

Michail LEMBÁK *, Vojtěch VÁCLAVÍK **

K PROBLEMATICE NAVRHOVÁNÍ OBJEKTŮ ČOV ZVLÁŠTĚ NA PODDOLOVANÉM ÚZEMÍ

PROBLEMS OF DESIGNING AND STATIC CALCULATION OF WATER TREATMENT PLANT PREMISES ESPECIALLY THOSE WITHIN UNDERMINED TERRITORY

Abstrakt

V příspěvku se popisují zvláštnosti při navrhování čistíren odpadních vod zejména na poddolovaném území. Uvádí se metodika řešení, statického výpočtu a vyztužování jednotlivých objektů ČOV.

Abstract

In the paper special features of designing waste water treatment plants are discussed especially of those located in underground territory. Within its frame methods of construction solving, static calculation and reinforcement of such water treatment premises are presented.

Key words: water treatment station, undermined territory static calculation, reinforcement.

Úvod

Likvidace městských odpadních vod vedle tuhých odpadů je u nás největším ekologickým problémem. Odpadní vody se čistí v čistírnách odpadních vod, které v poslední době zaznamenaly značný pokrok nejen po stránce technologie čištění, ale i ve vlastním stavebním řešení.

Čistírny odpadních vod se dnes staly továrnami se složitou technologií, náročným strojně technologickými a příslušnými zařízeními a tudíž i náročným provozem. Z toho vyplývá i složité stavební řešení a nároky na investiční prostředky.

V oblastech návaznosti strojní technologie na stavební část je problematické i to, že celá komplexní výstavba objektů čistírny odpadních vod je v podstatě diktována strojírenským vybavením. Současně se klade důraz na to, aby technologie čistíren odpadních vod odpovídala evropské, eventuelně světové úrovni.

Specifické požadavky, které se kladou na výstavbu čistíren odpadních vod, se zvětšují pro stavebně-dodavatelské firmy i v tom, že v mnoha případech jsou nuceny realizovat stavby na poddolovaném území.

Při hodnocení způsobu výstavby čistíren odpadních vod musíme konstatovat, že dříve realizována výstavba objektů ČOV v mnoha případech měla řadu nedostatků:

- nevhodné a neekonomické řešení situačního a výškového uspořádání jednotlivých objektů zapříčiňovalo velký záběr půdy,
- dlouhý průtokový profil, velké hydraulické a proudové ztráty,
- velká různorodost objektů, jejich tvarů, různé hloubky základových spár,
- tvarová různost a velikost jednotlivých objektů zaznamenala používání neprogresivních konstrukcí a stavebně technologických postupů.

Nové racionální čistírny odpadních vod se s uvedenými problémy vyrovnaly tak, že uspořádání jednotlivých objektů bylo řešeno do jednotlivých stavebně-technologických celků v horizontálním směru a přitom byla sjednocena základová spára ve vertikálním směru. Tomuto vyhovuje pravoúhlý systém objektů

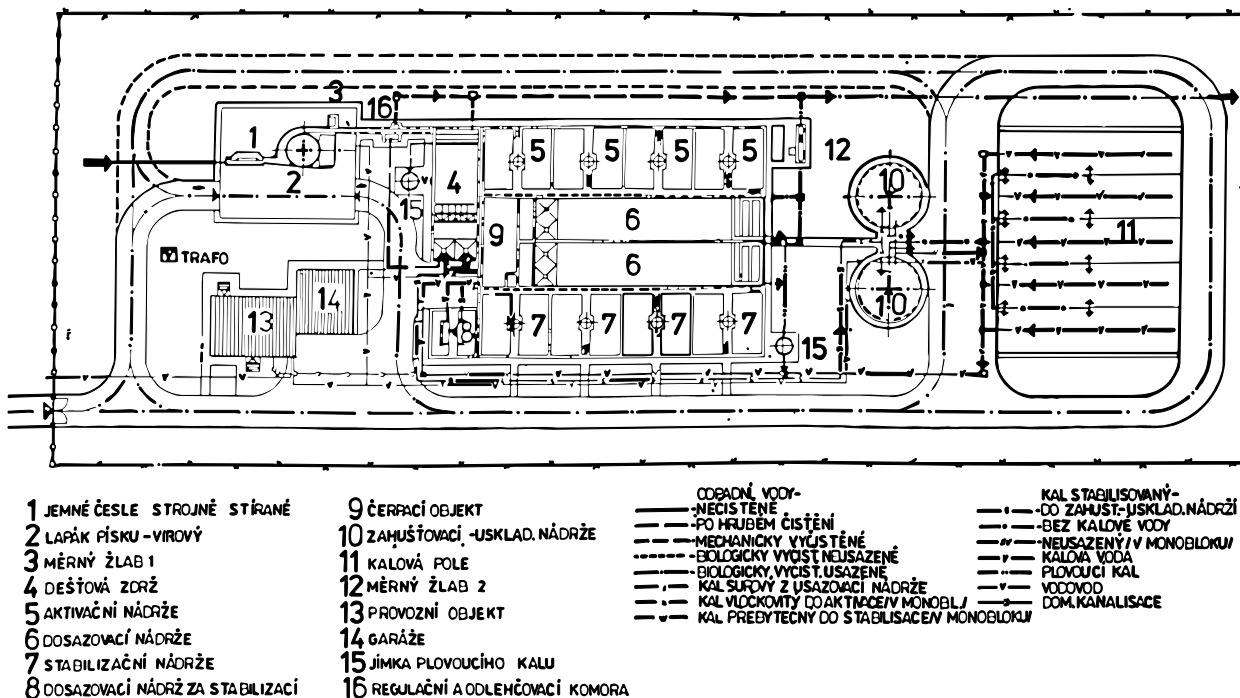
* Prof. Ing., CSc., VŠB-TU Ostrava, Hornicko-geologická fakulta, 17. listopadu 15, 708 33 Ostrava

** Ing., VŠB-TU Ostrava, Hornicko-geologická fakulta, 17. listopadu 15, 708 33 Ostrava

a dále jejich seskupení do monoblokového objektu. Tímto se dosáhla soustředěnost jednotlivých čistírenských objektů kompaktních celků, a to na zpracování odpadní vody, kalů, strojního vybavení a do provozního celku s potřebným příslušenstvím. Takové řešení je přínosem při zakládání stavby ve dvou nebo třech stavebních jamách se základovými spárami na stejné úrovni.

Takto pojaté moderní racionální řešení přináší následující výhody:

- zakládání ve dvou či třech stavebních jamách tvarově nekomplikovaných se základovou spárou ve stejné úrovni umožňuje nepřerušované rozdrůžování zemin vhodnými velkokapacitními stroji a snižování hladiny podzemní vody novými způsoby používanými při realizaci staveb,
- pravouhlé řešení, nekomplikované tvary, poměrně velké plochy a objemy objektů dovolují při stavbě objektů maximálně využít progresivní prvky stavební realizace, a to použití velkoplošných bednění, průmyslově vyráběných armokošů, betonování velkých objektů apod.



