

PD Zvíkov-modernizace provozního zázemí VVC

Stavební záměr nahrazení (novostavby) objektu č.p. 74, řešení zpevněných ploch, technického zabezpečení objektu a areálu, oplocení, stání služebních plavidel, stání pracovních plavidel, nakládání s dešťovými i srážkovými vodami, zabezpečení areálu

KÚ Zvíkovské Podhradí, parc.č.33/1, 33/2, 240, st. 126



plusarch - architekti s.r.o. Boženy Němcové 2/12, 370 01
tel: 777 332 853 e-mail: info@plusarch.cz IČ: 047 16 558

STAVEBNÍK:	Povodí Vltavy, státní podnik	ZAKÁZKA:	PVL_ZVI
VYPRACOVAL:	Radek Voldřich	STUPEŇ:	DUR+DSP
		DATUM:	10/2022
KONTROLOVAL, Z. PROJEKTANT:	Ing. Petr Kohoutek - ČKAIT 0102388	FORMÁT:	A4:210/297mm
NÁZEV VÝKRESU:	SO-002 - STÁNÍ PRACOVNÍCH PLAVIDEL STATICKÉ POSOUZENÍ	MĚŘÍTKO:	-
		ČÍSLO VÝKRESU:	D.1.1.002-05

AUTORIZACE:

Č. PARÉ:

SO-002 – STÁNÍ PRACOVNÍCH PLAVIDEL

KONSTRUKČNÍ ČÁST

KOTVENÍ ZÁKLADŮ

Konstrukce stání

Konstrukce stání se skládá ze tří řad ocelových nosníků s trámy, které jsou situované na břehu nádrže ve směru po svahu. Délka nosníků je cca 24 m. Každý je uložen na 4 podporách. Sklon nosníků od vodorovné v jednotlivých polích shora je 16°, 21° a 28°.

Podpory tvoří železobetonové patky lichoběžníkového tvaru se základovou spárou zapuštěnou min 80 cm pod úroveň stávajícího, potažmo upraveného terénu.

Stabilita každé patky je zajištěna 4 trny ze zavrtávacích kotevních tyčí typu Titan Ø 40/20 se zvýšenou ochranou proti korozi.

Délka trnů zadní řady je 2.5 m. V délce 2.0 m jsou trny vetknuty do podloží a v délce 0.5 m zabetonovány v patce. Sklon trnů směrem do svahu je 60° od svislé.

Délka trnů přední řady je 3.0 m a opět 2.0 m jsou zapuštěny do podloží a v délce 1.0 m zabetonovány do patky. Trny přední řady jsou svislé. Hlavy trnů jsou opatřena deskou velikosti min. 150 x 150 mm a tloušťky 15 mm, která je k výztuži fixována na tah i tlak.

Minimální krytí tyče ve vrtu je 25 mm. Vývrt je v celé délce kompletně proinjektován cementovou směsí.

Délka vetknutí do podloží 2 m vychází z předpokladu, že kvalita podloží v celé délce vetknutí trnu je min R4. Vzhledem k tomu, že pro návrh byl k dispozici geologický profil z poměrně vzdálené sondy, po provedení prvního vrtu geolog potvrdí, zda předpoklady odpovídají skutečnosti. V případě zjištění méně únosných vrstev, projektant po dohodě se zástupcem investora v rámci A.D. návrh upraví.

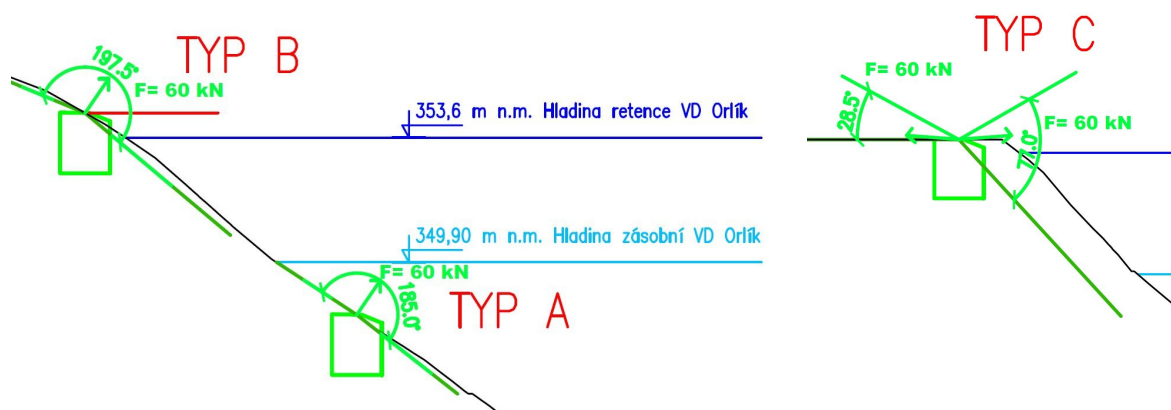
Základ je dimenzován na plnou únosnost průřezu ocelových nosníků.

Maximální tahová síla na jeden trn je 55 kN.

Kotvení pomocí zavrtávacích kotevních tyčí bylo zvoleno s ohledem na členitost a strmost staveniště a relativně malý rozsahu prací na každém pracovišti. Oproti klasické instalaci kotev do vrtů, instalace zavrtávacích tyčí není tak náročná na technologii provádění, ani na úpravu pracovních ploch a mezi jednotlivými pracovišti se zařízení i poměrně snadněji přemísťuje.

