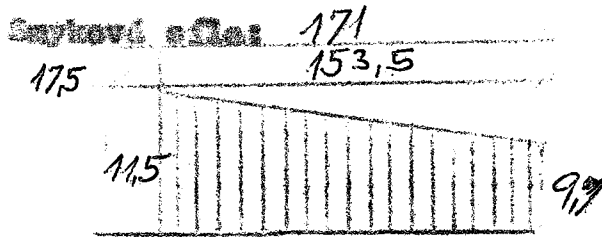
Bytí:

Pocetrající síla od stálého zatížení vlivu od 1. podpory

$$T = 2,07 \cdot 0,408 + 0,6607 \cdot 0,35 = 0,843 + 0,232 = 1,075 \text{ kg}$$

Pro nahodilá zatížení 600 kg/m² je

$$T = 0,6808 \cdot 1,70 \cdot 0,625 \cdot 7,32 \cdot 2 + 0,100 = 6,96 \text{ kg}$$
$$\tau = \frac{6,96 + 1,075}{21,54,5} = 11,5 \text{ kg/cm}^2 < 15 \text{ kg/cm}^2$$



$$S = 1/3 \cdot 9,7 \cdot 0,97 \cdot 153,5 \cdot 21 = 28\ 100 \text{ kp}$$

$$1/2 \cdot 1,8 \cdot 153,5 \cdot 21 = 2\ 900 \text{ kp}$$

$$31\ 000 \text{ kp}$$

Syrková vřetel :

chyby 2 ϕ 22 * * * * 14,96 Mp

třídinky 2 ϕ 7,5 ϕ 7/8"

= 16,09 \cdot 150,5 * * * * 24,60 Mp

Celkem 39,56 Mp > 31,0 Mp

Jestliže se použije ustanovení článku 71 ČSN 7373 2001, vytvoří

syrková vřetel s početností osádkí:

pro vřetel osádkí 600 kp je osádkí třezeno potom

$$1/3 \cdot 600 \cdot 1,7 + 0,9777 \cdot 7,32 = 14,6 \text{ Mp}$$

Resouvající síla je

$$S = 14,6/2 + 0,408 \cdot 3,42/2 = 8,0 \text{ Mp}$$

$$\tau_1 = \frac{8000}{21 \cdot 31,7} = 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{7\ 200}{21 \cdot 30,7} = 9,75 \text{ kp/cm}^2$$

$$S = 0,9 \cdot 9,75 \cdot 153,5 \cdot 21 + 1/2 \cdot 1,25 \cdot 153,5 \cdot 21 = 16\ 700 + 2\ 100 = 18\ 800 \text{ kp}$$

Obty 2 d 22 14 900 kp

Stainky po radoboi na korowi

2 . 2 d 7/a² 10,72 . 1,535 = 16 450 kp

31 410 kp > 18 900 kp

Dovazě prviek vyhoví bezpečně pro zovozněš užitě
natřeni stropu v I. patře ve vyšš 600 kp/m² /vřetě dyna-
mického součinitele/. Bezpečnost je vyšš než
desky a trám, což je s hlediska účelnosti prvě správě.

Sloupy

Na sloup připě natřeni dvěm třem, tj. při užitěm na-
třeni 600 kp/m² je reakce

R = 2 . 14,6 = 29,2 kp

od prvěku 2.0,7 1,4 kp

vlastní váha sloupu

litinový sloup d 176, tlouška stěny

20 cm, délka 924 cm, včetně přírubky

na hlavici a ocelový

9116 . /3,24 . 1,0/ 9,57 kp

betonový obalosloupě

P = 39 . 3% = 227 = 1000 cm³

0,100 . 3,24 . 2400 1,26 kp

Celkem 32,43 kp

Koeficient vepřrnosti bude vest průřezu hodnotou, odpovídající sloupu z prostého betonu a litinového sloupu, když není po ruce jiné podložné přesnější řešení.
Výška patra 6,00 m.

Pro betonový průřez je

$$I = 0,266 \cdot 35 = 10,000$$

$$I = 605 \text{ cm}$$

$$I/I = 605/10 = 60,5 \Rightarrow c = 1,44$$

pro litinový průřez je

$$I = 5,12 \text{ cm}$$

$$I/I = 605/5,12 = 118 \Rightarrow c = 11,206$$

$$\bar{c} = 12,726/2 = 6,363$$

$$F = 1000 \cdot 125 = 1125 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 6,363 \cdot 32430/1125 = 184 \text{ kp/cm}^2$$

Tato napětí je však hodnota pouze statistická. Ve skutečnosti, s ohledem na značně rozdílné moduly pružnosti musí být namísto litinový sloup podstatně více než betonový ocel. Když bychom přijali, že litinový sloup spolupracuje s ocelovým betonem dokonale /jako ocel s betonem v železobetonu a pro všechno snížení včetně vlastní váhy, získáme při uvažování modulu pružnosti litiny 1 000 000 kp/cm² a betonu 140 000 kp/cm² tento obrát:
 $n = 1 000 000/140 000 = 7,15$

$$\sigma = 6,363 \cdot \frac{32430}{1000 \cdot 122,7,13} = 169 \text{ kg/cm}^2 \gg 33 \text{ kg/cm}^2$$

Při posouzení se předpokládá, že celý užitkový přenos pouze litinový sloup, je

$$\sigma = 11,286 \cdot 32430/125 = 2940 \text{ kg/cm}^2 \gg 900 \text{ kg/cm}^2$$

Při posouzení se předpokládá, že užitkový přenos pouze betonový průřez, stropový sloup s kruhovou dutinou.

$$I = 0,0833 \cdot 35^4 - 0,0491 \cdot 17,0^4 = 129\ 000 - 4100 = 124\ 900 \text{ cm}^4$$

$$U = 35^2 - \pi \cdot 17^2/4 = 1\ 225 - 227 = 998 \text{ cm}^2$$

$$i^2 = 124900/998 = 125 \text{ cm}^2$$

$$i = 11,18 \text{ cm}$$

$$l/i = 605/11,18 = 54,1 \quad e = 1,37$$

podle dovolených namáhání

$$\sigma = 1,37 \cdot 32430/998 = 44 \text{ kg/cm}^2 > 33 \text{ kg/cm}^2, \text{ resp.}$$

podle stupně bezpečnosti

$$e = 998 \cdot 125 / 32430 \cdot 1,37 = 2,80 < 2,8 \text{ pro betonzbeton} \\ > 4,5 \text{ pro prostý beton}$$

Jak bylo předpokládáno již první odhadem, jsou sloupy nejlacinějším ústředním stropní konstrukce a je třeba je zesílit. To se provede obetonováním dosavadních sloupů, které se dokonale očistí - pískováním od všech nátěrů, sítěží a nečistot. Navrhovaný průřez nových sloupů je celkem 55 x 55 cm, tj. no-

sloní žiní 10 cm na každé straně. Do sloupů se vloží celkem 16 g 14 / 3 želez na každé straně / ; tato železa se sbírají podle obr. 19 a 20 k vytvoření výztuže hlávky s výležením 30 cm, která se vybetonuje současně s betonací sloupů otvory 10 x 15 cm, které se k tomu účelu vyrábějí v desce v rozích není trámy a průvlaky. Trámy se provedou g 8 po 20 cm.

Posouzení nového sloupu

Bude uvažováno, že celé průřezní plochy společně starý a nový betonový sloup:

$$R = \frac{125,75^2 \cdot 227 + 40720 \cdot 24430}{32490 + 2250} = \frac{350000 + 99150}{34680}$$

$$= 415170 / 34680 = 11,9 > 2,2$$

$$1/1 = 603 / 11,9 = 50,6 < 90$$

Posouzení sloupů je však nutné provést až k odhlášení práce, a až se předpokládá, že je uložena na konsolidovaném zemině; průřezní obetonování sloupů /2,25 Mp/ není pro uspokojení odhlášení spíry rozhodující.

Vzhledem k tomu, že těsně vedle základové konstrukce sloupů prochází odpadní kanál, jímž protékají odpadové vody z různých zveřejněných sádků, bylo by namístě prověřit kvalitativní kvalitu betonu /nebo železa/ tvořícího základ a stopu jeho případného porušení působením agresivních látek přítom-

ných v odpadové vodě. V případě potřeby pak by měl být od-
kald opraven dříve, než se započne s rekonstrukcí stropní
konstrukce nad přízemím.