Obr.1. Situační řešení čistírny odpadních vod pro 10 000 obyvatel

Na obr. 1 je znázorněno schéma vzorové čistírny odpadních vod pro 10 000 obyvatel, které je vypracováno maximálně úsporně [1]. Vzájemné uspořádání jednotlivých zařízení a objektů respektuje technologické podmínky a vzájemnou vazbu jednotlivých zařízení. Spojovací trasy kanálů a potrubí jsou zde voleny co nejkratší a vzdálenost jednotlivých zařízení od sebe co nejbližší.

Hlavní čistírenské objekty tj. monoblokové nádrže (5) s dosazovákem (6), stabilizačními nádržemi (7), čerpační stanicí (9), dešťovou zdrží (4), a dosazovákem stabilizace (8) tvoří mohutný stavební blok s přibližně stejnými hloubkami jednotlivých objektů. Dešťová zdrž je zapojena tak, že v případě nutnosti může pracovat jako primární usazovák a tím odlehčit biologické čistírně. Celkem logicky je situován objekt provozu, laboratoří, dílen a garáží včetně potřebných sociálních zařízení u vstupu do čistírny a na odlehklém konci jsou umístěna kalová pole čistírny.

Zásady statického a konstrukčního řešení objektů čistírny

Tato kapitola příspěvku je pro vodohospodáře, který nemá speciální poznatky v oboru stavební mechaniky a betonových konstrukcí velmi náročná. Považujeme však za potřebné vysvětlit některé základní předpoklady statického a konstrukčního řešení objektů ČOV, aby se budoucí provozovatele čistíren seznámily s těmito předpoklady a aby se nedopouštěli chyb při projektování a rekonstrukci těchto objektů.

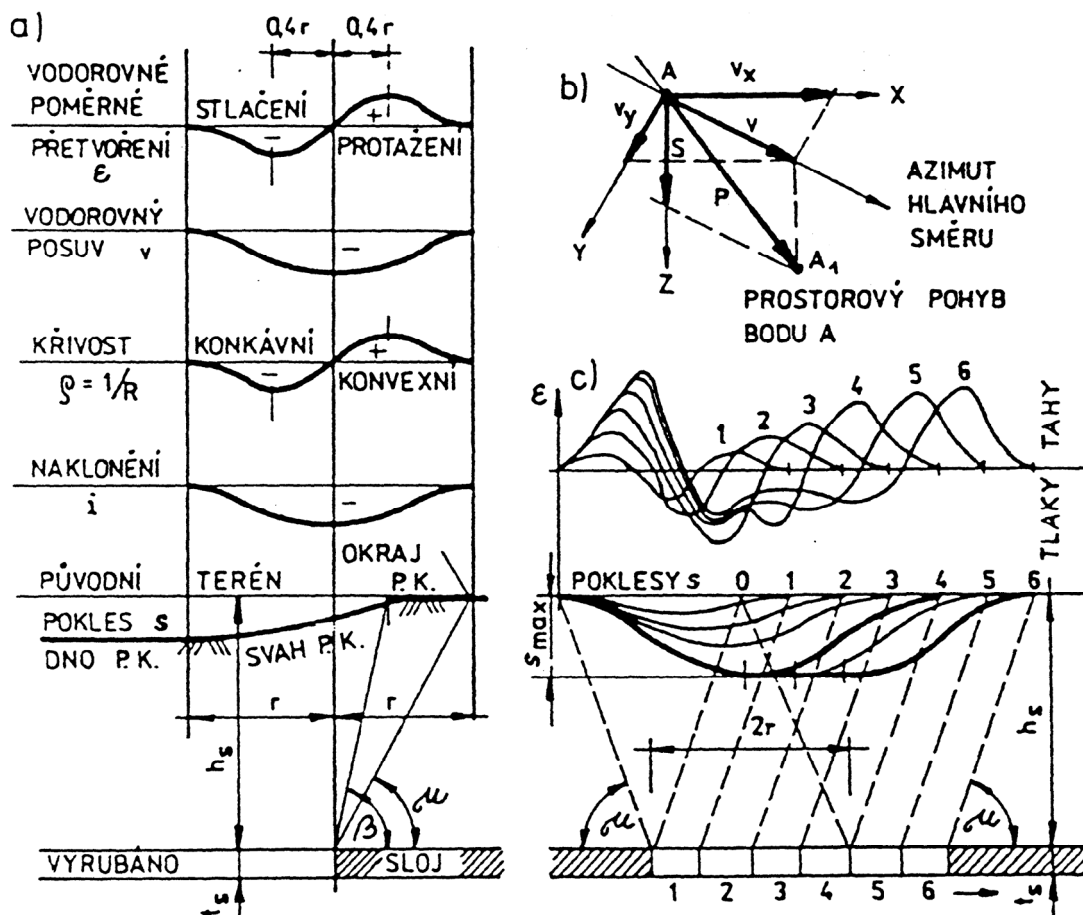
Jedním z rozhodujících podkladů při návrhu ČOV na poddolovaném území jsou báňské podmínky, které stanoví předpokládané povrchové projevy důlní činnosti při dobývání ložiska hlubinným způsobem. Jsou závazným podkladem pro zajištění ČOV nebo strojně-technologického zařízení ve smyslu horního zákona [2].

Báňské podmínky jsou jedním z podkladů, které se přikládají k návrhu na vydání územního rozhodnutí a k žádosti o povolení stavby.

Podle počtu a hloubky dobývaných slojí pod terémem, mocnosti a plošného rozsahu porubu a geologické stavby jeho nadloží mohou být povrchová přetvoření terénu [3]:

A) spojitá, charakterizována v okrajové části poklesové kotliny

- maximálním poklesem S_{max} (mm),
- maximálním vodorovným posunem V_{max} (mm),
- maximálním nakloněním i_{max} (rad),
- minimálním poloměrem zakřivení R_{min} (km),
- maximálním vodorovným poměrným přetvořením ϵ_{max} (viz obr. 2).



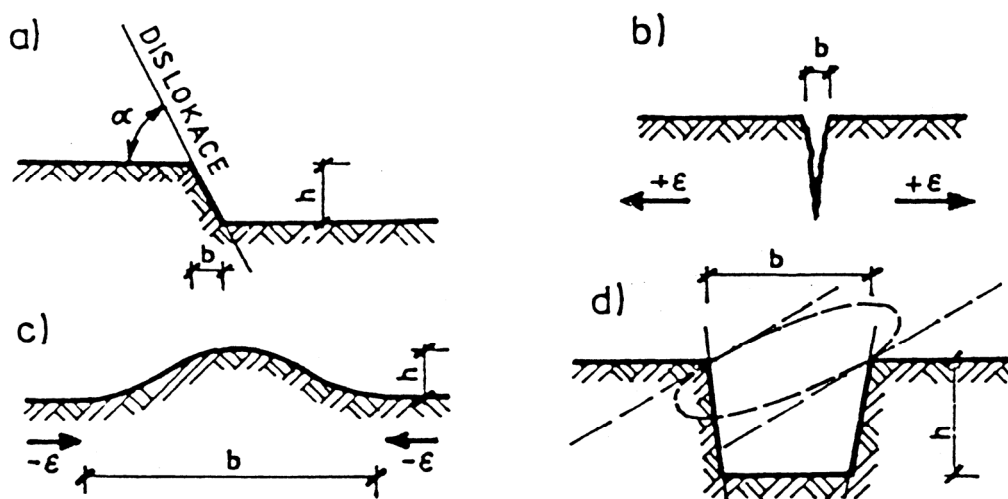
Obr.2. Základní veličiny spojitě poklesové kotliny při dobývání jedné vodorovně uložené sloje [3]

- a) Průběh spojitých přetvoření terénu: s – pokles, i – naklonění, R – poloměr zakřivení, v – vodorovný posuv, ϵ – vodorovné poměrné přetvoření, h_s – hloubka uložení ložiska, t_s – účinná mocnost ložiska, r – poloměr účinné plochy, μ – mezní úhel vlivu, β – zálomový úhel.
- b) Rozklad prostorového pohybu povrchového bodu do směru os X, Y a Z.

c) Dynamický vývoj poklesů a vodorovných přetvoření terénu v poklesové kotlině.