Kotevní bloky

Kotevní bloky v této oblasti slouží jako vývaziště pracovních plavidel. Situovány jsou na strmém svahu nebo na jeho hraně. Uvažovaná síla na blok je 60 kN. Směr působení je znázorněn na níže uvedených schématech.



Konstrukci bloku tvoří železobetonová patka půdorysné velikosti 1.5 x 1.5 m a výšky 1.2 m.

Patka je doplněna 4 trny ze zavrtávacích kotevních tyčí typu Titan $\varnothing 40/20$ se zvýšenou ochranou proti korozi.

Délka trnů zadní řady je 3.5 m. V délce 2.9 m jsou trny vetknuty do podloží a v délce 0.6 m zabetonovány v patce. Sklon trnů směrem do svahu je 45° od svislé. Půdorysný odklon $\pm 45^\circ$ od osy úvazu.

Délka trnů přední řady rovněž 3.5 m. V délce 3.0 m jsou zapuštěny do podloží a v délce 0.5 m zabetonovány do patky. Trny přední řady jsou svislé. Hlava trnů je opatřena deskou velikosti min. 150 x 150 mm a tloušťky 15 mm, která je k výztuži fixována na tah i tlak. Minimální krytí tyče ve vrtu je 25 mm. Vývrt je v celé délce kompletně proinjektován cementovou směsí.

Délka vetknutí do podloží 3.0 m vychází z předpokladu, že kvalita podloží v celé délce vetknutí trnu je min R4. Vzhledem k tomu, že pro návrh byl k dispozici geologický profil z poměrně vzdálené sondy, po provedení prvního vrtu geolog potvrdí, zda předpoklady odpovídají skutečnosti. V případě zjištění méně únosných vrstev, projektant po dohodě se zástupcem investora v rámci A.D. návrh upraví.

Maximální tahová síla na jeden trn je 85 kN.

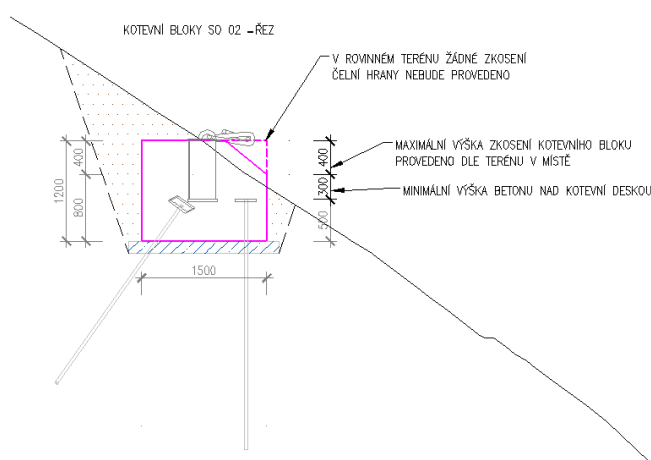
Kotvení pomocí zavrtávacích kotevních tyčí bylo zvoleno s ohledem na členitost a strmost staveniště a relativně malý rozsahu prací na každém pracovišti. Oproti klasické instalaci kotev do vrtů, instalace zavrtávacích tyčí není tak náročná na technologii provádění,

ani na úpravu pracovních ploch a mezi jednotlivými pracovišti se zařízení i poměrně snadněji přemísťuje.

STATICKÝ VÝPOČET

Kotevní blok

Návrh kotevních bloků byl proveden na tažnou sílu 60 kN. Jedná se o blok ze železobetonu C 30/37 o rozměrech 1,5x1,5x1,2 m, který bude zapuštěn do terénu. Vzhledem ke skalnatému podloží budou kotevní bloky kotveny do terénu pomocí šikmých tyčových kotev. Kotevní výztuž vázacího kruhu bude svázaná s výztuží kotevního bloku.

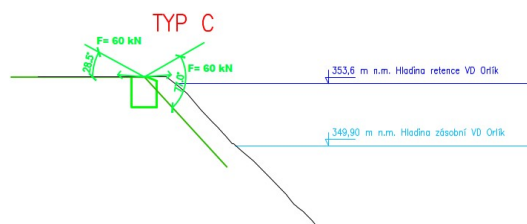
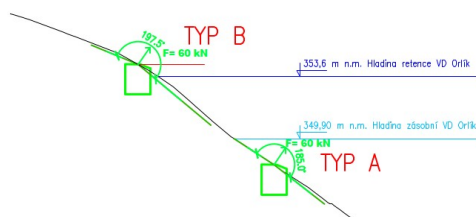


Výpočet a dimenzování

- železobetonový blok z tř. C30/37 XC2 XF3 XA1; vyztužený prutovou výztuží tř. 10 505.

Tahová šikmá síla: $60 \text{ kN} \cdot 1,5 = 90 \text{ kN}$

KOTEVNÍ BLOKY - SMĚRY ZATÍŽENÍ **M 1 : 200**



Výpočet a dimenzování

Navrženo: Beton C30/37..... $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20$ MPa

Výztuž 10 505 (R)..... $f_{yk}=490$ MPa, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 490/1,15 = 426,10$ MPa

Tahová šikmá síla: $F = 90$ kN

Tato síla se rozkládá na svislou a vodorovnou složku, max.:

$F_S = 65$ kN; $F_v = 80$ kN

beton pevnost v tahu 2,0 MPa: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20$ MPa

návrhová pevnost v tahu: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c * \alpha_{cc} = 30/1,5 * 0,8 = 0,96$ MPa