Pro zrovnání ještě uvedeme výsledek posudku tohoto
stropu podle předpokládání správy

posudek ad 2 pokračování :

deska - celkové povolené zatížení 140 kp/m^2 ,
na celkové zatížení po odečtu vlastní váhy
stropu a podlahy ve výš 440 kp/m^2 odpovídá 100 kp/m^2

tráta - celkové povolené zatížení 300 kp/m^2 , na celkové
zatížení po odečtu vlastní váhy stropu a pod-
lahy ve výš 600 kp/m^2 odpovídá 200 kp/m^2

přívěsek - neposuzován

posudek ad 3, ad 4 pokračování : - strop neposuzován

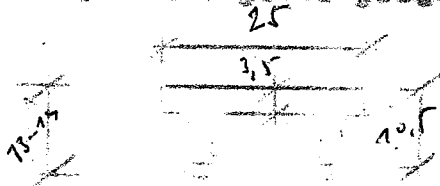
Číst B

Deska

Stropní deska je tvořena prefabrikovanými nosnými tvary T3, uloženými na přibližně konzoly truhl v obrácené poloze, tedy stojinami s tahovou vřetouli osobu.

Tato stropní deska bude posouvána jednotk ve stavu, předpokládaném projektu, tj. jako kdyby byly desky uloženy správně, dle ve stavu skutečném, tj. s deskami uloženými obráceně v původním stavu a konzolách ve stavu současném, kdy vřetouli těchto desek, blíží epedáním povrchu, je silně skruvotvinná.

a/ Stav podle projektu



$$= \frac{10.62.100}{10.3.25} = 4.03 \text{ s}$$

$$6 \phi(135) 14, C = 1.15$$

Nejvyšší tlaková síla podle plochy tlakové části průřezu

$$N_0 = 3.5 \cdot 25 \cdot 125 = 13.5 \text{ kN}$$

$$\text{rozsah vnitřních sil } r_0 = 10.9 - 1.75 = 9.15 \text{ cm}$$

$$M_0 = 13.5 \cdot 0.0875 = 1.18 \text{ kNm}$$

$$k = 1.18 / 1.9 = 0.622 \text{ kNm}$$

úgevitající zatížení

$$q^* = \frac{0,622 \cdot 8}{2,9^2} = 0,590 \text{ kp/m}^2 \quad , \text{ tj.}$$

$$q = 0,590 \cdot 4 = 2,360 \text{ kp/m}^2$$

Ke odětu vlastní váhy podle toho jak byla stropní konstrukce provedena /viz obr. 4/ tj. $0,20 \cdot 2400 = 480 \text{ kp/m}^2$ by bylo na celistvé utěžení 1880 kp/m^2

Je také možné, že kerftheré prefabrikáty byly osazeny k vytvoření rovinné podlahy s vřutí k přenosu vlastní váhy šarstvého betonu a nosná část průřezu pro celistvé utěžení měla být betonová deska monoliticky vytvořená nad kerftheré kerftek s bh vni vřutí. Beton, kterým jsou však kerfthra vyplněna tomu neodpovídá: je řídký, porovitý, špatné kvality. Některé přechzení v tomto směru je třeba považovat za největší nedostatky konstrukce během dočasného využití. Tato statické schéma bylo by ovšem s obléčením přechzení betonu v tahu ve spodních vlákních a toho plynnou neochytnost vzniká trhlin, zcela nevhodná.

b/ Napětost ve skutečném stavu

Utěžení vlastní váhou prefabrikátu

$0,035 \cdot 0,25 \cdot 2400 \dots\dots$	21 kp/m^2
$0,10 \cdot 2 \cdot 0,035 \cdot 2400 \dots\dots$	17 kp/m^2
	<hr/>
	38 kp/m^2

Statikní zatížení betonu

$$\begin{aligned} 0,10 \cdot 0,10 \cdot 2400 & \dots\dots\dots 24,0 \text{ kg/m}^2 \\ 0,069 \cdot 0,20 \cdot 2400 & \dots\dots\dots \frac{32,9 \text{ kg/m}^2}{62,2 \text{ kg/m}^2} \\ \text{celkem} & \quad 120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$M = 1/8 \cdot 2,96^2 \cdot 0,120 = 0,126 \text{ kNm}$$

$$F_a = 1,61 \text{ cm}^2 \quad \varphi = \frac{1,61 \cdot 100}{11,8 \cdot 7} = 1,96$$

$$\sigma = 1/1 - 0,933 \cdot \frac{1,41 \cdot 1200}{100 \cdot 145} = 0,622$$

$$z = 7,15 \text{ cm}$$

$$M_m = 0,31 \cdot 0,0715 = 0,022 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 0,022/0,126 = 0,175 > 1,9$$

Návrhové ošetření od vyzítelného chytového momentu profubrité moment od zatížení stěže, tj.

$$M = 0,022/1,9 = 0,0116 \text{ kNm}$$

$$M_p = 0,0116 - 0,126 = 0,138 \text{ kNm}$$

bylo by možné i při tomto uložení profubrité /asit by se dalo hlavní vřetě v blavioch/ připustit uložení

$$p^* = 0,138 \cdot 8/2,9^2 = 0,179 \text{ kg/m}^2 \text{ , tj.}$$

$$p = 0,179/0,29 = 717 \text{ kg/m}^2$$

Karty se nejméně uváděly pouze s hlavní vřetoucí a statickou vřetoucí součástí 6 mm /jako karty šit pod hlavní vřetoucí byla potřeba a přibližně pouze jako osídlení/, bylo při použití hodnot pro betón 193

$$\varphi = \frac{10,62 \cdot 100}{25,8} = 41,17 \%$$

$$M_n = 21,43 \cdot \left[1 - 0,333 \cdot 41,17 \cdot \frac{1.300}{1.300 \cdot 120} \right] \cdot 0,22 = 0,89 \text{ kNm}$$

$$R = 0,89 / 1,9 = 0,467 \text{ kNm}$$

s m vřetoucí součástí by bylo

$$R_p = 0,467 - 0,126 = 0,341 \text{ kNm, takže}$$

$$p^* = 0,341 \cdot 8 / 2,96^2 = 0,389 \text{ kN/m}^2, \text{ tj.}$$

$$p = 120 / 0,29 = 413,79 \text{ kN/m}^2.$$

e/ Napjatost v současném stavu

Nežádáné vřetoucí přístupu vedle na společném povrchu sčítají se vaničky vřetoucí, jež významně přispívají ke vaničce a postupu keramické vřetoucí, jak bylo uvedeno v článku, nebo posílají s průřezem více než polovičním /v postupu/ vřetoucí, takže účinné vřetoucí při společném povrchu šit 6 a 3.

Dále tedy $F_a = 0,90 \text{ cm}^2$, $N_a = 2,00 \text{ kN}$

$$\varphi = \frac{0,90 \cdot 100}{11,5 \cdot 7} = 1,12 \%$$

$$\sigma = 0,212$$

$$z = 10,5 \text{ cm}$$

$$M_a = 2,00 \cdot 0,105 = 0,210 \text{ kNm}$$

$R = 0,210 / 1,63 = 0,129 \text{ kNm}$, což pokrývá pouze moment od vlastní váhy /0,126 kNm/.

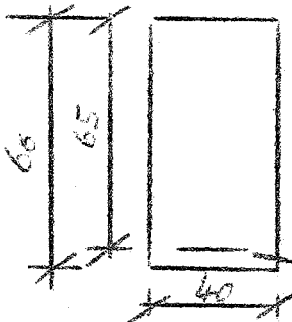
Při přenosu užitného zatížení musí působit tedy již hlavní výtah a speciální výtah je namáhán na nos přitažnosti. Protože nelze zajistit /v důsledku velké množství společného lico/ trvalou ochranu před odpadávajícími částkami betonu ani torzímí míjícími způsobem a protože v důsledku neprospěchu a trvalého množství jakéhokoli druhu a ochrany betonových konstrukcí proti působení korozivních vplyvů provozu došlo k takovému stupni koroze speciálního výtahu /v průběhu na položení původního příkladu/, že jejich účinnost je vyčerpana již vlastní vahou a vzhledem ke zcela nevhodnému uspořádání stropní konstrukce umístění hlavního výtahu do střešních desek, nezbyde než tuto část stropní konstrukce odstranit a nahradit novou. Pokud vyhoví podmínky pro umístění nové stropní konstrukční desky /střední část bít a výhledy opět složená z prefabrikátů/, bude způsob rekonstrukce dále podroben návrhu.

Trámy

Trámy jsou prosté nosníky, vložené na obojí straně pilířích na jedné straně ^u /vesko-střešy/, na obetsování žitizová sloupy /včetně h h více/ na straně dráhů. Na obou stranách má tráva dvojitě náběhy. Pro výpočet nepodporového momentu lze uvažovat se slabším vztahem, vyjádřením redukci nepodporového momentu na $1/3 q l^2$. Vliv náběhů provázaný přesazen momentů ke krajům bude dle snížení rozpětí tak, že se rozpětí bude považováno světlost mezi podporami /a počítky náběhů/, tj. 7,14 m.

