FER&MAN Technology spol. s r.o. Kancelář: Praha 5, Tréglova 795, 152 00, tel.:+420777249826		Č.PARÉ
Investor: Město Týnec nad Sázavou K Náklí 404, 257 41 Týnec nad Sázavou	PROJEKTANT	Ing.Holuša
	VYPRACOVAL	Ing.Holuša
Stavba: ČOV TÝNEC NAD SÁZAVOU DOSTAVBA DOSAZOVACÍ NÁDRŽE II	STUPEŇ	DPS
	Č.ZAKÁZKY	20130106
	DATUM	II/2013
Příloha: B. INŽENÝRSKÉ OBJEKTY SO 01 DOSAZOVACÍ NÁDRŽ II, KONSTR. ČÁST – STATICKÝ VÝPOČET	MĚŘÍTKO	
	Č.PŘÍLOHY	2.7.

Obsah:

1.	**Zpráva ke statickému výpočtu**	**2**
1.1	Úvod	2
1.2	Podklady	2
1.3	Geologické poměry	2
1.4	Hydrogeologické poměry	3
1.5	Geotechnické hodnoty zemin a hornin	3
1.6	Popis sond	4
1.7	Založení objektu	4
1.8	Stručný popis konstrukce	5
1.9	Zásady statického řešení	6
2.	**Statický výpočet**	**8**
2.1	Schéma konstrukce – svislý řez	8
2.2	Stěny	9
2.2.1	Materiály	9
2.2.2	Zatížení stěn	9
2.2.3	Výpočet statických veličin	14
2.2.4	Návrh a posouzení výztuže stěn	21
2.3	Posouzení stability proti nadzvednutí vztlakem	24
3.	**Závěr**	**25**

1. ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 ÚVOD

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení konstrukce a založení podzemní železobetonové nádrže nového objektu dosazovací nádrže II. situované v areálu čistírny odpadních vod v těsné blízkosti stávající dosazovací nádrže I. a posouzení tohoto objektu na stabilitu proti nadzvednutí vztlakem v rámci akce **„Čistírna odpadních vod Týnec nad Sázavou“.**

1.2 PODKLADY

Podkladem pro zpracování tohoto statického výpočtu byly :

- Stavební výkresy objektu – půdorysy a řezy z projektové dokumentace k žádosti o SP,
- Týnec nad Sázavou, intenzifikace a rozšíření ČOV – inženýrsko-geologický průzkum, který provedla fy K + K průzkum s.r.o. v lednu 2008.
- Týnec nad Sázavou – rozšíření a intenzifikace ČOV, podrobný geologický průzkum zpracovaný fy Čech, inženýrské služby, v dubnu 2000,
- Stavební situace se zakreslením objektu dosazovací nádrže II.

1.3 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Areál městské čistírny odpadních vod leží na pravém břehu Sázavy, ve vzdálenosti několika metrů od jejího toku.

Původní morfologické poměry lokality a jejího širšího okolí byly částečně pozměněny činností člověka v souvislosti s úpravami terénu při výstavbě stávajícího areálu ČOV. Ve vlastním zájmovém území byl povrch terénu v minulosti upraven navážkami, které v místě vrtu J1 dosahují mocnosti 1,90 m..

Povrch vlastního zájmového území se v okolí nově projektované nádrže relativně prudce svažuje od severovýchodu k jihozápadu. Kóta povrchu terénu v místě stávající dosazovací nádrže v těsném severovýchodním sousedství řešené lokality je 261,40 m n.m.. V místě nové nádrže je povrch terénu na kótě 257,40 m n.m., tedy o 4 m níže. Dále k jihozápadu povrch terénu opět o několik metrů klesá až k Sázavě.

Skalní podloží tvoří horniny středočeského plutonu, který je zde zastoupen amfibol-biotitovými granodiority sázavského typu. Povrch předkvartérního podkladu se vyskytuje v hloubce 1,90 m pod povrchem terénu, na kótě 255,50 m n.m. Průzkumným vrtem byly zastiženy granodiority ve dvou stupních zvětrání. Svrchní polohu tvoří slabě zvětralé granodiority. Vrtné jádro obsahovalo velmi pevné úlomky o velikosti přes průměr jádra vrtu s výplní rezavě hnědé písčité hlíny. Barva zvětralé horniny je šedá a rezavě hnědá. Mocnost polohy je na základě dokumentace vrtu J1 0,50 m.

Hlouběji se pak nacházejí nezvětralé granodiority. Barva horniny je černošedá, vrtány byly souvislé kusy jádra o mocnosti 0,20 m, velmi pevné. Povrch nezvětralého granodioritu se nachází v hloubce od **2,40 m pod terénem, na kótě 355,00 m n.m.**

Pokryvné útvary jsou zastoupeny navážkami, které tvoří přímé nadloží hornin předkvartérního podkladu. Navážkami byl upravován povrch terénu do dnešní podoby. Jejich mocnost podle vrtu J 1 je 1,90 m. Složení navážek je obecně velmi nestejnorodé, podle vrtu J 1 mají charakter převážně písčité hlíny s různorodou příměsí, převážně úlomků cihel, kusů dřeva a úlomků hornin. Jedná se o zeminy zásadně se lišící od všech přírodních zemin, zejména různorodostí materiálu a nepravidelným uložením.

1.4 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Hydrogeologické poměry zájmového území jsou podmíněny řadou faktorů, z nichž rozhodující jsou geologická stavba území a propustnost jednotlivých geologických prostředí, morfologie terénu, potenciální zdroje podzemních vod a antropogenní vlivy spojené s urbanizací širší oblasti. Při hodnocení hydrogeologických poměrů je rozhodující poloha lokality na břehu Sázavy. Podzemní voda je vázána na horninové podloží a je ve spojitosti s hladinou vody v řece. Horninový masiv je charakteristický velmi omezenou puklinovou propustností. Podzemní voda je zde vázána na příhodné, nevyplněné otevřené pukliny. To znamená, že i komunikace podzemní vody s vodou v řece je vlivem puklinové propustnosti masivu omezena. Přesto lze předpokládat, že hladina podzemní vody zhruba odpovídá úrovni hladiny vody v řece.

Vrtem J1 nebyla podzemní voda do hloubky 3 m pod terénem zastižena. Na základě studia veškeré dostupné archivní dokumentace, porovnáním s hladinou vody v řece lze nepřímo stanovit, že se podzemní voda vyskytuje **v hloubce okolo 4 m pod povrchem terénu**, na kótě cca 253,40 m n.m. Této úrovni je nutno přizpůsobit konstrukci nádrže, přičemž je nutno počítat s možností krátkodobého vzedmutí hladiny podzemní vody při povodňových stavech. Kóta stoleté povodně je 258,40 m n.m.

Vodní prostředí je možno hodnotit jako slabě agresivní, podle ČSN EN 206-1 stupeň XA1. Veškeré sledované ukazatele jsou pod úrovní odpovídající slabé agresivitě dle příslušné ČSN.

1.5 GEOTECHNICKÉ HODNOTY ZEMIN A HORNIN

Fyzikálně mechanické parametry zemin a hornin (normové hodnoty) jednotlivých geotechnických poloh jsou uvedeny v následující tabulce.