$W_y = 1/6 * b * h^2 = 1/6 * 1,5 * 1,2^2 = 0,36$ m³

$f_{ctd,pl,cl} = M_{ED} / W_y$

max. moment: $M_{ED} = 80$ kN*1,2m + 65 kN*1,5/2m = 162 kNm

$M_{ED} \leq W_y * f_{ctd,pl,cl} = 960$ kPa * 0,36 m³ = 345 kNm

$M_{ED} = 162$ kNm < 345 kNm ... konstrukční výztuž – navržena ØR10 á 150 mm

RIB RTcDesign CSN EN 1992-1-1 © 2013 RIB Software AG

Patka 1200 mm - výztuž

Třída objektu:	Pozemní stavby	Návrhová norma:	CSN EN 1992-1-1
Druh namáhání:	Stěnodeska	Návrhová situace:	Stálá/dočasná
Konstrukční třída:	S3 - XC2	Druh namáhání:	Silové zatěžování

Materiálové parametry: [N/mm²]

C30/37	f_{cd}	20.0	f_{ctm}	2.9	E_{cm}	32800	Cem NoCement
B500M	f_{yd}	434.8			E_s	200000	normální duktilita

Průřezové hodnoty	A	I _y	I _z	z _s	Why	W _{dy}
[m ² , m ⁴ , cm, m ³]	1.2000	0.098667	0.000000	40.00	0.45667	0.45667
Zař. stavy [kNm/m, kN/m]	mxxk	myyk	mxyk	nxxk	nyyk	nxyk
vyzk						
1 Zař. stav1	G	162.0	0.0	0.0	210.0	0.0

Zvolené posudky: Ohyb (M+N)

(M) Minimální výztuž a povrchová výztuž

(B) Únosnost na ohyb s normálovou silou

Pol.Návrh	nEd	Směr X			Směr Y		
		mEd	asx	nEd	mEd	asy	
		kN/m	kNm/m	cm ² /m	kN/m	kNm/m	cm ² /m
h M	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00	
B	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00	
d M	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00	
B	162.0	162.0	5.05	0.0	0.0	1.53	

Návrh na ohyb [o/oo, cm, cm²/m] - Čas prvního zatížení: 28 d

Základní kombinace:	eps.c	eps.s	zi	x/d	nut.	ash.x	asd.x	ash.y	asd.y
	-2.0	-2.0	44.1	1.00	0.00	5.05	0.00	1.53	

Posouzení: $A_{s,nutna} = 16,95 * 10^{-4} m^2 < A_{s,zn} = 20,95 * 10^{-4} m^2$ $A_{s,nutna} = 5,05 * 10^{-4} m^2 < A_{s,v} = 5,24 * 10^{-4} m^2$

splňuje výztuž ØR10 á 150 mm

Deska 250/100 mm na 1 mikropilotě

Na 1 desku tak působí max. tahová síla $F_{dz} = 90$ kN

soustředěné namáhání pod kotevní deskou pro nový žlb.:

$f_{c'} = 35$ MPa pro nový železobeton C30/37

$A = 250 \times 100 = 25000$ mm²

$\sigma_A = F_{dz} / A = 3,6$ MPa

$$f_s = 0,75 \cdot \sigma_{c'} = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_A \leq f_s$$

$$3,6 \text{ MPa} < 20,3 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

posouzení kotevních prutů R16: přípustná síla na 1 kotvu R16 ($A_{st} = 2,011 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$)

$$N_{st} = \gamma_s \cdot A_{st} \cdot f_{st} = 0,9 \cdot 2,011 \cdot 10^{-4} \cdot 490 \cdot 10^3 = 89 \text{ kN}$$

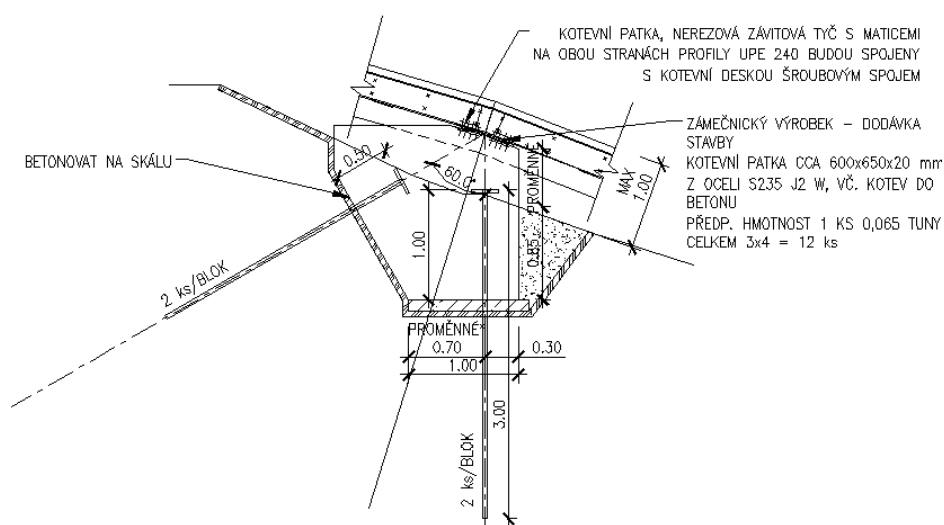
89 kN / 4 ks = 23 kN < 90 kN ... **vyhoví 4 pruty pro 1 záchytné oko**

Závěr

Z hlediska stability je blok kotven 4 ks mikropilot, z hlediska vytržení oka z betonu silou od řetězu je navržena trubka s háky a 4 ks R16, z hlediska únosnosti betonu bloku jsou navrženy pruty R10 á 150 mm.