B) nespojitá, charakterizovaná [3]:

- terénním stupněm se zadanou výškou h_v (mm) (kolmý stupeň), popř. výškou h a šířkou b (šikmý stupeň),
- trhlinou se zadanou šířkou b (mm),
- terénní vlnou se zadanou výškou h a šířkou b (mm),
- propadlinou se zadaným průměrem b a hloubkou h (mm).
(příkopová propadlina viz. obr. 3d)



Obr.3. Nespojitá přetvoření terénu: a) terénní stupeň, b) trhlina, c) terénní vlna, d) propadlina [3]

Při použití báňských podmínek pro návrh zajištění objektu nebo strojně-technologického zařízení je třeba vzít v úvahu následující skutečnosti a souvislosti:

- Při zadání zjednodušených báňských podmínek (používáno zejména pro vícerozložková ložiska) se obvykle neudává azimut hlavního směru přetvoření terénu. Pro praxi to znamená nezbytnost uvažovat možný výskyt max. hodnot zadaných přetvoření terénu v libovolném azimutu vzhledem k zajišťovanému objektu.
- Nejsou-li výslovně předepsány jen kladné hodnoty zakřivení a poměrného vodorovného přetvoření terénu, uvažují se vždy hodnoty obojího znaménka.
- Ze tvaru okrajové části poklesové kotliny znázorněné na obr.3 plyne, že je možný současný výskyt jen kladných (nebo jen záporných) hodnot poloměru zakřivení a poměrného vodorovného přetvoření terénu.
- V odůvodněných případech je možno pro objekty ČOV vyžádat doplnění zjednodušených báňských podmínek a další návrhové údaje. Nejčastěji se bude jednat o hodnotu S_{\max} při vyšší úrovni hladiny podzemní vody (s případným dynamickým vývojem poklesů), největší očekávané vodorovné posuvy terénu a údaje o očekávaném počátku popř. ukončení povrchovým projevům poddolování u objektu nebo strojně-technologického zařízení, aby mohl být posouzen způsob a rozsah zajištění z časového hlediska, tj. předem, dodatečně, po etapách (např. rektifikace některých částí objektů při opravách nebo výměně strojně-technologického zařízení).

Pro zatřídění staveniště s ohledem na očekávanou intenzitu přetvoření terénu slouží tab. 1.

Tab.1. Skupiny stavenišť na poddolovaném území podle zadaných parametrů přetvoření terénu [3]

Skupina	Parametr přetvoření terénu		
	Vodorovné poměrné přetvoření ϵ	Poloměr zakřivení R v km	Naklonění ²⁾ i v rad
I ¹⁾	$\epsilon > 7 \cdot 10^{-3}$	$R < 3$	$i > 10 \cdot 10^{-3}$
II	$7 \cdot 10^{-3} \geq \epsilon > 5 \cdot 10^{-3}$	$3 \leq R < 7$	$10 \cdot 10^{-3} \geq i > 8 \cdot 10^{-3}$
III	$5 \cdot 10^{-3} \geq \epsilon > 3 \cdot 10^{-3}$	$7 \leq R < 12$	$8 \cdot 10^{-3} \geq i > 5 \cdot 10^{-3}$
IV	$3 \cdot 10^{-3} \geq \epsilon > 1 \cdot 10^{-3}$	$12 \leq R < 20$	$5 \cdot 10^{-3} \geq i > 2 \cdot 10^{-3}$
V	10^{-3} a méně	20 a více	$2 \cdot 10^{-3}$ a méně

¹⁾ Do skupiny I patří i stavenišťe s předpokládaným výskytem nespojitých přetvoření terénu podle obr.3. Terénní stupně a vlny o výšce menší než 100 mm a trhliny o šířce menší 100 mm se zařadí do skupiny stavenišť II. O zařídění rozhoduje nejméně příznivá hodnota parametru přetvoření.

²⁾ V oboru praktických hodnot se užívá relace $\sin i = \operatorname{tgi} = i$

Při výběru lokality pro situování ČOV je třeba vzít v úvahu zejména následující skutečnosti a souvislosti:

- Pro situování ČOV jsou nevhodná území, kde se předpokládá vznik nespojitých přetvoření terénu.
- Nedoporučují se území, která jsou zařazena jako stavenišťe I. a II. skupiny.
- Doporučují se území, kde se očekává ukončení povrchových projevů poddolování, nebo dno poklesové kotliny a dle báňských podmínek lze očekávat pouze pokles (svislý posun) terénu. V těchto případech je však nutno posoudit úroveň hladiny podzemní vody a uvažovat její změny (zvýšení) vlivem poklesu terénu.
- Nedoporučují se území, s vodotečemi a vodními nádržemi, jejichž hladina může při poklesech terénu relativně stoupat, pokud nebudou v území prováděna nezbytná hydrotechnická opatření, která by řešila odtokové poměry povrchových vod.
- Pokud bude znám časový průběh hodnot spojitých přetvoření terénu, je třeba dát přednost území s nejmenším vodorovným poměrným přetvořením ϵ , nejmenším nakloněním i a největším poloměrem zakřivení R .

Podzemní objekty

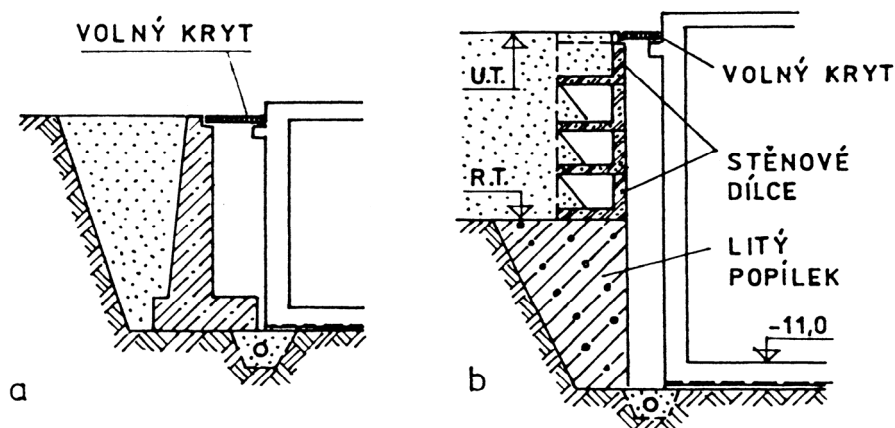
Podzemní objekty tvoří převážnou část objektů ČOV ve formě nádrží, jímek a šachtic vzájemně zpravidla propojených potrubím a založených v různé výškové úrovni.