Pozn. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti jsou s ohledem na 2. geotechnickou kategorii uvedeny pouze pro orientaci

Tabulka :

Geologické prostředí	ČSN 731001	ρ (kgm^{-3})	c_{ef} (kPa)	ϕ_{ef} (°)	ν	E_{def} (MPa)	R_{dt} (kPa)
Navážka – písčitá hlína s příměsí kameniva a odpadu, tuhá až pevná	F4 – Y	1800-2000	0 – 12	17 – 22	0,35-0,40	2 – 4	-
Slabě zvětralé granodiority	R3	2350-2400	40 – 50	36 – 40	0,20	250	800
Nezvětralé granodiority	R2	2400-2450	100–150	42 – 44	0,15	500 a více	2000

1.6 POPIS SOND

V rámci průzkumu byly realizovány dvě průzkumné sondy. Jádrový vrt J1 do hloubky 7,00 m pod stávající povrch terénu. Vrt je hydrogeologicky vystrojen a v budoucnu bude sloužit jako zdroj užitkové vody pro ČOV. V místě původně navržené ČS byl realizován vrt J2 o hloubce 5,0 m. Postupem času však byl záměr umístění ČS přehodnocen a ČS je umístěna v areálu ČOV mimo dosah provedeného vrtu.

Z vrtu J1 byl odebrán vzorek podzemní vody na chemický rozbor.

Jádrový vrt J1 (kóta terénu 257,40 m n.m.)

0,00 – 1,90 : navážka – hnědá a tmavě hnědá písčitá hlína s valouny křemene, kameny granodioritu a ojedinělými úlomky cihel, kusy dřeva **F4-Y**

1,90 – 2,40 : šedý a rezavě hnědý slabě zvětralý granodiorit, velmi pevné úlomky o velikosti přes průměr jádra vrtu s výplní rezavě hnědé písčité hlíny **R3**

2,40 – 3,00 : černošedý zdravý granodiorit, vrtáno souvislé jádro o mocnosti cca 0,20 m, velmi pevné, dále nelze vrtat **R2**

Hladina podzemní vody : nebyla naražena neustálila se

1.7 ZALOŽENÍ OBJEKTU

V zájmovém území je navržena výstavba nové nádrže, která bude zasahovat do hloubky cca 9,3 m od horní hrany stávajících dosazovacích nádrží, tedy přibližně na kótu 252,20 m n.m. Ve smyslu ČSN 73 1001 "Základová půda pod plošnými základy" bude mít objekt nenáročnou konstrukci. Základové poměry staveniště hodnotíme vzhledem k výskytu hladiny podzemní vody nad úrovní výkopu jako složité. Při navrhování základů bude nutno postupovat podle zásad 2. geotechnické kategorie a ve výpočtu použít místní normové charakteristiky základové půdy, uvedené v tabulce v předchozí kapitole.

Úroveň základové spáry nádrže na kótě 252,20 m n.m. se bude nacházet v prostředí zdravého granodioritu, který dle ČSN 73 1001 klasifikujeme třídou R2. Pevnost v prostém tlaku σ_c = 50-70 MPa a hodnota modulu deformace E_{def} = 500 MPa. Tyto horniny představují vhodnou a dostatečně únosnou základovou půdu pro založení navržené nádrže. Jejich extrémně vysoká pevnost však bude působit potíže při těžbě (viz dále v textu).

Hladina podzemní vody se nachází v hloubce cca 4 m pod povrchem terénu v místě provedeného vrtu, na kótě 253,40 m n.m., tedy cca 1,2 m nad úrovní základové spáry objektu. Podzemní voda tedy ovlivní zakládání objektu. Po dobu realizace stavby bude možno snížit hladinu ve výkopu čerpáním z jedné jímky. Přestože se výkop nachází v blízkosti řeky, lze předpokládat, že omezená puklinová propustnost skalního masivu umožní snižování hladiny ve výkopu čerpáním bez dalších opatření. Podzemní voda je zde slabě agresivní. Po dokončení stavby se obnoví původní hydrogeologické poměry a podzemní voda tak bude trvale působit na nádrž, kterou je tak nutno dimenzovat tak, aby i ve vypuštěném stavu odolala vztlaku podzemní vody. Hladina podzemní vody kolísá v závislosti na úrovni hladiny v řece, přičemž v době provádění průzkumných prací hladina odpovídá spíše vyšším stavům. Při mimořádných povodňových stavech dojde ke krátkodobému zvýšení hladiny podzemní vody nad úroveň uvedenou v tomto průzkumu.

Zemní práce. Těžitelnost klasifikujeme dle ČSN 73 3050. Svrchní patro tvořené navážkami můžeme zařadit do 3.-4. třídy těžitelnosti. Uvedené zeminy je možno rozpojovat výkonnějšími bagry. Slabě zvětralé granodiority řadíme do 6. třídy těžitelnosti a zdravé granodiority pak do 7. třídy těžitelnosti. To znamená, že na jejich odtěžení zejména ve východní části staveniště bude nutno nasadit nejvýkonnější techniku v kombinaci s impaktory a ručním dolamováním. V tomto prostředí bude obtížné i tvarování základové spáry a je nutno počítat s nadvýlomy.

S ohledem na kónický tvar konstrukce bude objekt dosazovací nádrže založen v otevřené svahované jámě čtvercového půdorysu ve tvaru komolého jehlanu se sklony svahů stejnými jako jsou stěny nádrže.

Během stavby bude hladina podzemní vody snižována čerpáním z čerpací jímky vybudované uprostřed dna uvnitř stavební jámy. Na urovnanou základovou spáru objektu se rozprostře podkladní štěrkopískový podsyp tl. 100 mm, který se zhutní.

1.8 STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE

Dosazovací nádrž je podzemní železobetonový monolitický objekt tvaru komolého jehlanu se základnou 600x600 mm, jehož horní část přechází v otevřený hranol čtvercového půdorysu. Sklon pláště komolého jehlanu je 2 : 1, stěny hranolu jsou svislé. Stěnami nádrže procházejí tři potrubí – přítokové, odtokové a kalové, která budou osazena do stěny nádrže dodatečně po provedení betonáže do předem vyvrtaných otvorů a následně budou utěsněna pomocí těsnícího systému.

Železobetonové konstrukce otevřené podzemní části nádrže budou provedeny z betonu C30/37 podle ČSN EN 206–1 s max. průsakem 50 mm podle ČSN EN 12390–8. Stupeň vlivu prostředí pro dno nádrže jsou XC2, XF3, XA1 (CZ, F.1), pro stěny nádrže jsou XC2,

XF3, XA1 (CZ, F.1). Ocel pro výztuž konstrukce je B500 B. Podkladní betony budou z betonu C12/15.

Vnitřní stěny a vnější svislé stěny nádrže se po odbednění vyspraví a zatřou cementovou maltou a opatří se dvojnásobným izolačním asfaltovým nátěrem ze studena.

Horní část nádrže má vnější půdorysné rozměry 9,60 x 9,60 m s tloušťkou stěn 400 mm. Výška svislé části nádrže je 1,25 m. V podélné ose nádrže (pokračování osy stávající dosazovací nádrže) je navržená ocelová lávka šířky 750 mm (dodávka technologie – není předmětem této dokumentace), pro jejíž uložení jsou navrženy v horní vnitřní části dvou protilehlých svislých stěn kapsy výšky 240 mm, šířky 900 mm, hluboké 220 mm.