Kotevní bloky u schodiště

POHLED V MÍSTĚ PODPORY MEZI SEKCI 1 A 2



Návrh kotevních bloků je obdobný – viz výše. Jedná se o blok ze železobetonu tř. C30/37 XC2 XF3 XA1; který bude zapuštěn do terénu. Vzhledem ke skalnatému podloží budou kotevní bloky kotveny do terénu pomocí šikmých tyčových kotev.

Závěr

Z hlediska stability je blok kotven 4 ks mikropilot, z hlediska kotvení oceli na patce je navržena výztuž R16, z hlediska únosnosti betonu bloku jsou navrženy pruty R10 á 150 mm.

STATICKÝ VÝPOČET NOSNÍKŮ SCHODIŠTĚ

POSOUZENÍ NÁVRHU HLAVNÍHO NOSNÍKU OBJEKTU SO 02

Nosnou konstrukci tvoří štětovnice - Larsenové nosníky VL603 - které plně vyhoví výpočtovému zatížení. Alternativou je použití profilů UPE 240, na které je níže proveden statický výpočet, Nosná sekce bude dělena v podélném směru na tři sekce.

SEKCE 1

sklon: 16°

délka: 8,00 m

vzdálenost mezi podporami

SEKCE 2

sklon: 21°

délka: 8,10 m

vzdálenost mezi podporami

SEKCE 3

sklon: 28°

délka: 8,10 m

vzdálenost mezi podporami

a) Výpočet zatížení působícího na navržený profil UPE 240

Předpokládá se, že plující loď narazí na nosník vodorovně. Tato síla se rozloží na kolmou (posouvající) a podélnou (normálovou) k ose UPE 240. Rozhodující budou sklony jednotlivých sekcí.

Vstupní hodnoty

$$\alpha_1 = 16^\circ = 0,2793 \text{ rad}$$

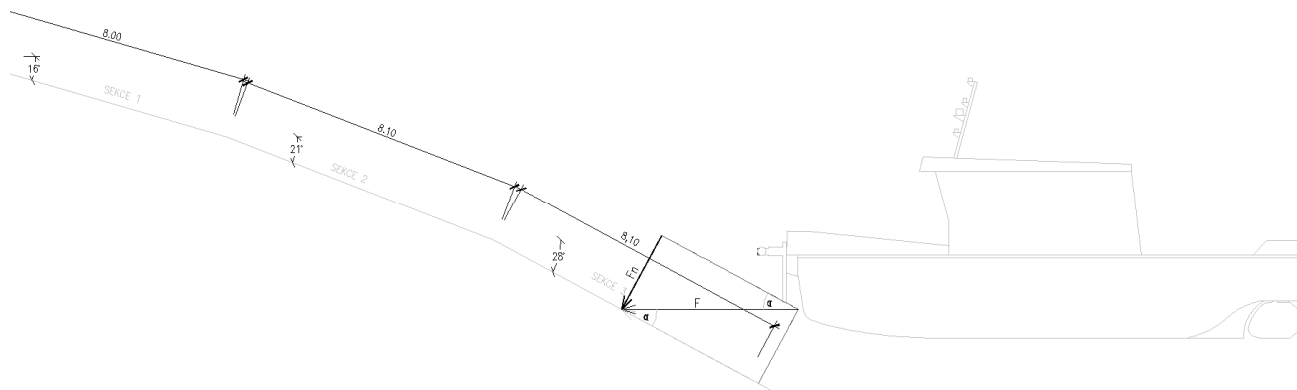
sklon sekce 1

$$\alpha_2 = 21^\circ = 0,3665 \text{ rad}$$

sklon sekce 2

$$\alpha_3 = 28^\circ = 0,4887 \text{ rad}$$

sklon sekce 3



Výpočet nárazu plavidel na přistávací zařízení (výsledné síly) působící vodorovně na nosník

Náraz plavidel na přistávací zařízení, mimo dalby, se uvažuje jako zatížení nahodilé krátkodobé a určuje se z celkového výtlačku plavidla, jeho rychlosti a směru nárazu.

Charakteristickou nárazovou sílu F lze stanovit z následujícího vztahu:

$$F = X_{im} \times m^{(2/3)}$$

kde F je síla v nejnepříznivější poloze na konstrukci v kN,

m je výtlak naloženého plavidla v t,

X_{im} je součinitel nárazu. Pokud se jedná o náraz pro přímé části přistávacích a svodidlových zařízení je $X_{im} = 1,67$ [-], pokud se jedná o obloukové části přistávacích a svodidlových zařízení je $X_{im} = 2,00$ [-].

Pro tento výpočet byly použity hodnoty napsané níže:

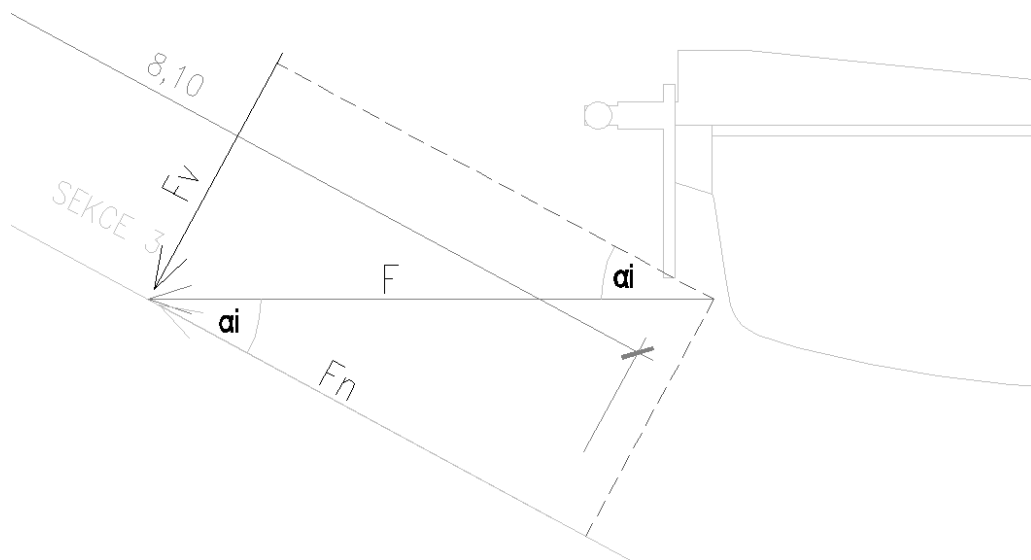
$$X_{im} = 1,67 \text{ [-]}$$

součinitel nárazu

$$m = 55,35 \text{ t}$$

výtlak plně naloženého návrhového plavidla

$$F = X_{im} \times m^{(2/3)} = 1,67 \times 55,35^{(2/3)} = 21,83 \text{ kN}$$



Výpočet výsledné síly působící kolmo na osu nosníku (posouvající síla)

$$F_{Vi} = \sin \alpha_i \times F$$

$$F_{V1} = \sin \alpha_1 \times F = \sin(0,2793) \times 21,83 = 6,017 \text{ kN}$$

$$F_{V2} = \sin \alpha_2 \times F = \sin(0,3665) \times 21,83 = 7,823 \text{ kN}$$

$$F_{V3} = \sin \alpha_3 \times F = \sin(0,4887) \times 21,83 = \mathbf{10,248 \text{ kN}}$$

Maximální síla vyjde na sekci 3 $\rightarrow F_V = F_{V3} = 10,248 \text{ kN}$

Pro posouzení bude uvažovaná síla, která působí v sekci 3.

Výpočet výsledné síly působící podélně na osu nosníku (normálová síla)

$$F_{ni} = \cos \alpha_i \times F$$

$$F_{n1} = \cos \alpha_1 \times F = \cos(0,2793) \times 21,83 = \mathbf{20,984 \text{ kN}}$$

$$F_{n2} = \cos \alpha_2 \times F = \cos(0,3665) \times 21,83 = 20,379 \text{ kN}$$

$$F_{n3} = \cos \alpha_3 \times F = \cos(0,4887) \times 21,83 = 19,274 \text{ kN}$$

Maximální síla vyjde na sekci 1 $\rightarrow F_n = F_{n1} = 20,984 \text{ kN}$

Pro posouzení bude uvažována síla, která působí v sekci 1.

b) Výpočet reakcí a maximálního ohybového momentu

Pro výpočet je uvažován prostý nosník, kde přímo na střed působí návrhová síla. Uvažováním konstrukce UPE 240 jako prostého nosníku je dosažena vyšší hodnota ohybového momentu, než kdyby bylo uvažováno vetknutí, jak je tomu ve skutečnosti. Nosník UPE 240 bude ve skutečnosti vetknut do základových betonových bloků.

$$L = 8,10 \text{ m} \qquad \text{délka nosníku}$$

$$L/2 = 4,05 \text{ m} \qquad \text{místo působení síly}$$

Výpočet reakcí R_{AZ} , R_{BZ}

Momentová podmínka (kolem bodu B):

$$R_{AZ} \times 8,10 - F_n \times 4,05 = 0 \rightarrow R_{AZ} = (4,05/8,10) \times 10,248 = 5,124 \text{ kN}$$

Svislá podmínka:

$$R_{AZ} + R_{BZ} - F_n = 0 \rightarrow R_{BZ} = F_n - R_{AZ} = 10,248 - 5,124 = 5,124 \text{ kN}$$

Maximální ohybový moment:

$$M_y = R_{AZ} \times L/2 = 5,124 \times 4,05 = \mathbf{20,753 \text{ kNm}}$$

c) Vlastnosti ocelového profilu UPE 240 S 235

$f_y = 235 \text{ MPa}$	<i>mez kluzu pro třídu oceli S 235;</i> <i>$t \leq 40 \text{ mm}$</i>
$\gamma_M = 1,15 [-]$	<i>součinitel spolehlivosti materiálu</i>
$f_{yd} = f_y / \gamma_M = 235 / 1,15 = \mathbf{204,35 \text{ MPa}}$	<i>návrhová pevnost oceli</i>
$h = 240 \text{ mm} = 0,24 \text{ m}$	<i>výška průřezu</i>
$A = 0,003852 \text{ m}^2$	<i>plocha průřezu</i>
$I_y = 3599 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 3,599 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	<i>moment setrvačnosti kolem osy y</i>

d) Výpočet napětí a posouzení

Výpočet napětí vyvolaného posouvající silou

$$\sigma_x = M_y / I_y \times h / 2 = 20,753 / (3,599 \times 10^{-5}) \times 0,24 / 2 = \mathbf{69,19 \text{ MPa}}$$

Posouzení

$$\sigma_{x,\max} < f_{yd}$$

$$69,19 < 204,35 \text{ [MPa]}$$

Nosník UPE 240 vyhoví zatížení od nárazu lodi. Výpočet byl prováděn pouze na jeden nosník UPE 240. Ve skutečnosti budou nosníky dva a mezi nimi bude dřevěný trámec.