Jako podzemní objekty jsou vystaveny ve styku ze zemním prostředím účinkům zakřivení a vodorovných poměrných přetvoření terénu, z nichž rozhodující význam má zpravidla zvýšený zemní tlak na obvodové stěny. Kromě toho je vždy nutné posoudit možné zvýšení hladiny podzemní vody v důsledku poklesů terénu a stabilitu objektů proti nadzvednutí vzlakem podzemní vody. Při výpočtu stability proti nadzvednutí není dovoleno počítat s příznivými účinky tření a styku s okolní zeminou.

Nejúčinnějším opatřením ke zmírnění účinků poddolování je navržení základové spáry co v nejmenší hloubce pod terénem a to i za cenu některých zásahů do obvyklého řešení, např. nahrazení gravitačního spádu přečerpáváním.

Nelze-li se hloubkovému založení podzemní části ČOV vyhnout, posoudí se technicko-ekonomická výhodnost omezení zemních tlaků na obvodové stěny např. návrhem kompenzačních rýh, tzv. obětovaných

opěrných stěn kolem objektu (viz. obr. 4a), zvláštním řešením zásypu objektu (viz. obr. 4b), použitím záhozového materiálu nižší objemové hmotnosti (elektrárenský popílek apod.).



Obr.4. Příklad odstínění vnější stěny podzemního objektu [3]

Dno podzemních železobetonových nádrží a jímek nebo základové desky pod nádrže z plechu nebo plastu lze navrhovat jako:

- ❑ Jednovrstvé, které se posuzují na účinky zakřivení i vodorovných poměrných přetvoření terénu, řešení se zpravidla použije pro nádrže a jímky malých půdorysných rozměrů.
- ❑ Dvouvrstvé, které jsou vhodnější pro spojitá přetvoření terénu. Spodní vrstva vyztuženého podkladního betonu se posoudí na účinky vodorovných poměrných přetvoření a horní železobetonová deska se posoudí na účinky zakřivení terénu, ostatního zatížení konstrukce a na účinky tření v kluzné spáře. Hydroizolace mezi oběma vrstvami může plnit i funkci kluzné spáry. Součinitel tření na kluzné (smykové) spáře se uvažuje v hodnotách uvedených v tab.2.

Tab.2. Součinitel tření v kluzných spárách [3]

Řádek	Provedení kluzné spáry	Součinitel tření ¹⁾
1	Beton na zdivu nebo betonu	0,70
2	Dtto jako řádek 1 s asfaltovým pásem	0,55
3	Ocel na betonu	0,50
4	Ocel na oceli	0,49
5	Dvě vrstvy lepenky proložené vrstvou inertního prachu v množství 1 kg.m^{-2}	0,40
6	Dtto jako řádek 5 s vrstvou štípané slídy v množství 1 kg.m^{-2}	0,30
7	Dtto jako řádek 5 s vrstvou mletého grafitu v množství $0,5 \text{ kg.m}^{-2}$	0,20
8	Dvě vrstvy polyetylenové fólie proložené vrstvou mletého grafitu v množství $0,4 \text{ kg.m}^{-2}$	0,30

¹⁾ Uvedené hodnoty platí pro fyzikální tření při prokluzu. Jiné hodnoty, např. při viskózním tečení asfaltu v izolačních páslech, musí být doloženy výsledky zkoušek.

V případě, že jednotlivé nádrže nebo jímky ČOV tvoří samostatné konstrukční celky propojené pouze potrubím zpravidla založené v různých výškových úrovních musí být důsledně odděleny dilatačními spárami, které mají být rovinné, nelomené a mají zůstat nevyplněné.

Šířka dilatační spáry se určí podle vztahu:

$$W_d \geq \mu_\varepsilon \cdot |\varepsilon| \cdot L_{dil} \geq 50 \text{ mm}$$

$$W_h \geq W_d + \Delta \vartheta \cdot h_{dil} \geq 50 \text{ mm}$$

W_d - spodní šířka dilatační spáry

W_h - horní šířka dilatační spáry

ε - vodorovné poměrné přetvoření terénu

μ_ε - korekční součinitel vodorovného poměrného přetvoření terénu dle tab. 2, ČSN 73 00 39 [3]

L_{dil} - osová vzdálenost středu dilatačních celků

h_{dil} - celková výška z nižšího z přilehlých dilatačních celků od základové spáry

$$\Delta \vartheta = \mu_\zeta \cdot \frac{L_{dil}}{R}$$

μ_ζ - korekční součinitel zakřivení terénu dle tab.2, ČSN 73 00 39 [3]

R - poloměr zakřivení terénu

Je-li v báňských podmínkách zadáno výslovně jen kladné zakřivení terénu, uvažuje se $W_h = W_d$.

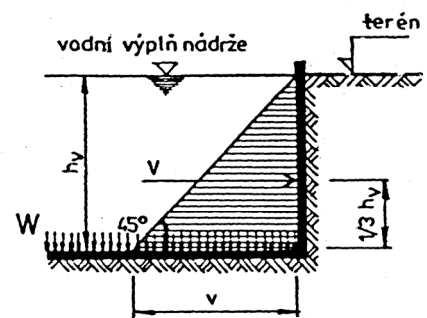
Rozbor silových účinků

A) Tlak vody v nádrži

Tlak odpadní vody na stěny nádrže má charakter lineární narůstajícího trojúhelníkového zatížení s výslednicí V , působící v 1/3 výšky vodní náplně h_v . Hodnota této výslednice silového účinku vodního tlaku na 1 běžný metr stěny nádrže je:

$$V = 5 \cdot h_v^2 \quad [kN],$$

kde výška vodní výplně (hloubka vody v nádrži) h_v se udává v metrech. Tlak vodní náplně se určí pro maximální výšku vody, tedy pro plnou nádrž k hornímu okraji nebo přepadu (viz obr.5).



Obr.5. Tlak vody v nádrži

B) Zemní tlak

Tento silový účinek se projevuje v případě nepodolovaného území jako tlak na stěny nádrže, narůstající lineárně s hloubkou zeminy v závislosti na objemové hmotnosti γ_z a úhlu vnitřního tření φ :

$$\varepsilon = \frac{90^\circ - \varphi}{2} = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

Horizontální tlak zeminy působí jako trojúhelníkové zatížení s výslednicí v těžišti plochy zatěžovacího obrazce tj. v 1/3 h_z . Velikost zemního tlaku se pak rovná (pro 1 bm délky stěny)

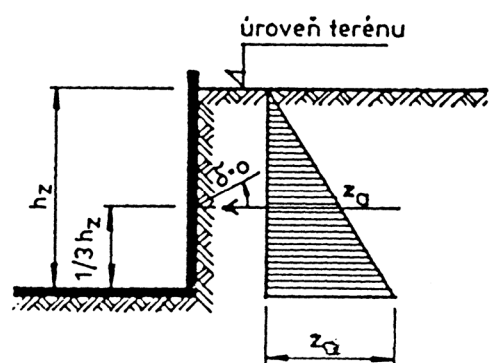
$$Z_a = 10 \gamma_z \cdot h_z \cdot K_a \quad [kN \cdot m^{-1}]$$

a výslednice toho tlaku se rovná:

$$Z_a = 5 \gamma_z \cdot h_z^2 \cdot K_a \quad [kN], \quad \text{kde} \quad K_a = tg^2 \cdot \varepsilon = tg^2 \cdot \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

h_z - hloubka zeminy [m]

γ_z - objemová hmotnost zeminy [$\mu g \cdot m^{-1}$]



Obr.6. Aktivní tlak zeminy

Uvedené vzorce platí pro běžný případ svislých stěn nádrže a vodorovného povrchu zeminy v bezprostřední blízkosti nádrže, minimálně v šířce okraje:

$$\check{S}_c = h_z \cdot \text{tg} \varepsilon$$

Pro jiné případy najdeme vzorec v [3].