Stěny komolého jehlanu jsou navrženy v tl. 400 mm, stejně jako dno dosazovací nádrže. Světlá výška komolého jehlanu je 7,65 m. Ve stěnách dosazovací nádrže jsou navrženy tři vrtané otvory pro prostup technologického potrubí. Pro přítokové potrubí DN300 (PVC) je navržen vrtaný otvor průměru 350 mm, stejně jako pro odtokové potrubí DN300 (ocel nerez). Pro potrubí odtahu kalu DN150 (ocel nerez) je navržen vrtaný otvor průměru 200 mm. Osa otvoru pro přítokové potrubí je 1,80 m, osa pro odtokové potrubí je 1,90 m a osa pro odtah kalu je 1,70 m od horní hrany svislé části nádrže (koruny). Jejich vodorovné umístění je zřejmé z výkresu tvaru. Otvory se budou vrtat dodatečně po odbednění vybetonovaných konstrukcí stěn nádrže. Po osazení technologických potrubí bude provedeno jejich utěsnění těsnícím systémem.

Po výšce jsou navrženy celkem tři těsněné vodorovné pracovní spáry. První pracovní spára bude v úrovni horního líce dna nádrže, druhá pracovní spára zhruba v polovině výšky komolého jehlanu, tj. 3,65 m nade dnem, třetí pracovní spára je navržena v místě přechodu šikmé části stěn komolého jehlanu do svislé části stěn otevřeného hranolu.

Povrchy stěn musí být hladké v kvalitě pohledového betonu. Vnější obvodové stěny objektu se opatří v místech, kde budou stěny nádrže přisypány zeminou, dvojnásobným asfaltovým nátěrem za studena (2x SA12), aplikovaným na penetrovaný podklad. Vnitřní povrch svislých i šikmých stěn se uzavře vnitřním voděodolným a protikorozním nátěrem.

1.9 ZÁSADY STATICKÉHO ŘEŠENÍ

Účinky zatížení konstrukcí jsou stanoveny v souladu s ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních konstrukcí a dále v souladu s ČSN EN 1991-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 4: Zatížení zásobníků a nádrží.

Stěny nádrží jsou zatíženy vodorovným zemním tlakem s přitížením na povrchu uvažovaným jako zatížení od pohyblivého dopravního zařízení vně nádrže, které se při výpočtu zemního tlaku nahrazuje účinkem náhradního rovnoměrného zatížení hodnotou v_n = 10,00 kNm^{-2}. Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,2. Zemní tlak je uvažován jako aktivní podle Coulombovy teorie pro zeminy dle IGP.

Dále jsou stěny nádrže zatíženy hydrostatickým tlakem od vnitřní vodní náplně, obzvláště při zkoušce vodotěsnosti, kdy bude horní část nádrže neobsypaná.

Pro potřeby posouzení stability objektu proti nadzvednutí vztlakem byla vypočtena tíha konstrukce na straně jedné a vztlak vyvozený vodním sloupcem, který se uvažuje vystavením hladiny podzemní vody do úrovně 0,5 m pod stávající terén (256,90 m n.m.)., tedy podstatně výše než je ustálená hladina podzemní vody, která dle výsledků IGP je uvažována na kótě 253,40 m n.m.

Výpočet obvodových stěn je proveden na zatěžovací stav, kdy je nádrž prázdná a po vnějším obvodě působí tlak zeminy. Současně je uvažováno přitížení stavebními stroji na povrchu terénu hodnotou v_n = 10,0 kNm^{-2}.

Dále je uvažován zatěžovací stav při zkoušce vodotěsnosti nádrže, kdy bude nádrž naplněná vodou a nebude obsypána zeminou do úrovně stávajícího terénu.

Dno nádrže je zatíženo rovnoměrně rozloženým vztlakem od veškerého svislého zatížení přenášeného stěnami. Vztlak od vlastní tíhy dna a náplně se sám ruší. Leží-li dno nádrže pod hladinou podzemní vody, bude namáháno též hydrostatickým vztlakem.

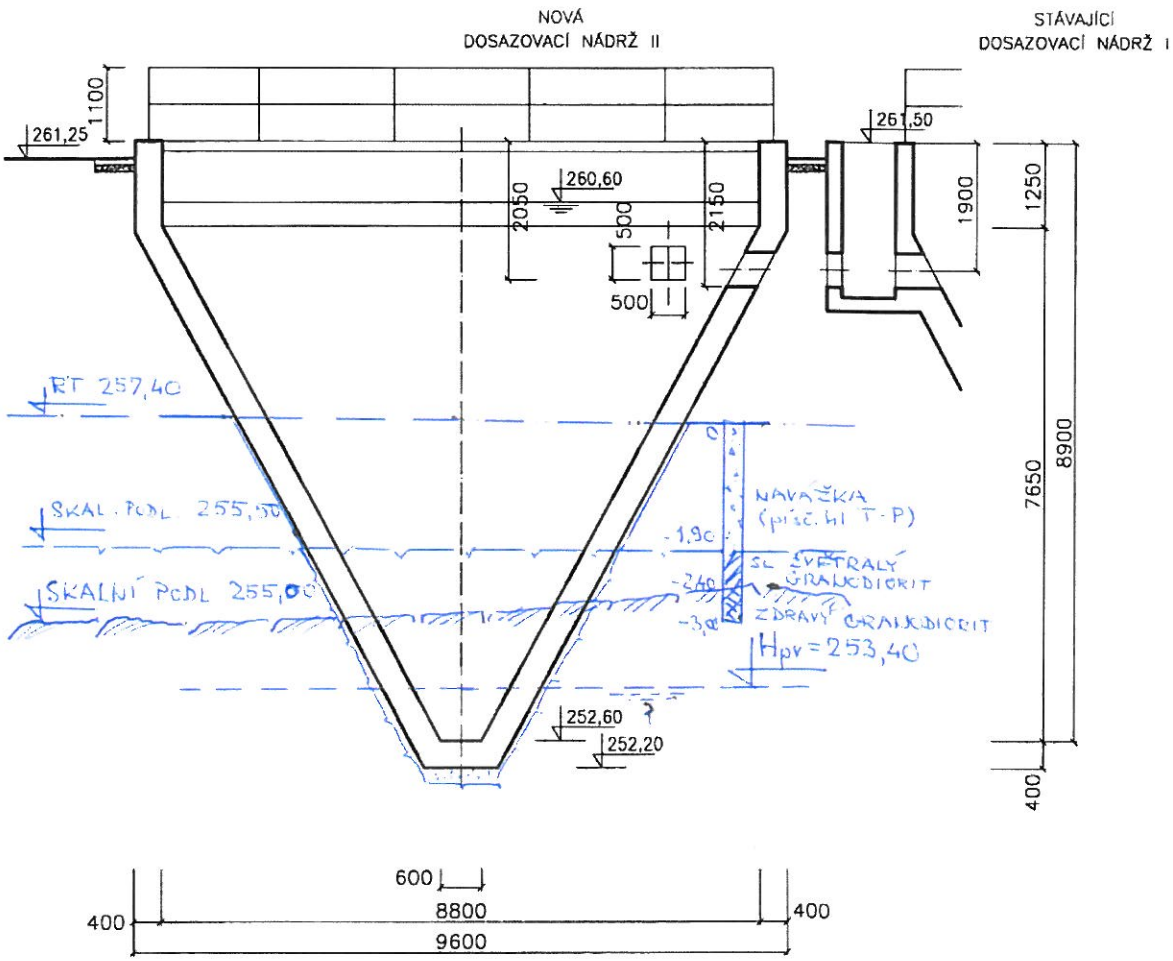
Výpočet ohybových momentů a reakcí je stanoven z tabulek R. Bareše : „Tabulky pro výpočet desek a stěn“.