V části B 2, kde dále ve dráhů traktu již k rekonstrukci vybudování vzhledných kolečkových trámů, prvků a sloupů, je rozpětí zmenšena. Nový sloup obsahuje 73 cm od osy předního sloupu, takže tímž celý náběh je ve sloupu ukryt. Rozpětí těchto trámů bude s ohledem na obetování celého trámu i s náběhem a tím snížení vztahů uvažováno opět rovné světlosti, tj. $l = 6,93$ m.

Výstuž jednotlivých trámů je akorodována se rovnou stupně; pro pasování bude uvažována nejnepříznivější sjištění stav, tj. 9 d 18 /20/. Ostatní trámy, kde se skládá prázna jednotlivých kolečkových pohybů není 19 a 21 cm, mají příznivější vzhled; horní výstuže, sjištění u podpor nebude dle, neboť není zcela jednoznačné, kam se vztahuje a jaký je její vzhledový účel.



9 ϕ 16 mm, třísky 2 \times 10 ϕ 8 a 2 \times 5 ϕ 8 mm

$$F_a = 26,34 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 60,76 \text{ Np}$$

$$\varphi = \frac{26,34 \cdot 100}{40 \cdot 65} = 1,01 \text{ s}$$

$$\sqrt{} = 0,220$$

$$r = 60 \text{ cm}$$

$$E_a = 60,76 \cdot 0,60 = 36,4 \text{ Np}$$

$$E = 36,4 / 1,65 = 22,0 \text{ Np}$$

Převodní součet

Převod jak se má být proveden v některých případech uložený v tabulce profily 22, v některých profily 24, bude uveden pro výpočet vztahů 9 ϕ 22.

$$F_a = 39,34 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 90,49 \text{ Np}$$

$$\varphi = \frac{39,34 \cdot 100}{40 \cdot 65} = 1,51 \text{ s}$$

$$\sqrt{} = 0,388$$

$$r = 57,4 \text{ cm}$$

$$M_2 = 90,43 \cdot 0,376 = 34,0 \text{ kPa}$$

$$M = 34,0 / 1,2 = 28,3 \text{ kPa}$$

3,616 m² ostilni :

pellena plastbeton 0,03 \cdot 2000 = 60 kPa/m²

profna-dekna polie

tipovibe pelikla 320 kPa/m²

380 kPa/m²

34 dekna 0,200 \cdot 1,80 = 0,36 kPa/m²

visinski viba 0,4 \cdot 0,68 \cdot 2,40 = 0,63 kPa/m²

0,24 \cdot 0,185 \cdot 2,4 = 0,106 kPa/m²

lokat 1,45 \cdot 0,81 \cdot 2,5 = 2,96 kPa/m²

4,06 kPa/m²

$$M_2 = 1/9 \cdot 1,000 \cdot 7,14^2 = 56,43 \text{ kPa}$$

M₂ ostilni ostilni objed konec

$$M_2 = 56,43 - 38,43 = 18,0 \text{ kPa}$$

3,616 ploščarajo ostilni ostilni

$$p^2 = 18,0 \cdot 9/7,14^2 = 2,96 \text{ kPa/m}^2 \text{ 03.}$$

$$p = 2,96/1,2 = 2,47 \text{ kPa/m}^2$$

kgf

Pro střední 600 kg/m² je

$$S = 1,048 \cdot 2,86 / \cdot 3,97 = 1,908 \cdot 3,97 = 11,1 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{11100}{40,97,4} = 4,83 \text{ kg/cm}^2$$

Střední výtah :

$$S = 1/2 \cdot 4,83 \cdot 0,51 \cdot 3,97 \cdot 60 = 22,050 \text{ kg}$$

$$S^* = 0,51 \Delta H/r = 9/8 \cdot 0,51 \cdot 22,0/0,374 = 39 \text{ 000 kg}$$

Čistá hodnota je správnější neboť vychází z úplněho objemového množství.

$$3 \text{ okny } \text{ } \cdot 22 \text{ } \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad 22,45 \text{ kg}$$

tlakový průtok 1,5 g s . 2/m²

$$10,19 \cdot 3,97 \quad 65,0 \text{ kg}$$

$$67,45 \text{ kg} \gg 33,0 \text{ kg}$$

Pro novou stropní konstrukci se použije prefabrikovaný železobetonový panel 120 1a sestavy 120 I v šířce 100 cm /výškové 130 cm v poli s střední osl/.

Podle katalogu stavebních prefabrikátů 1961 -69 -
- Šířka železobetonové, publikace VÚST B. 127 je vlastní váha těchto desek, rozměrů 14 cm 200 kg/m² : vlastní hmotnost 21 kg/m², celková tedy vlastní váha 220 kg/m²

Hlavní prvky jsou 29 x 14 x 239 resp. 329 cm, uložení je předpokládáno 13 cm. Uložení 12 cm, které poskytuje příběžná konzola na trzích lze považovat za dostatečné. Navíc uložení pro prvky o délce -

- 300 cm je 200 kp/m², tj. 673 kp/m² a

330 cm je 215 kp/m², tj. 716 kp/m².

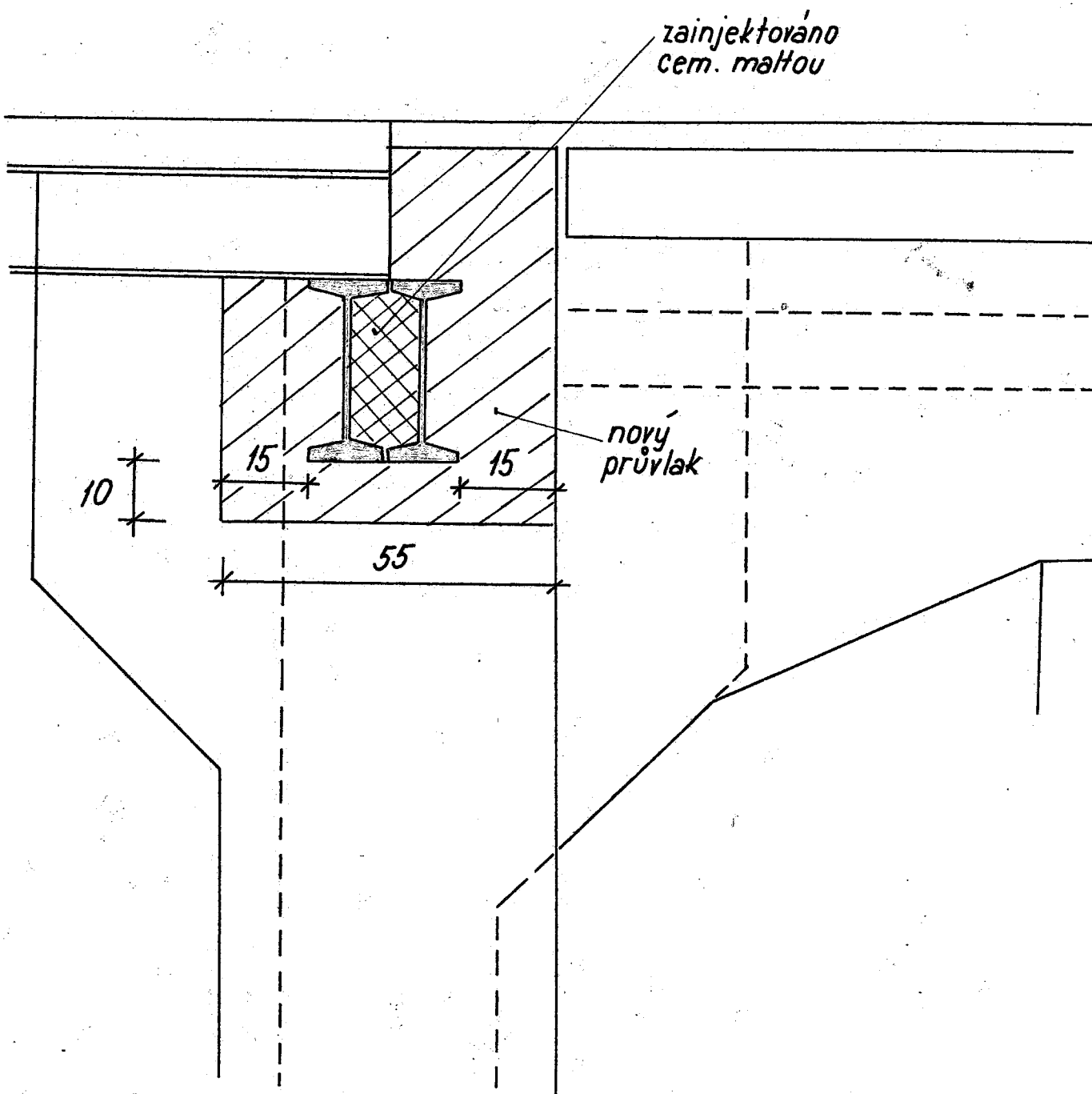
Pro očištění vlny nasáhlou papírky z plastbetonu o tloušťce 3 cm s povrchovou úpravou 60 kp/m² a trestové sítě o tloušťce 1 cm 25 kp/m² stývá na uložení sítě 200 kp/m², resp. 644 kp/m², tedy stejná jako jsou schopni přenést ostatní prvky stropní konstrukce.