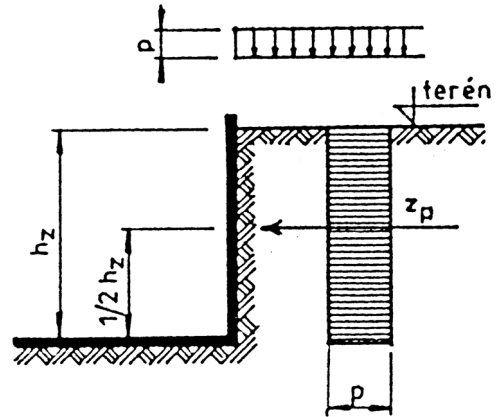
Pokud uvažujeme okraje s vertikálním provozním zatížením, působí tento účinek ve směru úhlu svahu, resp. kluzné roviny horizontálně na stěny nádrž, a to v konstantní velikosti na 1 bm délky stěny:

$$Z_p = p \cdot K_a \quad [kN \cdot m^{-1}]$$

Na celou výšku zeminy h_z pak působí v polovině výšky h_z výslednice toho tlaku s hodnotou:

$$Z_p = p \cdot K_a \cdot h_z \quad [kN]$$

kde p je provozní zatížení [$kN \cdot m^{-2}$] (viz obr.7).



Obr.7. Tlak od provozního zatížení

Pro podzemní nádrže je nutno uvažovat s vztlakem spodní vody zejména v období dešťových přívalů, které se projeví na 1 m^2 dna nádrže silou:

$$W = -10 \Delta h \quad [kN]$$

Δh - je rozdíl úrovně hladiny spodní vody a úrovně dna nádrže

V těchto případech je nutné, aby vztlak spodní vody byl eliminován hmotností konstrukce nádrže.

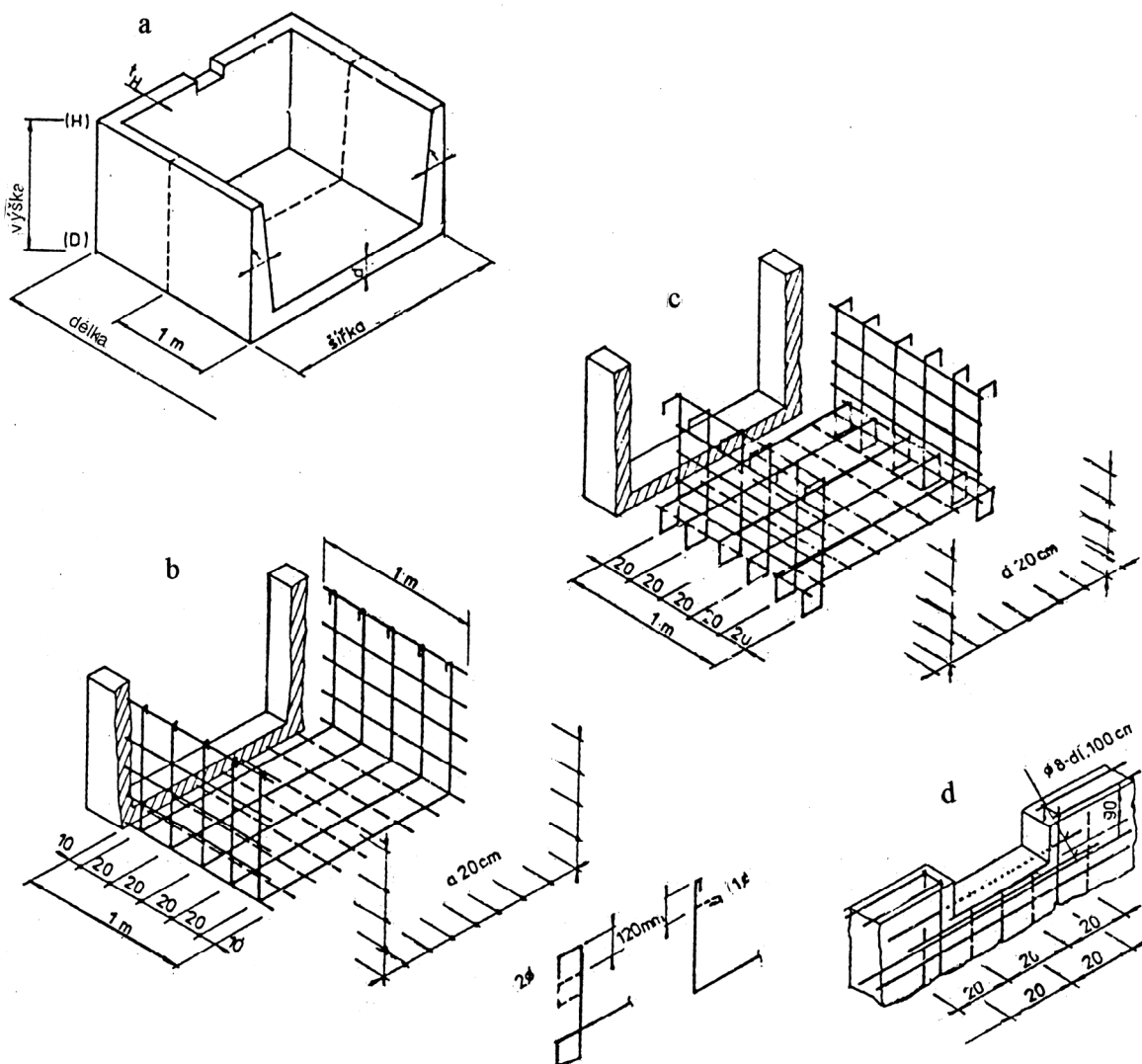
Zde je nutno však poznamenat, že tento případ je z ekonomického hlediska neefektivní. Při výstavbě komplexů ČOV je nutno zajistit vhodný výběr lokality, aby nedošlo k působení vztlakových sil na tyto objekty. Ve všech případech se pod dnem nádrže provádí šterkopískový podsyp, který zabraňuje vztlaku ledem při eventuelním promrzání spodní vody pod nádrží.

Z uvedeného vyplývá, že pro dimenzování v terénu zapuštěné nádrže mají největší význam horizontální účinky od vodorovného posunu při přetváření terénu v poddolovaném území, vodorovné účinky zemního tlaku (při realizaci objektů na nepoddolovaném území), tlaku vodní výplně i případně účinky provozního zatížení. Průběh vnitřních sil ve vlastní konstrukci nádrže dále závisí na konstrukčním uspořádání a vzájemné vazbě dna a stěn nádrže.