2. STATICKÝ VÝPOČET

V rámci tohoto statického výpočtu byly navrženy a posouzeny rozměry a výztuž podzemní železobetonové konstrukce nádrže s ohledem na možné zatížení aktivním zemním tlakem při vypuštěné nádrži a dále na hydrostatický tlak od vodní náplně při provedení zkoušky vodotěsnosti nádrže.

Dále byl objekt dosazovací nádrže posouzen na stabilitu proti nadzvednutí vztlakem podzemní vody, která byla uvažována 0,5 m pod úrovni stávajícího terénu na kótě 256,90 m n.m..

2.1 SCHÉMA KONSTRUKCE – SVISLÝ ŘEZ



2.2 STĚNY

Konstrukce podzemní nádrže je navržena ze šikmých obvodových monolitických stěn tl. 400 mm kónicky se zužujících směrem ke dnu. V horní části přechází ve svislé stěny ve tvaru otevřeného hranolu s vnějšími půdorysnými rozměry 9,60 x 9,60 m. Světlá výška nádrže v šikmé části je 7,65 m, v horní otevřené části objektu je 1,25 m.

2.2.1 MATERIÁLY

Beton C30/37: f_{ck} = 30 MPa, f_{ctm} = 2,9 MPa, f_{cd} = 30/1,5 = 20 MPa

Uvažován součinitel spolehlivosti betonu γ_c = 1,5 , E_{cm} = 33 GPa

Ocel B 500B: f_{yk} = 500 MPa, f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 MPa

Uvažován součinitel spolehlivosti betonářské výztuže γ_c = 1,15 ,

E_s = 200 GPa, $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ = 434,78 : 200 . 10^{-3} = 2,17 ‰

2.2.2 ZATÍŽENÍ STĚN

Podzemní stěny nádrže jsou zatíženy jednak vodorovným zatížením zemním tlakem působícím vně nádrže, vodním tlakem působícím uvnitř nádrže, jednak svislým zatížením vyvozeným vlastní tíhou stěn a přitížením od staveništní dopravy.

Součinitelé zatížení pro:

- Vlastní tíhu, zatížení zeminou, vodou $\gamma_F = \gamma_{Fz} = \gamma_{Fv}$ = 1,35 ,
- Proměnné zatížení na povrchu terénu γ_{Fq} = 1,5

2.2.2.1 VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ STĚN

a)<u>Výpočet zemních tlaků na konstrukci</u>

Vstupní data

Projekt

Akce : ČOV Týnec nad Sázavou
Část : Statický výpočet
Popis : Zemní tlak na stěnu nádrže
Autor : Ing Petr Holuša
Datum : 20.2.2013

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	8.85
3	0.00	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším bodu konstrukce.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Navážka - písčitá hlína, tuhá až pevná		22.00	12.00	19.00	9.00	11.00
2	Slabě zvětralý granodiorit		40.00	40.00	24.00	14.00	20.00
3	Nezvětralý granodiorit		42.00	120.00	24.50	14.50	30.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Navážka - písčitá hlína, tuhá až pevná		soudržná	-	0.35	-	-
2	Slabě zvětralý granodiorit		soudržná	-	0.20	-	-
3	Nezvětralý granodiorit		soudržná	-	0.15	-	-

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5.95	Navážka - písčitá hlína, tuhá až pevná	
2	0.85	Slabě zvětralý granodiorit	
3	2.05	Nezvětralý granodiorit	
4	-	Nezvětralý granodiorit	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8.00 m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přitížení nové	Přitížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		stálé	10.00				na terénu

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku - Caqout-Kerisel (ČSN 730037)

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu
Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [–]	Příznivé [–]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,30	

Výpočet čís. 1

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m³]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
1	1.84	0.00	22.00	12.00	19.00	11.00	0.413	
2	4.11	0.00	22.00	12.00	19.00	11.00	0.413	
3	0.85	0.00	40.00	40.00	24.00	20.00	0.199	
4	1.20	0.00	42.00	120.00	24.50	30.00	0.185	
5	0.85	0.00	42.00	120.00	14.50	30.00	0.185	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.84	34.87	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.84	34.87	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.95	113.05	0.00	32.30	31.71	6.16
3	5.95	113.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	6.80	133.45	0.00	0.00	0.00	0.00
4	6.80	133.45	0.00	0.00	0.00	0.00
	8.00	162.85	0.00	0.00	0.00	0.00
5	8.00	162.85	0.00	0.00	0.00	0.00
	8.85	175.18	8.50	0.00	0.00	0.00

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. Složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	1.84	0.00	0.00
3	5.95	0.00	0.00
4	6.80	0.00	0.00
5	8.00	0.00	0.00
6	8.85	8.50	0.00

Průběh tlaku od přitížení - Přit.1 - celopl.

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. Složka [kPa]
1	0.00	4.06	0.79
2	1.84	4.06	0.79
3	5.95	4.06	0.79
4	5.95	1.87	0.68
5	6.80	1.87	0.68

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. Složka [kPa]
6	6.80	1.60	0.92
7	8.00	1.60	0.92
8	8.85	1.60	0.92

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působiště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působiště X [m]	Výpočtový koeficient
Aktivní tlak	65.24	4.58	12.68	0.00	1.350
Tlak vody	3.61	8.57	0.00	0.00	1.300
Přit.1 - celopl.	17.76	3.76	7.17	0.00	1.350

Celkový tlak působící na konstrukci

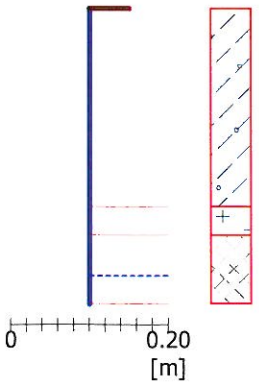
Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. Složka [kPa]
1	0.00	0.00	1.06
2	1.31	0.00	1.06
3	1.84	5.48	1.06
4	**5.95**	**48.28**	9.39
5	5.95	0.00	0.92
6	5.95	42.81	0.92
7	6.80	0.00	0.92
8	6.80	0.00	1.25
9	8.00	0.00	1.25
10	8.85	11.05	1.25

Výsledné síly

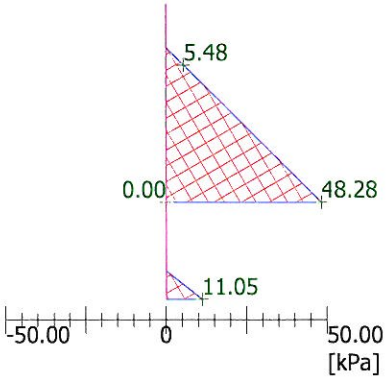
Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 134.93 kN/m
Působiště vodorovné složky je v hloubce = 4.79 m
Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 26.79 kN/m
Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0.00 m

Název : Výpočet aktivního tlaku | **Fáze : 1; Výpočet : 1**

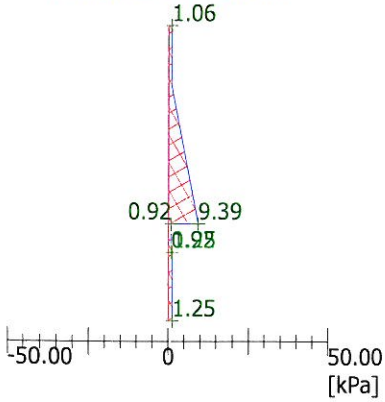
Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 8.85m