Výpočet a posouzení normálového napětí

$$F_n = 20,984 \text{ kN}$$

$$A = 0,003852 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = F_n / A = 20,984 / 0,003852 = 5447,44 \text{ kPa} = 5,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x < f_{yd}$$

$$5,44 < 204,35 \text{ [MPa]}$$

Nosník UPE 240 vyhoví zatížení od nárazu lodi.

e) Maximální možné zatížení působící na nosník UPE 240

Pro výpočet maximálního možného zatížení nosníku UPE 240 bylo uvažováno, že napětí vyvolané nárazem lodi bude rovné návrhové pevnosti oceli. Tímto získáme maximální hodnotu síly, při které ještě nedojde k trvalé deformaci nosníku.

$$\sigma_{x,\max} = f_{yd} = 204,35$$

$$M_{y,\max} = (2 \times \sigma_{x,\max} \times I_y) / (h/2) = (2 \times 204,35 \times 0,003852) / (0,24/2) = 0,061 \text{ MNm} = \mathbf{61,287 \text{ kNm}}$$

Tento výpočet byl opět proveden pro prostý nosník, kde síla působí na střed nosníku, ačkoliv se ve skutečnosti jedná o vetknutý nosník.

$$R_{AZ} = R_{BZ} = M_{y,\max} / (L/2) = 61,287 / (8,10/2) = 15,133 \text{ kN}$$

$$F_{V,\max} = R_{AZ} + R_{BZ} = 15,133 + 15,133 = \mathbf{30,265 \text{ kN}}$$

$$F_{\max} = F_{V,\max} / \sin \alpha_3 = 30,265 / \sin(0,4887) = \mathbf{64,467 \text{ kN}}$$

Teoretická maximální hodnota výtlaku plně naloženého plavidla

$$m_{\max} = (F_{\max} / (0,9 \times X_{im}))^{(3/2)} = (64,467 / (0,9 \times 1,67))^{(3/2)} = \mathbf{280,91 \text{ t}}$$

Výpočet maximálního možného zatížení byl proveden pouze na jeden nosník UPE 240. Ve skutečnosti budou nosníky dva a mezi nimi bude dřevěný trámec.

V projektové dokumentaci jsou místo alternativních nosníků UPE240 uvažovány štetovnice Larsen VL 603 – které plně vyhoví uvedenému zatížení.

NÁVRH SCHODNIC OBJEKTU SO 02

Schodišťové stupně budou konstruovány ze dvou rovnoramenných profilů L60x60x8. Tyto profily budou navařeny přes tvarované podpěrné plechy tl. 12mm na pásnice nosníků tvořené I 200.

Posouzení schodnice (nejvíce zatížený střední nosník):

$$\text{Návrhové zatížení: } 3 \cdot 1,5 = 4,5 \text{ kN/m}^2; \text{ roznášecí šířka: } 2,06 / 2 = 1,03 \text{ m}$$

$$\text{Návrhové zatížení na 1 bm: užité: } 4,5 \cdot 1,03 = \mathbf{4,64 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Stálé: } \approx (0,262 + 0,4 \cdot 1,03) \cdot 1,35 = \mathbf{0,91 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Celkem: } \mathbf{6,02 \text{ kN/m}}$$

$$q_{\max} = 5,55 \text{ kN/m}$$





$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot q_{max} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 5,55 \cdot 8,1^2 = 45,52 \text{ kNm}$$

Návrh na základě mezního stavu únosnosti (nosník je zajištěn proti ztrátě příčné a torzní stability)

Uvažovaná válcovaná ocel S 235

$$W_{y,pl,min} = \frac{M_{max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{45,52 \cdot 10^6 \cdot 1,15}{235} = 222,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Návrh 2 x I 200; $W_{y,pl} = 428 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$; $I_y = 42,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; Hmotnost: 52,4 kg/m

Posouzení mezního stavu únosnosti:

Moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{428 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,15} = 87,5 \text{ kNm}$$

Posouzení: $M_{Sd} < M_{pl,Rd}$

$$45,52 \text{ kNm} < 87,5 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Nosník na ohyb vyhoví}$$

Navržený průvlak ze dvou profilů I 200 vyhovuje na ohyb

Krajní nosníky navržené z I 200 – bezpečně vyhoví (poloviční zatížení)

a) Výpočet zatížení působícího na navržený profil L 60x60x8

Výpočet podle původního rozmístění nosníků

Zatížení schodiště se provádí dle normy ČSN 73 0035. Z této normy vychází návrhové zatížení schodiště 3 kN/m^2 .

$$f = 3 \text{ kN/m}^2$$

navrhové zatížení

$$L = 1,75 \text{ m}$$

délka L profilu (vzdálenost mezi podporami z profilu UPE 240 a I 200)

$$b = 0,52 \text{ m}$$

šířka jednoho schodu

$$A = b \times L = 0,52 \times 1,75 = 0,91 \text{ m}^2$$

plocha jednoho schodu

$$F = A \times f = 0,91 \times 3 = 2,73 \text{ kN} \approx 3 \text{ kN}$$

bodové zatížení schodiště

Jelikož schodiště je upevněno pomocí dvou L profilů síla bude rozložena tak, že polovina zatížení bude působit na jeden L profil.

$$F = 1,5 \text{ kN}$$

navrhové zatížení na jeden L profil

$$L/2 = 0,875 \text{ m}$$

místo působení síly – střed nosníku

b) Výpočet reakcí a maximálního momentu

Uvažován je prostý nosník, kde bodová síla působí na střed nosníku. Prostý nosník je uvažován z důvodu dosažení maximálního ohybového momentu. Ve skutečnosti budou oba konce L profilu vyvaženy na pásnice nosníků, bude se tedy jednat o vetknutí.