Průvlak

Pro nasáhlou průvlak se zhotovovaných 2 I L. 16, aby se zabránilo jejich další korozi a aby se chránilo rozpětí I nosníků kloubového stropu provede se mezi novými sloupy v části stropu C koleobetonový průvlak o výšce cca 40 - 65 cm /obr. 21/. Průvlak bude nižší o 10 cm než spodní poloha starého průvlaků a I nosníků, bude proveden na třech nových sloupech, tj. 19 cm, což znamená, že po každé straně I nosníku bude průvlak šířky 15 cm. Výtah se provede v místním, tj.

$$0,03 \cdot 15 \cdot 19 = 2,5 \text{ cm}^2$$

V každé polovině průvlaků se umístí 2 ϕ 16 /Br/, ve střežku



Obr. 21

/pol I rovněž /2 § 12 /30/. Kypel vstava 3 cm.

Stěny 2 x 6 § 7 /6"/viz obs. 22/.

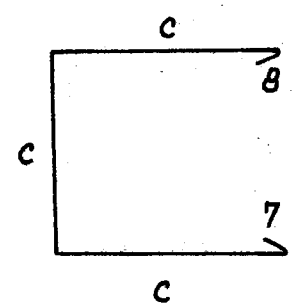
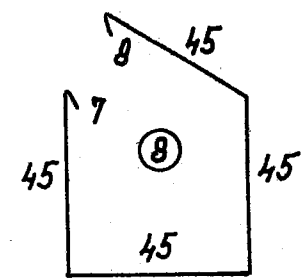
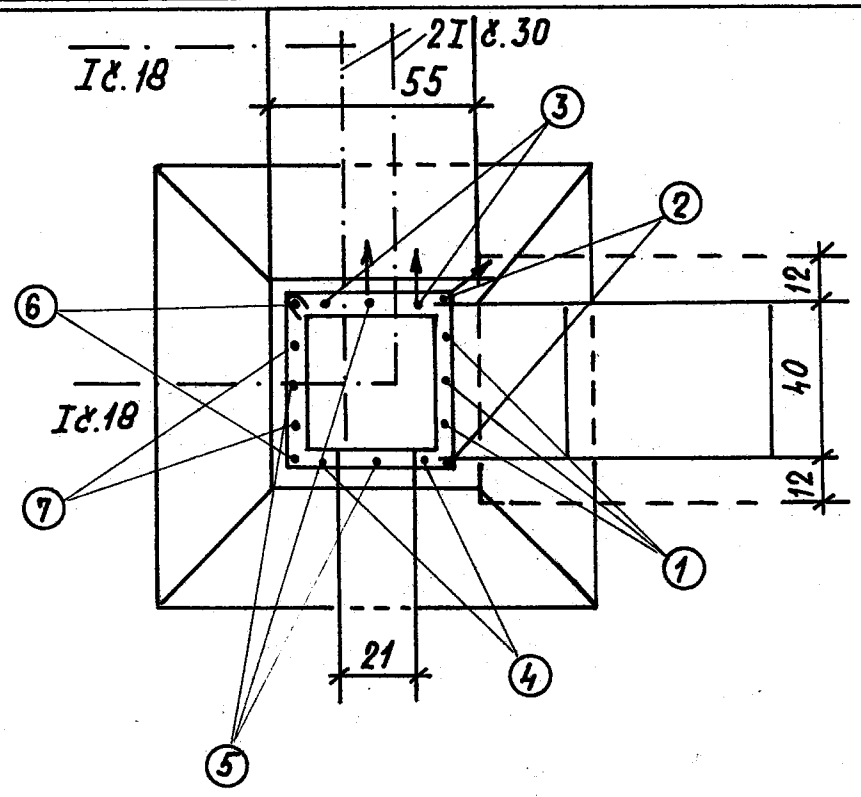
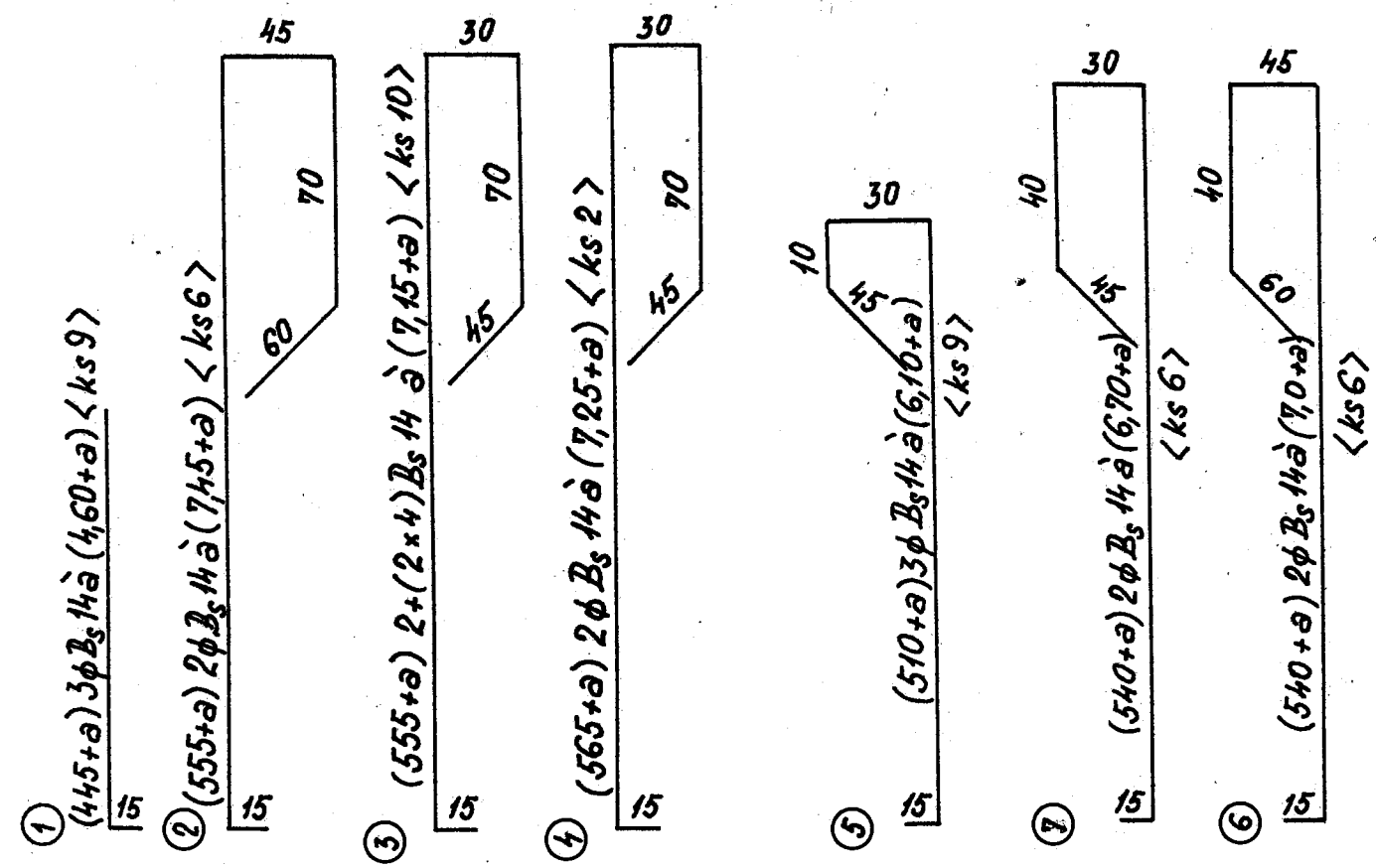
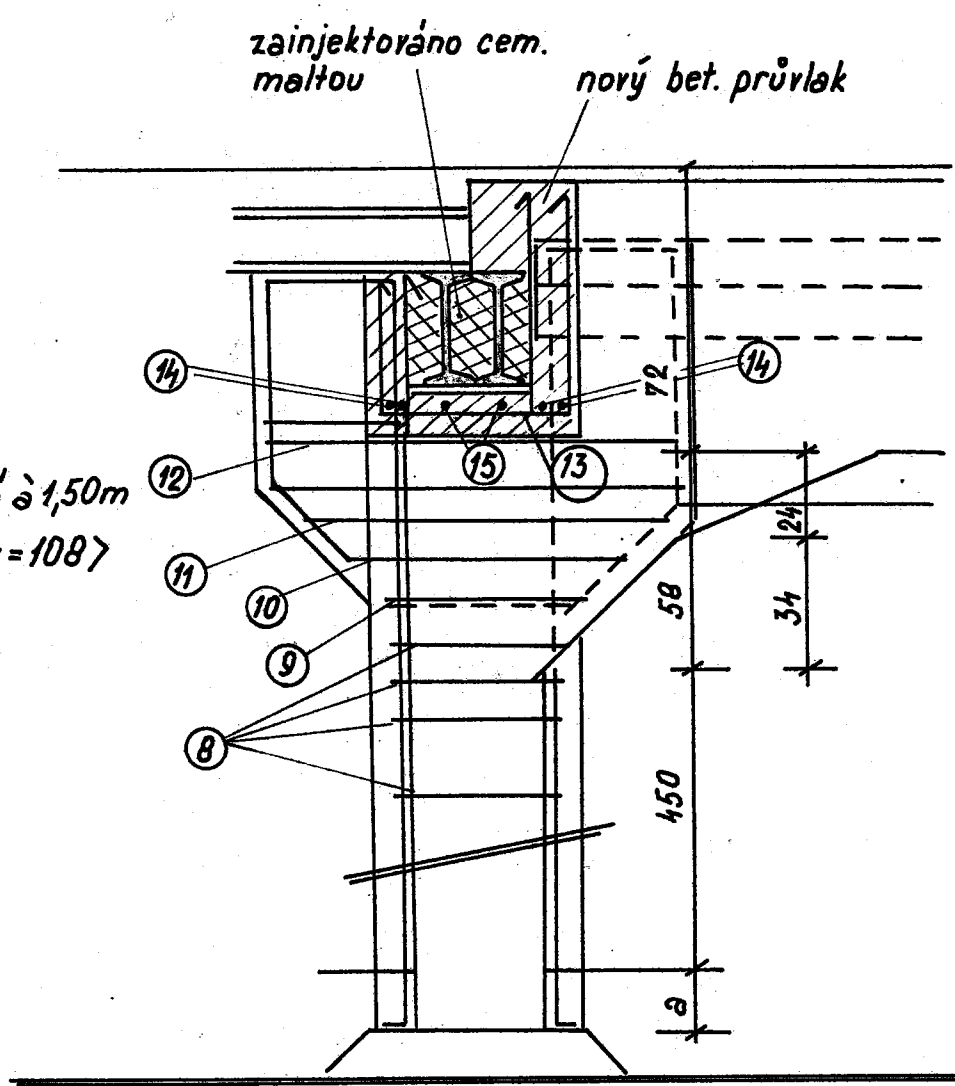
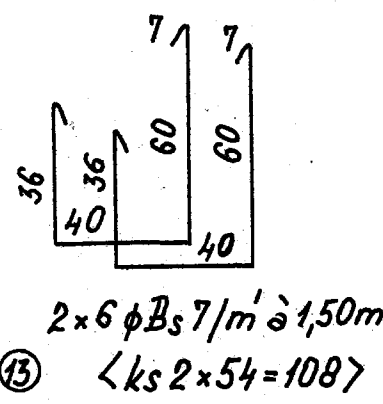
I rovněž průvlak před zabetonování musí být dokonale očištěny od rzi. Na straně k části B provede se průvlak na celou výšku stropní konstrukce, tj. horní plocha průvlaku bude výškově lícevat a nově osazená sí prota-žestání /14 cm/ nad hrobovaní tržní. Na straně k části C se vybetonuje průvlak až ke spodním listům klásky otvory, které se předem v kláskách /několik ve vrcholu/ vytvoří /rozměry 15 x 30 až 30 cm/ a nově osazené s průvlakem zabetonují. Před zabetonování průvlaku se vyplní betonem /májinjektuje/ prostor mezi I profily, pokud tomu tak již není.