Vodorovná složka
Celková síla = 134.93kN/m
Hloubka těžiště =4.79m



Svislá složka
Celková síla = 26.79kN/m
Posun. těžiště =0.00m



b) tlak vodní náplní

měrná tíha náplně : γ_w= 10,0 kNm^{-2}

součinitel zatížení : γ_{fw}= 1,35

výška vodního sloupce : - provozní : h_w= 8,00 m

- zk. vodotěsnosti : h_{w1} = 8,10 m

Vodní tlak v hloubce 8,85 m pod povrchem terénu (u dna) :

Charakteristická hodnota :

- v provozním stavu : q_w= 8,0 . 10,0 . 1,00 = **80,00 kNm^{-2}**
- při zkoušce vodotěsnosti : q_w= 8,1 . 10,0 . 1,00 = **81,00 kNm^{-2}**

Návrhová hodnota : (γ_{Fv} = 1,35)

- v provozním stavu : $q_{vd} = q_w \cdot \gamma_{Fv}$ = 80,00 . 1,35 = **108,00 kNm^{-2}**
- při zkoušce vodotěsnosti : $q_{vd} = q_w \cdot \gamma_{Fv}$ = 81,00 . 1,35 = **109,35 kNm^{-2}**

c) svislé zatížení stěn

Vlastní tíha stěn (u dna) :

- měrná tíha železobetonu : γ_b = 25,0 kNm-2
- výška stěny : h = $\sqrt{(4,1^2 + 7,65^2)}$ + 1,25 = 8,68 + 1,25 = 9,93 m

Charakteristická hodnota :

G_{sk}= 9,93 . 0,40 . 1,0 . 25,00 = **99,30 kNm^{-2}**

Návrhová hodnota : (γ_F = 1,35)

G_{sd}= 99,30 . 1,35 = **134,06 kNm^{-2}**

Zatěžovací stavy

1.ZS - nádrže naplněné vodou, zemní tlak nepůsobí, tlak podzemní vody nepůsobí

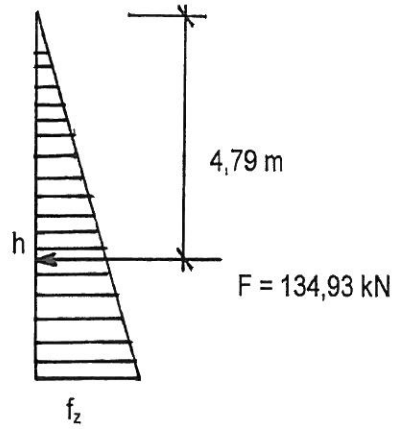
h_w = 8,00 m

$q_{vd} = q_w \cdot \gamma_{Fv}$ = 80,00 . 1,35 = **108,00 kNm^{-2}**

2.ZS - nádrže jsou vypuštěné, působí vodorovný zemní tlak a nahodilé zatížení vyvozené pohyblivým zatížením na povrchu.

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 134.9 kN/m

Působiště vodorovné složky je v hloubce = 4.79 m



$h_z = 4{,}79 \,.\, 3/2 = 7{,}19$ m

$$F = ½ \,.\, h \,.\, f_z \Rightarrow f_z = \frac{2\,F}{h} = \mathbf{37{,}53\ kNm^{-2}}$$

3.ZS - nádrž naplněná vodou při zkoušce vodotěsnosti, zemní tlak nepůsobí

výška hladiny $h_w = 8{,}10$ m

$q_{vd} = q_w \,.\, \gamma_{Fv} = 81{,}00 \,.\, 1{,}35 = \mathbf{109{,}35\ kNm^{-2}}$

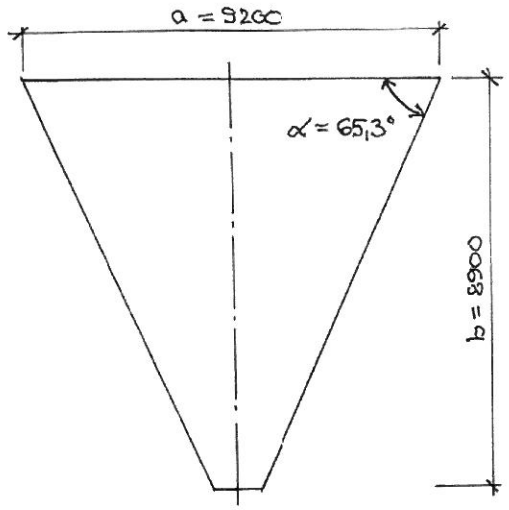
2.2.3 VÝPOČET STATICKÝCH VELIČIN

Výpočet statických veličin je proveden dle tabulek R. Bareše - Tabulky pro výpočet desek a stěn.

Výpočet je proveden jednak pro šikmé lichoběžníkové obvodové stěny tl. 400 mm, jednak pro svislé obvodové stěny tl. 400 mm s ohledem na možnost vzniku jednostranného tlaku. Výška lichoběžníkových stěn je 8,68 m, výška svislé obdélníkové stěny je 1,25 m. V případě zemního tlaku je maximální výška zeminy 7,65 m, v případě vodního tlaku je výška hladiny 8,00 m, resp. při zkoušce vodotěsnosti 8,10 m.

Stěny jsou vzájemně v podélném i příčném směru rozepřeny. Maximální rozpětí stěny je 9,20 m.

2.2.3.1 VÝPOČET LICHOBĚŽNÍKOVÉ DESKY



tg α = 8,90 : 4,10 = 2,17 $\Rightarrow$ α = 65,3°

Lichoběžníkové desky lze přibližně počítat jako desky trojúhelníkové.

Je-li

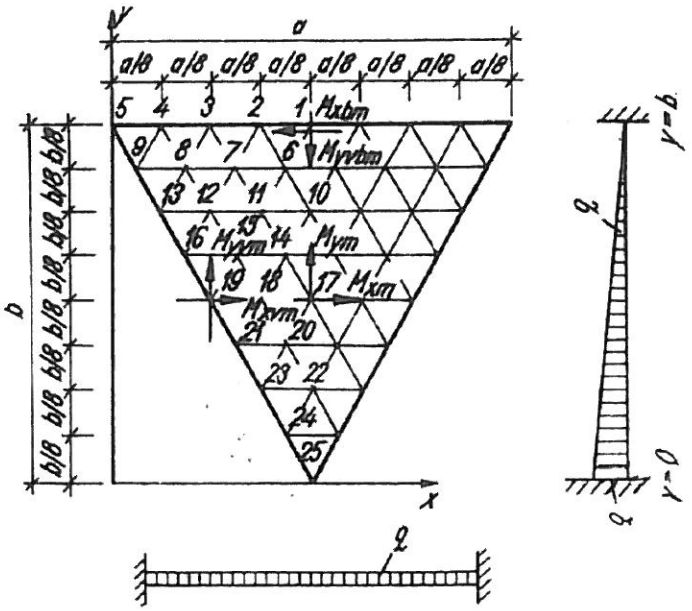
$$\frac{c}{a} = \frac{1,00}{9,20} = 0,109 < 0,25 \Rightarrow \text{možno desku počítat jako trojúhelníkovou}$$

základna : a = 9,20 m

výška : b = 8,90 m

výška : $B = b \dfrac{a}{a - c} = 8,9 \cdot \dfrac{9,2}{9,2 - 1,0} = 9,99 = 10,0$ m