V závislosti na konstrukčním uspořádání styku dna-stěna nádrže rozlišujeme spojitě (vetknutí V) a nespojitě schéma (kloub K). V závislosti na řešení nadzemní části stěny nádrže můžeme pak uvažovat jako volný konec konzoly (O), nebo v případě se krytím nádrže jako nosník, desku můžeme uvažovat jako kloubové (K) nebo vetknuté (V) spojení. Pro uvedená základní schémata jsou v tab.3 znázorněny průběhy a konvekce vnitřních sil, jakož i základní vzorce na číselné vyjádření jejich velikosti.




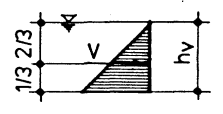
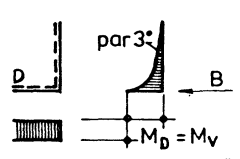
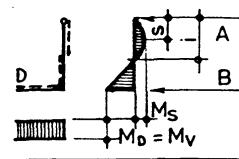
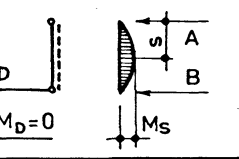
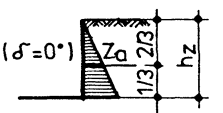
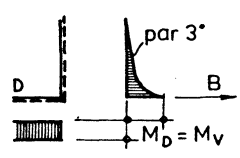
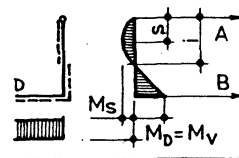
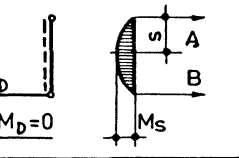
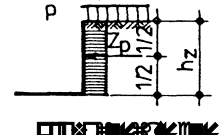
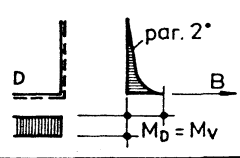
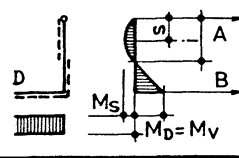
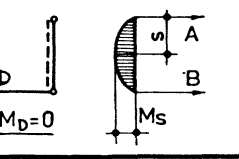
Na obr. 8 je uvedené schéma vyztužení bočních stěn a dna nízké nádrže. U těchto typů nádrží se může výztuž vyrábět buď na místě nebo dovážet na stavbu jako „prefabrikovaná“, tj. vázaná ve specializovaných výrobnách.

Před započítím betonářských prací je nutno předem připravit bednění, které určuje a vymezuje navrhovaný tvar nádrže. Bednění musí být dostatečně pevné, rovné, hladké a těsné, aby se dodržely rozměry nádrže a aby betonová směs neunikala spárami mezi jednotlivými dílci bednění.



Obr.8. Schéma vyztužení stěn a dna nízké nádrže: a) axonometrie části nádrže; b) vyztužení u vnějšího povrchu stěn; c) vyztužení u vnitřního povrchu stěn; d) vyztužení otvorů

Tab.3. Základní statistické schéma, průběhy a konvence vnitřních sil

Zatížení		①	②	③	
Typ	Schéma	statická schéma 	statická schéma 	statická schéma 	
A-1	 vodný tlak	 par 3° $M_D = M_V$	 $M_D = M_V$	 $M_D = 0$	
A-2/1	 zemný tlak ($\delta = 0^\circ$)	 par 3° $M_D = M_V$	 $M_D = M_V$	 $M_D = 0$	
A-2/2	 $M_D = 0$	 par. 2° $M_D = M_V$	 $M_D = M_V$	 $M_D = 0$	
A-1	A	[kN]	—	$0,20 V = h_V^2$	$0,33 V = 1,67 h_V^2$
	B	[kN]	$V = 5 h_V^2$	$0,80 V = 4 h_V^2$	$0,67 V = 3,33 h_V^2$
	M_S	[kN.m]	—	$0,057 \cdot V \cdot h_V = 0,33 h_V^3$	$0,128 \cdot V \cdot h_V = 0,64 h_V^3$
	M_V	[kN.m]	$0,33 \cdot V \cdot h_V = 1,67 h_V^3$	$0,133 \cdot V \cdot h_V = 0,67 h_V^3$	—
	s	[m]	—	$0,45 h_V$	$0,58 h_V$
	i	[m]	—	$0,78 h_V$	—
A-2/1	A	[kN]	—	$0,20 \cdot Z_a$	$0,33 \cdot Z_a$
	B	[kN]	$Z_a = 5 \delta z \cdot K_a \cdot h_z^2$	$0,80 \cdot Z_a$	$0,67 \cdot Z_a$
	M_S	[kN.m]	—	$0,067 \cdot Z_a \cdot h_z$	$0,128 \cdot Z_a \cdot h_z$
	M_V	[kN.m]	$0,33 Z_a \cdot h_z$	$0,133 \cdot Z_a \cdot h_z$	—
	s	[m]	—	$0,45 h_z$	$0,58 h_z$
	i	[m]	—	$0,78 h_z$	—
A-2/2	A	[kN]	—	$0,375 \cdot Z_p$	$0,50 \cdot Z_p$
	B	[kN]	$Z_p = p \cdot K_a \cdot h_z$	$0,625 \cdot Z_p$	$0,50 \cdot Z_p$
	M_S	[kN.m]	—	$0,070 \cdot Z_p \cdot h_z$	$0,122 \cdot Z_p \cdot h_z$
	M_V	[kN.m]	$0,50 \cdot Z_p \cdot h_z$	$0,125 \cdot Z_p \cdot h_z$	—
	s	[m]	—	$0,45 h_z$	$0,58 h_z$
	i	[m]	—	$0,78 h_z$	—

Návrh betonové směsi

Při navrhování betonové směsi pro stavby objektů ČOV lze postupovat podle různých metod, např. dle metodiky Freta, Kennedyho, Bolomeje aj. [4,5]. Základním předpokladem při navrhování vodotěsných, vodostavebních betonů je navržení směsi s minimálním množstvím pórů. Vodostavební beton se musí vyznačovat dostatečnou pevností, velkou trvanlivostí, houževnatostí, malým smršťováním, nízkým vývinem hydratačního tepla, velkou vodotěsností. K výrobě se používá kameniva čistého, hutného, pevného, jakož i nezávadné vody a cementu s nižším hydratačním teplem. Písku má být v kamenivu více než 50%. Obsahuje nejvýše 400 kg cementu na m^3 u betonových objektů, případně nejvýše 320 kg cementu na m^3 u masivních konstrukcí. Vodní součinitel má být nízký a směs dobře ztuhne, aby smršťování betonu bylo co nejmenší.

Při návrhu betonové směsi vycházíme z absolutních objemů jednotlivých složek obsažených v jednotlivém objemu zatvrdlé betonové směsi. Platí rovnice:

$$c' + v' + k' + M_v = 1000$$

$$c' = \frac{C}{\gamma_c} \quad v' = \frac{V}{\gamma_v} = V_n \quad k' = \frac{K_m}{\gamma_k}$$

c', v', k' - absolutní objemy cementu, vody, kameniva v jednotce objemu 1 m^3 , tj. 1000 l,

M_v - absolutní objem pórů v čerstvém hutněném betonu,

C, V_a, K_m - hmotnost cementu, vody a kameniva v kg v 1 m^3 hotového betonu ($\text{Mg} \cdot \text{m}^{-3}$),

γ_c - specifická hmotnost cementu v $\text{Mg} \cdot \text{m}^{-3}$, která je pro cementy asi $3,0 \text{ Mg} \cdot \text{m}^{-3}$,

γ_k - objemová hmotnost zrn kameniva (včetně vnitřních pórů v kamenivu),

γ_v - objemová hmotnost vody.