Postup zhotovení

Je vyžadován staršími dechy doporučuje se tento postup:

- a/ Odstranění popraskaných kypelích vstev výtahu a očištění odhalené výtahu od rzi.
- b/ Očištění povrchu betonových tržní od všech nečistot, omítek, sítě episkovín.
- c/ Očištění I rovněž průvlaku od rzi.
- d/ Osazení výtahu a vybetonování železobetonového průvlaku, který sítě ochrání ocelové I rovněž, osadí průvlak

- 14 15 305 4 $\phi B_s 16$ à 3,35m < ks 8 > 15
- v poli u střední zdi 320 4 $\phi B_s 16$ à 3,50m < ks 4 > 10
- 15 10 305 2 $\phi B_s 12$ à 3,25m < ks 4 > 10
- 15 v poli u střední zdi 320 2 $\phi B_s 12$ à 3,40m < ks 2 > 16



- 9 c = 45 1 $\phi B_s 8$ à 1,50m < ks 3 >
- 10 70 1 $\phi B_s 8$ à 2,35m < ks 3 >
- 11 95 1 $\phi B_s 8$ à 3,00m < ks 3 >
- 12 110 2 $\phi B_s 8$ à 3,45m < ks 6 >

Obr. 22

a okrádání rozpětí i rozměry klebového střepe -
výstup a geometry viz obr. 21 a 22.

a/ osazení vnitřní a vřetěbní nosičů souběrně
přímých stěn betonové sloupky výstup i roz-
měry jako v části I viz obr. 22.

2/ betonní nosič sloupě s nověho průřezu.

a/ Provedení torzního ovláčení v tloušťce 3 cm
/nejméně ve všech vrstvách/ na boční a spodní
plochy tržná /až k diagonální ploše tržná/ a torzní-
ové ovláčení v jedné vrstvě /do tloušťky 1 cm/
na prefabrikáty.

b/ osazení nosičů prefabrikovaných tržek P2B Ia
a volití spár mezi nimi a spár u tržek osazeno-
vaných malton /poměr míčeni 1 : 3, Selesogartlandský
nebo výsokopocení cement/ viz typový poklad.

1/ provedení ochranného nátěru nebo nátěru všech
části nosičů i rekonstruovaných stejně způsobem
jako v části I.

Pro provádění jsou jako uvedeny výsledky fyzikálních
posudků:

posudek ad 2 poklad:

deska - celkové povolené natížení 664 kg/m²

stěnová příhla - celkové povolené natížení 676 kg/m²

po odečtení vlastní váhy stropu na užité zatížení obývá
60 kg/m^2

Závědek ad 3 podkladů :

docha - celkové povolené zatížení 230 kg/m^2 , na užité
zatížení neschývá nic ani v případě, že se vrací
a původně vyznačení, kdy celkové povolené zatížení
vychází 833 kg/m^2 . Vlastní váha stropu odhadnuta hod-
notou 800 kg/m^2 .

tráta - celkové povolené zatížení 1310 kg/m^2 v jednom
a 983 kg/m^2 ve druhém případě, na užité zatížení
po odečtení vlastní váhy 800 kg/m^2 obývá 125 resp.
510 kg/m^2 .

Závědek ad 4 podkladů:

strop neposouván.

Část 6

Flaché ohebné klenby jsou v daném stavu a nebudou podrobeny posuvným. Únosnost klenby musí je při rozpětí 30 m a výšce 10 m vynášet 600 kg/m², včetně vlastní váhy 1000 kg/m².

Vlastní váha střeš

ohebná klenba 0,15 · 1000	270 kg/m ²
výplňový ohky plechbeton 0,16 · 600	96 kg/m ²
omítka 0,02 · 1000	16 kg/m ²
podlaha plechbeton 0,03 · 2000	60 kg/m ²
	<hr/>
	442 kg/m ²

Na účinné zatížení lze počítat 600 kg/m².

Roštiny

Spojitý nosník s třemi poli $l_1 = 350$ m a $l_2 = 376$ m a pro výpočet rovnováhy jednatel rozpětí stran poli 363 m.