Uvažujeme po čtyřech stranách vetknutou desku dle **tab. č. 1.177**



1.ZS - nádrže naplněné vodou, zemní tlak nepůsobí, tlak podzemní vody nepůsobí

Výška vodního sloupce:

$h_w = 8{,}00$ m

$q_{vd} = q_w \cdot \gamma_{Fv} = 80{,}00 \cdot 1{,}35 =$ **108,00 kNm^{-2}**

$$\gamma = \frac{a}{B} = \frac{9{,}20}{10{,}00} = 0{,}92 \cong 1{,}00$$

Vodorovný směr :

$$M_{x17} = 0{,}2703 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = 38{,}61 \text{ kNm}$$

$$M_{xv19} = -0{,}4174 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = -59{,}62 \text{ kNm}$$

$$M_{xb1} = -0{,}0496 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = -7{,}08 \text{ kNm}$$

Svislý směr :

$$M_{y14} = 0{,}1596 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = 22{,}80 \text{ kNm}$$

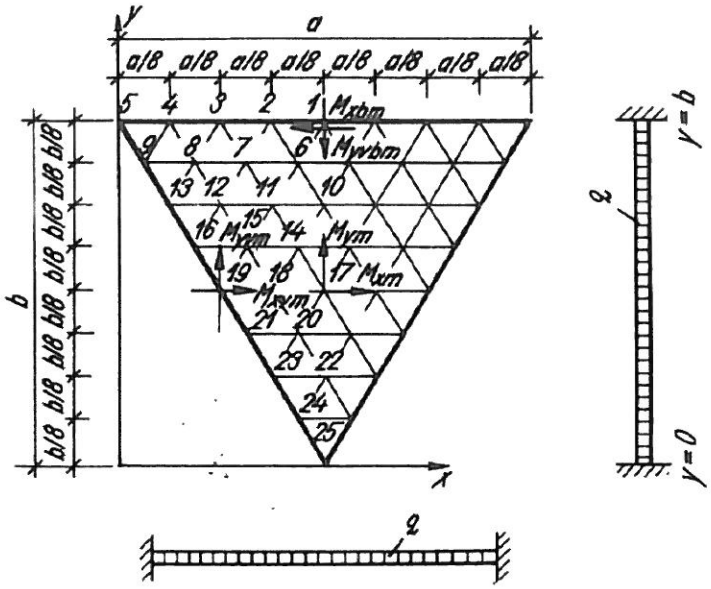
$$M_{yvb1} = -0{,}2976 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = -42{,}51 \text{ kNm}$$

$$M_{yv19} = -0{,}1606 \cdot \frac{108{,}00 \cdot 9{,}20^2}{64} = -22{,}94 \text{ kNm}$$

2.ZS - nádrže jsou vypuštěné, působí vodorovný zemní tlak a nahodilé zatížení vyvozené pohyblivým zatížením na povrchu.

$$F = \frac{1}{2} \cdot h \cdot f_z \Rightarrow f_z = \frac{2F}{h} = \mathbf{37{,}53\ kNm^{-2}}$$

Uvažujeme po čtyřech stranách vetknutou desku rovnoměrně zatíženou dle **tab. č. 1.176**



$$\gamma = \frac{a}{B} = \frac{9{,}20}{10{,}00} = 0{,}92 \cong 1{,}00$$

Vodorovný směr :

$$M_{x17} = 0{,}6222 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = 30{,}88\ kNm$$

$$M_{xv19} = -1{,}1019 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = \mathbf{-54{,}69\ kNm}$$

$$M_{xb1} = -0{,}2091 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = -10{,}38\ kNm$$

Svislý směr :

$$M_{y10} = 0{,}5865 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = 29{,}11 \text{ kNm}$$

$$M_{yvb1} = -1{,}2547 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = \mathbf{-62{,}28 \text{ kNm}}$$

$$M_{yv19} = -0{,}4276 \cdot \frac{37{,}53 \cdot 9{,}20^2}{64} = -21{,}22 \text{ kNm}$$

Maximální moment při uvažování trojúhelníkového zatížení pro případ max. hodnoty zemního tlaku v hl. 5,95 m hodnotou q_{zd} = 48,28 kNm^{-2}. Uvažujeme tabulku 1.177

Vodorovný směr :

$$M_{x17} = 0{,}2703 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = 17{,}26 \text{ kNm}$$

$$M_{xv19} = -0{,}4174 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = -26{,}65 \text{ kNm}$$

$$M_{xb1} = -0{,}0496 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = -3{,}17 \text{ kNm}$$

Svislý směr :

$$M_{y14} = 0{,}1596 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = 10{,}19 \text{ kNm}$$

$$M_{yvb1} = -0{,}2976 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = -19{,}00 \text{ kNm}$$

$$M_{yv19} = -0{,}1606 \cdot \frac{48{,}28 \cdot 9{,}20^2}{64} = -10{,}25 \text{ kNm}$$

3.ZS - nádrž naplněná vodou při zkoušce vodotěsnosti, zemní tlak nepůsobí

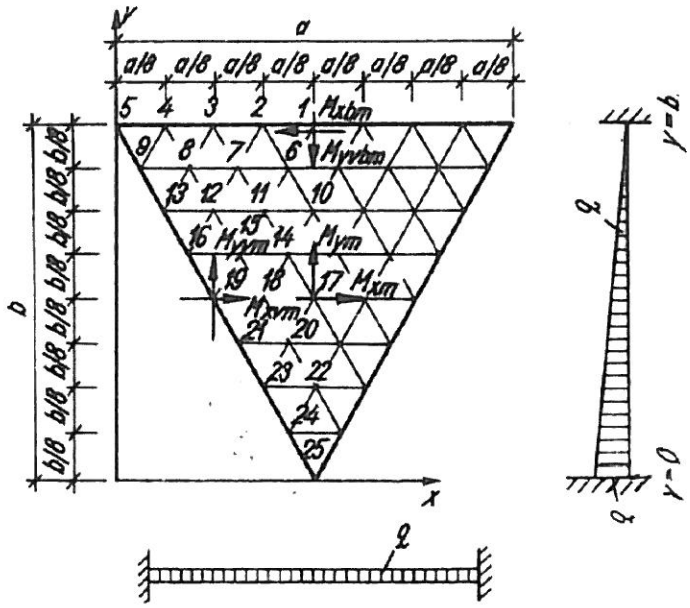
Výška vodního sloupce:

$h_w = 8{,}10$ m

$q_{vd} = q_w \cdot \gamma_{Fv} = 81{,}00 \cdot 1{,}35 =$ **109,35 kNm^{-2}**

$$\gamma = \frac{a}{B} = \frac{9{,}20}{10{,}00} = 0{,}92 \cong 1{,}00$$

Uvažujeme po čtyřech stranách vetknutou desku dle **tab. č. 1.177**



Vodorovný směr :

$$M_{x17} = 0{,}2703 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = 39{,}09 \text{ kNm}$$

$$M_{xv19} = -0{,}4174 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = \mathbf{-60{,}36\ kNm}$$

$$M_{xb1} = -0{,}0496 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = -7{,}17 \text{ kNm}$$

Svislý směr :

$$M_{y14} = 0{,}1596 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = 23{,}09 \text{ kNm}$$

$$M_{yvb1} = -0{,}2976 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = -43{,}04 \text{ kNm}$$

$$M_{yv19} = -0{,}1606 \cdot \frac{109{,}35 \cdot 9{,}20^2}{64} = -24{,}01 \text{ kNm}$$

2.2.3.2 VÝPOČET OBDÉLNÍKOVÉ DESKY

V horní části nádrže se jedná o stěny obdélníkového tvaru, kde šířka desky je 9,2 m a výška desky 1,25m. Vzhledem ke skutečnosti, že poměr šířky desky k její výšce je číslo větší jak 2 (9,2 : 1,25 = 7,36), vyšetříme ohybové momenty na desce jako ohybové momenty na oboustranně vetknutém nosníku rovnoměrně zatíženém.