Výpočet reakcí R_{AZ} , R_{BZ}

Momentová podmínka (kolem bodu B):

$$R_{AZ} \times 1,75 - F \times 0,875 = 0 \rightarrow R_{AZ} = (0,875/1,75) \times 1,5 = 0,75 \text{ kN}$$

Svislá podmínka:

$$R_{AZ} + R_{BZ} - F = 0 \rightarrow R_{BZ} = F - R_{AZ} = 1,5 - 0,75 = 0,75 \text{ kN}$$

Maximální ohybový moment:

$$M_{y,\max} = R_{AZ} \times L/2 = 0,75 \times 0,875 = \mathbf{0,656 \text{ kNm}}$$

c) Vlastnosti ocelového profilu L60x60x8

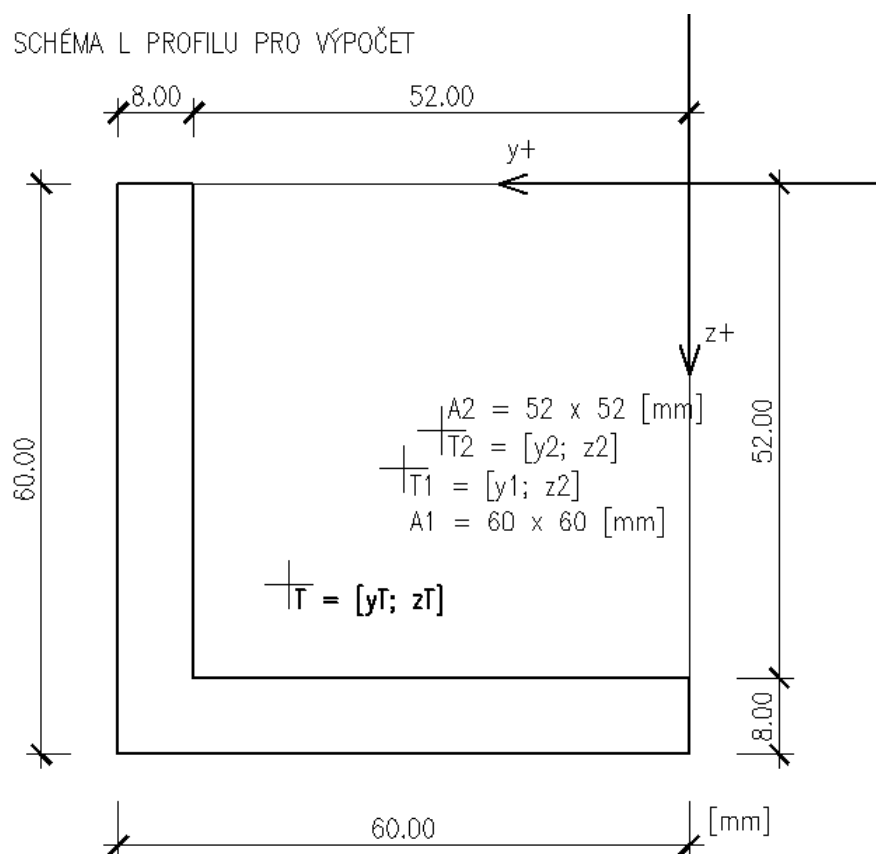
Charakteristiky L profilu

$$f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{mez kluzu pro třídu oceli S 235; } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$\gamma_M = 1,15 [-] \quad \text{součinitel spolehlivosti materiálu}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_M = 235 / 1,15 = \mathbf{204,35 \text{ MPa}} \quad \text{návrhová pevnost oceli}$$

SCHÉMA L PROFILU PRO VÝPOČET



Výpočet geometrických charakteristik L profilu

$$a = 0,06 \text{ m}$$

výška/šířka

$$t = 0,08 \text{ m}$$

tloušťka

$$a - t = 0,052 \text{ m}$$

Výpočet plochy a těžiště

$$A1 = 0,06 \times 0,06 = 0,0036 \text{ m}^2$$

$$A2 = 0,052 \times 0,052 = 0,0027 \text{ m}^2$$

$$A = A1 - A2 = 0,06^2 \times 0,052^2 = \mathbf{0,000896 \text{ m}^2} \quad \text{plocha L profilu}$$

$$T1 = [0,03; 0,03]$$

$$T2 = [0,026; 0,026]$$

$$yT = (y1 \times A1 - y2 \times A2)/A = (0,03 \times 0,0036 - 0,026 \times 0,0027)/0,000896 = 0,0421 \text{ m}$$

$$zT = (z1 \times A1 - z2 \times A2)/A = (0,03 \times 0,0036 - 0,026 \times 0,0027)/0,000896 = 0,0421 \text{ m}$$

$$\mathbf{T = [0,0421; 0,0421]} \quad \text{souřadnice těžiště L profilu}$$

d) Výpočet napětí a posouzení

Výpočet momentu setrvačnosti

$b_i = h_i \rightarrow$ ve výpočtu jsou řešeny dva čtverce, tudíž u výpočtu prvního čtverce bude platit: $b_1 = h_1 = a$. U výpočtu druhého čtverce bude platit: $b_2 = h_2 = a - t$.