Zatížení

od klenby 442 · 0,9	416 kg/m ²
vlastní váha	22 kg/m ²
	<hr/>
	438 kg/m ²

Chybní rovnost od vlastní váhy

polo $0,0703 \cdot 0,438 \cdot 3,03^2 = 0,432$ kpa

$$\text{podpora } 0,125 \cdot 0,438 \cdot 3,83^2 = 0,804 \text{ kNm}$$

redukce na líc I nosníku č. 30 podporující nosníky I č. 18
/analogie k ČSN 73 2001, čl. 67/

$$k^* = k/2 \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{12 \cdot 2}{383}} \right] = \frac{k}{2} / 1 + 0,935/ = 0,968 k$$

$$k^* = 0,804 \cdot 0,968 = 0,777 \text{ kNm}$$

Ohybové momenty od uličního zatížení

$$\text{pole } 0,0957 \cdot p \cdot 3,83^2 = 1,4 p$$

$$\text{podpora } 0,125 \cdot p \cdot 3,83^2 \cdot 0,968 = 1,78 p$$

Moment inercie I nosníku č. 18 je vypočten přibližně
podle osazení keramičejí sítě k součinnému čl. Schradel pro
-ten je vyznačen na obr. 6 *

$$F = 10,15 \cdot 74,5 + 7,5 \cdot 178 + 8,15 \cdot 72,5 = 737 + 1335 + \\ + 591 = 2663 \text{ mm}^2$$

$$W = 7,5^2 \cdot 74,5 \cdot 1/2 + 5,3 \cdot 74,5 \cdot 1/2 \cdot 9,27 + 1335 \cdot 178/2 + \\ + 5,3 \cdot 72,5 \cdot 172,23 + 5,3 \cdot 72,5 \cdot 1/2 \cdot 170,3 = 2100 + \\ + 1230 + 119000 + 68800 + 32000 = 214530 \text{ mm}^3$$

$$x = \frac{214530}{2663} = 80,7 \text{ mm}$$

$$J = 74,5 \cdot 7,5 \cdot 79,95^2 + 5,3 \cdot 74,5 \cdot 1/2 \cdot 78,12^2 + 1335 \cdot 5,3^2 + \\ + 5,3 \cdot 72,5 \cdot 91,95^2 + 5,3 \cdot 72,5 \cdot 1/2 \cdot 89,78^2 + \\ + 1/12 \cdot 7,5 \cdot 178^3 + 1/12 \cdot 7,5^3 \cdot 74,5 + 1/12 \cdot 5,3^3 \cdot 72,5 + \\ + 1/36 \cdot 74,5 \cdot 5,3^3 + 1/36 \cdot 72,5 \cdot 5,3^3 = \\ = 4450000 + 1200000 + 37300 + 3360000 + 1250000 + \\ + 3330000 + 2630 + 1010 + 308 + 300 = 14141748 \text{ mm}^4$$

$$V_2 = 14141748/83,7 = 169000 \text{ cm}^3 = 169 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = 14141748/94,3 = 150 \text{ cm}^3$$

Moment tlakovosti

Pro horní nezkorodovaný povrch je uvažována hodnota dovolené namáhání pro síticení kř. vnitř., tj. 1400 kg/cm², pro spodní zkorodovaný povrch podle ustanovení ČSN 73 0035 hodnota dovolené namáhání pro síticení celkové, tj. 1 600 kg/cm².

Podle toho je využitelný moment

$$M_2 = 169 \cdot 1400 = 237000 \text{ kgcm} = 2,37 \text{ Mpm}$$

$$M_1 = 150 \cdot 1600 = 2,40 \text{ Mpm}$$

/ pro $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ byl by v tomto případě využitelný moment 2,10 Mpm/.

Stále síticení ovlivněno podpora/ 0,777 Mpm, tj. na síticení odpovídá moment

$$2,37 - 0,777 = 1,593 \text{ Mpm},$$

což odpovídá síticení

$$s^* = 1,593/1,78 = 0,9 \text{ kg/cm}^2, \text{ tj.}$$

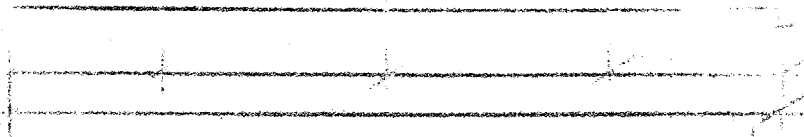
$$p = 0,9/0,9 = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Průvlak

Průvlak rovněž o výsledku 345 - 25 = 320 cm

Reakce od nosníků při síticení celkové 600 kg/cm² 30
 $A = 1,25 \cdot 1,05 \cdot 3,23 = 5,03 \text{ Mpm}$

Uvažujeme pole se třemi nosníky /jedna nosník uprostřed
rozpětí/:



Ohybový moment pod středním členem:

$$M = \frac{2,03}{3,20} \cdot 0,615 \cdot 2,929 \cdot 1,689/2,585 + 1,515 \cdot 1,689 + \\ + 2,425 \cdot 0,789 \cdot 1,515/2,425 = 1,57 / 1,26 + \\ + 2,54 + 1,27 / = 1,57 \cdot 2,17 = 3,41 \text{ kNm}$$

Od vlastní váhy

$$g = 14,2 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 1/8 \cdot 0,0342 \cdot 3,20^2 = 0,069 \text{ kNm}$$

$$M = 0,18 \text{ kNm}$$

pro navržený příkaz I E. 30 korekce by bylo napětí

$$\sigma = 210000/555 = 1270 \text{ kN/cm}^2 < * 1400 \text{ kN/cm}^2$$

Uvažuje-li se oslabení korekce, analogicky vyvolanému
případu nosníku s 10% proti půl hodnotě, vychází napětí

$$\sigma = 210000/509 = 1390 \text{ kN/cm}^2 < 1400 \text{ kN/cm}^2$$

I přívlak tedy vyhovuje po oslabení korekce pro užití sníže-
ní stropu 100 kN/m².

Sloup

Výška podlaží 224 + 10 + 10 + 12 + 6 + 200 cm

Průřez 170 cm, tloušťka stěny 30 cm, uvnitřní průřez
veřejně stěny a patičky 170 cm.

$$V = 125 \text{ cm}^3, \quad t = 3,12 \text{ cm}$$

$$\frac{V}{t} = 500/3,12 = 119$$

což odpovídá výhledu tl. podle ČSN 1021 - 1929 je

$$e = 10,712.$$

Dovolená maximální věta hmotnost 900 kg/cm² podle ČSN
1928 - 1941.

Satifikací pro vnitřní satifikací 600 kg/cm²:

A = 4 = 3,03	30,12 kg
Vlastní váha	0,17 kg	0,17 kg
Váha střívků		<u>1,32 kg</u>
		30,79 kg

$$= \frac{3079 \cdot 10,712}{125} = 1700 \text{ kg/cm}^2 \gg 900 \text{ kg/cm}^2$$

Sloup nepřeváží a je třeba je rekonstruovat.

Rekonstrukce sloupů se provádí ve kolektorové betoně.

V návrhu se budou uvažovat tyto nové sloupy, jako by původně
měli satifikaci 600 kg/cm², bez cykloplastického litinového jádra, který
se používá kvůli sloupům betonovým.

U provedení, nastřížení a kování sloupů se provádí sa-
střední průřez podlaží kolektorové betoně novými dvěma

I ž. 30 /1 kříž s hlediska tloušťky jsou tyto profily
nadměrné, vyhovují s hlediska stejné tuhosti a převážně
I nosníkem/, které se podléhají na nové vytvořený železobeto-
nový sloup/obr. 23/.

Sloup bude proveden s betonem 170, vystaven s ž. 14
a horní část sloupu bude dotlačena až ke kloubě/viz obr. 23/.

I nosníky ž. 30, osilující prvek a úhrovňový
rozpětí tržná budou usazeny těsně vedle stávajícího tak,
že mezi spodní i horní příruby se vloží páska neohřevá guma
tlustý 1 cm a všechny tři nosníky se opěta seřadí. Nos-
níky budou podloženy pro vodorovné posunutí, proti kterým bu-
dou těsně dotlačeny klíby nebo hydraulicky ušlacená i nos-
níkem ž. 18 stejné konstrukce. Podpory se odstraní teprve
po úplném zatvrdnutí betonu sloupů.

Sloup bude vystaven tloušťky ž. 8 a 10 cm, v partii
pod uložení prvků tj. na vzdálenost 100 cm od spodní
hrany I ž. 30 budou tloušťky ž. 8 po 10 cm.

Prostor mezi I nosníky /otěčený neohřevá guma/
se osiluje cementovou maltou/viz obr. 23/.