Přitížení na povrchu terénu od staveništní dopravy : $v_n = 10{,}00 \text{ kNm}^{-3}$

Zemní tlak v klidu uvažován hodnotou $K_R = 0{,}5$

Zemina uvažována objemovou tíhou $\gamma_z = 19{,}0 \text{ kNm}^{-3}$

Přitížení na povrchu :

$v_0 = 10{,}0 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}5 =$ **6,0 kNm^{-2}**

Zemní tlak v hloubce 1,25 m pod povrchem terénu:

$p_1 = 1{,}25 \cdot 19{,}0 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}5 =$ **16,03 kNm^{-2}**

Max. ohybový moment ve svislém směru stanovíme jako moment na konzole od trojúhelníkového zatížení :

$$M_{ax} = 1/6 \cdot 16{,}03 \cdot 1{,}25^2 + ½ \cdot 6{,}0 \cdot 1{,}25^2 = 4{,}17 + 4{,}69 = 8{,}86 \text{ kNm}$$

Ohybové momenty ve vodorovném směru stanovíme jako momenty na oboustranně vetknutém nosníku rovnoměrně zatíženém.

Zatížení průměrné:

$Q_p = ½ \,.\, 1{,}25 \,.\, 16{,}03 + 6{,}0 = 16{,}02\ kNm^{-2}$

$M_b = 1/12 \,.\, 16{,}02 \,.\, 8{,}80^2 =$ **- 103,37 kNm**

$M_s = 1/24 \,.\, 16{,}03 \,.\, 8{,}80^2 = 51{,}69\ kNm$

2.2.4 NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE STĚN

2.2.4.1 VODOROVNÁ VÝZTUŽ – ŠIKMÁ LICHOBĚŽNÍKOVÁ STĚNA

Základní vodorovná výztuž:

- vnitřní povrch : **6 ØR12/m´** ($A_2 = 6{,}79.10^{-4}\ m^2$)
- vnější povrch : **6 ØR12/m´** ($A_1 = 6{,}79.10^{-4}\ m^2$)

Posouzení vodorovné výztuže

ocel 10 505 R_{sd} = 450 000 kPa, R_{scd} = - 420 000 kPa

beton C 30/37 R_{bd} = -20 500 kPa, R_{btd} = 1300 kPa

výška průřezu : h = 0,40 m,

šířka průřezu : b = 1,000 m,

krytí výztuže : a = 0,04 + 0,006 = 0,046 m

h_e = 0,40 - 0,046 = 0,354 m

$$\mu_{st} = \frac{A_{st}}{b\,h} = \frac{6{,}79 \,.\, 10^{-4}}{1{,}00 \,.\, 0{,}40} = 0{,}00170 < 0{,}03 > \mu_{st,min}$$

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50} = 1 - \frac{20}{400 + 50} = 0{,}956 > 0{,}85$$

$$z_s = h_e - a_{sc} = 0{,}354 - 0{,}046 = 0{,}308\ m$$

$$x_u = \frac{A_{st}\,R_s - A_{sc}\,R_{sc}}{b\,R_b} = \frac{6{,}79 \,.\, 10^{-4} .\ 450{,}0 - 6{,}79 .\ 10^{-4} .\ 420{,}0}{1{,}00 .\ 20{,}5} = 0{,}00099\ m$$

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0{,}354 - 0{,}5 \,.\, 0{,}00099 = 0{,}354\ m$$

$M_u = \gamma_u (b\, x_u\, z_b\, R_b + A_{sc}\, R_{sc}\, z_s) = 0{,}956(1{,}00.\ 0{,}00099.\ 0{,}354.\ 20{,}5 + 6{,}79.10^{-4}.\ 420{,}0.\ 0{,}308)$

$= 0{,}09084$ MNm = **90,84 kNm**

Výstup :

$x_u = 0{,}00099$ m

$M_u = 90{,}84$ kNm > $M_{max} = 60{,}36$ kNm - VYHOVUJE

$\mu_{min} = 0{,}0008 < \mu_{st} = 0{,}00170 < \mu_{max} = 0{,}03$

2.2.4.2 VODOROVNÁ VÝZTUŽ – SVISLÁ OBDÉLNÍKOVÁ STĚNA

Základní vodorovná výztuž:

- vnitřní povrch : **6 ØR12/m´ + 1 ØR18/m´** [$A_2 = (6{,}79+2{,}55).10^{-4}\,m^2 = 9{,}34.10^{-4}m^2$]
- vnější povrch : **6 ØR12/m´ + 1 ØR18/m´** [$A_2 = (6{,}79+2{,}55).10^{-4}\,m^2 = 9{,}34.10^{-4}m^2$]

Posouzení vodorovné výztuže

ocel 10 505 $R_{sd} = 450\,000$ kPa, $R_{scd} = -420\,000$ kPa

beton C 30/37 $R_{bd} = -20\,500$ kPa, $R_{btd} = 1300$ kPa

výška průřezu : $h = 0{,}40$ m,

šířka průřezu : $b = 1{,}000$ m,

krytí výztuže : $a = 0{,}04 + 0{,}006 = 0{,}046$ m

$h_e = 0{,}40 - 0{,}046 = 0{,}354$ m

$$\mu_{st} = \frac{A_{st}}{b\,h} = \frac{9{,}34\ .\ 10^{-4}}{1{,}00\ .\ 0{,}40} = 0{,}002335 < 0{,}03 > \mu_{st,min}$$

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50} = 1 - \frac{20}{400 + 50} = 0{,}956 > 0{,}85$$

$z_s = h_e - a_{sc} = 0{,}354 - 0{,}046 = 0{,}308$ m

$$x_u = \frac{A_{st}\,R_s - A_{sc}\,R_{sc}}{b\,R_b} = \frac{9{,}34\ .\ 10^{-4}.\ 450{,}0 - 9{,}34.\ 10^{-4}.\ 420{,}0}{1{,}00.\ 20{,}5} = 0{,}00137 \text{ m}$$

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0{,}354 - 0{,}5 \,.\, 0{,}00137 = 0{,}353 \text{ m}$$

$$M_u = \gamma_u (b\, x_u\, z_b\, R_b + A_{sc}\, R_{sc}\, z_s) = 0{,}956(1{,}00.\ 0{,}00137.\ 0{,}353.\ 20{,}5 + 9{,}34.10^{-4}.\ 420{,}0.\ 0{,}308)$$

$$= 0{,}12498 \text{ MNm} = \underline{\mathbf{124{,}98\ kNm}}$$

Výstup :