Hutnost betonu je dána vztahem:

$$H = \frac{c' + V_n + k'}{100}$$

Za vodotěsný beton se považuje beton, při kterém $H \geq 0,98$, to znamená, že objem pórů je menší než 0,02; $M_v \leq 0,02$.

Orientačně lze ze vztahu odvozeného Bolomejem výpočtem stanovit pevnost betonu:

$$R_b^{28} = \alpha_k \cdot R_c \cdot \left(\frac{C}{V_n} - 0,5 \right) \quad [\text{MPa}]$$

R_b^{28} - pevnost betonu v tlaku po 28 dnech,

R_c - normová pevnost cementu v tlaku (Mpa),

C/V_a - cementový součinitel (obrácená hodnota vodního součinitele $w = V_n/C$),

α_k - součinitel vyjadřující vliv kameniva na pevnost betonu; dosahuje hodnoty 0,55 pro těžené kamenivo s vhodnou granulometrií až po 0,40 pro kamenivo s velkým obsahem jemných částic.

Pro vodotěsné betony při použití těžženého kameniva lze uvažovat s hodnotou $\alpha_k = 0,50$.

Při návrhu betonové směsi je nutno určit skladbu kameniva stanovením počtu použitých frakcí. Betonová směs by se měla vyrábět ze dvou eventuelně ze tří frakcí kameniva. Absolutní objem kameniva se určí ze vztahu:

$$k' = 1000 - \left(\frac{C}{\gamma_c} + V_n \right)$$

Podíl absolutního objemu šterku š se dá přibližně vypočíst z rovnice:

$$\check{s} = 0,01 \cdot (m_k - 10w) \cdot \left(1 - \frac{5}{D_{\max}} \right)$$

m_k - součinitel tvaru zrn s mezní hodnotou 83 až 66; pro těžžené kamenivo do vodotěsných betonů lze uvažovat s hodnotou asi 80,

w - vodní součinitel,

D_{\max} - maximální zrno kameniva v mm; zbytek do objemu kameniva po odpočtu šterku tvoří písek.

Válcové nádrže

Hlavní druhy zatížení válcových nádrží jsou:

- vlastní tíha konstrukce,
- tlak vody,
- zemní tlak u zasypaných nebo obsypaných nádrží.

Z hlediska statického působení je třeba rozlišovat nízké a vysoké nádrže, jejichž hloubka h nepřevyšuje osminu půdorysného obvodu, tj. pokud je splněna podmínka:

$$h \leq \frac{\pi r}{4}$$

kde r je poloměr nádrže. Stěny nízké nádrže lze vyšetřovat zjednodušeně jako konzoly vetknuté do základové desky, a to odděleně na trojúhelníkové nebo lichoběžníkové obrazce zemního tlaku nebo vnitřního tlaku náplně. Nosná je zde tedy svislá výztuž, vodorovná výztuž pak má funkci rozdělovací výztuže.

U vyšších nádrží, které nesplňují výše uvedenou podmínku, přenáší horní úsek kruhového válce celý vodorovný tlak náplně $\gamma \cdot h_1$, kde γ je objemová hmotnost náplně a h_1 hloubka měřená od nejvyšší možné hladiny náplně. Můžeme rozdělit úsek nad výškou $\pi r/4$ na pásma s největšími tlaky rovnoměrně po obvodu válce [7,8].

K výpočtu statických veličin (tj. normálové síly N , ohybového momentu M a posouvající síly Q) válcové stěny podle ohybové teorie se používá lineární diferenciální rovnice 4. řádu:

$$\frac{d^4 W}{dx^4} + \frac{4}{c^4} \cdot W = \frac{12}{E \cdot d^3} \cdot \frac{v^2 - 1}{v^2} \cdot q \quad c^4 = \frac{r^2 \cdot d^2}{3 \cdot \frac{v^2 - 1}{v^2}}$$

- c^4 - tuhostní konstanta válcové stěny,
- W - průhyb válcové stěny,
- E - modul pružnosti betonu,
- r - poloměr střednice válcové plochy,
- d - tloušťka stěny,
- q - zatížení působící na stěnu nádrže,
- v - součinitel příčného přetvoření betonu.

Řešením uvedené rovnice se vypočtou statické veličiny:

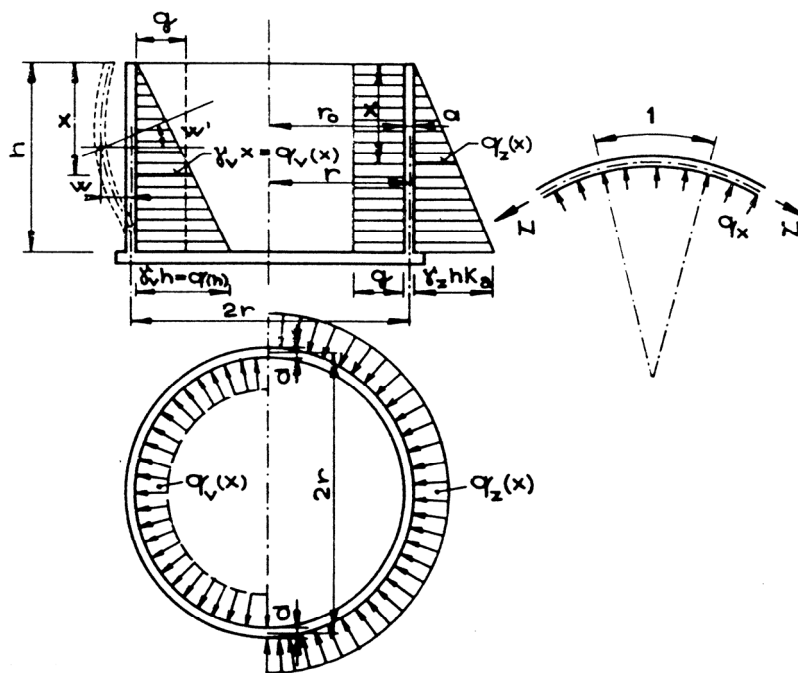
$$N = -\frac{E \cdot d}{r} \cdot W \quad M = -\frac{E \cdot d}{4} \cdot \frac{r^2}{c^4} \cdot W'' \quad Q = -\frac{E \cdot d}{4} \cdot \frac{r^2}{c^4} \cdot W'''$$

kde

$$W'' = \frac{d^2 W}{dx^2} \quad (\text{druhá derivace průhybu})$$

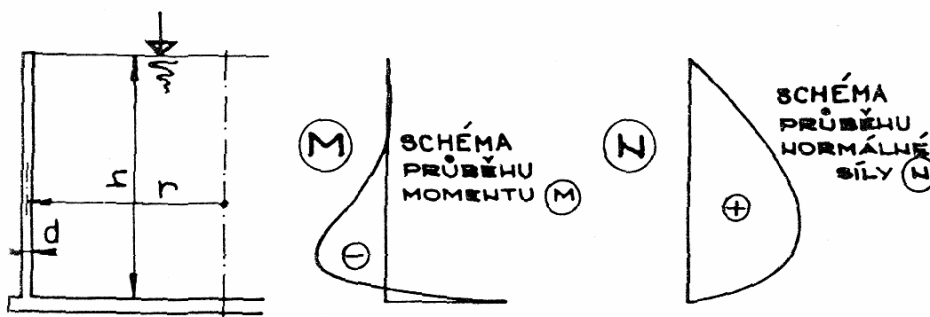
$$W''' = \frac{d^3 W}{dx^3} \quad (\text{třetí derivace průhybu})$$

Schéma zatížení působící na válcovou stěnu je znázorněno na obr. 8 [8]. Od zatížení vodním tlakem vzniká ve válcové stěně tah a od tlaku zeminy vzniká v konstrukci tlak



Obr.8. Schéma zatížení stěny válcové nádrže

Schéma průběhu ohybového momentu M a normálové síly N v konstrukci nádrže je znázorněno na obr. 9.