Během další oslové konstrukce, která bude nechtěl
montovat pro zabezpečení provozu /údržby, vzhledem spod./,
se nechytí vzhledně do nových prvků.

hmotnost nového sloupu

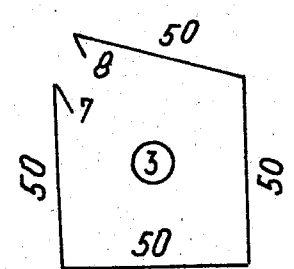
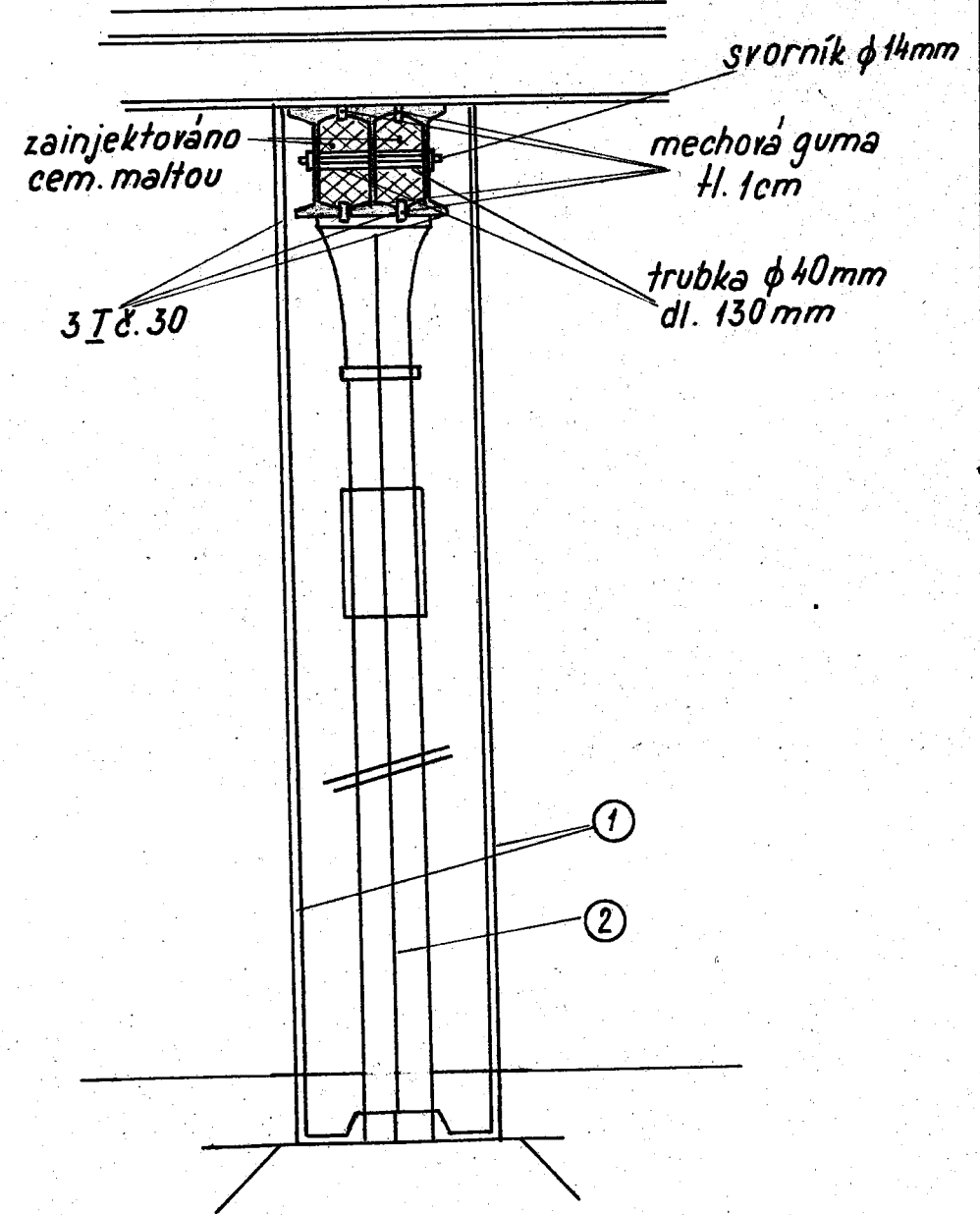
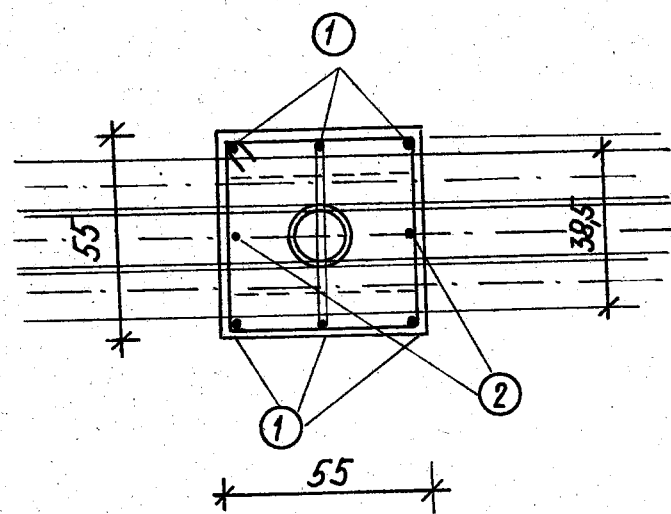
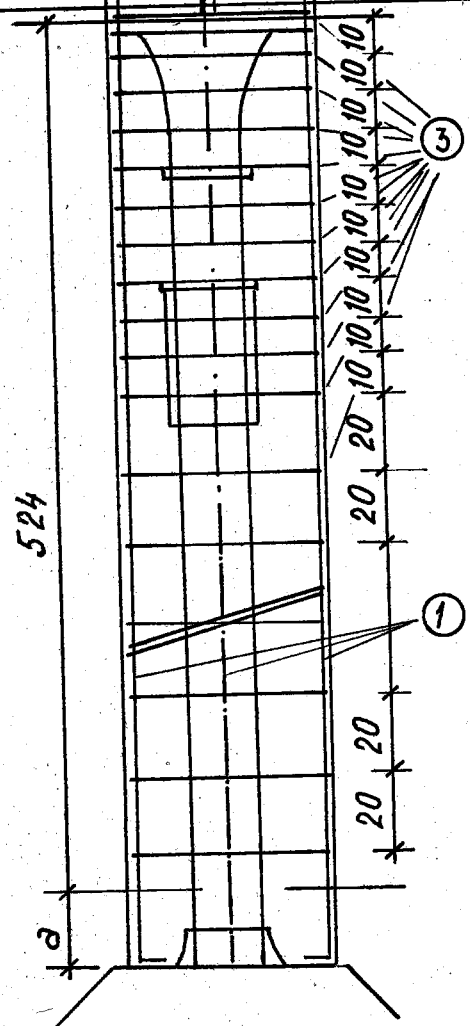
$$P_1 = 3000 \cdot 230 = 2770 \text{ cm}^2$$

$$P_2 = 14,16 \text{ cm}^2$$

T.

otvory pro betonáž

(545+a) 6 φ Bs 14a (5,60+a) < ks 18 >
 (515+a) 2 φ Bs 14a (5,20+a) < ks 6 >



5 φ 8 / m' a' 2,15m (ks 34 x 3 = 1027)

Obr. 23

$$R_n = 2770 \cdot 143 + 32370 = 400000 + 32370 = 432370 \text{ kg}$$

Intenzita

Jako na litinový sloup	20,79 kg
Vlastní váha I nosníku	0,34 kg
injektáž $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2,5 \cdot \dots$	0,19 kg
Vlastní váha $0,277 \cdot 3,5 \cdot 2,4 \cdot \dots$	5,64 kg
	<hr/>
	26,96 kg

$$s = 432,37 / 24,96 = 17,1$$

Závěr

Pod sloupky by měly být nákladové patky, které při dovolené namáhání nákladové patky /olečím vyznačí novina se souz 1 - 3 cm/ 3 kg/cm² mají plochu nejméně

$$F = 27300 / 3 = 9200 \text{ cm}^2, \text{ tj. } 100 \cdot 100 \text{ cm pod každým sloupem.}$$

Protože se ale celkové natížení příliš rovná od přepracování, lze předpokládat, že nákladové patky jsou natolik konsolidovány, že není třeba provádět žádné úpravy v tomto směru, i když nákladové sloupky byly jiným způsobem.

Pod betonový sloup je třeba dát více vrstev vrstvy podlahy a sloup uložit na odtěžené základy.

Navrhujeme ještě při výhledu s předpokládaným úpravením podle porady od 2 podniků:

trasy - celkové přípravné natížení 1:20 kg/cm²

převlaky - celkové přípustné zatížení 1300 kg/m²
sloupy - celkové přípustné zatížení 1333 kg/m²
stěle zatížení neanalyzováno a nejvyšší přípustné
zatížení neprosováno.

Podle posudku ad 3 a ad 4 pokračují:

neprosováno

Posouzení vnitřních pilířů na straně u Tesko-střechy.

Zatížení od Tesko-střechy včetně sněhu /

$$8,70 \cdot 3,45 \cdot 0,200 = 6,00 \text{ kg}$$

od betonobetonového stropu /včetně užitného zatížení

$$600 \text{ kg/m}^2 /$$

$$7,32 \cdot 3,45 \cdot 1,35 = 34,0 \text{ kg}$$

včetně věhu

$$0,6 \cdot 0,6 \cdot 6,0 \cdot 1,8 = \underline{3,9 \text{ kg}}$$

$$\text{celkem } 44,0 \text{ kg}$$

$$\sigma = 44000/3600 = 12,2 \text{ kg/cm}^2 < 15 \text{ kg/cm}^2$$

Dovolání menšího 15 kg/cm² bylo ošetřeno na základě
analogie s předpisovými hodnotami pro střeš. a dřevěné stěly
na dřevěné nastavené valtu.