$x_u = 0{,}00137$ m

$M_u = 124{,}98$ kNm > $M_{max} = 103{,}37$ kNm - VYHOVUJE

$\mu_{min} = 0{,}0008 < \mu_{st} = 0{,}00234 < \mu_{max} = 0{,}03$

2.2.4.3 SVISLÁ VÝZTUŽ – ŠIKMÁ LICHOBĚŽNÍKOVÁ STĚNA

Základní svislá výztuž:

- vnitřní povrch : **6 ØR12/m´** ($A_2 = 6{,}79.10^{-4}$ m^2)
- vnější povrch : **6 ØR12/m´** ($A_1 = 6{,}79.10^{-4}$ m^2)

Posouzení svislé výztuže

ocel 10 505 R_{sd} = 450 000 kPa, R_{scd} = - 420 000 kPa

beton C 30/37 R_{bd} = -20 500 kPa, R_{btd} = 1300 kPa

výška průřezu : h = 0,40 m,

šířka průřezu : b = 1,000 m,

krytí výztuže : a = 0,04 + 0,012 + 0,006 = 0,058 m

h_e = 0,40 - 0,058 = 0,342 m

$$\mu_{st} = \frac{A_{st}}{b\,h} = \frac{6{,}79\,.\,10^{-4}}{1{,}00\,.\,0{,}40} = 0{,}00170 < 0{,}03 > \mu_{st,min}$$

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50} = 1 - \frac{20}{400 + 50} = 0{,}956 > 0{,}85$$

$$z_s = h_e - a_{sc} = 0{,}342 - 0{,}058 = 0{,}284 \text{ m}$$

$$x_u = \frac{A_{sl} R_s - A_{sc} R_{sc}}{b R_b} = \frac{6{,}79 \,.\, 10^{-4} .\, 450{,}0 - 6{,}79 .\, 10^{-4} .\, 420{,}0}{1{,}00 .\, 20{,}5} = 0{,}00099 \text{ m}$$

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0{,}342 - 0{,}5 \,.\, 0{,}00099 = 0{,}342 \text{ m}$$

$$M_u = \gamma_u (b\, x_u\, z_b\, R_b + A_{sc}\, R_{sc}\, z_s) = 0{,}956(1{,}00 .\, 0{,}00099 .\, 0{,}342 .\, 20{,}5 + 6{,}79 . 10^{-4} .\, 420{,}0 .\, 0{,}284)$$

$= 0{,}08406$ MNm = **84,06kNm**

Výstup :

$x_u = 0{,}00099$ m

M_u = 84,06 kNm > M_{max} = 62,28 kNm - VYHOVUJE

$\mu_{min} = 0{,}0008 < \mu_{sl} = 0{,}00170 < \mu_{max} = 0{,}03$

2.3 POSOUZENÍ STABILITY PROTI NADZVEDNUTÍ VZTLAKEM

vnější půdorysné rozměry koruny :	9,60 x 9,60 m
světlá výška :	8,90 m
rozměry konstrukcí	
- dno :	400 mm
- obvodové stěny :	400 mm
kóta vrchu konstrukce :	261,50 m n.m.
kóta dna konstrukce - spodní líc :	252,20 m n.m.
- horní líc :	252,60 m n.m.
kóta hladiny podzemní vody : ustálená na kótě :	256,90 m n.m.

TÍHA KONSTRUKCE :

součinitel zatížení :	$\gamma_f = 0{,}9$
objemová tíha prostého betonu :	$\gamma_B = 23{,}0$ kNm^{-3}
objemová tíha železobetonu :	$\gamma_B = 25{,}0$ kNm^{-3}

- dno : G_{s1}= 1,40x 1,40 x 0,40 x 25,0 = 19,60 kN
- stěny obvodové : G_{s2}= 0,5x(9,6+1,5)x$\sqrt{(4{,}05^2+7.65^2)}$x4x0,40x25,0 +

+2x(9,6+8,8)x0,40x1,25x25,0 = 2381,61 kN

ΣG_{si} = **2401,21 kN**

Výpočtový odpor proti nadzvednutí vztlakem :

$U_v = \Sigma(G_i \times \gamma_f)$ = 2401,21x 0,9 = **2161,09 kN**

Výslednice sil od extrémního zatížení vztlakem :

Výška vodního sloupce :

h_v = 256,90 – 252,20 = 4,70 m

Zatížení vztlakem :

$g_{vzt,s}$ = 10,0 x 4,70 = 47,0 kNm-2

Plocha dna nádrže :

A = 6,0 x 6,0 = 36,00 m2

Výslednice :

$F_{vd} = g_{vzt,s} . A$ = 47,00 x 36,00 = **1692,00kN**

POSOUZENÍ STABILITY :

$\gamma_u . F_{vd}$ = 1,1 x 1692,00 = **1861,20kN** < $\gamma_{stp} . U_v$ = 1,00 x 2156,41 = **2161.09 kN**

STABILITNÍ PODMÍNKA JE SPLNĚNA

3. ZÁVĚR

Statický výpočet prokázal správnost návrhu rozměrů železobetonové konstrukce dosazovací nádrže včetně výztuže stěn i dna nádrže. Výztuž byla staticky posouzena.

Zatížení na nádrži je stanoveno v souladu s ČSN EN 1991-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 4: Zatížení zásobníků a nádrží.

Dle tabulky 1 ČSN 75 0250 – Zásady navrhování a zatížení vodohospodářských staveb (září 2012) je návrhová životnost objektu čistírny 50 let (kategorie návrhové životnost S4). Pevnostní třída betonu z hlediska trvanlivosti je navržena dle tab. F.1 EN206 C30/37 pro stupeň vlivu prostředí z hlediska karbonatace XC2. S ohledem na požadavek EN 1992-1-1 čl. 4.4.1.2 vychází minimální krycí vrstva betonu 40 mm. Tloušťka stěn podzemních železobetonových konstrukcí je navržena 400 mm stejně jako tloušťka dna.

Z uvedeného posouzení stability objektu proti nadzvednutí vztlakem je zřejmé, že při hladině podzemní vody vystavené do úrovně **0,50 m** pod povrch stávajícího terénu (tedy na kótu **256,90 m n.m.**) nebude mít vyprázdnění nově navržené dosazovací nádrže vliv na změnu stability objektu. Totéž lze říci o ustálené hladině podzemní vody, která je dle výsledků IGP zaklesnuta **4,0 m** pod úroveň stávajícího terénu ČOV. Koruna dosazovacích nádrží je navržena nad stávajícím terénem a obsypána zeminou, která tvoří kolem objektu násyp. Aby hladina vody vystoupala do úrovně tohoto násypu, musela by být ČOV zaplavena vodou. Je zřejmé, že v tomto případě by nádrž nebyla prázdná, ale byla by přitížena vodou v nádrži.

Dosazovací nádrž může být vyprázdněna tehdy, pokud bude hladina podzemní vody vystavena maximálně na kótu **256,90 m n.m.**, tedy **4,30 m** nade dno nádrže. V případě, že se hladina podzemní vody vystaví více, bude nutné před vyprázdněním nádrže nejprve snížit hladinu podzemní vody v okolí nádrže na předepsanou úroveň.

V Praze, únor 2013

Ing. Petr Holuša
projektant – statik

H
P S
ING. PETR HOLUŠA
PROJEKTANT - STATIK
IČO 13 103 172
Morseova 244, 109 00 Praha 10
☎ 02 / 786 85 58