Axiální momenty setrvačnosti

$$I_{y1C} = I_{z1C} = (b_1 \times h_1^3)/12 = (b_1^3 \times h_1)/12 = a^4/12 = 0,00000108 \text{ m}^4$$

$$I_{y2C} = I_{z2C} = (b_2 \times h_2^3)/12 = (b_2^3 \times h_2)/12 = (a - t)^4/12 = 0,0000006093 \text{ m}^4$$

Momenty setrvačnosti vzhledem k těžištním osám

$$\begin{aligned} I_y = I_z &= I_{y1C} + A1 \times (y1 - yT)^2 - (I_{y2C} + A2 \times (y2 - yT)^2) = \\ &= 0,00000108 + 0,0036 \times (0,03 - 0,0421)^2 - (0,0000006093 + 0,0027 \times (0,0027 - 0,0421)^2) = \\ &= \mathbf{0,0000002696 \text{ m}^4} \end{aligned}$$

Výpočet deviačního momentu

$$D_{yCzC1} = D_{yCzC2} = 0 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} D_{yz} &= D_{yCzC1} + A1 \times \Delta z \times \Delta y - (D_{yCzC2} + A2 \times \Delta z \times \Delta y) = \\ &= 0 + 0,0036 \times (0,03 - 0,0421) \times (0,03 - 0,0421) - (0,0027 \times (0,026 - 0,0421) \times (0,026 - 0,0421)) = \\ &= \mathbf{- 0,00000017383 \text{ m}^4} \end{aligned}$$

$$I = I_y \times I_z - D_{yz}^2 = 0,0000002696^2 - (- 0,00000017383)^2 = 5,792 \times 10^{-14} \text{ m}^8$$

Rovnice průběhu napětí průřezu

$$M_z = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{y,\max} = 0,4 \text{ kNm}$$

$$\sigma_x = ((-M_z \times I_y + M_y \times D_{yz})/I)y + ((M_y \times I_z + M_z \times D_{yz})/I)z = (- (M_y \times D_{yz})/I)y + ((M_y \times I_z)/I)z$$

$$\sigma_x = (-(0,656 \times (-0,00000017383))/5,792 \times 10^{-14})y + ((0,656 \times 0,0000002696)/5,792 \times 10^{-14})z$$

$$\sigma_x = 1969680,604 y + 3363884,68 z$$

Výpočet rovnice neutrální osy

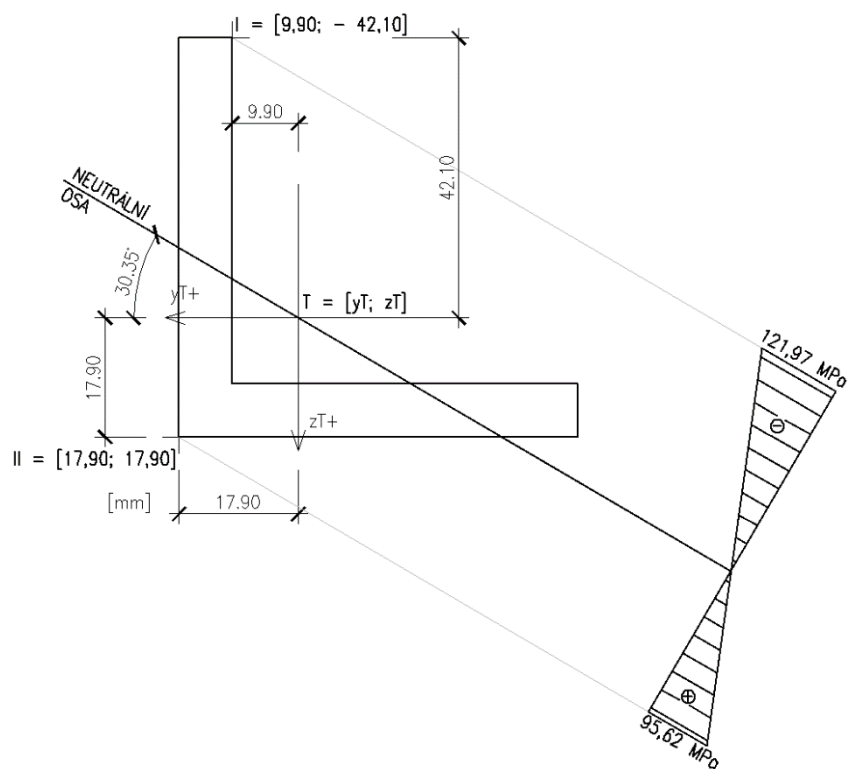
$$\sigma_x = 0$$

$$z = (-1969680,604/3363884,68) y$$

rovnice neutrální osy

$$\tan \varphi = (-1969680,604/3363884,68) \rightarrow \varphi = -30,35^\circ$$

natočení neutrální osy



Body extrémů

$$I = [0,0099; -0,0421]$$

souřadnice bodu extrému I vzhledem k těžištním osám

$$II = [0,0179; 0,0179]$$

souřadnice bodu extrému II vzhledem k těžištním osám

Výpočet hodnot napětí

$$\sigma(I) = 1969680,604 \times 0,0099 + 3363884,68 \times (-0,0421) = -121\,967 \text{ kPa} = \\ = -121,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma(II) = 1969680,604 \times 0,0179 + 3363884,68 \times 0,0179 = 95\,623 \text{ kPa} = 95,62 \text{ MPa}$$

Posouzení

$$\sigma_x < f_{yd}$$

$$\sigma(I) < f_{yd}$$

$$-121,97 < 204,35 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma(II) < f_{yd}$$

$$95,62 < 204,35 \text{ [MPa]}$$

L60 x 60 x 8 vyhoví návrhovému zatížení.

Při úpravě rozmístění podporujících nosníků l 200 potom:

Maximální ohybový moment:

$$M_{y,max} = R_{AZ} \times L/2 = 0,75 \times 1,03 / 2 = 0,39 \text{ kNm}$$

$$0,39 \text{ kNm} < 0,656 \text{ kNm} \rightarrow \text{profil L 60/60/8 bezpečně vyhoví}$$