Obr.9. Průběh ohybového momentu a normálové síly ve stěně válcové nádrže při působení náplně nádrže

Vyztužování válcových nádrží

Tloušťka stěn válcových nádrží se volí v závislosti na výšce nádrže a potřebné tloušťce betonu krycí vrstvy výztuže.

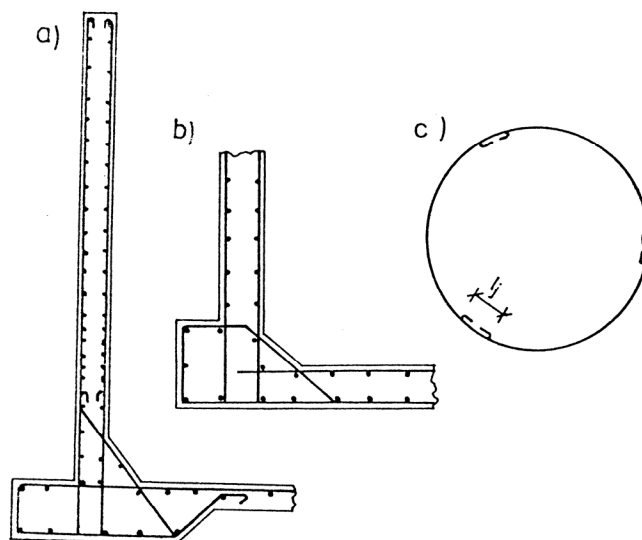
Z ohledem na nebezpečí vzniku trhlin u nádrží nechráněných proti účinkům objemových změn betonu navrhujeme stěny min 150 mm, ve kterých se potřebná nosná i rozdělovací výztuž umístí u obou povrchu stěny. Z uvedených důvodů volíme vždy větší počet prutů menšího průměru tak, aby vzdálenost vložek nepřekračovala 150 mm.

Dimenzování stěn válcových nádrží ve střední části membránového působení se provádí pro centricky působící tahovou tangenciální normálovou sílu. Potřebnou průřezovou plochu výztuže se doporučuje rozdělit rovnoměrně k oběma povrům stěny s ohledem na vznik trhlin.

Funkce svislé a tangenciální výztuže je následující:

- ❑ Ve vnitřním pásmu vysokých nádrží s výškou $h > \pi/4$ je za membránového stavu tangenciální výztuž nosná a svislá výztuž má funkci rozdělovací.
- ❑ U nízkých otevřených nádrží a v pásmech podél připojení stěny ke dnu nebo stropu nádrže rozhoduje svislá výztuž a směrem k rozhraní obou pásem nebo k volnému okraji se podílí na přenášení tlaku obsahu nádrže i vodorovná výztuž. Obvykle však svislá výztuž blíže k povrchu stěny.

Příklad vyztužování nádrže je uveden na obr.10 [7].



Obr.10. Schéma vyztužení válcových nádrží

Na obr.10a je schéma rozdělení výztuže otevřené válcové nádrže, pevně spojené se zesílenou deskou dna. Nosná funkce svislé výztuže končí ve výšce kolem $0,75r$, výše se naváží s potřebnými přesahy svislé vložky rozdělovací výztuže. Z tohoto obrázku je vidět, že vodorovné vložky postupně přebírají účinky největšího vodorovného tlaku náplně již uvnitř poruchového pásma ($h > \pi/4$). S klesajícím vodorovným zatížením lze zeslabovat tangenciální výztuž směrem k hornímu okraji nádrže buď plynule nebo v pásmech. Vždy je třeba věnovat pozornost přesahové délce zakřivených prutů l_j podle obr.10c. Variantní řešení tuhého spojení stěny se dnem nádrže je znázorněno na obr.10a,b. Podrobný statický rozbor včetně způsobu vyztužení různých typů válcových nádrží lze najít v literatuře [7,8,10].

Závěr

V uvedeném příspěvku jsme uvedli stručný přehled a rozbor účinků vnějších sil působících na objekty ČOV jakož i způsob vyztužování konstrukcí ČOV. Daná problematika umožní odborníkům, zabývajícím se touto problematikou, jakož i studentům oboru: "Technologie a hospodaření s vodou", lépe se orientovat v této problematice při projektování a rekonstrukci ČOV.

Tento článek je pokusem o komplexní pohled na navrhování objektů ČOV. Optimální bezkolizní návrh částečně zahloubených i nadzemních objektů zejména na poddolovaném území není pouze záležitostí stavařů, ale je to činnost, která zastřešuje práci celé řady technologických profesí jakož i provozovatelů ČOV.

Literatura

- [1] Rozkydálék, J., Rešetka, D.: Stokování a čištění odpadních vod. *Skriptum, Brno, VUT, 1981, 114 s.*
- [2] Zákon č. 44/1988 Sb. Horní zákon ve znění pozdějších předpisů.
- [3] ČSN 73 00 39 Navrhování objektů na poddolovaném území. Základní ustanovení.

- [4] ČSN 73 00 37 Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce.
- [5] Stork, J.: Teória skladby betonovej smesi. Bratislava, *SAU*, 1964, 174 s.
- [6] Říha, J., Stork, J.: Technologie stavebních dílců. Praha, *SNTL*, 1964, 215 s.
- [7] Bradáč, J., Bažant, Z.: Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky. *Skriptum*, Brno, *VUT*, 1993, s. 141 - 153.
- [8] Fiala, A.: Beton IV. Betonové konstrukce pro vodní stavby. 1992, s. 171 – 225.
- [9] ČSN 73 12 01 Navrhování betonových konstrukcí.
- [10] Hruban, K.: Betonové konstrukce. *ES ČSAV*, Praha 1959, s. 125 - 147.

Summary

Static calculation and reinforcement of premises of waste water treatment plants, especially of those located within undermined territory, is a considerably complicated process. It is necessary, therefore, to pay due attention to prediction and control of subsidence deformations of building site ground caused by undermining of building sites of water treatment plants.

Primarily, determination of adequate static parameters must be based on the long-term function characteristics of waste water treatment plants. By the paper procedures of static calculation and methods of reinforcement of such premises are described and recommended.

Recenzent: Prof. Ing. Josef Novák, CSc., VŠB-TU Ostrava