Předpis pro ochranu/ nádrž betonových konstrukcí

Ze důvodu vytvoření cementové tiskové vrstvy /případně lesoobetonových prvků, jako sloupů, které nejsou opatřeny tiskovou vrstvou/ provede se na vnitřní povrch penetrační nátěr, případně nátěr zesílen oxidovou prykytí v foliích a to postupně, vždy po utvrdění předcházející, tj. cca za 12 - 24 hodin. Složení ochranného a penetračního nátěru :

Obsypka 1200	10 d
Butylalkohol	7,5 v.l.
Polena	7,5 v.l.
Emalie P1	0,5 v.l.

Případně je možné použít přímo penetrační hmoty dodávané pod názvem P 10 stejného složení, tj. ve směsi s emalí P 1 v množství předepsaném výrobcem.

Při práci je třeba zachovávat veškeré hygienické a protipožární bezpečnostní opatření /ochlazení a výbušná směs/.

Směs penetrační oxidovou prykytí je možné použít tam, kde nelze zajistit dostatečné vysušení povrchu betonu /nepřetržitý provoz/, palčovat /natřít/, zastříkat/ připravenou směsí se směsí směsí polymeru PVAC - butylacrylát v poměru 1 : 2 podle směsi. Pro praktické užití připraví se tato směs:

Slovilar B /nebo Davilar B/	37 v.d.
Disopal B 1	63 v.d.

podlebné množství vody k dosažení vhodné viskozity
pro stříkání nebo štěrbování

Střík se provádí třikrát k dosažení účinné penetra-
ce, nikoliv však souvislého filmového nánosu na povrchu.
Stříká se na mírně vlhký povrch betonu, na čerstvý beton
je nutné provést odstřik již po 1 týdnu tvrdnutí. Před
hromadnou aplikací doporučují ověřit účinnost navržené
ochrany a technologie nanášení.

Předpis pro výplňový lehký plastbeton pro vyrovnání
podkladu podlahy nad sibiřskými klenbami:

Výplňový lehký plastbeton se provádí směsí keramzitu,
písku a polyesterové pryskyřice v tomto složení:

GHS Polyester 164	10 v.d.
Keramzit do 20 mm	45 v.d.
Písek do 3 mm	19 v.d.
Termostyrol - methyloxykloroformový proudek - P-VI. 0,39	v.d.
Urychlovač - Schultzeffekt v roztoku se styrenem 1:40	0,14 v.d.

Nová podlaha včetně povrchové vrstvy a polyesterové
ho plastbetonu v tloušťce 3 cm bude dodána n.p. ARHABITION
poile vlastních receptur a technologických postupů.

Předpis pro paňok před tiskem

Před naplňením prvů vratky tiskotiskací mality provede se následně nebo následně koncentrace paňokem s přísadou soleného polymeru methacrylát - PVAc tohoto složení:

disperse Slovilar B nebo levilar B	37 v.d.
disperse Miazol B I	63 v.d.
sement zn. 330	960 v.d.

rozdělí se vodou na konzistenci vhodné pro paňokování štětka nebo stříhání. První náplň tiskotiskací mality /rozdělí s přísadou soleného polymeru/ používá se bezprostředně po nanesení paňoku, na suchý povrch betonu.

Předpis pro první vrstvu terckrotu

První vrstva terckrotu provede se s přídavkem anorganického polymeru methylnestakrylát - PVAc těchto složkami:

cement zn. 350	100 v.d.
Siovilax B /nebo Durvilax B/	6,6 v.d.
Disapoi H 1	11,3 v.d.
písk do 1,5 mm	330 v.d.
voda	30 v.d.

Veškeré vrstvy terckrotovací směsi se provádějí bez přídavků, se určitostí písku do 1,5 mm, 350 - 400 kg cementu na 1 m² písku, s vodním součinitelem 0,30.

Jednotlivé vrstvy terckrotovací směsi měly by být prováděny v krátkém období na sobě, vždy po nastoupení předchozí vrstvy.

Předpis pro užitkovou maltu nových prefabrikovaných desek

V části B, kde se osazuje na staré trávy nové prefabrikované desky PFD Ia, vyplatí se uvesti nové jednotlivé desky a uvesti nové desky a trávy/k najistěně lepší spolupráce, usnadnění/cementovou maltou s přísadou PFA dle specifikace. Při dobrém provedení je spoj nejmenší stejně pevný, jako skládaný beton.

Užitková malta se provádí podle těchto předpisů:

cement zn. 350	100 v.č.
Slovilax B /nebo Savilax B/	20 v.č.
piasek do 3 mm	400 v.č.
voda	50 v.č.

Při umísťování užitkové malty mezi sebetonové desky skládané středně dle specifikace PFA /nepřekrývají se/.

Rekapitulace

Rekonstrukce stropní konstrukce nad obilnicou vytvořenou štýřmi zdivky s výškou, lze v podobě až na účel rekonstrukce, po odlehčení stropu o nahrazení střešních nosů vytvoření dvojitého podlahy, po opravě horní porušených míst a po provedení ochrany všech konstrukčních prvků proti působení agresivního prostředí provozů, dále lze rovněž využít pro plnění míst a rovněž nahrazení střešních nosů do výše 600 kg/m^2 /včetně případného dynamického součinitele/.

V jednotlivých částech stropní konstrukce je třeba zachovat následující postup prací:

Část A - Zelená stropní konstrukce

- provede se odstranění staré podlahy až na konstrukční beton desky a odstranění všech odtržených částí betonu, zejména křivých vrstev na deskách, trámech i jedlících
- odstraní se všechny základy a odstraní se všechny ostatní části podlahy oplocovací
- provedení rekonstrukce střešního trámu /až střešních větví/ a provedení rekonstrukce stropu
- provedení torcretové omítky na celý podlahu

- ochranný nářez celého podhledu
- nová podlaha/spalva s ostatními křídly/

Etapa B - tržba a prefabrikovaná železobeton

- odstranění podlahy a stropních prefabrikovaných desek, dále odstranění všech ostatních částí betonu, zejména krycích vrstev na trámech.
- základní očištění stěn a odkrytí vřetel a základní očištění tržeb vyžadování
- betonování nových prvků a sloupů
- osazení prefabrikovaných desek
- provedení termostatické izolace
- ochranný nářez celého podhledu
- nová podlaha /spalva s ostatními křídly/

Etapa C - základní klenby 60 I nosníky

- základní očištění stěn a I nosníků tržeb a prvků
- osazení nových nosníků 2 I 5, 30 ke střešním prvkům
- vybetonování nových sloupů
- vstříknutí nových nosníků 2 I 5, 30
- ochranný nářez ocelových profilů, případně očištění a namontování /nejlépe termostatické/ podhledu ocelových klenob

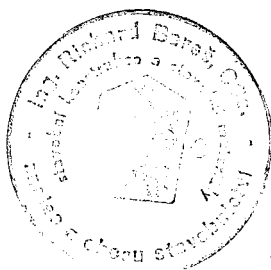
Část 3 - obsah klenby do 1 ročníku položených hlavně-
betonových pilířů

- dle obsahu přílohy I a jejího obsahu
- oprava ostatních klenb technicky a ekonomicky

2 4 5 2

Všechny díly a postupy předepsané v tomto po-
sledku při rekonstrukci stropních konstrukcí musí být
bezpečnostně zachovány. Při provádění ostatních stropů
musí nastat správně a provedení musí být dle
konstrukce vešle chováno. Je třeba zdůraznit, že ve-
deň návrhu si musí dobře uvědomit, že musí odpovídat
na úroveň konstrukcí, jejich dle star a vyčíslení;
musí však si dovést ani a hlavně bezpečnostně
ani nepochopitelně dle vyčíslení konstrukcí bez
provedení soustavy, pevnosti a výsost odhodat úroveň všech
jejich dílů. Jen se tehdy podávají celou konstrukci
po opravě musí provést ještě jeden let. Konstrukce
díly musí být k návrhu, tentokrát již hlavního stavu.

Znalec provedl posudek s využitím všech dostupných směrnic a návrh rekonstrukce vešl k následující ekonomické nabídce. Je-li povoleno snížit úroveň konstrukce sítinový natížení 600 kg/m² /včetně symetrického součinitelů/ znamená to, že s bezpečností přepočtenou úroveň konstrukce znamená je stále natíženost skutečně pouze do této výše. Každé přetížení dovoleného natížení je na úkor bezpečnosti; žádná další rezervy nejsou /jak je také jediné ekonomické/ požadky.



Baroš
R. Baroš

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, pro myslivých a zemědělských a stavebního materiálu. Znalecký úkon je zapsán pod poř. čís. 30/73 znaleckého deníku.

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

